スロットとＩＣ雷管を併用する低振動発破工法の開発

須田博幸*　栗田猛志**　塚本耕治***
稲葉金正***　古賀成樹****　萩森健治****

１．まえがき

市街地や重要構造物に近接したところでのトンネル工事では、発破作業に伴う振動や騒音が問題となる場合が多く、環境問題への配慮として低振動・低騒音工法、即ち低公害な発破工法や無発破工法に対するニーズが高くなっている。

また、昨今の公共工事における建設工事費縮減の動向を受け、トンネルの効率的な施工に対する要望も高くなっている。

筆者らは、市街地や既設構造物に近接した硬岩トンネルを低振動・低騒音で掘削する工法（Slot Drilling 工法、「ＳＤ工法」と略称）をすでに開発している。この工法は、スロット削孔機と称するドリルでトンネル切羽の外周部および中央部に溝（以下、「スロット」と称す）を形成し自由面を増やすことにより、少ない爆薬量または爆薬を用いないで岩盤を掘削し、振動・騒音の低減を図る工法である。この工法では、振動規制値がきわめて厳しい条件下では切羽に多数のスロットを形成する必要があるため、切羽での作業に長時間を要し、作業性、経済性の改善が課題となっていた。

一方、火薬メーカーでも発破時の振動・騒音を低減するための対策として、新しい雷管の開発が進められた。その中に、爆薬のエネルギー放出タイミングを精度良くコントロールするために、半導体集積回路を組み込んだ電気的なタイマーにより起爆秒時を制御するＩＣ雷管がある。

筆者らは、このＩＣ雷管（以下、「ＥＤＤ」と称す）に着目し、スロットとＥＤＤを併用し、双方の特長を活かした発破による低振動・低騒音破砕技術（以下、「ＳＤ・ＥＤＤ発破工法」と略称）を開発した。本工法は、従来の発破併用ＳＤ工法に比べ振動・騒音が大幅に低減できると共に、スロットが外周のみで済むためサイクルタイムの短縮も図れ、施工能率の向上とコストダウンが可能となる。

施工中のトンネル現場において本工法の実証実験を行った結果、通常の発破工法に比べて大幅な振動低減が認められ、その有効性を確認した。また、実験結果を踏まえたケーススタディーにより、従来のＳＤ工法と比べ、施工能率の向上とコストダウンが期待できることを確認した。

本報では、本工法の概要と実証実験の結果およびケーススタディーによる検討結果について報告する。

２．開発の趣旨と工法の概要

スロットを用いる発破では、スロットが自由面として作用するため少ない爆薬量での発破が可能となり、振動・騒音の低減を図ることができる。また、ＥＤＤは起爆精度が良いため、振動波形の分離や干渉を精度良く行うことができる。そこで、両方の特徴を活用することにより、さらに低振動・低騒音でかつ効率的な発破工法の実現が可能であると考え開発を行った。

2.1 スロットを用いる低振動発破の振動波形の特徴

トンネル発破の爆破順序としては、はじめに心抜きを行い、２自由面としてから心抜き周りを順々に払っていくのが通常である。したがって、心抜き発破と払い発破とでは自由面数や装薬量等の発破条件が異なる。

一方、スロットを用いる低振動発破工法では、トンネル切羽最外周にスロットを設けることにより、切羽最外周は２自由面となるため、最外周から発破することが可能となる。また、最外周から発破を行うと、各装薬孔における抵抗線－孔間隔を一定にできるため、かかる荷が一定となり、各装薬孔から発せられる振動波形がすべて同様な波形となる（再現性の向上）。

両発破工法における振動波形の違いを比較すると以下の通りである。

図－１は、スロットがある場合における３つの単孔発破波形を示したものである。スロットがある場合には、３波形とも非常に良く似た波形性状を示していることがわかる。一方、**図－２**はスロットが無い場合における３つの単孔発破波形を示したものである。スロットが無い場合には、ほぼ同じ場所での発破にも関わらず、振幅もばらつきが大きく、また位相の大きな違いも見られることが明らかである。

2.2 ＥＤＤ（Electronic Delay Detonator）

起爆秒時の制御にＩＣを応用した電気的なタイマーを組込んだ段発電気雷管**図－３**であり、特長は以下の通り

*技術開発部　**東北支店土木部　***技術研究所　****本社土木部

である。

i．起爆秒時差を100ms～8,196msまで、1ms刻みで、任意に設定可能であり、200段発といった高段発が可能である

ii．起爆精度は、設定した起爆秒時に対して誤差0.2ms以内と極めて小さいため、確実な制御発破が可能である

iii．耐水性、耐静電気性、耐迷走電流性が向上し、高い安全性を実現している

2.3 ＳＤ・ＥＤＤ工法の概要および特徴

前述のように、通常発破では心抜き発破と払い発破とでは自由面数や装薬量等の発破条件が異なることから、その振動波形も異なり、波形をコントロールして適切な秒時間隔で重ね合わせて振動低減を図る方法では、期待する効果が得難いと考えられていた。

一方、スロットを用いる低振動発破によれば、トンネル切羽外周部に形成したスロットを自由面として利用し、振動波の再現性を向上させることにより、精度良く発破振動管理が行えるようになり、発破振動の予測精度が向上する。従って、これにＥＤＤを併用すれば、起爆精度が向上するため、波の分離あるいは干渉を利用する以下の２種類の発破工法が確実に行え、超低振動発破が可能となる。

ａ．波形のピークを分離する方法（以下、「Ａ－ＭＵＰ工法」と称す）

トンネル発破では通常、複数孔を同時に起爆するので、各孔から発生する単発波形が重なり合って大きな振幅になる。そこで、発破振動および低周波音の波形のピークを完全分離させるようにＥＤＤの秒時を設定する手法がＡ－ＭＵＰ工法である。**図－４**は以上のことを模式的に示したもので、各装薬孔からの単発波形が分離されていることがわかる。すなわち、本工法では単発波形を分離できる秒時差が軽減に最適な秒時差となる。

ｂ．波形の干渉による方法（以下、「Ａ－ＢＩＯＳ工法」と称す）

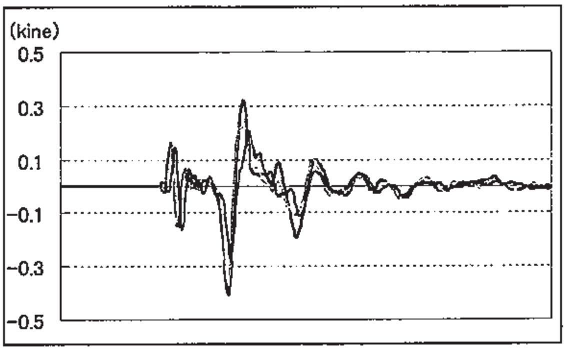
発破振動および低周波音の波形が波動干渉するようにＥＤＤの秒時を設定する手法がＡ－ＢＩＯＳ工法である。**図－５**は、波動の干渉原理を説明したものである。１は１孔目からの振動、２は、２孔目からの振動を示したものである。これらの２つの振動波は、お互いの振動の山と谷がうまく重なり合うように２孔目を爆発させている。これによって、４のように最初の山を残して、それ以降の山と谷は、打ち消しあって消滅する。

また、本工法は、適用場面に応じて波の分離と干渉を組み合わせることにより、効率的な発破設計が可能である。

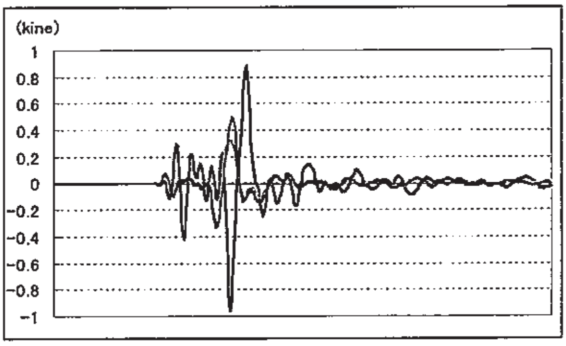
2.4 実施手順

ＳＤ・ＥＤＤ発破工法の実施手順を**図－６**に示す。

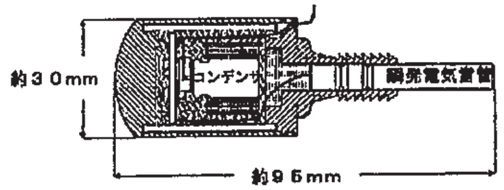
ａ．試験発破



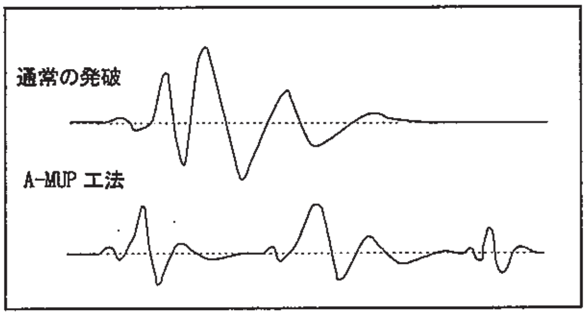
図－１　スロットがある場合の３つの単発波形



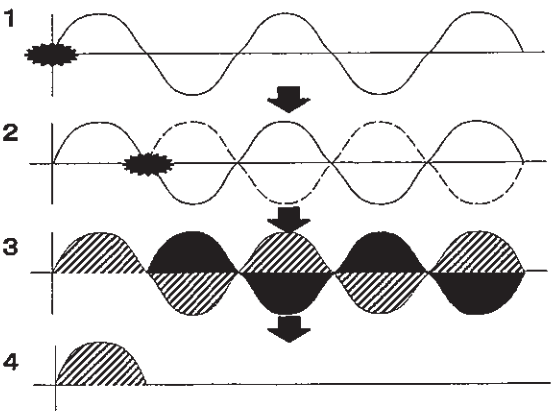
図－２　スロットが無い場合の３つの単発波形



図－３　トンネル発破用ＥＤＤ Type-G



図－４　Ａ－ＭＵＰ工法の概念説明図



図－５　Ａ－ＢＩＯＳ工法の概念説明

ＳＤ・ＥＤＤ発破工法での基本である１孔の発破から発生する基本波形の性状を調べるために、試験発破を行い１孔発破から発生する単発波形を測定する。

ｂ．秒時解析、ＥＤＤ製造

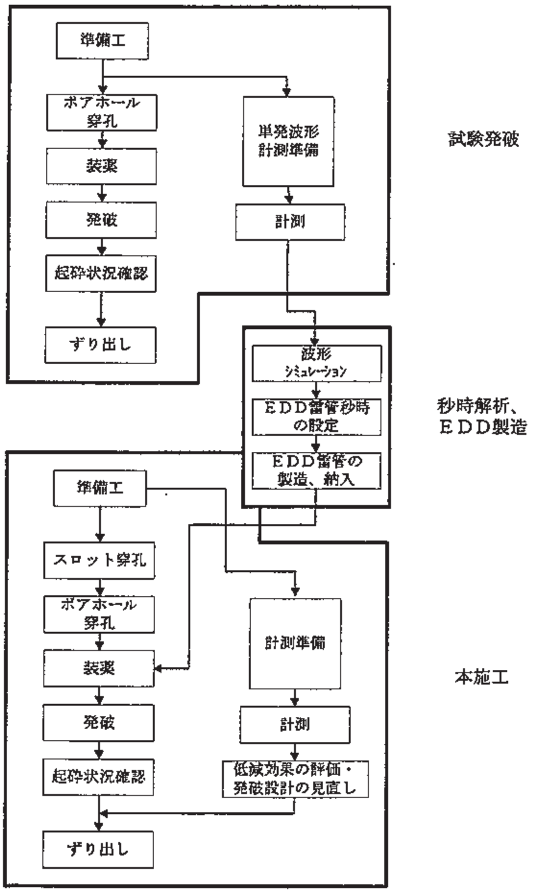
試験発破で測定された単発波形を用い、これをある時間差で複数の波をコンピュータ上で重合わせ、波の振幅が最少となるような時間差を求める。または、複数の波が重ならない時間差を求める。

このような解析結果に従って、トンネル断面等の施工条件を勘案して発破パターンを決定し、設定した時間差（「起爆秒時」と称す）のＥＤＤを工場にて製造する。

ｃ．本施工

装薬孔の配置は、外周スロットを自由面として利用する外周スロット発破を採用する。

発破については、発破振動・低周波音の計測を随時行い、計測結果に従って発破設計をチェックし、見直しの要否を検討しながら同一フローで次発破を行う。



図－６　ＳＤ・ＥＤＤ発破工法の作業フロー

３．実証実験

3.1 実験概要

トンネル発破におけるスロットとＥＤＤを併用した波の分離および干渉手法による振動低減方法の有効性確認を目的とした試験施工を施工中のトンネル坑内で実施した。

実施区間の岩質は、いわゆる混在岩で、塩基性凝灰岩と泥岩基質混在岩が分布する中硬岩（ＣⅠ級）である。

3.2 実験方法、実験ケース

実験は事前に単孔発破波形を計測し、振動波の鉛直方向成分の低減を目的とした波の重合わせシミュレーションを行った。その結果、振動低減最適起爆秒時間隔は 2ms と 15ms となった。また、波形分離方式では、振動波形が完全に分離できる起爆秒時差で 120ms のＥＤＤを使用することとした。

発破は振動低減効果を評価するため、通常のＤＳ雷管による現行発破（以下、「通常発破」と称す）を２発破、スロットとＤＳ雷管を併用した発破（以下、「ＳＤ発破」と称す）を１発破、スロットとＥＤＤを併用した発破（以下、「ＳＤ＋ＥＤＤ発破」と称す）を６発破、合計６切羽で９発破を実施した。

なお、ＳＤ＋ＥＤＤ発破ではセンター部のスロットと外周部のスロットで区切られた左右の切羽をそれぞれ一回分の発破と考え、半断面づつ発破を行った。実験ケースを表－１に示す。

表－１　実験ケース一覧

発破No.	発破種類	掘削断面	総孔数	スロット周長 (m)	装薬量 (kg／孔)	せん孔数 (孔／m²)
1−1	通常発破	全断面	73	−	0.6〜0.8	1.801
1−2	通常発破	全断面	75	−	0.6〜0.8	1.850
2	SD発破	全断面	54	23.0	0.2〜0.8	1.332
3−1	SD＋EDD発破120msec	右半断面	23	23.0	0.4〜0.6	1.135
3−2	SD＋EDD発破120msec	左半断面	23	23.0	0.4〜0.6	1.135
4−1	SD＋EDD発破　2msec	右半断面	23	23.0	0.4〜0.6	1.135
4−2	SD＋EDD発破　2msec	左半断面	23	23.0	0.4〜0.6	1.135
5−1	SD＋EDD発破　15msec	右半断面	23	23.0	0.4〜0.6	1.135
5−2	SD＋EDD発破　15msec	左半断面	23	23.0	0.4〜0.6	1.135

全発破共通の試験条件:
　掘削長:120cm、削孔長:130cm、削孔径:45mm、SD孔径:65mm
　スロット形成場所:踏前部を除く最外周のみ

3.3 発破パターン

図－７にＳＤ＋ＥＤＤ発破パターンの実施例を示す。発破パターンの特徴は、波の重ね合わせは発破孔の列毎に行い、列と列の間は波が分離するよう十分な秒時間隔（120ms）をとるとともに、最外周列から内側へ順に払っていくことである。

3.4 実験結果

発破振動の計測結果を表－２に示す。

振動低減効果については、通常発破の振動速度のピーク値を基準値とし、各実験ケースの振動速度のピーク値との比率で表している。

ＳＤ＋ＥＤＤ発破のうちＥＤＤ秒時が 15ms の波形干渉による発破では、振動速度のピーク値は通常発破に比べ、爆源からの距離 25m 地点で最大 94%、40m 地点で最大 78%、70m 地点で最大 62%それぞれ低減することができた。このように実際のトンネル発破でもほぼシミュレーション通りの振動低減効果が得られ、トンネル発破

においてもスロットの効果を利用することで波の干渉による振動低減の可能性が明らかとなった。

つぎに、ＳＤ＋ＥＤＤ発破の振動波形、振動レベル、パワースペクトルを比較する。図－８はＥＤＤ秒時が120ms、2ms、15ms の発破で爆源から 40m離れた測点での振動波形、振動レベル、パワースペクトルである。

発 破 諸 元

①地山区分 ：中硬岩ＣⅠ（凝灰岩）判断面

②断面積 ㎡ ：20.268

③掘削長ｍ ：1.20

④穿孔長ｍ ：1.30

⑤掘削量 ㎥：24.322

⑥㎥当り爆薬量 kg/㎥：0.411

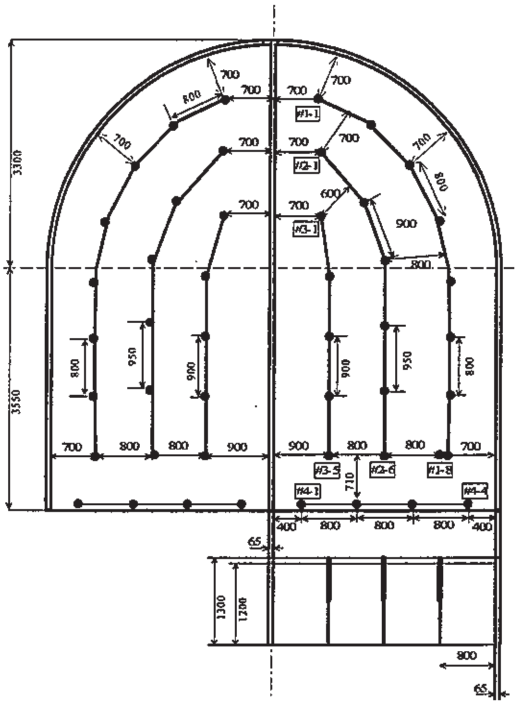
⑦㎡当り穿孔数孔/㎡ ：1.135

⑧使用爆薬 親ダイ：SUNVEX-ｴﾉｷ（30f×200g×270L）

増ダイ：SUNVEX-ｴﾉｷ（30f×200g×270L）

雷 管：電子遅延電気雷管（ＥＤＤ）

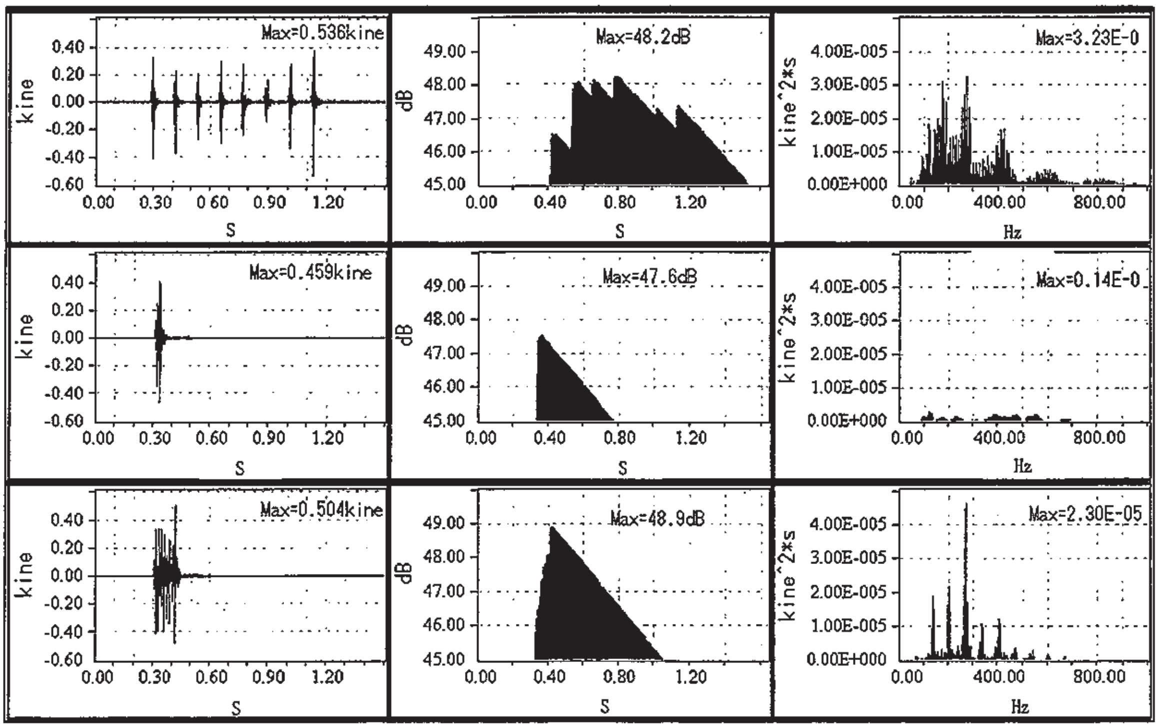
全 断 面			
段 数	孔 数	装薬量	
		Kg/孔	Kg/段
#1-1～#3-5	19	0.40	7.60
#4-1～#4-4	4	0.60	2.40
合 計	23		10.0



図－７ 実施発破パターン例

表－２ 振動測定結果 振動速度（×10⁻²m/s）のピーク値及び振動低減効果

発 破 種	爆源から25m		爆源から40m		爆源から70m	
	鉛直方向成分	低減効果	鉛直方向成分	低減効果	鉛直方向成分	低減効果
通常発破	4.729	評価基準	1.644	評価基準	0.541	評価基準
SD―EDD発破120ms（波形分離）	0.437	91%低減	0.415	75%低減	0.217	60%低減
SD―EDD発破 2ms（波形干渉）	0.388	92%低減	0.409	75%低減	0.250	54%低減
SD―EDD発破 15ms（波形干渉）	0.274	94%低減	0.359	78%低減	0.203	62%低減



図－８ 振動波形・振動レベル・パワースペクトルの比較

（上：ＥＤＤ120ms、中：ＥＤＤ２ms、下：ＥＤＤ15ms

図－８から、ＥＤＤ2ms は振動速度ではＥＤＤ120ms、15ms に対して 5～10%軽減率が高いだけであるが、振動レベルで見るとＥＤＤ120msec に対しては極端に振動の継続時間が短く、最大パワースペクトルで見るとＥＤＤ120ms、15ms に対して 1/20 以下となっている。

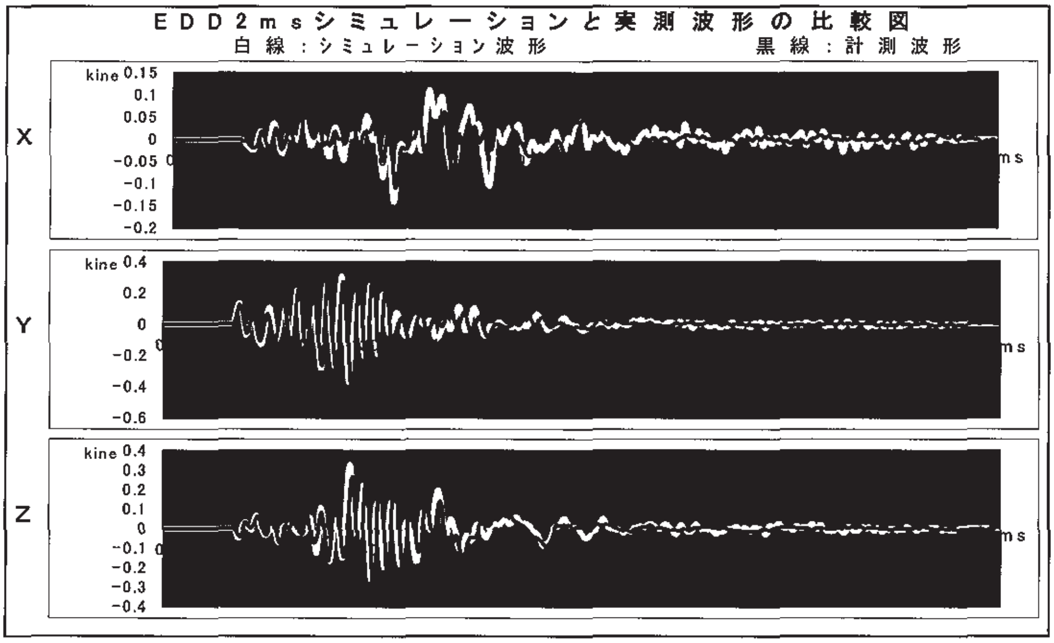
3.5 発破振動の予測精度

ＳＤ・ＥＤＤ発破工法におけるミュレーションによる予測波形と実測波形の比較の一例を**図－９**に示す。**図－９**は、ＥＤＤの起爆秒時差 2ms で振動波を干渉させた場合のものである。

シミュレーション波形と実測波形は、よく一致しており、予測精度が高いレベルにあることが確認できる。

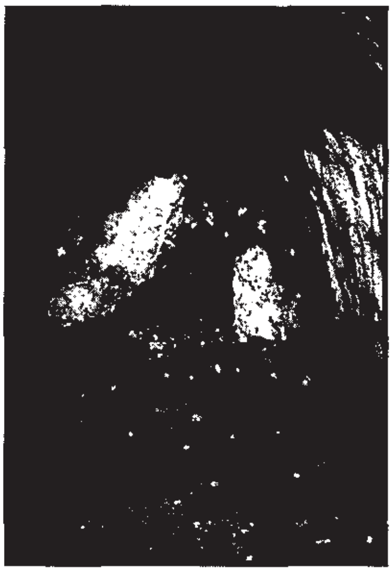
3.6 発破性能

ＳＤ・ＥＤＤ発破工法による発破は、通常発破と同様に良好な破砕状況である。また、外周部のスロットの効果によりトンネル壁面は平滑に仕上がり、目視観察では周辺岩盤に与える影響は極めて少ないと評価できた。破砕前の切羽状況を**写真－１**に、破砕後の切羽状況を**写真－２、３**に示す。



図－９　シミュレーション波形と実測波形の比較（ＥＤＤ2ms で波動干渉）

写真－１　破砕前の切羽状況



写真－２　破砕後の切羽状況

写真－３　破砕後の切羽・坑壁状況

4．ケーススタディー

ケーススタディーの対象としたＴトンネルは、トンネル途中で稼働中の発電所の導水路トンネルと最短離隔距離が 27m で交差する。振動規制値は 0.2cm/s と設定された。このため、振動規制対策として、振動規制区間（約 200m）をＳＤ併用発破工法およびＳＤ無発破工法により施工された。

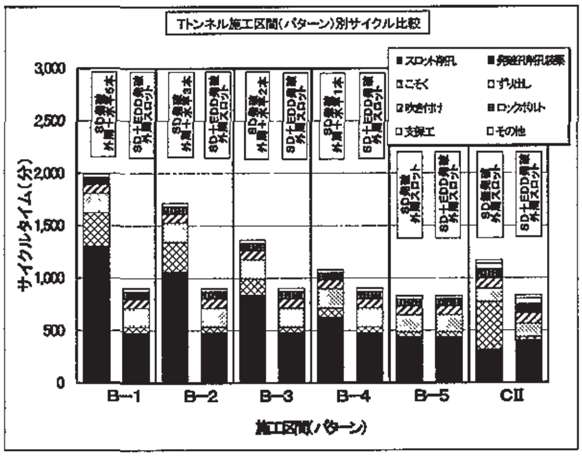
今回の実験結果を基にＴトンネルの諸条件を考慮して検討した結果、全規制区間にＳＤ・ＥＤＤ発破工法が適用可能であると想定された。

そこで、Ｔトンネルで実際に採用された発破工法とここで想定したＳＤ・ＥＤＤ発破工法について、施工能率および経済性についてそれぞれの実績値と想定値とを比較検討した。

4.1 施工能率の検討

サイクルタイムについて、実績とＳＤ・ＥＤＤ発破工法想定時の試算との施工パターン区間別の比較を**図−10**に示す。

スロット削孔時間の大幅な減少により、トータルで約 30%の工期短縮を見込めることがわかる。



図−10　施工区間別サイクルタイム比較

4.2 経済性の検討

経済性の検討に際しては、比較基準を統一するため建設省土木工事積算基準及びＳＤ工法協会積算基準に従ってそれぞれの掘削直接工事費を試算した。試算結果を**表−３**に、その比較結果を**図−11** に示す。**図−11** では、Ｂ−５パターンのＳＤ＋ＥＤＤ発破の試算結果を基準として、その対比率で表している。

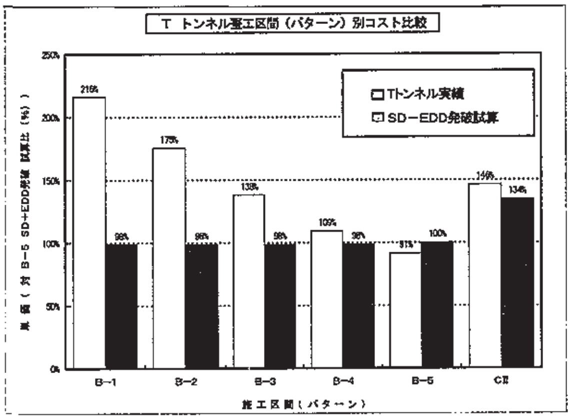
図−11 によれば、Ｂ−５パターンではＳＤ発破が有利であるが、その他のＢ−１、２、３、４パターンおよびＣⅡパターンではＳＤ＋ＥＤＤ発破が有利となる。

各発破パターンの掘削単価に掘削数量を乗じて振動規制区間延長全体の掘削工事費を試算した結果、ＳＤ＋ＥＤＤ発破によれば直接工事費で約 30%コスト低減できることが推定された。

表−３　直接工事費の比較

施工区間	施工パターン	発　破　種	単価比較（%）	効　果（%）
B−1	B−1	SD(外周＋5本)発破	216%	116%
	SD+EDD	SD(外周のみ)＋EDD発破	98%	-2%
B−2	B−2	SD(外周＋3本)発破	175%	75%
	SD+EDD	SD(外周のみ)＋EDD発破	98%	-2%
B−3	B−3	SD(外周＋2本)発破	138%	38%
	SD+EDD	SD(外周のみ)＋EDD発破	98%	-2%
B−4	B−4	SD(外周＋1本)発破	109%	9%
	SD+EDD	SD(外周のみ)＋EDD発破	98%	-2%
B−5	B−5	SD(外周のみ)発破	91%	-9%
	SD+EDD	SD(外周のみ)＋EDD発破	100%（基準）	0%
CⅡ	CⅡ無発破	SD(外周のみ)＋油圧ブレーカ掘削	146%	46%
	SD+EDD	SD(外周のみ)＋EDD発破	134%	34%

（Ｂ−５区間のＳＤ＋ＥＤＤ発破試算を基準）



図−11　直接工事費の比較
（Ｂ−５区間のＳＤ＋ＥＤＤ発破試算を基準）

5．あとがき

トンネル掘削において低振動・低騒音で効率のよい発破掘削を実現することを目的としてＳＤ・ＥＤＤ発破工法を開発した。

現場実証実験を行った結果、本工法の振動低減効果の有効性を確認することができた。また、ケーススタディーの結果、サイクルタイムおよび掘削費の低減も可能であることがわかった。

今後、振動規制の厳しい実際のトンネル工事に適用し振動低減効果、施工能率、掘削費に関する詳細なデータを蓄積し、本工法の普及を進めたい。

なお、本工法は、旭化成工業（株）との共同開発技術である。ＳＤ・ＥＤＤ発破工法の開発にあたっては、関係者の方々から貴重なご意見とご協力を頂いた。この紙面を借りて感謝の意を表する。

【参考文献】

1) ＳＤ工法協会、「技術資料」
2) ＳＤ工法協会、「積算資料」
3) 栗田猛志、須田博幸ほか、「ＳＤとＥＤＤを用いたトンネル発破の振動・騒音軽減に関する研究」、火薬学会秋期研究発表会、1999.10、pp.77〜8

小口径中尺先受け工法の開発

蛭子清二*　阿久津秋秀**　高橋信行**
中村英樹**　栗田猛志***

1．はじめに

山岳トンネル工事では、急速施工によるコストダウンを目的に、大型で高性能な掘削機械、運搬機械が導入される傾向にある。大型の施工機械が効率的に動作するには、1回の掘削断面積が、全断面や上下半2分割掘削などと必然的に大きくなる。すなわち、切羽の大型化と形状の偏平化が伴われ、従来断面の掘削方法に比較して切羽は相対的に不安定な状態となる。したがって、このデメリットを上回る効果を期待できる切羽安定化補助工法のニーズが生じてくる。ここで、大型機械の導入による工期短縮が狙いであるから、施工サイクルへの変化が少ない補助工法を駆使する切羽安定化対策が好ましい。それらの中で、トンネル先受け工法の一種である鋼管注入式フォアパイリング、いわゆるＡＧＦ工法[1]の適用が増大してきた。同工法では、切羽前方地山のトンネル軸方向に放射状に有孔の鋼管が打設され、鋼管の内部と周辺の地山に注入が行われる。この方法は、特殊な施工機械や仮設備、また、専門要員を必要とせずに、通常の掘削機械（油圧削岩機）で施工できる点が特長である。

ジェオフロンテ研究会で行われたＡＧＦ工法の実態調査によると[2]、鋼管長：12.5 m、縦断方向鋼管打設角度：5～10°、横断方向鋼管打設間隔：45～60 cm、縦断方向鋼管打設間隔：9 m（鋼管のラップ長：3.5 m）とした長尺先受け方式が多く採用されており、同研究会から提案されている鋼管配置標準パターンの根拠になっていると考えられる。標準パターンを採用すると、鋼管打設後の9 m区間は補助工法なしの通常掘削ができる。また、設計法[3]については、トンネル縦断方向に鋼管の曲げ剛性によってゆるみ荷重が支持されるとする梁構造モデルが主として採用され、理解が容易である。

しかしながら、上述の長尺方式では次のような点に改善の余地が考えられた。

①切羽前方地山に長尺鋼管を低角度で打設するためにトンネル断面の拡幅が必要とされ、相対的に不安定になる切羽周辺が拡幅されることは、切羽安定化を目的とする工法にはそぐわない

②切羽前方の地山状態が変化する場合に支保増減の自由度が小さい

③削孔用の拡径ビット、リングビットや鋼管が特注品であり、それらの材料費が高価である[4]

そこで当社では、上記の課題を解決し、長尺方式と同等以上の性能を有してより安価な先受け工法を目標に、小口径中尺先受け工法の開発を進めてきた。本報告では、同工法のハードウェアの概要を報告する。

2．開発の経緯

1．の①、②に示した課題を解決するために、鋼管長：6 m程度、トンネル縦断方向鋼管打設角度：20～25°、縦断方向鋼管打設間隔：1切羽進行長の倍数、とした中尺先受け方式が施工の経験から浮上してきた。両方式の鋼管打設パターンを対比して図－1に示す。中尺方式は長尺方式と異なり、先受け長さが半分程度で縦断方向鋼管打設角度は大きくなる。しかし、トンネル断面の拡幅が必要とされない点と、地山条件に応じて鋼管の打設間隔を容易に変更できる点、特に、地山が悪質な場合にトンネル縦横断方向に鋼管を多層に配置できる点が特徴である。表－1に当社の中尺方式の施工実績を示す。いずれの現場においても、鋼管打設量の適否はともかく、切羽の安定化は図られて工法としての性能が実証された。ただし、鋼管や削孔用のビットは長尺方式の場合と同じ品質と形状の製品が使用されたため、1．の③に示した課題は解決されていない。

表－1に示した東山トンネルと登尾トンネルでは、中尺先受け方式による地山支持機構を明らかにするために、鋼管の挙動計測を行った。それらの結果から、中尺先受け方式の場合の地山支持機構は、鋼管軸直角方向には口元が切羽後方支保工で固定された片持ち梁モデルとして、鋼管軸方向には鋼管の周囲先端方向に向かうせん断抵抗モデルとして解釈できることを明らかにした。さらに、同方式の場合の地山支持力が切羽に向かう地山変形から誘起され、これが前者のモデルの鋼管軸直角方向曲げ剛性ではなく、後者のモデルの鋼管軸方向垂直剛性から主体的に発揮されることを示した[5)～8)]。この事実は、長尺方式で使用される程に大きな口径と肉厚の鋼管が中尺方式の場合には必要でない可能性を示している。

鋼管に作用する曲げモーメントから生じる縁端応力は

*地盤研究室　**技術開発部　***東北支店土木部

表－1　当社の中尺先受け工法の実績

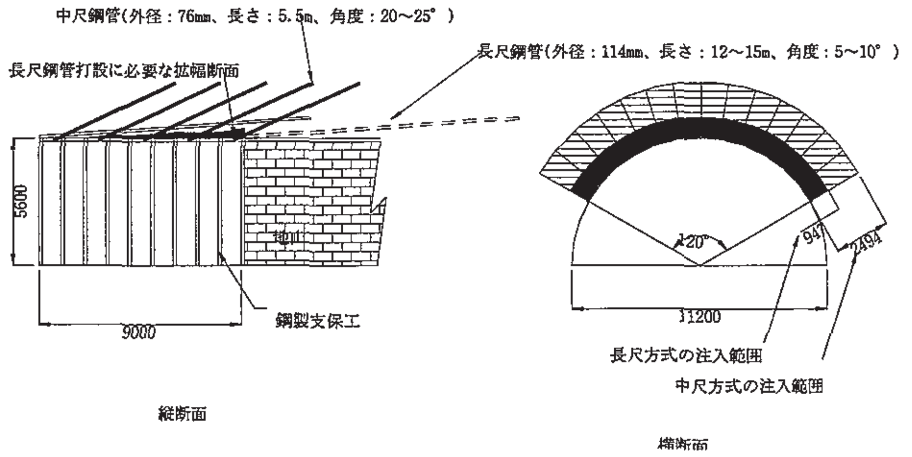
トンネル名	東山トンネル(京都市営地下鉄東西線)			登尾トンネル(国道426号)	高取山トンネル(神戸市高速2号線)	双海トンネル(松山自動車道)	冠岳トンネル(九州新幹線)
施工位置	京都府			兵庫県	兵庫県	愛媛県	鹿児島県
時期	H1.11～H7.10			H7.12～H9.12	H6.9～H12.1	H7.10～H11.9	H8.2～H12.2
発注者	日本鉄道建設公団			建設省	阪神高速道路公団	日本道路公団	日本鉄道建設公団
トンネル断面積(m^2)	22.2～25.3 (単線部)	41.6～106.7 (複線部)	106.7～147.2 (大断面部)	79.2～99.6	71.4～96.0	110.0～147.0	73.0
トンネル延長(m)	計1,567.5			650	1,289	2,556	2,150
施工場所	坑内	坑内	坑内	坑内	坑内	坑口付近	坑内
地形・地質 トンネル条件	洪積層 市街地直下	粘版岩主体層 (中～古生界) 市街地直下	低土被り、破砕帯 (中～古生界) 市街地直下	低土被り、破砕帯 (白亜紀～古第三紀) 国道直下10m	強風化花崗岩 粘土質破砕帯 住宅地直下	地すべり層	弱層部 地質不良箇所 住宅直下
採用の目的	切羽安定化	地表沈下低減 切羽安定化	地表沈下低減 切羽安定化	切羽安定化 地表沈下低減	地表沈下低減	地表沈下低減 地すべり抑制	地表沈下低減 切羽安定化
打設パターン 打設範囲(度) 1断面本数 横断ピッチ(cm) 縦断ピッチ(m) 鋼管長(m) 鋼管径(mm)	 120 14～15(千鳥) 40 1.0 3.0 54	 120 多種(千鳥) 45 1.0 4.0 54	 180 24～25(千鳥) 90 1.0 6.0 101.6	 180 18～19(千鳥) 90 1.0 6.0 101.6	 180 24～25(千鳥) 80 2.0 6.0 114.3	 180 30～31(千鳥) 60 1.0 6.0 114.3	 120 25～26本(千鳥) 40 1.0 4.0 114.3
注入材の種類	ウレタン系 セメント系		ウレタン系	ウレタン系	ウレタン系	ウレタン系	ウレタン系
施工延長(m) (シフト数)		40 (40)	70 (70)	50 (50シフト)	59.5 (30)	73 (73)	9 (10)

式(1)で与えられる。一方、鋼管周面に作用するせん断力から生じる垂直応力は式(2)で与えられる。ここで、σ_e：縁端応力、M：曲げモーメント、e：縁端距離、I：断面二次モーメント、Z：断面係数、r_1, r_2：鋼管の外径と内径、σ_s：鋼管軸方向応力、τ_s：鋼管周面せん断応力、K_s：せん断力に関する断面係数、k：相互作用係数、$\xi_s - \gamma_s$：鋼管と地山の相対変位である。

$$\sigma_e = \frac{Me}{I} = \frac{M}{Z}\ ,\ Z = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{r_1^4 - r_2^4}{r_1} \qquad (1)$$

$$\sigma_s = -\frac{2r_1}{r_1^2 - r_2^2}\int \tau_s ds = \frac{1}{K_s}\int k(\xi_s - \gamma_s)ds \qquad (2)$$

両式の断面係数はそれぞれの耐荷力と読み替えることができるので、曲げに対する耐荷力は内外径の４乗差に比例し、鋼管周面せん断に対する耐荷力は内外径の２乗差
両式の断面係数はそれぞれの耐荷力と読み替えることができるので、曲げに対する耐荷力は内外径の４乗差に比例し、鋼管周面せん断に対する耐荷力は内外径の２乗差
に比例する。すなわち、鋼管径の変化に対する耐荷力の変化は曲げに対して大きく現れる。図－2は、長尺方式で標準的に使われている外径：114.3mm、肉厚：６mm の鋼管の場合を基準にして、鋼管径による断面係数の変化を示したものである。同図から、鋼管径が小さくなるときの曲げに対する耐荷力の低減は顕著であり、曲げ剛性に期待する長尺方式では鋼管径の縮小が難しいことが分かる。一方、鋼管周面せん断に対する耐荷力の低減は曲げに対するもの程に極端ではないことが分かる。この点に着目して、鋼管軸方向の垂直剛性に期待する中尺方式では鋼管径の縮小化が可能と判断した。図－2に矢印で示した外径：76.3mm、肉厚：4.2mm の規格品の鋼管を使用すると、その断面性能は長尺方式の鋼管の 70%を確保できる。この鋼管を打設できる装置の開発からコストダウンを目指すとともに、鋼管軸方向の剛性に期待する設計法の確立を進めた。



図－1　中尺方式と長尺方式の鋼管配置の比較例

3．ハードウェアの構造と性能

3.1 小口径鋼管打設システム

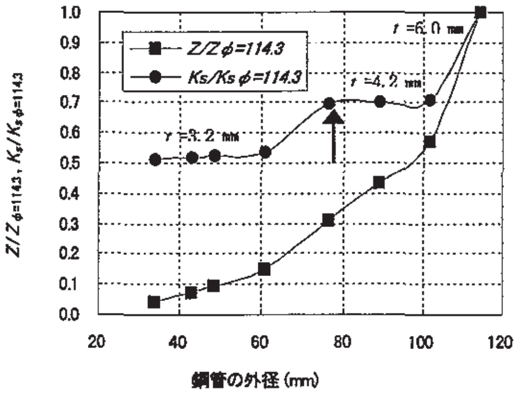
鋼管の打設に際して、拡径ビットを最先端に配置し、その後方に鋼管を接続して鋼管よりも少し大き目の削孔が行われるのが一般的である。しかし、この方法を踏襲して小口径の拡径ビットを作成すると費用が高価になるため、コストダウン効果が見込まれない。そこで、鋼管の内空側は規格品の削岩ビットで掘削し、鋼管の肉厚分を含むその外側は鋼管先端にアウタービットを接合して削孔することにした。

小口径鋼管打設システムの全体構造を図－３に示す。同システムは、鋼管打設装置、鋼管、インナービットおよびロッドから構成される。この内、インナービットとロッドは規格品である。

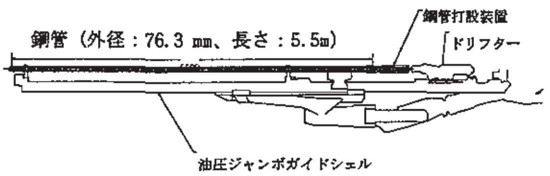
鋼管打設装置は、ドリフターからの打撃力、回転力および推力を鋼管とロッドに同時に伝えるもので、その構造は図－４のようである。同装置の鋼管側には、鋼管後端部に設けた突起（キー部）を差込むだけで固定できる矩形のキー溝を設け、鋼管の着脱が簡単にできるように工夫した。

鋼管は定尺 5.5m の規格品に簡単な加工を施して製作した。鋼管の先端には図－５の下図に示す超硬チップを溶接したアウタービットを接続・固定した。鋼管の後端には図－６に示すキー部を設け、打設装置からの回転力を伝達するとともに、鋼管の脱落を防止した。後述する鋼管削孔実験では、後端部の断面にドリフターからの大きな打撃力が作用して鋼材の塑性変形が生じた。これを低減するために、図－６に示した補強リングを付加した。なお、インナービットは、図－５の上図に示す規格品のクロスビットを使用する。また、図－３に示す油圧ジャンボのガイドシェルは、鋼管長：5.5m 全体を支持できる長さが好ましい。

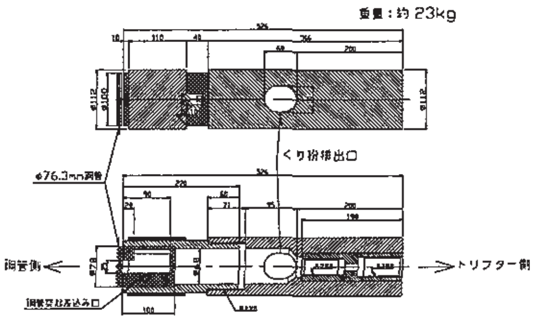
以上に述べたシステム構成要素の材質を表－２に示しておく。



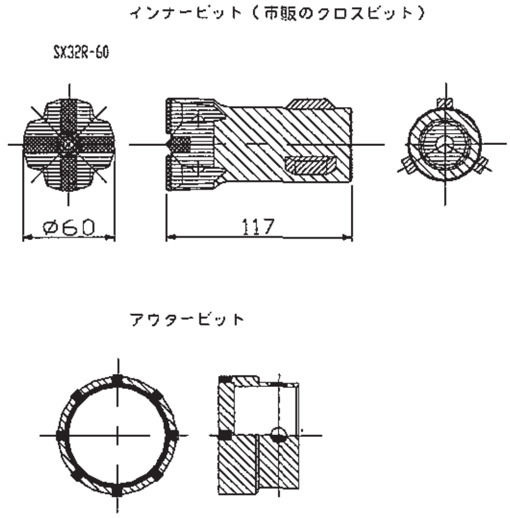
図－２　断面係数の比較



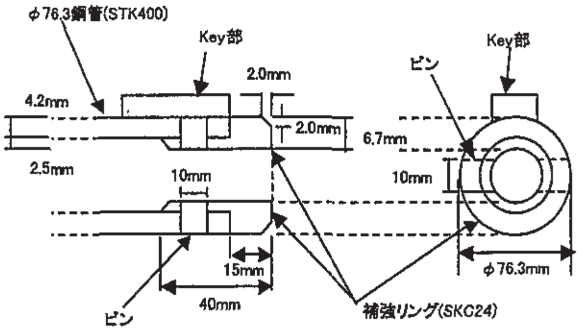
図－３　鋼管打設システム



図－４　鋼管打設装置



図－５　ビットの構造



図－６　鋼管後端部の構造

表－２　打設システム構成要素の材質

構成要素	名　称	記　号
鋼管	一般構造用炭素鋼鋼管	JIS G 3444 STK400
鋼管補強リング	中空鋼鋼材	JIS G 4410 SKC24
超硬チップ	鉱山工具用超硬チップ	JIS M 3916 E4
打設装置	機械構造用炭素鋼鋼材	JIS G 4051 S45C

3.2 削孔の機構と性能

先受け工法は、通常の場合には軟質な地山に適用されるので、極端に高い削孔性能は必要とされない。しかし、切羽前方の地質を正確に知ることは一般に難しい。切羽位置の地山が軟質であっても、前方に硬質な岩塊などの削孔に不具合が生じる状況が予想外に現れることは、現場で良く経験されることである。このような地質状況に遭遇しても、多少の時間をかければ削孔できる性能が必要である。すなわち、計画長さを確実に削孔できて鋼管を所定の位置に設置できる性能が、補助工法として先受け工法の種類を選定する際の重要な判断要因となる。

長尺方式の削孔が先端の拡径ビットだけで行われるのに対し、小口径中尺方式の場合には鋼管先端に取付けたアウタービットとこれよりも少し前方に配置したインナービットの２種類で削孔を行う。２種類のビットを近い位置で併用する点と、鋼管にドリフターからの外力の伝達を負担させる点が機構上の特徴である。また、材質に関しては、規格品の鋼管が他の構造材料に比較して軟弱である。これらのことから、次の課題が生じてきた。

①アウタービットとインナービットの鋼管軸方向の最適な離隔距離

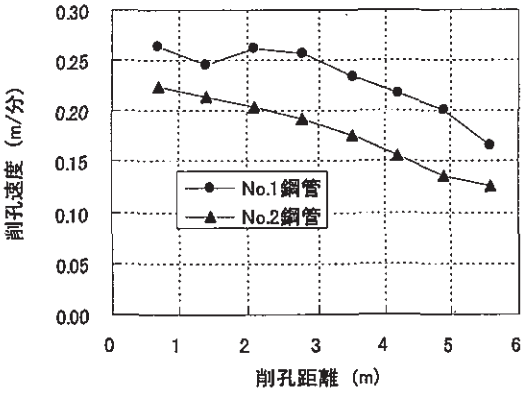
②鋼管の補強方法

①のビットに関しては、近い位置に配置した２種類のビットを同時に打撃することで、両者による岩石破壊の相互作用効果が生じて、アウタービットの負担が低減されることを期待している。２つのビットを鋼管軸方向の同じ位置に配置すれば、打撃によって岩盤に生じる引張破壊面が最も連絡しやすく、最大の相互作用効果を期待できる。しかし、この配置にすると、鋼管内へのくり粉の排出が十分に行われずに、削孔性能が極端に低下することが経験的に知られていた。そこで、２つのビットの離隔距離が３cm と６cm の場合について、削孔実験を行った。その結果によると、離隔距離が６cm で削岩対象が硬質な場合には、くり粉の排出に問題はなかったが削孔速度が極端に低下し、実用には耐えないと判断した。実験後のアウタービットのチップには、相対的に大きな磨耗が認められ、２つのビットによる相互作用効果が発揮されずにアウタービットの負担が大きかったこと、また、削孔性能がアウタービットに支配されていたことが想像された。一方、離隔距離が３cm の場合には、削岩対象の硬軟にかかわらずに、くり粉の排出と削岩性能に問題はなく、この離隔距離を採用することにした。

②の鋼管に関しては、表－２に示した構成要素の材質強度が打設装置：686 MPa、鋼管：400 MPa であり、鋼管がシステムの中で一番弱い要素となる。開発初期の鋼管の補強を行わなかった段階には、打撃力による応力集中が卓越する鋼管後端部と鋼管最先端部および超硬チップ周囲の鋼材に塑性変形が生じた。その結果、打設後の鋼管の取外しやインナービットの回収に不具合が現れた。これらを解決するために、後端部には図－６に示した内巻の補強リングを追加し、断面積を大きくして応力集中の緩和を図るとともに、補強リング外周部にテーパをつけて打撃による塑性変形が鋼管断面の外側に進展しないように工夫した。一方、先端部には鋼管よりも材質の強度が大きな鋼材で製作したリング形状のアウタービット（図－５下図参照）を接続し、鋼管先端部での応力集中の緩和を図った。

3.1 に述べた打設システムは、トンネル現場や工場で行った複数回の削孔実験の経験を経て構造を絞り込んできたものである。構造決定の最終段階の時期に、亀裂のない花崗岩ブロック（一軸圧縮強度 Sc=160 MPa）を現場で遭遇する硬質な岩塊と想定し、鋼管長さ：5.5m 分の削孔性能を実機の実験から調査した。ドリフターの出力を一定に保った条件（フィード圧力：６MPa、打撃圧力：13 MPa、回転圧力：４ MPa）で鋼管２本分の削孔を行った。図－７はそのときの削孔速度と削孔距離の関係である。２本の鋼管ともに、削孔距離が大きくなると速度が低下したが、鋼管の全長分はトラブルなく削孔できた。また、インナービットを交換せずに使用したので、２本目の鋼管の削孔速度は１本目に比べて低下した。

花崗岩ブロックの削孔状況を写真－１に、打設装置と鋼管後端部の状況を写真－２に示す。ドリフターの左回転で鋼管後端部の突起が打設装置のキー溝に噛合い、ドリフターの右回転と後進で打設装置から鋼管が外れる。鋼管先端のインナービットとアウタービットの状況を写真－３に示す。内側のインナービットは規格品のクロスビットであり、外側のアウタービットには超硬チップが



図－７　削孔速度と削孔距離の関係

８ヶ設置されている。

本打設システムでは、小口径鋼管と通常のトンネル施工で使用される規格品のロッドを使用する。このため、口径の大きな長尺方式に較べて、鋼管の内空断面積が相対的に小さくなり、くり粉の排出性能が懸念された。しかし、複数回の現場削孔実験では、くり粉の排出不能が原因で削孔に不具合が生じた例はなく、基本的に削孔速度の調整によって対処可能と判断した。ただし、ハード面においては、図－４に示したように、鋼管打設装置のくり粉排出孔をできるだけ大きくし、その形状も装置軸方向を長軸とする楕円形とする配慮を加えた。

3.3 注入システム

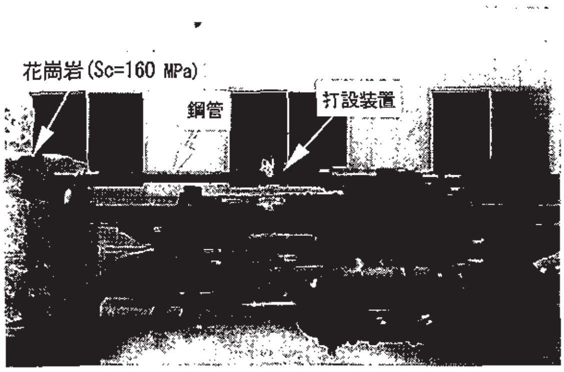
注入システムの内、注入ポンプから鋼管後端の注入ホース接続部までの構造は、一般的な鋼管注入方式の場合と同じである。しかし、鋼管内部については、構造に工夫を加えた。

長尺方式で用いられる鋼管径の場合、鋼管内にインサート管が挿入されるのが一般的である。インサート管は、鋼管内の内空断面積を小さくして注入材の流速と周囲地山の注入範囲を大きくすること、また、注入量の節約を目的に使用される。小口径中尺方式では、最初に安価な塩ビパイプをインサート管の代用品として適用することを考えた。ただし、樹脂系の注入材を使用する場合には、鋼管内部が高温・高圧状態になるので、塩ビパイプの耐性と適応性を実験から調べた。実験の方法は次のとおりである。先端を密閉した注入材吐出口のない中尺鋼管の中に塩ビパイプを挿入し、後端部で塩ビパイプと鋼管の間をパッキングして試験体を作成した。注入ホースは塩ビパイプの内部を通して先端キャップのホースと同径の孔から鋼管内に出し、注入材が塩ビパイプの中に流入しない構造とした。この試験体を打設角度と同じ傾斜角で気中に固定し、鋼管内空体積の１/３のウレタンを注入した。

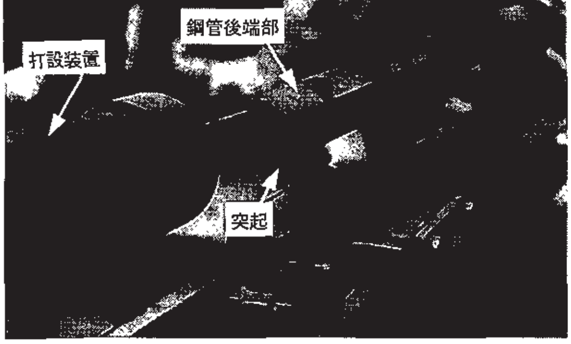
実験終了後に鋼管を横断で切断して塩ビパイプの状況を観察した。**写真－４**はその状況であり、塩ビパイプに激しい変形が生じ、内部の注入ホースも破損した。この結果から、塩ビパイプに適応性がないと判断し、耐圧性能のある注入ホースのみを用いて**図－８**に示す構造を採用した。注入材吐出口を鋼管の先端と中央の２ヶ所に設け、それぞれ独立した２台のポンプで圧力注入することにより、流速の向上を期待している。

上述の実験に際して、鋼管内部の圧力と温度を測定した。圧力の経時変化を図－９に示す。最大圧力：2.3 MPa、最高温度：110 ℃の測定結果が得られた。これらの値は、ウレタン注入で鋼管内部に生じる圧力と温度の上限値として、構造設計に利用できる。

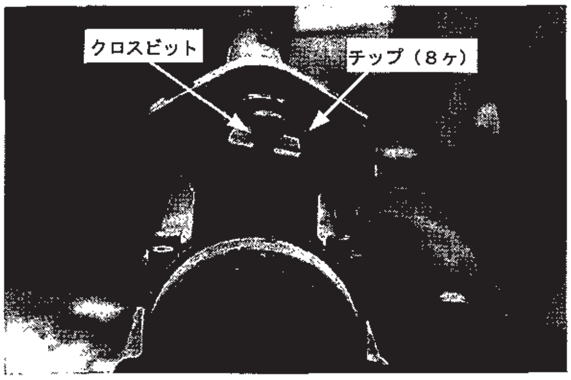
鋼管後端部のキャッピングは、通常の削孔方法では鋼管に打撃力が加えられないので、ねじ込み式の鋼製キャ



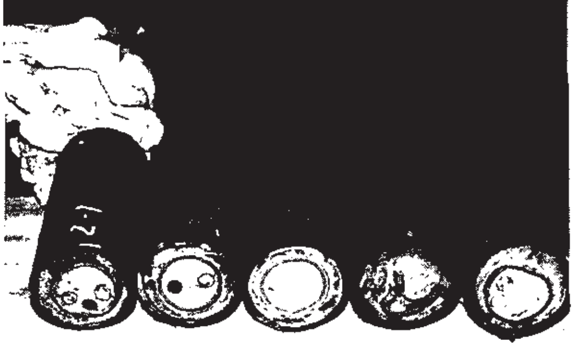
写真－１　花崗岩ブロックの削孔状況



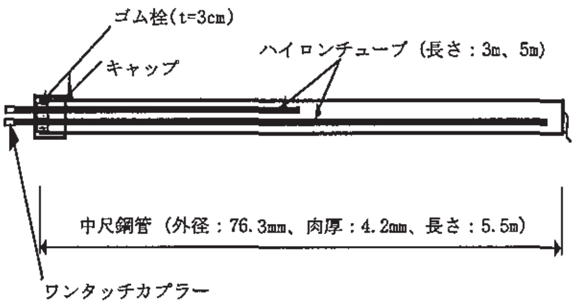
写真－２　打設装置と鋼管後端部の状況



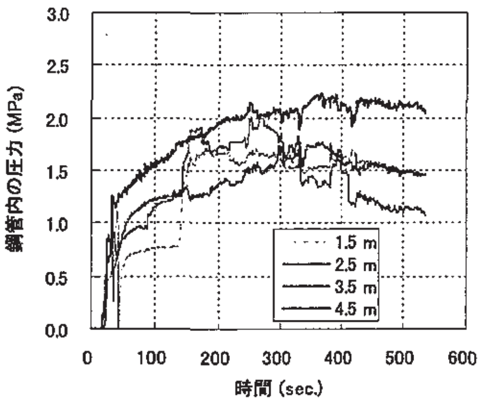
写真－３　インナービットとアウタービット


写真－４　塩ビパイプの破損状況

ップが用いられる。しかし、3.2 で述べたように、小口径鋼管の後端部には打撃力が加えられ、ある程度の塑性変形の発生が避けられない。このため、後端部の断面が真円でない場合も想定した他のキャッピング方法が必要になった。試行錯誤を繰返したのち、図－８に示した円柱形状のゴム栓を円筒形状の鋼製キャップで固定する方法を採用した。ゴム栓は先細りのテーパ形状として、鋼管後端部の変形に追随できるようにした。ゴム栓を鋼管後端部に固定する鋼製キャップの構造を図－10 に示す。

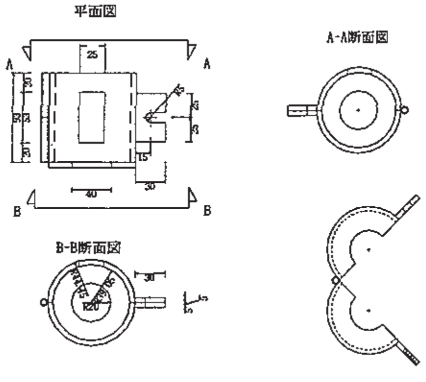


図－８　注入システムの構造（鋼管内部）



凡例内は鋼管後端部からの距離

図－９　鋼管内部圧力の経時変化



図－10　鋼製キャップの構造

片方をピン止めした半割れの回転可能な構造であり、周面に設けた矩形の溝を鋼管後端部の突起に嵌め込んで、鋼管内部から作用する圧力を支持する。この構造の耐圧性能は、水圧負荷実験から４ MPa 以上であることを確認した。また、この鋼製キャップは注入終了後に取外しできる構造であり、複数回の利用が可能である。

５．おわりに

独自技術として開発を進めている小口径中尺先受け工法のハードの概要を紹介した。長尺方式と鋼管打設延長が同じならば、材料費だけで数 10 %のコストダウン効果があると試算された。設計法についても、従来とは異なった連続体解析の切口でまとまりつつあり、性能の向上とサイクルの短縮効果を加えれば、さらに大幅なコストダウンが見込まれる。また、実プロジェクトへの適用も近日中に実現予定であり、次の機会に報告したい。

最後に、鋼管打設システムの開発には古川ドリルテック株式会社と東邦金属株式会社の協力を得た。また、注入システムの開発には東海ゴム工業株式会社の協力を得た。記して感謝の意を表する。

【参考文献】

1）ジェオフロンテ研究会アンブレラ工法分科会、「アンブレラ工法選定上の要点(改訂版)」、1999.
2）ジェオフロンテ研究会アンブレラ工法分科会ＡＧＦ－WG設計ＳWG、「注入式長尺先受工法(ＡＧＦ工法）実態調査に基づく設計パターン(案)－施工実態調査結果とその分析－」、1997.
3）ジェオフロンテ研究会アンブレラ工法分科ＡＧＦ－WG、「注入式長尺先受工法(ＡＧＦ工法)技術資料(三訂版)」、1997.
4）ジェオフロンテ研究会アンブレラ工法分科ＡＧＦ－WG、「注入式長尺先受工法(ＡＧＦ工法)標準積算資料(案)改訂版」、1997.
5）蛭子清二・浜田修・井上昭治・斎藤敏明、「ＡＧＦ工法の支保効果について－東山トンネルの分析例－」、土木学会第 28 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp. 144～148、1997.
6）蛭子清二・浜田修・高橋信行・竹山信喜、「ＡＧＦ工法における支保効果」、奥村組技術研究年報 No. 23、pp. 19～24、1997.
7）蛭子清二・浜田修・高橋信行・竹山信喜・斎藤敏明、「トンネル先受け工法（中尺ＡＧＦ工法）の地山支持機構について」、第 10 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集、pp. 509～514、1998.
8）蛭子清二・浜田修・高橋信行・高柳賢一・竹山信喜、「山岳トンネル先受け工法(ＡＧＦ工法)の地山支持機構」、奥村組技術研究年報 No. 24、pp. 31～35、1998.

奥村組技術研究年報
No.26　2000年

空洞掘削に伴う球状振源からの地山振動発生·伝播解析

西村正夫*　北角　哲**　籾山長一**

1．まえがき

トンネルや地下空洞を発破掘削で構築する時、その周辺近傍の地山では切羽崩壊やすべりなどの破壊現象、潜在亀裂の開口や新たな亀裂発生などのゆるみ現象のほかさまざまな地圧現象が誘起される。このため、発破時の衝撃圧による載荷、急速な初期地圧解放による除荷に起因して発破掘削時に発生する動的な地山挙動とその及ぼす施工上の悪影響を評価しておくことが安全で合理的な地山掘削時の設計・施工上重要な要件と考えられる。

トンネル掘削時の動的な地山挙動も考慮した掘削前後の地山エネルギー収支に基づく安定性検討[1),2)]や急速な地圧解放に伴う散逸エネルギー発生の最小化に着目した掘削手順評価[3),4)]を試みてきた。本報では、掘削時の地山振動とその伝播の基本的な性状や地山応答を把握するため、理想化した球状振源による地山振動の発生·伝播の理論解とその図解例から動的挙動について考察する。

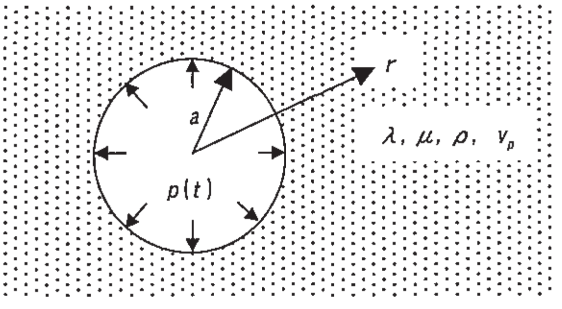
2．地山振動伝播解

発破掘削によるトンネルや地下空洞の施工時や発破振源による弾性波探査時に地山振動が発生し、弾性波が伝播するほか、地山を発破掘削する場合の急速な初期地圧解放によっても地山は振動し、弾性波として伝播している。これら発破に伴う地山への載荷除荷の働きかけについて弾性論から振動·波動伝播が検討されている。Sharpe[5)]が球形の発破振源、Heelan[6)]が有限長さの円筒形の発破振源について、それぞれ爆圧による弾性波発生とその地山内伝播を検討し、弾性波動解を誘導している。ここではSharpe[5)]の理論解をとりあげて考察を加える。

地山は図－1に示すように均質等方弾性の無限媒質とし、その密度をρ、弾性定数をラメの定数λ, μで表わし、半径aの球状振源での載荷圧の時間関数を球面に一様な圧力 $p(t)$が作用するとした場合に発生する地山の振動伝播問題を考える。座標は球状振源の中心を極とする極座標を用いると問題の対称性から動径rだけで表され、疎密波（P波）のみが地山に発生する。時間は載荷時からの時刻を t とし、地山の疎密波速度を v_pとすると地山内 $r \geqq a$ での初動到達時を0とするように変数$\tau = t-(r-a)/v_p$で表せば波動伝播解（圧縮応力、極に向かう変位を正で表示）は変数$(r,\ \tau)$で表される。$\lambda=\mu$（すなわち、ポアソン比ν=0.25）として求められているSharpe[5)]の解を一般化して誘導し、球状振源の地山波動伝播解としてまとめ、表－1に示す。初期地圧解放を扱う掘削除荷問題では静水圧的な初期地圧 p_0 と大きさが同じで逆向きの負の載荷関数（掘削相当外力）を球面に与え、球形空洞の急速一括掘削時の地山動的挙動解として得られた変位、ひずみ、応力をまとめ、表－2に示す。Eをヤング率とすると発生する地山振動の周期は $T=2\pi/\omega=2\pi a\{(1-\nu^2)\rho/E\}^{1/2}$と表されることが分かる。

3．理論解適用例

球状振源から伝播する地山振動の基本的な伝播性状を検討するため、地山内の動的変位および変位速度の波形立上がり性状について理論解を適用して比較する。なお、留意すべきこととして、地山の変位速度波形を伝播速度 v_pで除した波形は、振源から十分遠方では地山の径方向ひずみ波形（符号は逆）に一致することから地山の動的ひずみの性状も分かる。以下の図解例のうち、図－2、3、4、5ではポアソン比ν=0.25（すなわち、$\kappa=1/\sqrt{2}$）として算出し、図－6ではポアソン比の及ぼす影響ついて算出している。まず、瞬時に載荷された最大荷重が種々の除荷速度で抜ける場合について、載荷波形とその地山変位・変位速度の波形を描き、図－2に示す。同図（a）の横軸は経過時間 tに角振動数ωを乗じて無次元化し、縦軸は載荷関数 $p(t)$ の最大値 p_0 で除して無次元化して表わした。（b）、（c）の横軸は初動到達後の時間 τにωを乗じて無次元化し、（b）の縦軸は変位 uを $a p_0/4\mu$で除して無次元化し、（c）の縦軸は変位速度



図－1　球状振源の載荷圧

*技術課　**本社情報システム室

表－１　球状振源の地山波動伝播解（圧縮応力、極に向かう変位を正で表示）

・３次元弾性地山の運動方程式：$\rho\dfrac{\partial^2 q}{\partial t^2}=(\lambda+2\mu)\nabla\nabla q-\mu\nabla\times\nabla\times q=(\lambda+2\mu)\mathrm{grad}(\mathrm{div}\,q)-\mu\,\mathrm{rot}(\mathrm{rot}\,q)$

ここに，q：地山変位ベクトル，　ρ：地山の密度，　λ，μ：地山の Lame の弾性定数

なお，地山の弾性定数をヤング率 E とポアソン比 ν で表わすと，$\lambda=\dfrac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$，　$\mu=\dfrac{E}{2(1+\nu)}$

・疎密波の変位波動解：$q=\nabla\Phi=\mathrm{grad}\,\Phi$　　ここに，Φ：地山変位のスカラーポテンシャル（波動関数）

・疎密波の波動方程式：$\dfrac{\partial^2\Phi}{\partial t^2}=v_p{}^2\nabla^2\Phi$　　ここに，v_p：地山の疎密波速度，$v_p=\sqrt{\dfrac{\lambda+2\mu}{\rho}}=\sqrt{\dfrac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)\rho}}$

・極座標で表わした変位ベクトル成分を $q=\{u,v,w\}^{\mathrm{T}}$ とすると，　変位：$u=\dfrac{\partial\Phi}{\partial r}$，　$v=0$，　$w=0$

・球状振源内壁 $r=a$ での載荷条件：$[\sigma_r]_{r=a}=\left[(\lambda+2\mu)\dfrac{\partial u}{\partial r}+2\lambda\dfrac{u}{r}\right]_{r=a}=p(t)=\dfrac{1}{2\pi}\displaystyle\int_{-\infty}^{\infty}\int_{-\infty}^{\infty}p(\gamma)\,\mathrm{e}^{in(\gamma-t)}\,dn\,d\gamma$

・地点 r での初動到達後の時間：$\tau=t-\dfrac{r-a}{v_p}$　　ここに，t：振源での起動開始時からの時間，　a：球状空洞振源半径

・ポテンシャル Φ の一般解：$\Phi=\dfrac{-a}{2\pi\rho r}\displaystyle\int_{-\infty}^{\infty}\int_{-\infty}^{\infty}\left\{n^2+\dfrac{4i\mu v_p}{(\lambda+2\mu)a}n-\dfrac{4\mu v_p{}^2}{(\lambda+2\mu)a^2}\right\}^{-1}p(\gamma)\,\mathrm{e}^{in(\gamma-\tau)}\,dn\,d\gamma$

・球状振源内壁 $r=a$ での載荷圧：$p(t)=\begin{cases}p_0\,\mathrm{e}^{-\alpha t} & \text{for}\quad t\geq 0\\ 0 & \text{for}\quad t<0\end{cases}$ の場合，

ポテンシャル解：$\Phi=\dfrac{ap_0/\rho r}{(\kappa\omega-\alpha)^2+\omega^2}\left[\mathrm{e}^{-\alpha\tau}-\mathrm{e}^{-\kappa\omega\tau}\left\{\left(\kappa-\dfrac{\alpha}{\omega}\right)\sin\omega\tau+\cos\omega\tau\right\}\right]$　for $\tau\geq 0$

$\Phi=0$　for　$\tau<0$

変位解：

$$u=\frac{\partial\Phi}{\partial r}=\frac{ap_0}{4\mu}\cdot\frac{\kappa^2+1}{(\kappa-\alpha/\omega)^2+1}\left(\frac{a}{r}\right)^2\left[-\mathrm{e}^{-\alpha\tau}+\mathrm{e}^{-\kappa\omega\tau}\left\{\left(\kappa-\frac{\alpha}{\omega}\right)\sin\omega\tau+\cos\omega\tau\right\}\right]$$
$$+\frac{ap_0}{4\mu}\cdot\frac{2\kappa}{(\kappa-\alpha/\omega)^2+1}\left(\frac{a}{r}\right)\left[\frac{\alpha}{\omega}\mathrm{e}^{-\alpha\tau}-\mathrm{e}^{-\kappa\omega\tau}\left\{\left(\kappa^2+1-\frac{\alpha\kappa}{\omega}\right)\sin\omega\tau+\frac{\alpha}{\omega}\cos\omega\tau\right\}\right]\quad \text{for}\ \tau\geq 0$$

$u=0$　for　$\tau<0$

ここに，角振動数：$\omega=\dfrac{2\sqrt{\mu(\lambda+\mu)}\,v_p}{(\lambda+2\mu)a}=\dfrac{2\kappa}{1+\kappa^2}\cdot\dfrac{v_p}{a}$，　$\kappa=\sqrt{\dfrac{\mu}{\lambda+\mu}}=\sqrt{1-2\nu}$　$(0\leq\kappa\leq 1)$

・球状振源内壁 $r=a$ での載荷圧が一様な径方向荷重 $p(t)=p_0$（すなわち，$\alpha=0$ の場合）のポテンシャル解：

$p(t)=\begin{cases}p_0 & \text{for}\quad t\geq 0\\ 0 & \text{for}\quad t<0\end{cases}$ の場合，　$\Phi=\dfrac{ap_0}{(1+\kappa^2)\rho r\omega^2}\left[1-\mathrm{e}^{-\kappa\omega\tau}(\kappa\sin\omega\tau+\cos\omega\tau)\right]$　for $\tau\geq 0$

$\Phi=0$　for　$\tau<0$

変位解：$u=\dfrac{\partial\Phi}{\partial r}=-\dfrac{ap_0}{4\mu}\left[\left(\dfrac{a}{r}\right)^2\left\{1-\mathrm{e}^{-\kappa\omega\tau}(\kappa\sin\omega\tau+\cos\omega\tau)\right\}+2\kappa\left(\dfrac{a}{r}\right)\mathrm{e}^{-\kappa\omega\tau}\sin\omega\tau\right]$　for　$\tau\geq 0$

$u=0$　for　$\tau<0$

・任意の載荷圧関数の場合には，次の Duhamel 積分：$U(\tau)=\dfrac{d}{d\tau}\displaystyle\int_0^{\tau}p(n)u(\tau-n)dn$ で動的変位解が求められる

ここに，$U(\tau)$：任意の載荷圧関数 $p(t)$ で生じる動的変位解，　$u(\tau)$：単位関数の載荷圧 $p_0=1$ で生じる動的変位解

表－2　球形空洞の急速一括掘削時の地山動的挙動解（圧縮応力、空洞への押出し変位を正で表示）

・空洞壁面 $r=a$ (a：球形空洞の半径)での掘削相当外力：$p(t)=\begin{cases}0 & \text{for} \quad t<0 \\ -p_0 & \text{for} \quad t\geq 0\end{cases}$

・地山弾性波速度比：$\left(\dfrac{v_p}{v_s}\right)^2=\dfrac{\kappa^2+1}{\kappa^2}=\dfrac{\lambda+2\mu}{\mu}=\dfrac{2(1-\nu)}{1-2\nu}=2+\dfrac{2\nu}{1-2\nu}$　ここに，v_p：疎密波速度，v_s：せん断波速度

・発生する波動の角振動数：$\omega=\dfrac{2\kappa}{1+\kappa^2}\cdot\dfrac{v_p}{a}=\dfrac{2\sqrt{\mu(\lambda+\mu)}}{\lambda+2\mu}\cdot\dfrac{v_p}{a}=\dfrac{\sqrt{1-2\nu}}{1-\nu}\cdot\dfrac{v_p}{a}=\dfrac{1}{a}\sqrt{\dfrac{E}{(1-\nu^2)\rho}}$，$\rho$：地山の密度

・地山変位のスカラーポテンシャル（波動関数）：$\Phi=\dfrac{a^2p_0}{4\mu}\left(\dfrac{a}{r}\right)\left\{-1+F_1(\tau)\right\}$　for $\tau\geq 0$

・地山の径方向変位（掘削による変化分と掘削前の初期状態）：

$$u=\frac{ap_0}{4\mu}\left[\left(\frac{a}{r}\right)^2\left\{1-F_1(\tau)\right\}+\left(\frac{a}{r}\right)F_2(\tau)\right]\quad\rightarrow\frac{ap_0}{4\mu}\left(\frac{a}{r}\right)^2\quad(t\rightarrow\infty)$$

$$u_0=r\cdot\varepsilon_{t0}=\frac{p_0}{5\mu}\cdot r$$

・地山ひずみ（掘削による変化分と掘削前の初期状態）：

<周方向ひずみ成分>

$$\varepsilon_t=\frac{u}{r}=\frac{p_0}{4\mu}\left[\left(\frac{a}{r}\right)^3\left\{1-F_1(\tau)\right\}+\left(\frac{a}{r}\right)^2F_2(\tau)\right]\quad\rightarrow\frac{p_0}{4\mu}\left(\frac{a}{r}\right)^3\quad(t\rightarrow\infty)$$

<径方向ひずみ成分>

$$\varepsilon_r=\frac{\partial u}{\partial r}=\frac{p_0}{2\mu}\left[-\left(\frac{a}{r}\right)^3\left\{1-F_1(\tau)\right\}-\left(\frac{a}{r}\right)^2F_2(\tau)+\left(\frac{a}{r}\right)F_3(\tau)\right]\quad\rightarrow-\frac{p_0}{2\mu}\left(\frac{a}{r}\right)^3\quad(t\rightarrow\infty)$$

$$\varepsilon_0=\varepsilon_{t0}=\varepsilon_{r0}=\frac{p_0}{5\mu}$$

・地山の体積ひずみ（掘削による変化分と掘削前の初期状態）：

$$\varepsilon_{vol}=2\varepsilon_t+\varepsilon_r=\frac{p_0}{2\mu}\left(\frac{a}{r}\right)F_3(\tau)\quad\rightarrow 0\quad(t\rightarrow\infty)$$

$$\varepsilon_{vol0}=2\varepsilon_{t0}+\varepsilon_{r0}=\frac{3p_0}{5\mu}$$

・地山応力（掘削による変化分と掘削前の初期状態）：

<周方向応力成分>

$$\sigma_t=2\mu\,\varepsilon_t+\lambda\,\varepsilon_{vol}=\frac{p_0}{2}\left[\left(\frac{a}{r}\right)^3\left\{1-F_1(\tau)\right\}+\left(\frac{a}{r}\right)^2F_2(\tau)+\frac{1-\kappa^2}{\kappa^2}\left(\frac{a}{r}\right)F_3(\tau)\right]\quad\rightarrow\frac{p_0}{2}\left(\frac{a}{r}\right)^3\quad(t\rightarrow\infty)$$

<径方向応力成分>

$$\sigma_r=2\mu\,\varepsilon_r+\lambda\,\varepsilon_{vol}=p_0\left[-\left(\frac{a}{r}\right)^3\left\{1-F_1(\tau)\right\}-\left(\frac{a}{r}\right)^2F_2(\tau)+\frac{1+\kappa^2}{2\kappa^2}\left(\frac{a}{r}\right)F_3(\tau)\right]\quad\rightarrow-p_0\left(\frac{a}{r}\right)^3\quad(t\rightarrow\infty)$$

$$\sigma_0=\sigma_{t0}=\sigma_{r0}=p_0$$

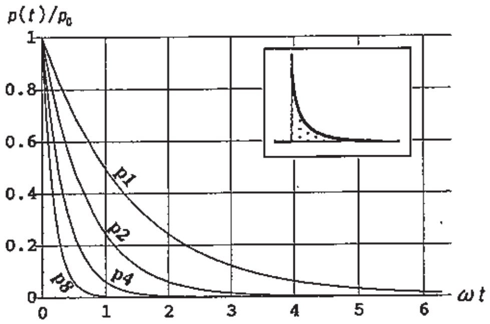
なお，$\kappa=\sqrt{\dfrac{\mu}{\lambda+\mu}}=\sqrt{1-2\nu}$，$(0\leq\kappa\leq 1)$　ここに，λ，μ：地山の Lame の弾性定数，　ν：地山のポアソン比

$$F_1(\tau)=\exp(-\kappa\,\omega\,\tau)\cdot(\kappa\sin\omega\,\tau+\cos\omega\,\tau)$$

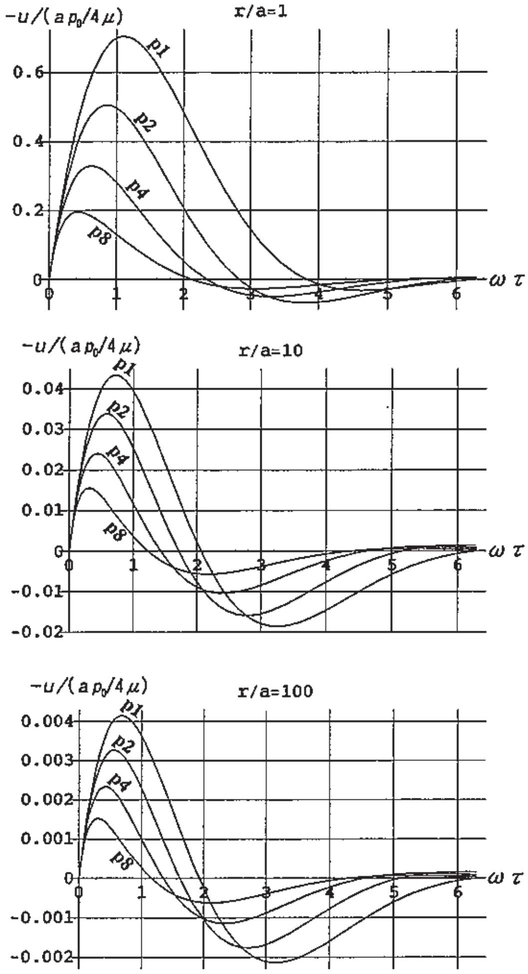
$$F_2(\tau)=2\kappa\exp(-\kappa\,\omega\,\tau)\cdot\sin\omega\,\tau$$

$$F_3(\tau)=\frac{2\kappa^2}{1+\kappa^2}\exp(-\kappa\,\omega\,\tau)\cdot(\kappa\sin\omega\,\tau-\cos\omega\,\tau)$$

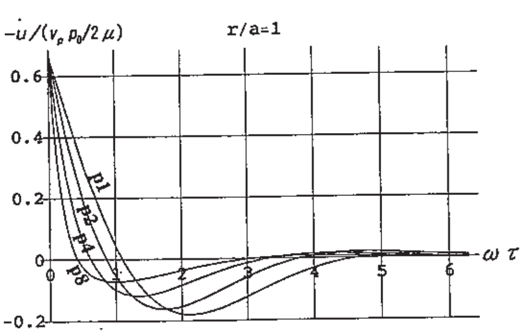
ここに，地点 r での初動到達後の時間：$\tau=t-\dfrac{r-a}{v_p}$



（a）球状振源の載荷波形

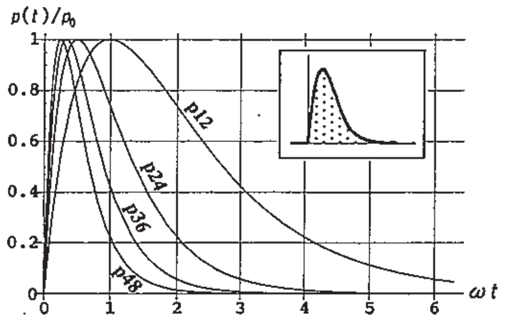


（b）地山 r/a =1, 10, 100 での立上がり変位波形

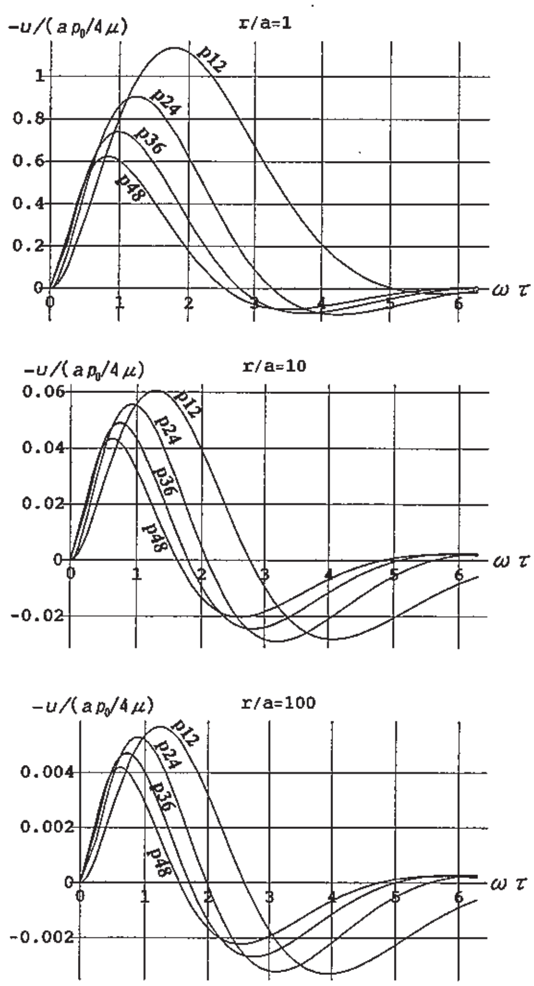


（c）地山 r/a =1での立上がり変位速度波形

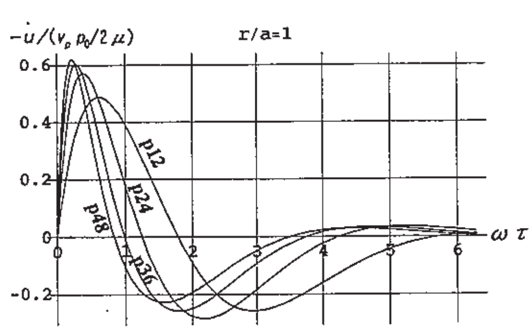
図－２　除荷波形の時間軸方向圧縮



（a）球状振源の載荷波形

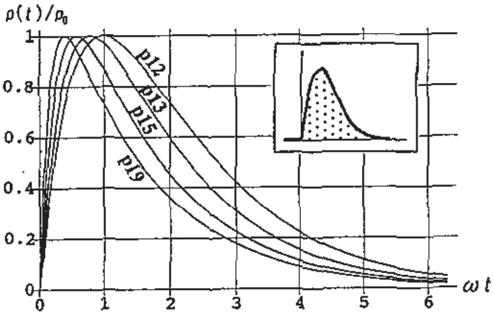


（b）地山 r/a =1, 10, 100 での立上がり変位波形

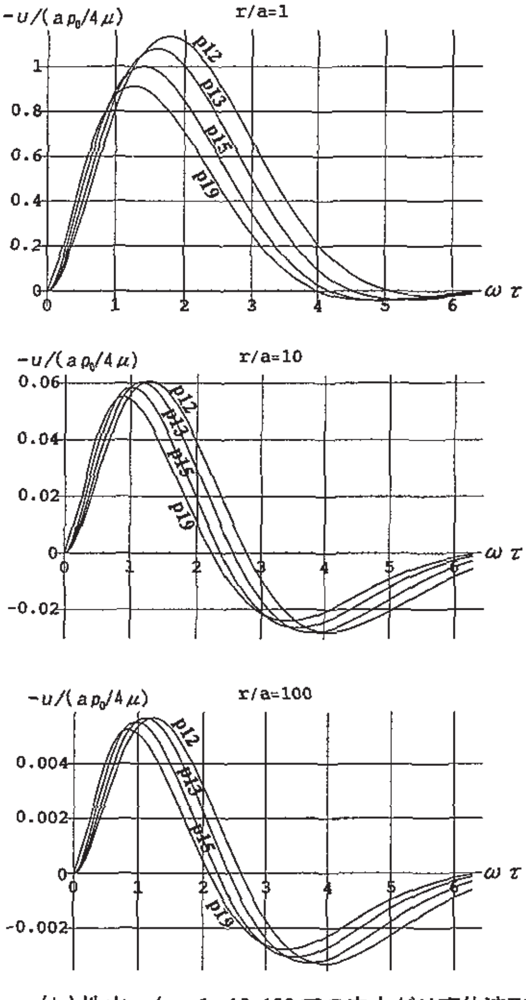


（c）地山 r/a =1での立上がり変位速度波形

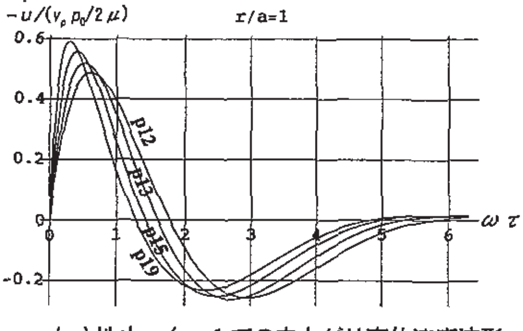
図－３　載・除荷波形の時間軸方向圧縮



（a）球状振源の載荷波形

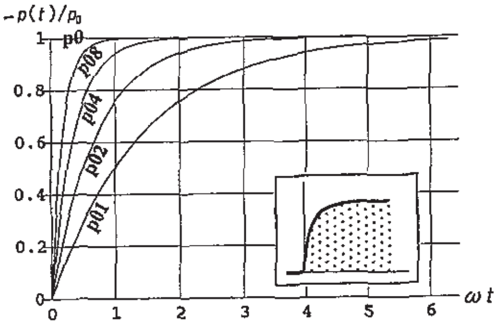


（b）地山 r/a =1，10，100 での立上がり変位波形

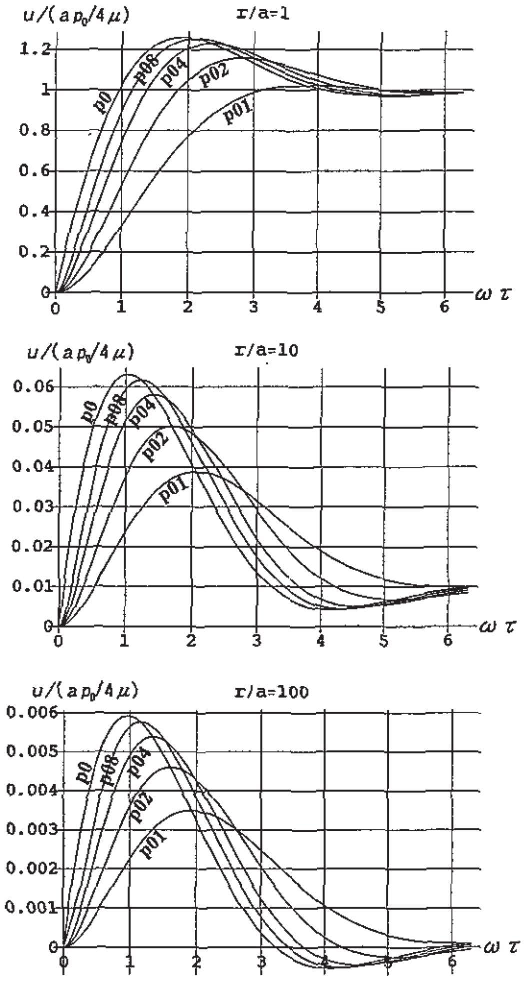


（c）地山 r/a =1 での立上がり変位速度波形

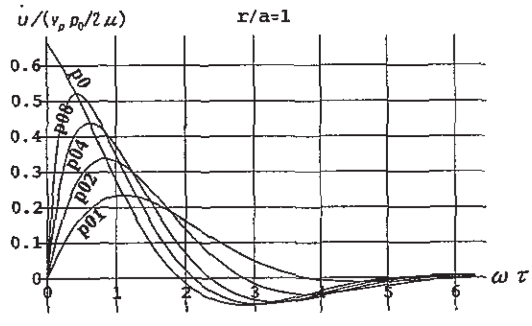
図−4　載荷波形のピーク位置移動



（a）球形空洞掘削時の初期地圧解放波形



（b）地山 r/a =1，10，100 での立上がり変位波形



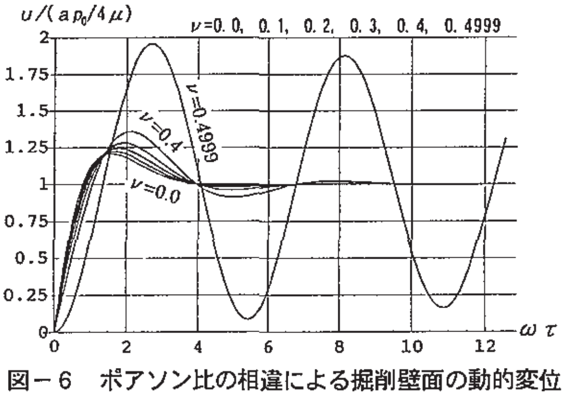
（c）地山 r/a =1 での立上がり変位速度波形

図−5　掘削除荷（地圧解放）波形の時間軸方向圧縮

du/dt を $v_p\,p_0/2\mu$ で除して無次元化して表わした。なお、μはせん断弾性係数であり、図化範囲は2 π [rad.] とし、以下同様にして図化している。図－2から、2、4、8倍の速さで除荷されると地山に与える力積(運動量)が小さくなることから、変位波形の振幅は順次小さくなり、その初動の見掛け周期は短くなることが分かる。図－3には載荷時間幅が異なる同一波形、すなわち時間軸方向に 1/2, 1/3, 1/4 と圧縮した載荷波形の場合について、その地山変位・変位速度の波形の比較例を示す。同図から、載荷時間幅を短くしていくと、変位波形の振幅は順次やや小さくなり、その初動の見掛け周期は短くなることが分かる。図－4には振源載荷波形のピーク位置のみを前へ移動させた場合の比較例を示す。載荷波形のピークが早くなるとともに、変位波形の振幅はあまり変わらず、その初動の見掛け周期が短くなることが分かる。さらにピーク位置を0にすると図－2の載荷波形 p1 波になる。

次に、掘削除荷問題での最終的な静的平衡状態に至るまでの地圧解放過程へ応用してみる。地山掘削に伴って、瞬時に初期地圧が解放される場合から徐々に解放されていく場合について比較した例を図－5に示す。地圧解放の速さが遅くなるとともに、その変位波形の振幅は小さくなり最終的な静的変位に早く収束する。またその初動の見掛け周期は長くなることが分かる。このような地山応答結果を考慮して、観測された変位･速度･加速度波形から振源の載荷波形を推定する場合に応用できよう。

球形空洞を一括して発破掘削すると地圧が急速除荷され、地山振動が発生する。この場合の地山ポアソン比νの及ぼす影響を調べるため、空洞壁面 $r=a$ での動的変位波形を描き図－6に示す。νが 0 (κ=1) から大きくなり 0.5 (κ=0) に近付くと、変位波形の振幅は次第に大きくなり、最終的な静的変位の大きさと同じ大きさの振幅に近付いていく。また、νが大きいほど幾何減衰は小さくなり、より遠方まで伝播することが分かる。



図－6　ポアソン比の相違による掘削壁面の動的変位

4．まとめ

球状振源での理論解とその図解例から得られた知見をまとめて列挙する。

i. 振源での載荷波形の相違による地山の変位・速度の波形性状変化が理論式と図解から容易に把握できる

ii. 発破による載荷や空洞掘削による除荷によって発生する地山振動の角振動数ωは振源半径または空洞半径aに反比例すること、また、地山のヤング率E, ポアソン比ν, 密度ρ (あるいはP波、S波伝播速度 v_p, v_s) が関与して、$\omega^2=E/\{(1-\nu^2)\rho a^2\}=4\{1-(v_s/v_p)^2\}v_s^2/a^2$ と表されること、その他地山内への波動伝播状況やその急激な減衰状況が分かった

iii. 地山振動は急激に減衰するとともに地山内へ放射状に伝播して距離とともに幾何減衰する状況が図化して把握でき、掘削問題では急速除荷によって空洞周辺では壁面に近いほど地山振動や応力変動の発生がより大きいことが分かり、地山振動は掘削面近傍の地山損傷を引起こす可能性を示唆している

iv. 地山ポアソン比が大きいほど地山振動は大きくなるとともに幾何減衰も小さくなり遠方まで伝播することが分かったが、このような地山での装薬量は逆により少なくて済むことも考慮しておく必要がある

5．あとがき

球状振源モデルとした載荷波形から地山振動伝播の変位波形の相違を簡便に算出図化して比較できることから、トンネルや地下空洞の施工時において、掘削発破の削孔配置パターン・装薬量の最適化や、時差爆薬の効果的な時間差の分析への足がかりとしたい。また、地山掘削時における初期地圧解放による散逸エネルギー発生の最小化の視点で安定性評価をして高地圧下での地圧制御や山はね現象の対策、いなし工法などの解明に結び付けたい。

【参考文献】

1) 西村正夫、蛭子清二、浅野 剛：「トンネル掘削時の地山エネルギー解析と評価」、奥村組技術研究年報、No.23, pp.31-36, 1997.

2) 西村正夫、蛭子清二、浅野 剛、斎藤敏明：「トンネル掘削時の地山エネルギー収支の解析」、第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集、pp.461-466, 1998.1.

3) 西村正夫、増井 仁：「トンネル掘削時の散逸エネルギー解析」、土木学会第53回年次学術講演会講演概要集、Ⅲ-B81, pp.162-163, 1998.10.

4) 西村正夫､増井 仁､北角 哲､斎藤敏明：「トンネル掘削解析の散逸エネルギー評価」、土木学会第30回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp.1-7, 2000.1.

5) Sharpe, J. A. : "The Production of Elastic Waves by Explosion Pressures. Part 1 Theory and Empirical Field Observations", *Geophysics*, Vol.7, pp.144-154, 1942.

6) Heelan, P. A. : "Radiation from a Cylindrical Source of Finite Length", *Geophysics*, Vol.18, pp.685-696, 1953.

内水圧対抗型ハニカムセグメントの開発

白石浩司*　荒川賢治*　大塚義一*
奥野三郎**　森本克秀***　籾山長一****

1．はじめに

現在建設されている地下河川トンネルや導水路トンネルなどは、満流の通水状態を想定しており、覆工には内水圧が作用する。これらのトンネルのうち作用する内水圧が地下水圧より小さい場合は、通常のボルト式継手によるセグメントでも対応可能である。一方、作用する内水圧が地下水圧より大きい場合は、内水圧による引張力に対してボルト式継手では対応できず、止水性を確保できないだけでなく、覆工構造として不安定となる。そのため、従来は鋼管や有筋のコンクリート等による強度補強を目的とした二次覆工を施す方法が採られていた。したがって、経済性や施工性の両面から内水圧が作用するトンネルを一次覆工のみで築造できる新形式のＲＣセグメントの開発が望まれている。また、これらのトンネルは一般に長距離トンネルとして計画されており、急速施工に適したセグメントの適用が望まれている。

以上を背景に、㈱奥村組では内面が平滑で二次覆工省略に適し、シールド掘進とセグメント組立の同時施工による急速施工に適した形状として実用化されたハニカムセグメントの特長[1)]をそのまま活かし、作用する内水圧が地下水圧に対して卓越し、通常のボルト式継手では対応が困難なトンネルに対しても、所要の継手剛性を備え、二次覆工の省略が可能な継手構造とした内水圧対抗型ハニカムセグメント（継手をハニカムロックジョイントと呼ぶ）を石川島建材工業㈱と共同で開発した。

2．適用範囲と基本形状

2.1 適用範囲

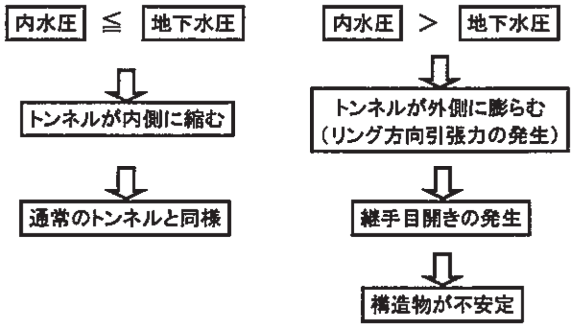
内水圧の作用するトンネルにおいても、作用する内水圧の大小により一次覆工に作用する応力状態は大きく２種類に分類できる。図－１に示すように、一般に作用する内水圧が地下水圧より小さい場合は、トンネルは内側に縮むように挙動するため継手部は圧縮状態であり、通常のボルト式継手によるセグメントでも対応可能である。

一方、作用する内水圧が地下水圧より大きい場合は、トンネルは外側に膨らむような挙動を示すため、リングには引張力が作用する。通常のボルト式継手では、ボルトの初期締付力以上の引張力が作用するとボルトに軸方向ひずみが発生し、継手は目開き状態となり、止水性を確保できない。さらに、継手部はヒンジ状の挙動を示し、覆工構造として不安定になる。

今回開発した内水圧対抗型ハニカムセグメントは、作用する内水圧が地下水圧より大きく、通常のボルト式継手では対応が困難なシールドトンネルを対象としたセグメントである。ただし、作用する内水圧が極端に大きく、セグメント本体部をＲＣ構造とすることが必ずしも経済的でない場合があり、その場合にはＳＲＣ構造等への変更などを考慮することが必要となる。作用内水圧の高低による適用領域の概念を、図－２に示す。

2.2 基本形状と継手構造

内水圧対抗型ハニカムセグメントの形状は、強度面と施工面の両面の検討から、通常型のハニカムセグメントと同様に全隅角部が１２０°の正六角形をリング方向に伸ばした全ピース同一形状を基本としている。したがって、シールド掘進とセグメント組立の同時施工によ



図－１　内水圧作用トンネルの特長

内水圧	低　内水圧－地下水圧 →　高		
作用軸力	(圧縮)　0　(50)　(300)　(引張) 圧縮領域 ｜ 引張領域		
本体構造	ＲＣ構造 (許容応力度法＋ひび割れ幅の検討)		ＲＣ構造 適用範囲外
継手構造	通常型 (斜辺間継手ボルト)	ハニカムロックジョイント (斜辺間継手ボルト＋嵌合金具)	
セグメント種別	通常型 ハニカムセグメント	内水圧対抗型 ハニカムセグメント	

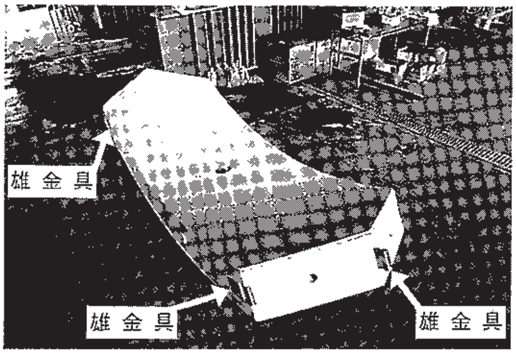
注）図注(　)内の数値は、トンネル径5m程度での適用領域の目安である。(単位：kN/R)

図－２　内水圧対抗型ハニカムセグメント適用領域

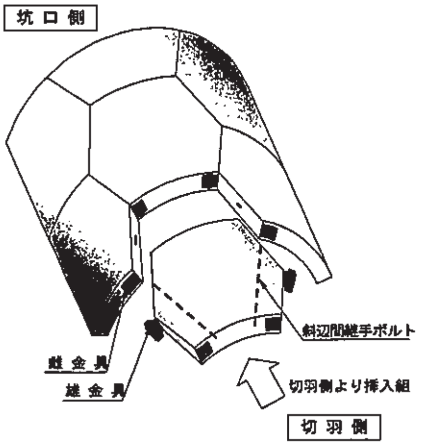
*技術開発部　**本社土木部　***本社土木設計部　****情報システム室

る急速施工も可能な形状となっている。

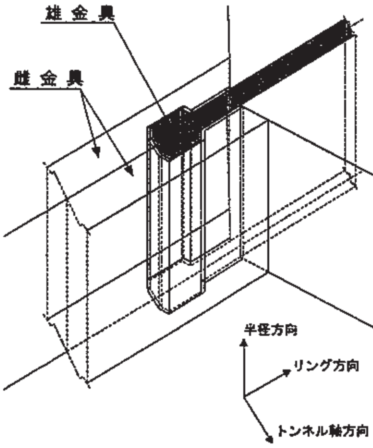
内水圧対抗型ハニカムセグメントの継手は、通常型のハニカムセグメントで使用する斜辺間継手ボルトに加え斜辺継手部に嵌合金具を設置する構造であり、**写真－１**に示すように覆工内面に継手金物や継手用の箱抜きが露出せず、二次覆工を省略した場合でも覆工内面の平滑性が確保される。



写真－１　内水圧対抗型ハニカムセグメント



図－３　内水圧対抗型ハニカムセグメント組立概念



図－４　ハニカムロックジョイント嵌合概念

表－１　継手曲げ試験供試体仕様

	通常型 ハニカムセグメント	内水圧対抗型 ハニカムセグメント
セグメント幅	1200mm	1200mm
セグメント厚	275mm	275mm
斜辺間継手ボルト	M３０(10·9)	M３０(10·9)
嵌合金具高	——	125mm
嵌合金具最小幅	——	9mm

斜辺間継手ボルトは、通常型のハニカムセグメントと同様にセグメントの切羽側端面から挿入、締結され、斜辺継手部の変形を抑制する応力部材として機能するとともに、組立精度の向上や地震時の抵抗部材としても機能する。一方、嵌合金具（ハニカムロックジョイント）は、リング方向の六角形頂部２箇所に雄金具を、リング間端面の両端の４箇所に雌金具を予め埋め込み製作する。内水圧対抗型ハニカムセグメントは、**図－３**に示すようにトンネル軸方向に挿入して組立てられるため、セグメントを組立てるだけで**図－４**に示すように雌雄金具は嵌合し、特別な締結作業を必要としない。この嵌合金具は、内水圧により継手部に作用する引張軸力に抵抗する応力部材であり、継手部の目開きを抑制し、止水性を向上させるとともに、継手部の剛性を確保する。

2.3 特長

内水圧対抗型ハニカムセグメントの特長は、以下のとおりである。

i．一次覆工のみで長期の内水圧や施工時の短期荷重に対して十分な耐力を有する

ii．覆工内面が平滑で、二次覆工を省略した場合でも穴埋め処理が不要である

iii．継手の連結が容易で、シールド掘進とセグメント組立の同時施工による急速施工に適する

iv．従来の二次覆工を施す内水圧作用トンネルの覆工構造より工事費の低減が可能である

３．実物大載荷試験

3.1 継手曲げ試験

内水圧対抗型ハニカムセグメントと通常型のハニカムセグメントの基本的性能[2)]の相違を確認するために、継手部に引張軸力を作用させた状態で曲げ試験を実施した。試験は、**表－１**に示す実物大の平板型セグメントを２リング分組立てて実施した。

引張軸力 98kN/R を載荷した状態での曲げ試験の計測値のうち、**図－５**に導入曲げモーメントと鉛直変位との相関を示す。

図－５によれば、斜辺間継手ボルトのみの通常型ハニカムセグメントの場合、鉛直変位は許容曲げモーメントの 80%程度を境にバイリニアー的な挙動を示している。これは、斜辺間継手ボルトに作用する引張力がボルトの初期締付力以下であれば、継手の目開きが抑制されセグメント桁高全面が曲げモーメントに抵抗するのに対し、斜辺間継手ボルトに作用する引張力がボルトの初期締付力以上になるとボルトの伸びが発生し、継手がヒンジ状態に近づくためである。

一方、斜辺間継手ボルトと嵌合金具を併用する内水圧対抗型ハニカムセグメントの場合、通常型のハニカムセグメントのような明確な変曲点は認められず、曲げモーメントの増加に対して鉛直変位は漸増している。これは、嵌合金具の断面積が斜辺間継手ボルトの断面積に比べ大きく、曲げモーメントにより継手部に作用する引張力が斜辺間継手ボルトの初期締付力より大きくなった場合でも、嵌合金具が斜辺間継手ボルトと複合して継手目開き量を抑制するためである。

また、トンネルの使用方法によっては内水圧が繰り返し作用する状態が考えられることから、内水圧対抗型ハニカムセグメントに引張軸力 98kN/R を載荷した状態で曲げモーメントを繰り返し載荷した。その試験時の導入曲げモーメントと鉛直変位の相関を、**図－6**に示す。載荷を繰返した状態でも変位曲線はほぼ同じで、許容曲げモーメント載荷時の変動は 0.1mm 以下であり、繰り返し荷重に対してもその性能の低下は認められなかった。

3.2 リング載荷試験

a．リング載荷試験方法

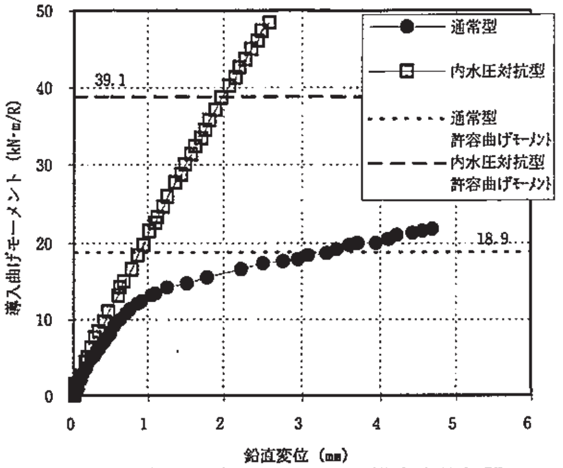
内水圧対抗型ハニカムセグメントの基本的性能の確認と実用化を目指し、実物大のセグメントを用いリング載荷試験を実施した。試験に用いた供試体の寸法を**表－2**に示す。試験装置は、**図－7**に示すように外周側に供試体リング（セグメント外径 5300mm）を、内周側に水密性を有した反力リング（セグメント外径 3900mm）を設置し、その上下を厚さ 5mm のゴムパッキンで閉塞し、さらに鋼鈑にて抑えた。この閉塞された内外周リングの間隙に水道水を充填し、これを加圧することで外周側の供試体リングに直接内水圧を作用させ、リング方向の引張力を導入した。曲げモーメントは、通常のリング載荷試験と同様に２方向よりローディングビームを介して集中荷重（線荷重）を載荷する方式とし、リング方向引張力と曲げモーメントを同時に載荷できる方法とした。なお、試験時に供試体リングの変形を拘束しないように、ゴムパッキンは半径方向を蛇腹状の構造とし、また押え鋼鈑は幅 30cm 程度に分割して設置した。試験装置の全景を、**写真－2**に示す。

表－3に、実施した試験ケースを示す。ここで、曲げ載荷試験における正曲げ試験とは、スプリングライン上に設置した継手部分がトンネルの内側に変位する曲げ試験、負曲げ試験とは同継手部分がトンネルの外側に変位する曲げ試験として実施した。

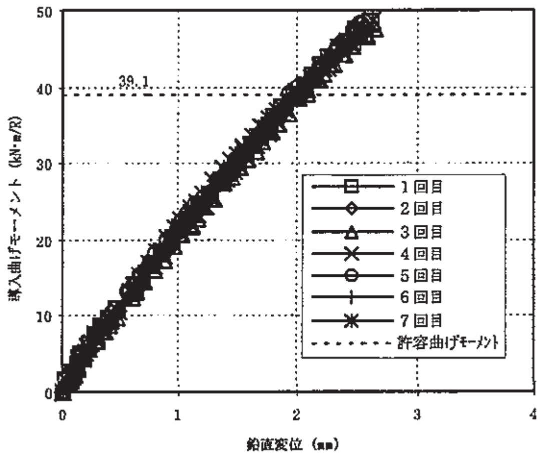
b．リング載荷試験結果

(a) 純引張試験結果

内水圧のみを載荷した純引張試験における導入軸力と継手目開き量との相関を、**図－8**に示す。内水圧を 0.2Mpa に載荷し、供試体リングに 500kN/R のリング方向引張力を導入した時点で継手部からの漏水はなかった。また、その時点の継手目開き量は 0.5mm 以下であり、リ



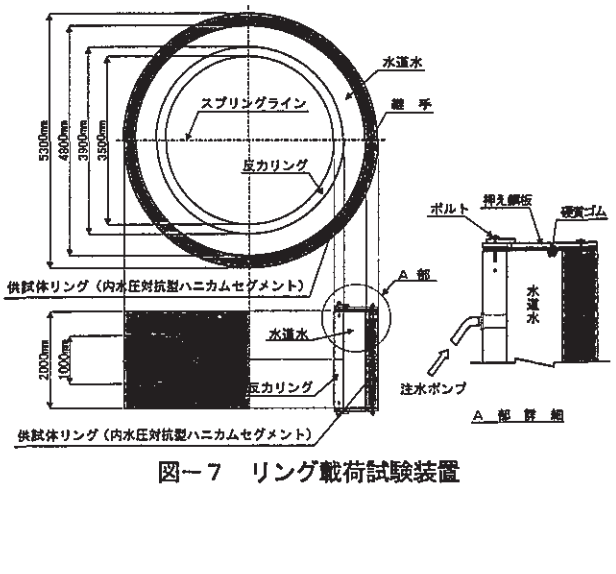
図－5　導入曲げモーメント－鉛直変位相関
(引張軸力 98kN/R 導入時継手曲げ試験)



図－6　導入曲げモーメント－鉛直変位相関
(引張軸力 98kN/R 導入時継手曲げ繰り返し載荷試験)

表－２　リング載荷試験供試体仕様

供試体各部	寸法・仕様	供試体各部	寸法・仕様
セグメント外径	5300mm	セグメント内径	4800mm
セグメント厚	250mm	セグメント幅	1000mm
セグメント分割数	等大６分割	斜辺間継手ボルト	M２７(10·9)
雄金具高	90mm	雄金具最小幅	14mm



図－7　リング載荷試験装置

ング方向引張力に対してハニカムロックジョイントが十分な強度と剛性を有していることが確認された。

また、同試験時の導入軸力と斜辺間継手ボルト増加軸力および雄金具作用引張力との相関を、図－９、10 に示す。図中には、以下の仮定に基づく計算値を示した。

ｉ．導入引張軸力が斜辺間継手ボルトの初期締付力以下の場合は、斜辺間継手ボルトのみが引張力を負担する（下記仮定ⅱ、ⅲとも）

ⅱ．初期締付力以上の導入引張軸力を、斜辺間継手ボルトと嵌合金具がそれぞれの断面積の比率に応じて負担する（図－９、10 中、点線）

ⅲ．初期締付力以上の導入引張軸力を、斜辺間継手ボルトと嵌合金具がそれぞれの引張剛性の比率に応じて負担する（図－９、10 中、実線）

図－９、10 によれば、上記仮定ⅲに基づいた計算値に近似した結果が得られ、継手部に作用する引張力に対して斜辺間継手ボルトと嵌合金具がそれぞれの引張剛性の比率に応じて抵抗することが確認された。

(b) 曲げ試験結果

導入引張軸力が 98kN/R の場合の負曲げ試験時の継手部導入曲げモーメントと内空変位との相関を、図－11 に示す。図－11 中の破線は、計算上の継手部の許容曲げモーメントを、実線はリング剛性一様とした場合の計算変位を、一点鎖線は継手部の回転剛性をＫθ*＝1（Ｋθ＝1.97×10^4kN·m/rad）とした場合の計算変位を示す。また、表－４には各試験ケースにおける着目した継手部の許容曲げモーメントを導入した時点における内空変位の計測値と各理論計算値を示す。ここで、Ｋθ*とは継手部の曲げ剛性とセグメント本体部の曲げ剛性の比であり、式－１で表される。

$$K\theta^* = K\theta \cdot r / EI \quad \cdots\cdots \quad 式－1$$

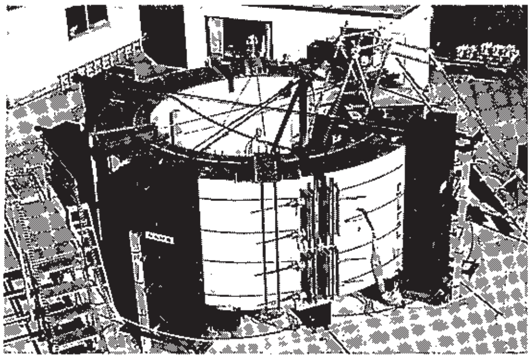
ここで、Ｋθ：継手部回転ばね定数

ｒ　：セグメント図心半径

ＥＩ：セグメント本体部曲げ剛性

このＫθ*は、通常の圧縮状態にあるシールドトンネルでは 10^{-1}～10^{1} の範囲にあるとされている[3]。

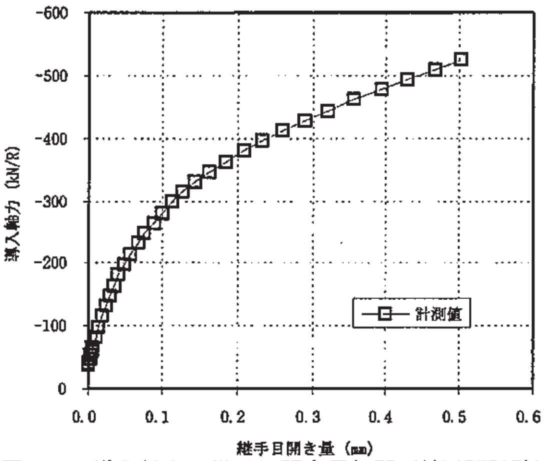
図－11 によれば、内空変位は継手部へ導入した曲げ



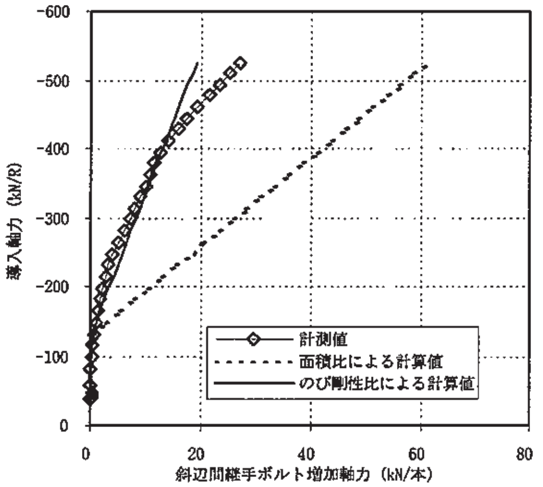
写真－２　リング載荷試験装置全景

表－３　リング載荷試験ケース一覧

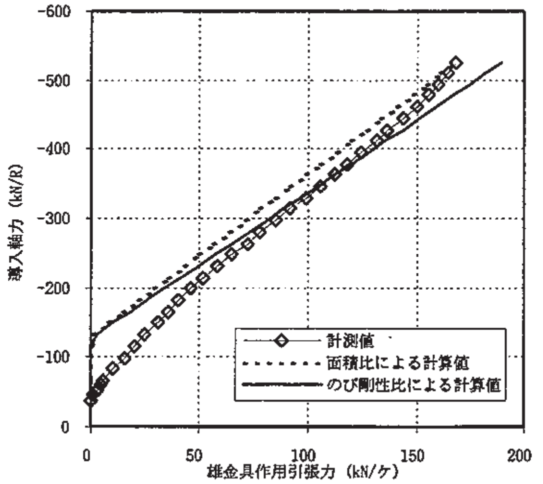
試験項目	試験内容		
純引張試験	内水圧載荷のみ		
曲げ試験	圧縮軸力	10kN/R	： 正曲げ試験
	軸　　力	0kN/R	： 正負曲げ試験
	引張軸力	10kN/R	： 正負曲げ試験
	引張軸力	20kN/R	： 正負曲げ試験
破壊試験	引張軸力	20kN/R	： 負曲げ試験



図－８　導入軸力－継手目開き量相関（純引張試験）

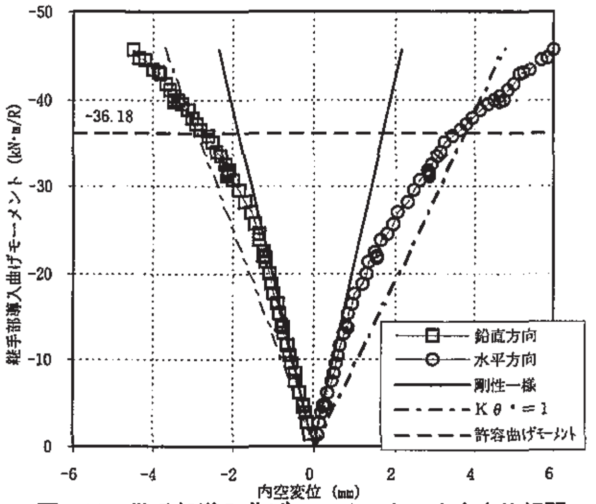


図－９　導入軸力－斜辺間継手ボルト増加軸力相関
（純引張試験）



図－10　導入軸力－嵌合（雄）金具作用引張力相関
（純引張試験）

モーメントが小さい場合にはリング剛性一様とした場合の計算値に近似した変位を示し、曲げモーメントを導入するにしたがい変位が漸増する。また、**表－4**によればいずれの軸力においても、継手部に許容曲げモーメントまで導入した時点での内空変位は、Kθ*＝1とした場合の計算値に比べて小さく、またトンネル軸心径（D＝5050mm）に対しても約D/1000 以下であり、実用上問題のない変形量であった。

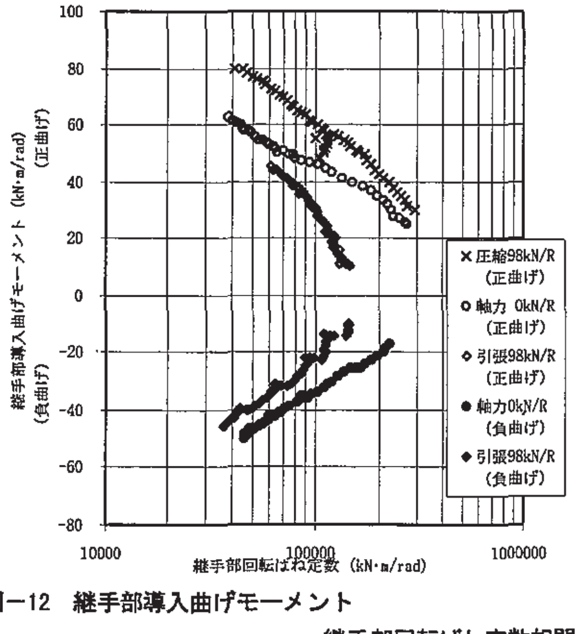


図－11　継手部導入曲げモーメントー内空変位相関
（引張軸力 98kN/R：負曲げ試験）

表－4　リング載荷試験（曲げ試験）内空変位一覧
（着目継手部に許容曲げモーメントを導入した時点）

作用軸力	曲げ状態	水平方向 δ 計測値 (mm)	水平方向 |D/δ|	水平方向 Kθ*=1 計算値 (mm)	鉛直方向 δ 計測値 (mm)	鉛直方向 |D/δ|	鉛直方向 Kθ*=1 計算値 (mm)
0kN/R	正曲げ	-4.47	1130	-4.47	3.01	1678	3.43
	負曲げ	5.10	990	5.27	-3.87	1305	-4.12
引張 98kN/R	正曲げ	-3.21	1573	-3.39	2.16	2338	2.45
	負曲げ	3.66	1380	3.76	-2.78	1817	-2.94
引張 196kN/R	正曲げ	-2.13	2371	-2.18	1.48	3412	1.58
	負曲げ	2.36	2140	2.41	-1.79	2821	-1.88

1)計測値、計算値符号：内径拡大(+)、内径縮小(-)
2)D：セグメント軸心径＝5050mm

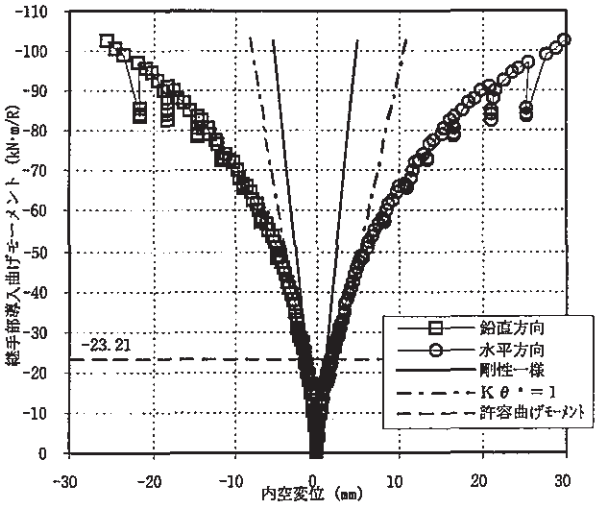


図－12　継手部導入曲げモーメント
ー継手部回転ばね定数相関

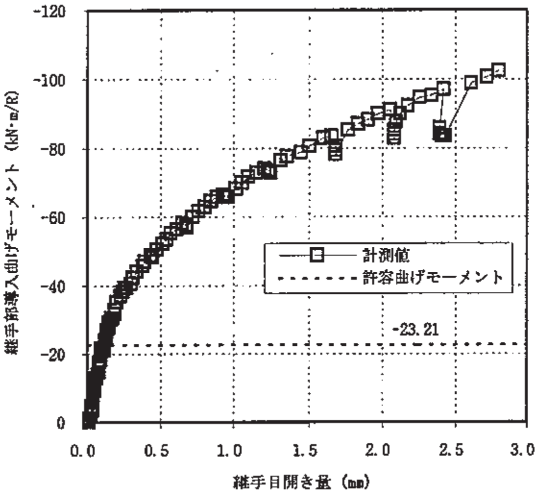
図－12 に、各導入軸力に対する継手部導入曲げモーメントと継手目開き量より算定した継手部回転ばね定数Kθとの相関を示す。Kθは、負曲げ試験時に比べ正曲げ試験時が若干大きく、正負曲げいずれの場合も継手部へ導入した曲げモーメントの増加に伴い減少する。しかし、いずれの試験ケースにおいても許容曲げモーメントの載荷時点で得られたKθ*は1以上であり、セグメントが圧縮軸力作用時に得られる回転剛性と同様の回転剛性を有しており、引張軸力が作用した状態においても覆工の機能として十分な変形性能を有していることが確認された。

(c) 引張曲げ破壊試験結果

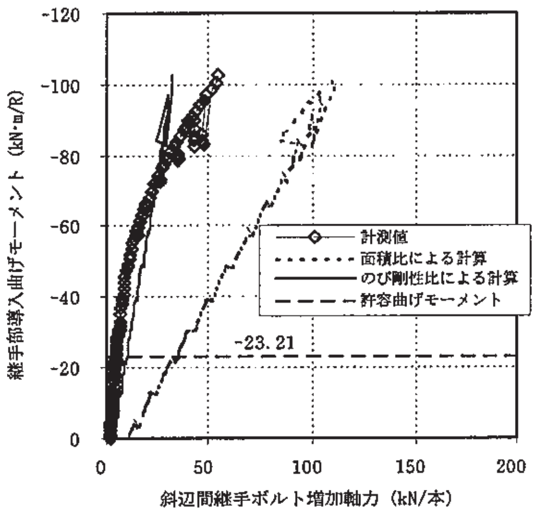
リング方向引張力 196kN/R を作用させた状態で曲げ破壊試験を実施した。この試験時の継手部導入曲げモーメントと内空変位との相関を**図－13** に、継手目開き量との相関を**図－14** に示す。**図－13、14** によれば、継手部へ導入した曲げモーメントが 40～60kN·m/R 付近を変曲点として内空変位と継手目開き量は増大する。継手部へ導入した曲げモーメントが 40kN·m/R 時点での内空変位は、鉛直方向で-3.4mm、水平方向で 4.2mm であり、Kθ*＝1として計算した内空変位と同等であった。また、その時点での継手目開き量は 0.3mm であり、継手部からの漏水もなかった。さらに曲げモーメントの載荷を継続した結果、継手部へ導入した曲げモーメントが 80kN·m/R 付近の荷重で継手部の一部から漏水が始まり、内空変位および継手目開きに変化が見られ、それ以降も載荷を継続したが徐々に内水圧の保持が困難になった。以上から、構造的な破壊には至っていないもの継手部へ導入した曲げモーメントが 80kN·m/R 付近の荷重で覆工機能（止水性）が損なわれたと考えられる。



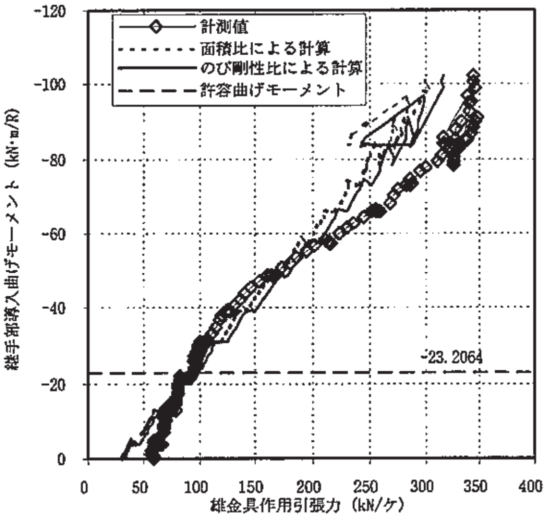
図－13　継手部導入曲げモーメントー内空変位相関
（引張軸力 196kN/R：負曲げ破壊試験）



図－14　継手部導入曲げモーメント
－継手目開き量相関
（引張軸力 196kN/R：負曲げ試験）



図－15　継手部導入曲げモーメント
－斜辺間継手ボルト増加軸力相関
（引張軸力 196kN/R：負曲げ試験）



図－16　継手部導入曲げモーメント
－嵌合（雄）金具作用引張力相関
（引張軸力 196kN/R：負曲げ試験）

また、継手部導入曲げモーメントと斜辺間継手ボルト増加軸力および嵌合金具に作用する引張力との相関を図－15、16 に示す。各図の点線および実線は、斜辺形状に応じて曲げモーメントが分散した[1),2)]うえで純引張試験結果（図－９、10）と同様の仮定に基づいた計算値を示している。図－15、16 によれば、斜辺間継手ボルトの増加軸力および嵌合金具に作用する引張力は継手部へ導入した曲げモーメントが 80kN･m/R 前後に達するまでは、継手部に作用する引張力に対して斜辺間継手ボルトと嵌合金具がそれぞれの引張剛性の比率に応じて分担するとして求めた計算値（図中実線）に対してほぼ近似した傾向を示す。その後、嵌合金具に作用する引張力はほとんど増加せず、一方、斜辺間継手ボルトに作用する引張力は増加し、斜辺間継手ボルトの分担比率が増加する。このことから、継手部へ導入した曲げモーメントが 80kN･m/R 程度に達した時点で継手としてはまだ引張力に対して抵抗できる状態ではあるが、継手部特に嵌合部付近でのずれが生じたと考えられる。

変位計測結果および斜辺間継手ボルト増加軸力と嵌合金具作用引張力の計測結果から、継手部へ導入した曲げモーメントが 80kN･m/R に達した時点で継手部の覆工機能が損なわれたとした場合でも、引張軸力 196kN/R の場合の計算上の継手の許容曲げモーメント（23.2kN･m/R）に対して一般的に要求される許容の３倍以上の耐力を有しており、覆工機能として十分な安全性を備えていることを確認した。

４．おわりに

ハニカムセグメントの適用領域の拡大を狙いに、内水圧対抗型ハニカムセグメントの開発を行った。各種の試験の結果、内水圧が作用するトンネルに対しても実用上十分な耐力と剛性および止水性を有していることを確認した。今後、製作性や施工性を考慮した細部構造の改良を加え、実施工への適用を図りたい。

最後に、開発にあたり山本稔東京都立大学名誉教授および小泉淳早稲田大学理工学部教授をはじめ多くの有識者の方々に有益な助言を賜っており、ここにあらためて謝意を表す。

【参考文献】

1)荒川賢治・白石浩司、「ハニカムセグメント」、トンネルと地下、Vol.26、No.12、1998.12、pp91～94
2)奥野三郎・荒川賢治ほか、「シールドトンネルの長距離・急速施工法の開発（第３報）」、奥村組技術年報、No.20、1994.11、pp15～22
3)村上博智・小泉淳、「シールドセグメントリングの耐荷機構について」、土木学会論文報告集、第 272 号、1978.4、pp103～105

奥村組技術研究年報
No.26　2000年

ＲＣ構造物の耐震設計システムの開発

柳原純夫*　森尾　敏**　曽田　暁**
三木英通***　水谷善行****

１．まえがき

これまでの土木構造物設計規準類は、守るべき最低の水準をある意味で画一的に明示するものであったといえる。基本的には守るべき最低水準を示しているのみで、地震の大きさによっては構造物が破損するかもしれないという事を前提とした検討、言い換えれば破損のしかたを限定した検討を明示しているものはなかった。このことは兵庫県南部地震のような非常に強い地震はある意味で設計の視野に入っていなかったことによるものともいえる。

一方、さまざまな大きさの地震外力に対する設計を考えた場合、これまでのような画一的な安全性の取り扱いでは適切な対応が困難となっている。非常に強い地震に対しても性能が構造物によって同じであるというこれまでの考え方は合理性を欠くものとなってきた。そこで、構造物の損傷にまで設計的な視点を延長せざるを得ないこととなった。その結果、損傷の程度を対象構造物が具備すべき性能に応じて制限する考え方が、設計の基本的考え方として最近の設計規準類に取り入られつつある。

これは構造物の合理的設計として望ましい方向ではあるが、設計業務、とりわけ耐震設計業務をより一層煩雑とし、実務で迅速な対応が必要なとき、大きな障害となる。このような背景を踏まえて、これまでに培ってきた耐震技術を今後の実務設計に合理的に活かすことを目的としてシステム開発を実施した。

最近では耐震設計に限らず、構造解析を伴う設計にはコンピュータによる作業が必要不可欠なものとなってきている。しかし、設計には、対象構造物のモデル化から作用外力の設定および安全性の照査まで多岐に亘る作業が必要であり、個別の解析を行うソフトウェアはかなり整備が進んでいるものの、これらを統合した総合システムとして整備されたものは多くないのが現状である。

特に耐震設計では前述したように構造物の破壊のメカニズムを解析によって数理的に明らかにし、構造物の性能に応じた機能が要求されるようになってきている。そのため外力の設定から、部材の非線型挙動の数理モデル化さらには地盤を含んだ全体系モデルを取り扱うこととなり、個別作業の煩雑さに加えて全体の整合にかなりの労力を伴う。

このような耐震設計の流れを一貫したソフトウェアで処理することによって、これまで、個別ソフトによる処理で要していた作業を合理化することを狙ったシステムを完成させた。

対象とする構造物は、ＲＣ構造物で、断層運動に基づく直下型地震による地震動の解析や各種設計規準にもとづく地震外力の設定、構造部材の非線型性の設定およびそれらに基づいた動的変形解析による安全性の照査などからなっている。

システムは、一部でＥＷＳを使用する部分もあるものの、その大部分がパソコンで処理可能となっており、ＲＣ構造物の設計に大きな省力化が期待される。さらに今後増えるであろうと予測される耐震補強設計業務や、場合によっては耐震診断業務を含めて、事業者の多様な要求に対応が可能である。

２．システムの概要

本システムは、ＲＣ構造物の耐震設計業務で使用する各個別のソフトウェアを統合したものである。これにより、これまで、煩雑だったソフトウェア間のデータのやり取りが円滑となり、作業効率の大幅な向上が期待できる。特徴は以下のとおりである。

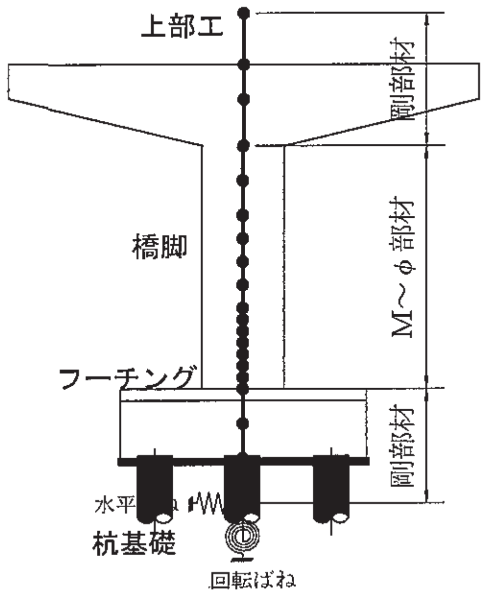
ⅰ．構造物・地盤・基礎全体系による非線形動的解析を主な対象とした
ⅱ．道路橋示方書を始めとする各種の耐震設計規準に準拠した
ⅲ．地盤や構造物を解析する複数のプログラムを目的別に使用するので、個々のデータを共有できるシステムとした。
ⅳ．ＲＣ部材の非線形特性を簡易に設定できるようにした。
ⅴ．地盤・基礎のばね特性は、対象とする構造物に応じて線形でも非線形でも扱えるようにした
ⅵ．入力地震動の設定は各種の規準の他に断層運動を考慮したものも取り扱いができるようにした

３．解析モデル、解析手順

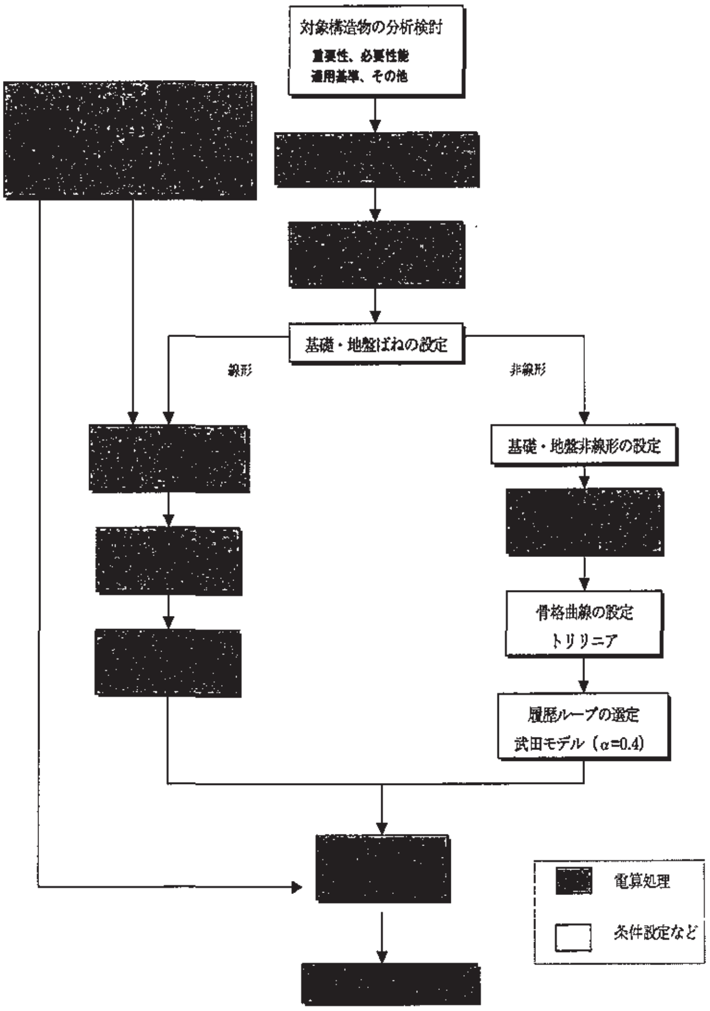
*本社土木部　**情報システム室　***本社土木設計部　****技術開発部

解析モデルは**図－１**に示すような非線形梁－ばね系モデルとした。基礎は線形ばねのみならず非線形ばねにも対応できるようにした。

耐震設計検討手順は、適用する設計規準や、その他の様々な条件によりいろいろな方法を取る。**図－２**に本システムで対象としている耐震設計手順を示す。



図－１　解析モデル



図－２　解析手順

４．開発した個別の解析項目

当社において、開発した個別の解析項目を**表－１**に示す。基本的には設計プログラムは市販のものを導入した。ただし、活断層の動きにより発生する地震波動や部材の非線形性状など、設計プログラムの入力情報となるもの、および解析後のポスト処理に関するものは新しくプログラムを開発した。本システムの最大の特徴であるトータルシステムとして各プログラム（モジュール）間のデータの受け渡しは、円滑に処理できるようになっている。以下に各項目の概要を示す。

4.1　ＲＣ部材非線形性の設定

橋脚・杭基礎等のＲＣ断面の部材非線形特性（M－φ、M－N相関）を簡易に設定できる。コンクリートの応力度－ひずみ曲線は「道路橋示方書」[1)]、「土木学会コンクリート標準示方書」[2)] などに対応している。断面は矩形、円形や各種の補強断面に適用できる。拡張や変更なども随時可能である。また、複数断面も同時に解析可能となっている。入力データと解析結果の一例を**表－２**に示す。

4.2　保有水平耐力法による耐震設計

保有水平耐力法は市販プログラムを使用し、入力データは動的解析の入力データと共有化される。

表－１　開発した項目

開　発　項　目	使用機器	(ﾌﾟﾛｸﾞﾗﾑ名)
ＲＣ部材非線形性の設定	パソコン	
保有水平耐力法による耐震設計とRESP 入力データの共有化	パソコン	
入力地震動設定	EWS,ﾊﾟｿｺﾝ	
基礎・地盤ばねの設定（線形）	EWS,ﾊﾟｿｺﾝ	SHAKE
基礎・地盤ばねの設定（非線形）	EWS,ﾊﾟｿｺﾝ	RESP
全体系地震応答解析	EWS､ﾊﾟｿｺﾝ	RESP
ポスト処理	EWS,ﾊﾟｿｺﾝ	

表－２　入出力データ例

	1.1	1.2	3.1	3.2	6.1	9.1
H (cm)	62	62	55	55	65	65
B(cm)	100	100	100	100	100	100
Ast(cm2)	22.94	19.40	22.94	19.40	15.88	15.88
Asc(cm2)	19.40	22.94	19.40	22.94	19.40	19.40
d (cm)	54	49	47	49	47	57
dc(cm)	13	8	6	8	6	16
N (kgf)	0	0	0	0	0	0
σsy(kgf/cm2)	3500	3500	3500	3500	3500	3500
σck(kgf/cm2)	185	185	185	185	185	185
Es(kgf/cm2)	2100000	2100000	2100000	2100000	2100000	2100000
Ec(kgf/cm2)	250000	250000	250000	250000	250000	250000
Ndivide	100	100	100	100	100	100
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
start colum B=2	30	3	4	5	6	7
calcu num	2	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
Xstarty	10	10	10	10	10	10
Xsartu	5	5	5	5	4	4

4.3　入力地震動設定

平成９年度に当社で開発したプログラム [3] を本システムに導入したものである。入力地震動の設定は、活断層情報から求める方法と、目標応答スペクトルにフィッティングさせる方法を選択できるようになっている。そのほかに、任意の地震動もあつかえるようになっている。これにより、各種の設計規準への迅速な対応が可能となるばかりでなく、建設地点近くの断層の影響や直下型地震などへの対応も可能となる。

4.4　基礎・地盤ばねの設定

ａ．線形ばね

道路橋示方書に準じ、杭・地盤ばね（水平、ロッキング）を算定する。一次元地震応答解析プログラムで算定したひずみレベルに応じて、ばね定数は低減させる。

ｂ．非線形ばね

図－２に示す骨組みモデルで非線形静的解析を実施し、基礎ばねの骨格曲線（トリリニア）を求める。入力データは地盤、基礎のデータから表計算プログラムにより自動的に作成するようにした。

4.5　全体系地震応答解析

全体系地震応答解析を動的地震応答解析プログラムにより実施する。入力データは地盤、基礎のデータから表計算プログラムにより自動的に作成するようにした。解析モデルは**図－１**に示したとおりである。

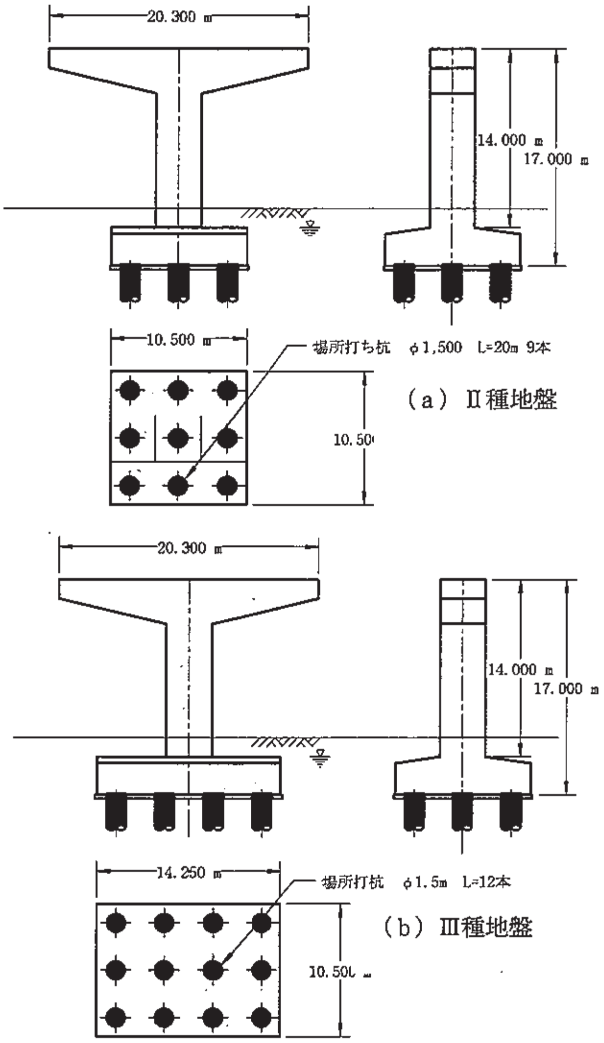
５．検討事例－１

ＲＣ単柱橋脚を対象にした耐震設計計算において、地震時保有水平耐力法による照査で危険と判定された橋脚が、非線形動的解析による照査で安全と判定される事例が幾つか報告されている。

ここでは都市内高速道路のⅡ種及びⅢ種地盤における標準的な橋梁を取り上げ、地震時保有水平耐力法（以下「保耐法」）と非線形動的解析による照査の比較をおこなった。当該橋梁は道路橋示方書・同解説Ｖ耐震設計編 [1]（以下「新道示」）の震度法により設計されたものであるが、Ⅱ種地盤における橋脚のタイプⅡ地震動、及びⅢ種地盤における橋脚のタイプⅠ地震動において、保耐法では危険と判定され、非線形動的解析では安全と判断された。ここでは、両者の違いが生じる原因、非線形動的解析の照査結果を採用することの妥当性について検討した。

5.1 対象橋脚

検討対象橋脚を**図－３**(a)および(b)に示す。**図**(a)はⅡ種地盤、**図**(b)はⅢ種地盤における標準的な橋梁で、震度法により設計されたものである。水平震度はⅡ種地盤では k_h=0.25、Ⅲ種地盤では k_h=0.30 である。上部構造は６径間連続鋼鈑桁橋（地震時水平力分散構造）、支間長は35m×６径間、全幅員は20.25m、支承はゴム支承



図－３　解析対象橋脚

（タイプB）、下部構造形式は張出し式ＲＣ橋脚である。

基礎は場所打ち杭基礎（φ1.5m）で、Ⅱ種地盤はL=20m、n=9本、Ⅲ種地盤はL=27.5m、n=12本である。

5.2 非線形動的解析による照査

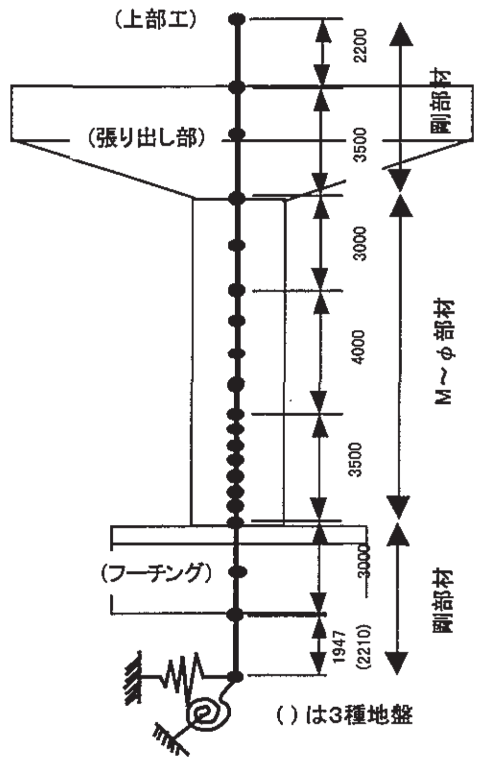
非線形動的解析による照査は、保耐法において危険と判定されたⅡ種地盤のタイプⅡ地震、Ⅲ種地盤のタイプⅠ地震について実施した。

(1) 解析条件

a. 解析モデル

対象橋梁の橋軸直角方向解析モデルを**図－４**に示す。Ⅱ種地盤とⅢ種地盤ではフーチング下端の基礎バネの位置が異なる。フーチング上部の橋脚部分（10.5m）をトリ・リニア型の曲げモーメント～曲率（M～φ）モデルで表現し、他の要素は剛部材とした。

M～φモデルは材軸直交分割要素（３分割）で表現し、履歴特性は武田モデル（α=0.4）を用いた。基礎は道路橋示方書Ⅳ下部構造設計編 [1] に基づくスカラー・バネでモデル化し、フーチング下面で等価な変位を与える水



図－4　解析モデル

平、回転の一組の線形バネとして与えた。

b. 入力地震波

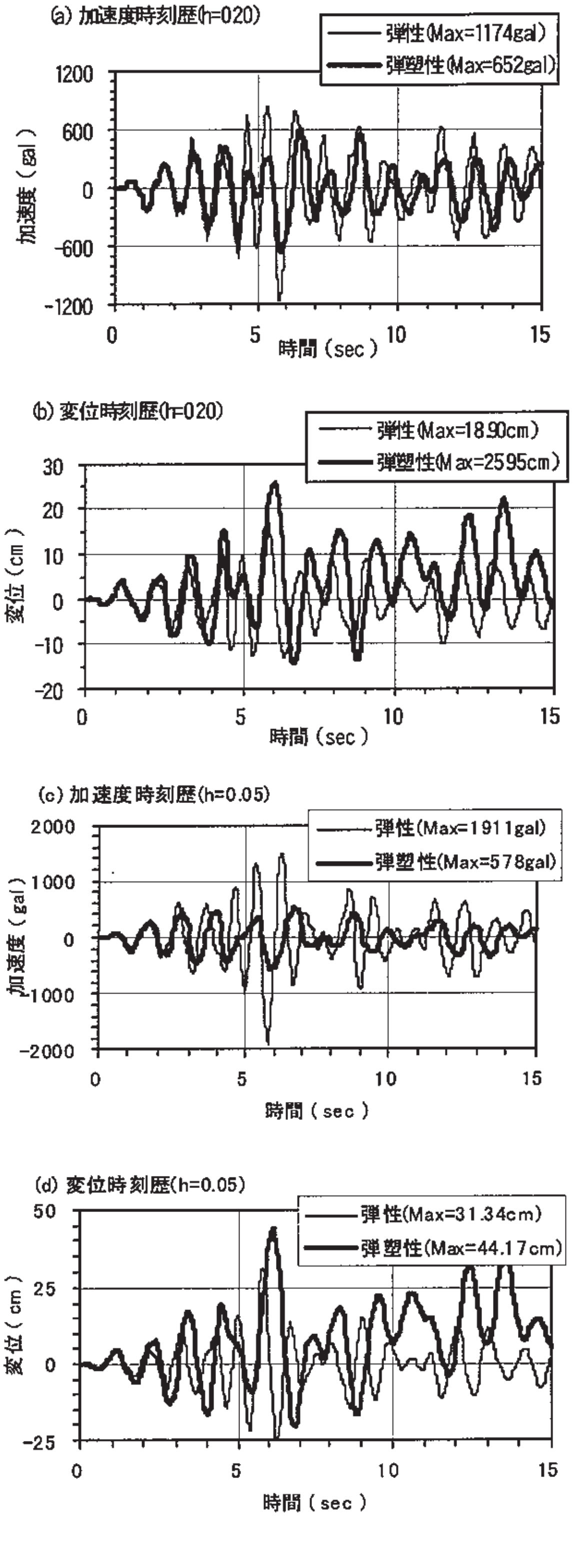
入力地震波は、Ⅱ種地盤のタイプⅡ地震として兵庫県南部地震における JR 西日本鷹取 NS 成分波（Max=686.8 gal）を採用した。Ⅲ種地盤のタイプⅠ地震として日本海中部地震における津軽大橋周辺地盤上 TR 成分波（Max=433.37 gal）を採用した。

c. 粘性減衰

新道示に基づき、下部構造の要素減衰定数を h=0.02、基礎構造の要素減衰定数を h=0.20 とし、固有値解析結果から各モードのモード減衰（エネルギー比例減衰定数）を設定した。これは新道示において基礎構造が弾性域にある場合 h=0.1～0.3、非線形域に入る場合 h=0.2～0.4 を用いるよう規定されていることに基づいたものである。 次に、固有周期、モード減衰からレイレイ減衰マトリックスを作成し、これを粘性減衰として動的解析に使用した。

(2) 解析結果

Ⅱ種地盤において基礎の減衰定数を h=0.20 とした場合の上部構造位置加速度時刻歴を**図－5 (a)**に、変位時刻歴を**同図 (b)**に示す。図中には、線形動的解析結果も併記している。非線形解析では、橋脚下端の非線形化に伴い応答加速度が低下し、応答変位が増加する。応答変位の 10 秒付近以降僅かに＋側に残留変位がみられるが、たかだか 5cm 程度であり、許容残留変位 δ_R（=16.2cm）までには至っていない。最大応答変位は δmax＝25.95cm



図－5　上部構造位置加速度、変位時刻歴

で、塑性率に関する照査結果は次式の通り安全と判定され、保耐法と異なる照査結果が得られる。

$$\mu=\delta max／\delta y=25.95／7.54=3.44<\mu a(=4.31)$$

一方、Ⅱ種地盤において基礎の減衰定数を h=0.05 とした場合の結果を**図－5 (c)**、**(d)**に示す。h=0.05 の時、保耐法による入力動と動的解析による入力動は同レベル

と考えることができる[5]。この時、塑性率に関する照査結果は次式の通り危険と判定され、保耐法の照査結果と一致する。

$\mu=\delta max/\delta y=44.17/7.54=5.86>\mu a(=4.31)$

Ⅲ種地盤において基礎の減衰定数を h=0.20、0.10 とした場合の解析結果を**表－３**に示す。ここで、h=0.10 の時、保耐法による入力動と非線形動的解析による入力動は同レベルと考えることができる[5]。**表—３**において、h=0.20 の時非線形動的解析では安全と判定され、保耐法と異なる照査結果が得られる。一方、h=0.10 の時危険と判定され、両照査結果は一致する。

以上の結果より、非線形動的解析ではⅡ種地盤、Ⅲ種地盤とも基礎減衰（h=0.20）の効果により構造系への入力地震動レベルが保耐法の入力レベルより小さなものになっている。このため、保耐法で危険と判定された橋脚が非線形動的解析で安全となる結果が得られたものである。

表－３　Ⅲ種地盤での最大加速度、最大変位

	線形解析		非線形解析			δy=7.77cm	
	最大加速度 (gal)	最大変位 (cm)	最大加速度 (gal)	最大変位 δmax (cm)	塑性率 μ	許容塑性率 μa	判定
h=0.20	777.5	7.808	541.6	11.22	1.44	1.62	安全
h=0.10	969.6	9.752	561.9	18.43	2.37	1.62	危険

６．検討事例－２

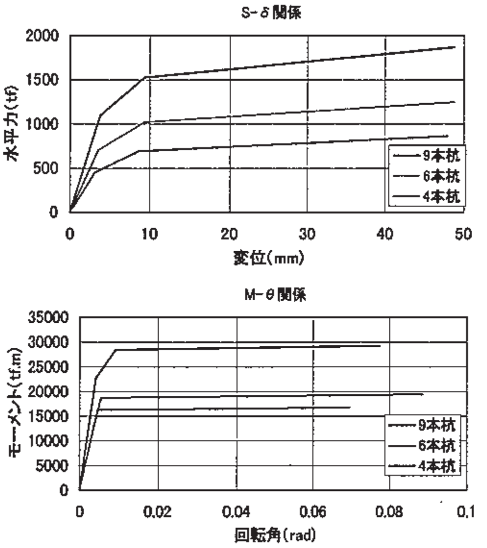
ＲＣ単柱橋脚における基礎の降伏耐力は橋脚部のそれの２倍程度を有する[1),2)]。特にＬ２地震動においてはこの基礎の耐力を適度に低減させ十分なじん性を確保することができればより経済的な耐震設計が可能であると考えられる。そこで基礎の耐力を漸減させ地震応答解析を行い、上部工変位による塑性率照査に基づき基礎の耐力を従来比何％程度の低減が可能なのか検討した。

6.1 対象橋脚モデル

対象橋脚の橋軸方向解析モデル、解析条件は検討事例－１と同様である。

6.2 杭のプッシュオーバー解析

杭本数による基礎の耐力、剛性の違いを確認するため、杭本数９、６、４本の各場合について杭頂部に水平力を静的に載荷したプッシュオーバー解析を行った。この結果を**図－６** (a)、(b) に示す。これより 9 本杭の耐力を 100 とすると 6 本杭は 60～70、4 本杭は 40～55 程度に相当することが確認された。



図－６　プッシュオーバー解析結果

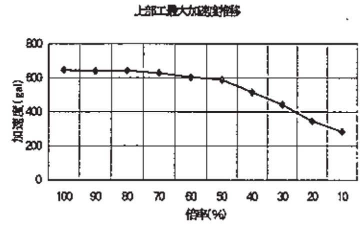
表－４　基礎耐力低減解析結果一覧

倍率 (%)	上部最大変位(cm)	系全体の塑性率	許容塑性率	上部最大加速度(gal)	最大モーメント(最下段)	最大塑性率(最下段)	最大塑性率(基礎)S	最大塑性率(基礎)M
100	27.2	3.61	4.31	646	1.06E+06	7.93	0.677	0.363
90	27.2	3.61	4.31	640	1.05E+06	7.872	0.869	0.405
80	27.2	3.61	4.31	642	1.06E+06	8.259	1.192	0.452
70	27.6	3.66	4.31	627	1.05E+06	7.349	2.025	0.614
60	28.3	3.75	4.31	604	1.04E+06	7.064	3.419	0.941
50	30.5	4.05	4.31	588	9.95E+05	3.907	6.327	1.989
40	32.4	4.30	4.31	516	9.20E+05	0.957	9.815	3.238
30	35.8	4.75	4.31	442	7.67E+05	0.748	11.085	4.9
20	34.4	4.56	4.31	346	5.68E+05	0.476	19.321	7.218
10	31.5	4.18	4.31	284	3.39E+05	0.165	45.806	15.282

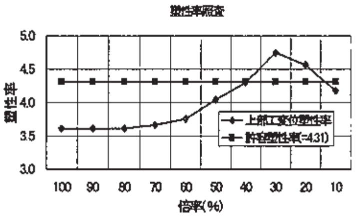
6.3 基礎耐力低減解析

杭本数９本での基礎の耐力を 100 と定め、基礎の耐力を 90，80，70、…、10％と漸減させ地震応答解析を行い、上部工の最大応答加速度・変位、基礎および橋脚部の塑性率の推移等を比較考察した。

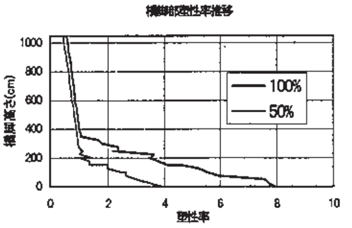
解析結果の一覧を**表－４**に示す。塑性率照査によると 40％まで許容範囲内に収まり、せん断耐力、残留変位についても許容範囲内であった。しかし 50％以下で急激に応答値が変化することから、十分な耐震性を有するのは 60％程度までと考えられる。また、上部工における最大加速度推移、塑性率照査、および 100％と 50％の橋脚部塑性率比較を**図－７** (a)～(c) に示す。ここで、30％



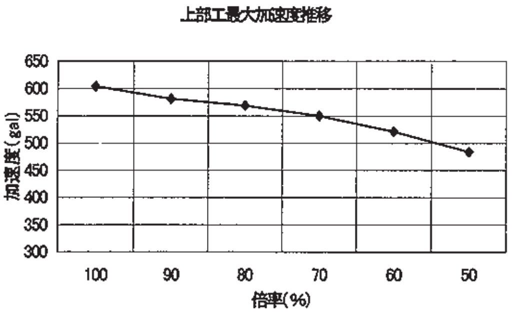
図－７　(a) 上部工最大加速度推移



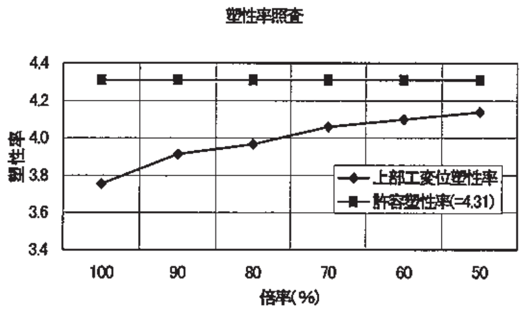
図－７ (b) 塑性率照査



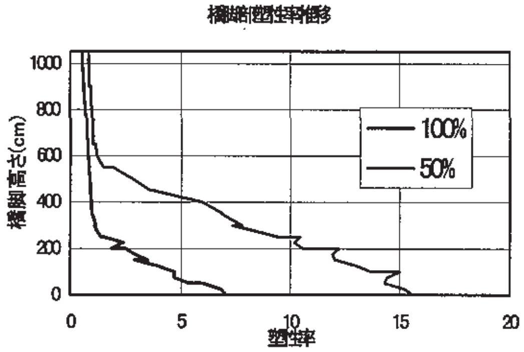
図－７ (c) 橋脚部塑性率比較



図－８　(a)　上部工最大加速度推移



図－８　(b)　塑性率照査



図－８　(c)　橋脚部塑性率比較

～10%にかけて塑性率の減少がみられるが、これは基礎耐力減により上部工変位を大きくする効果と、上部工の慣性力減に伴う変位を小さくする相反する２つの効果の影響によるものと考えられる。

6.4 橋脚部曲げ耐力低減解析

前節の結果を踏まえ、基礎の耐力を初期条件比 60%に固定し、橋脚部M－φ関係の曲げ耐力を前節と同様に漸減させ地震応答解析を行った。なお、曲げ耐力低減の度合は基礎の耐力の場合と同様に初期状態を 100 とし 90, 80, 70, 60、50%に対して行った。

解析結果の一覧を**表－５**に示す。塑性率照査によると 50%まで許容範囲内に収まったがこの時点での曲率塑性率が 15.6 に達していることや最大曲げモーメントが終局値に近いということを考慮すると、実質的には初期曲げ耐力比 70%程度までの低減が可能と考えられる。この結果、100%のとき 3.42 であった基礎の塑性率は、2.26 まで低下する。また、上部工における最大加速度推移、塑性率照査、および 100%と 50%の橋脚部塑性率比較を図－８(a)～(c)に示す。

表－５　橋脚部曲げ耐力低減解析結果一覧

倍率 (%)	上部最大 変位(cm)	系全体の 塑性率	許容 塑性率	上部最大 加速度(gal)	最大モーメント （最下段）	最大塑性率 （最下段）	最大塑性率 （基礎）S	最大塑性率 （基礎）M
100	28.3	3.75	4.31	604	1.04E+06	7.064	3.419	0.941
90	29.5	3.91	4.31	581	9.59E+05	8.55	2.602	0.822
80	29.9	3.97	4.31	569	8.77E+05	10.622	2.366	0.634
70	30.6	4.06	4.31	550	7.73E+05	11.125	2.259	0.484
60	30.9	4.10	4.31	521	6.98E+05	15.116	1.803	0.434
50	31.2	4.14	4.31	484	5.86E+05	15.632	1.899	0.388

7．あとがき

耐震検討（設計、解析）では色々な不確実性を考慮したうえで、高度な工学的判断のもと大地震に対して抵抗力があり、ねばり強い構造物を提案していくことが多い。規準類にのっとり実施した構造解析結果をもとに、安全性を画一的に照査するという作業の全作業に占める割合は設計体系の変化を考慮すると、今後減少する傾向にある。従来から煩雑な作業を伴うとされている非線形地震応答解析も、複数ケースを短時間で効率的に実施し、得られた結果をもとに担当者はより創造的な業務に携わることができる環境を整えることが肝要である。

このような観点から今回開発したシステムを社内の耐震業務担当者は有効に活用し今後の技術開発に寄与していくことが望まれる。

【参考文献】

1)道路橋示方書・同解析Ⅴ耐震設計編、(社) 日本道路協会、平成８年 12 月
2)コンクリート標準示方書（耐震設計編）[平成８年制定]、土木学会、平成８年
3)設計用入力地震動設定方法の研究、奥村組平成９年度研究開発課題報告書、平成 10 年４月
4)森尾、幸左、藤井、宮本「震時保有水平耐力と非線形動的解析による耐震検討の比較と課題」第３回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、1999 年 12 月、pp295-302

奥村組技術研究年報
No.26　2000年

自然加圧修復システムの開発
－新発想の最終処分場しゃ水技術－

川口光雄*　大塚義一*　赤星公祐**
川原敏正***　竹本光慶****

1．まえがき

最終処分場は、日常生活やあらゆる生産活動の過程において発生するリサイクルされない最終的な残存物を処理する施設である。環境問題に対する社会的・個人的な意識の向上によって、各種の材料がリサイクルの対象となり廃棄物の総量も減少する傾向にある。しかし、絶対量としては莫大な廃棄物が依然として発生し、数年後には全国での廃棄物処分場の許容処理量を超過するといわれている。一方で、そうした状況下にも関わらず新設の処分場建設数は数年前の半分以下と極端に削減されている。これは、過去に建設された幾つかの処分場でしゃ水シートが破損後、汚染物質を含んだ浸出水が外部に漏洩し周辺環境を破壊するといった環境汚染の事例が背景にあるとも推測される。

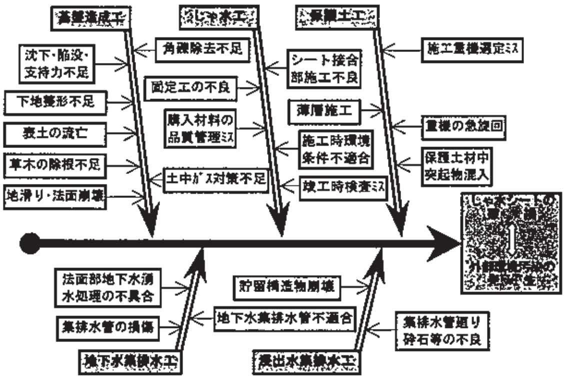
そこで、最終処分場において高い安全性と信頼性を有したしゃ水システムとして自然加圧修復システム（以下ゲルシステムと称す）の開発を行った。ゲルシステムは、コロイド溶液のゲル化特性を利用して、破損したしゃ水シートに代る新しいしゃ水膜を即時に形成することで、汚染物質の外部漏洩を防止する。しゃ水構造としては、処分場内で浸出水が接触する領域にしゃ水シートなどで空間を構築し、空間内部にコロイド溶液を充填する。充填されたコロイド溶液の圧力は、空間に連通したスタンドパイプと呼ばれる鉛直管内に溶液を貯留して発生（自然加圧）させる。スタンドパイプ内の溶液水位は浸出水の水位よりも高く制御することで、しゃ水シートが破損した際には即時にコロイド溶液が保護土や基礎地盤内に浸透する。さらに、コロイド溶液が浸透する過程で破損部周辺の保護土や基礎地盤部に新しいしゃ水膜を形成することで修復を行う。

本報では、シートだけのしゃ水構造の問題点をシートの破損要因などから説明した後、ゲルシステムの概要および実証実験によって得られたシステムの有効性と今後の展開について報告する。

2．しゃ水シートの破損

処分場で使用してきたシート材は、しゃ水性と施工性に比較的優れたしゃ水材料として、従来の処分場におけるしゃ水構造に数多く採用されてきた。しかし、しゃ水シートが何らかの原因で破損し、健全なしゃ水機能を保持することができない事態も発生している。

しゃ水シートの破損には、**図－1**に示す施工に起因したシート破損と、供用時における規格外廃棄物の接触やシートの劣化などに起因する破損の場合がある。また、シートの破損要因は、**表－1**に示すような物理・化学・生物的な破損要因に分類できる。



図－1　施工に起因するしゃ水シート破損特性要因

表－1　しゃ水シートの破損分類

破損要因		破　損　形　態
物理的破損	突き破り 不同沈下	・重機での突き破りや粗大廃棄物・礫などの押し付けにより破損する ・局所的な基礎地盤の沈下による応力集中により破損する
	温度変化 クリープ	・温度低下による熱劣化で強度低下し破損する ・シート材のクリープ現象により破損する
	水　圧	・シート内外に作用する水圧により破損する
化学的破損	酸　化 化学物質	・シートの酸化によって引張り・伸び・せん断強度が低下し破損する ・化学物質とシートとの化学反応によりシートが軟化・溶解し破損する
	紫外線	・紫外線などの光学的な劣化によりシートが硬化し破損する
生物的破損	植　物 樹　木	・植物や樹木などの成長により根がシートを突き抜けて破損する
	微生物	・可塑性材料および油分または有機性分子が微生物により有機分解され破損する

これらのことから、広範囲に及ぶしゃ水シートの健全

*本社環境プロジェクト室　**技術開発部　***東京支社　****機電研究室

性を長期的に確保することは非常に困難であり、そのことからシートだけのしゃ水構造には環境汚染に対するリスクが任意の確率で存在していることが解る。しかし、有害物質を廃棄する処分場においては、シートの破損確率が極力存在しないしゃ水構造やしゃ水システムでなければならない。このことは、たとえしゃ水シートの検知を正確に行えても、検知から修復までの間に汚染物質が外部漏洩するようなしゃ水構造やしゃ水システムであってはならないことを意味する。

そこで、しゃ水シートの利点を活かすかたちでシートに内存するリスクを回避することが可能なしゃ水構造としゃ水システム、具体的にはしゃ水シートが破損した状況においても、しゃ水機能が保持される新しいタイプのしゃ水技術が必要となる。ゲルシステムは、このようなしゃ水性能を有したものである。

3．システムの概要

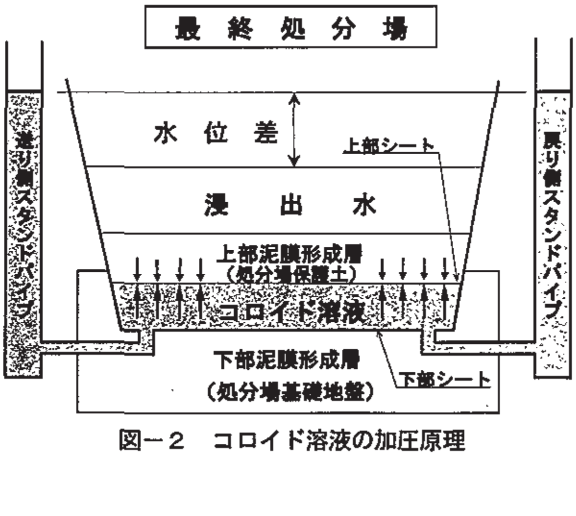
ゲルシステムの概要として、しゃ水システムにおける基本原理と構成およびシステム各部の構造とシステムの特長について以下に述べる。

3.1 システムの基本原理と構成

a．基本原理

(1) コロイド溶液の加圧原理

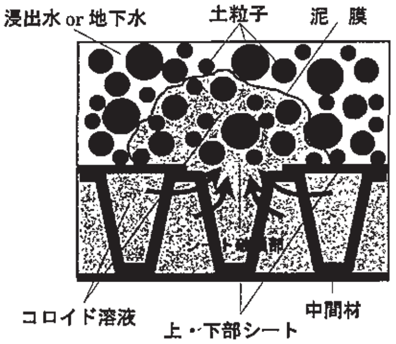
ゲルシステムでは、**図－2**に示すように、処分場内の上部シートと下部シートによって密閉された空間と連通している２種類のスタンドパイプ内に、水に近い流動特性のコロイド溶液を浸出水水位よりも高く貯留する。この状態において上・下部シートには、スタンドパイプ内のコロイド溶液高さに応じた圧力と浸出水水圧および処分場外部の地下水圧が作用している。上・下部シートの破損時には、コロイド溶液の圧力が浸出水や地下水の水圧よりも大きなため、処分場保護土や基礎地盤内に溶液が浸透することで浸出水の外部漏洩を防止する。また、２重シート内には、コロイド溶液の充填スペースを常に一定に保持するために、中間材と呼ばれる空間保持部材を設置する。



図－２ コロイド溶液の加圧原理

(2) コロイド溶液の修復原理

コロイド溶液は土粒子の間隙を浸透する過程で物理・化学的な特性により、**図－3**に示すように保護土や基礎地盤内に難透水性の泥膜[1,2]を形成し、シート破損部周辺に新しいしゃ水面を構築する。また、上・下部のシート保護および泥膜形成の促進を目的として、上・下部シートには各シート両面に特殊な不織布を敷設する。

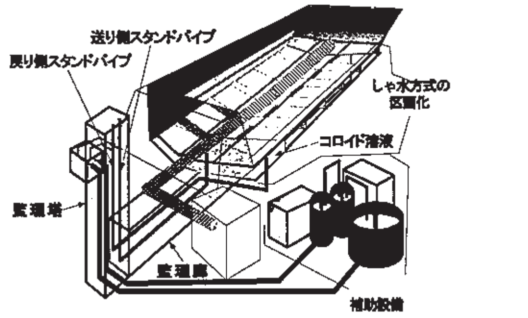


図－３ コロイド溶液の修復原理

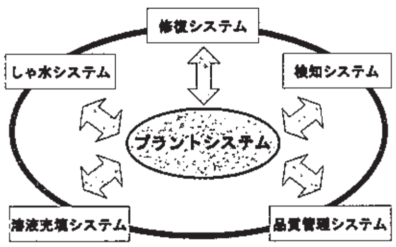
b．システム構成

ゲルシステムを実際の処分場に適用する場合には、**図－4**に示すように各スタンドパイプやシートとの連通管を収納する監理塔や監理廊を処分場周辺に設置する。また、システムの安定性と品質保証を確保するために補助設備がある。さらに、コロイド溶液によるしゃ水性としート内圧力の制御性を考慮して、しゃ水方式の区画化を行う。区画化を行うことで、あらゆる規模や形状の処分場にシステムを適用することが可能となり、区画単位でシート破損の検知や修復状況を確認することができる。

ゲルシステムは、**図－5**に示すように、５つの基本システムと基本システムを実行するプラントシステムと呼ばれる動作システムから構成されている。



図－４ 自然加圧修復システム型処分場の概念



図－５ システムの構成要素

各システムの機能を以下に示す。

(1) しゃ水システム

しゃ水システムは、処分場内の浸出水を外部環境から常時しゃ断した状態で水処理設備へ輸送する機能を有すると共に、処分場内の保護土や浸出水および廃棄物によって作用する各種の荷重に耐え得る構造である。

(2) 修復システム

修復システムは、シートが破損した場合にコロイド溶液が泥膜を効率的に形成するように、各区画スタンドパイプ内の溶液圧力を自動制御する。

(3) 検知システム

検知システムは、各区画のスタンドパイプ内にある溶液水位を常時監視し区画単位でシート破損および修復状況を検知する。

(4) 品質管理システム

品質管理システムは、コロイド溶液の流動性能としゃ水性能を所定のレベル以上に確保するための品質管理を行う。

(5) 溶液充填システム

溶液充填システムは、2重シート内に空気を残留させずにコロイド溶液を充填したり、シート内の溶液品質を長期的に確保するために溶液を還流する機能を有する。

(6) プラントシステム

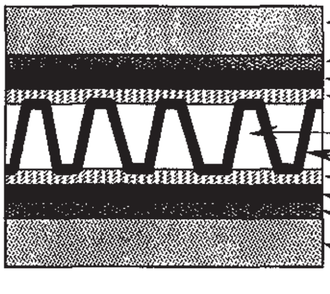
プラントシステムは、基本システムが各機能を最適に実行するように動作機器を自動制御する機能を有する。

3.2 システムの構造と特長

ゲルシステムにおける各種の構造と特長を示す。

a. しゃ水構造

ゲルシステムの標準しゃ水構造は、**図−6**に示すように、① 常時処分場内部のしゃ水を行う上部しゃ水材（しゃ水シート）、② 常時基礎地盤周辺の地下水をしゃ水する下部しゃ水材（しゃ水シートやベントナイト混合土など）、③ 上・下部しゃ水材の内部に充填されたシート破損時にしゃ水性能を修復するコロイド溶液、④ 溶液充填スペースを一定に保持する中間材と呼ばれる空間保持部材（砕石やプラスチックドレーンなど）、⑤ 上・下部しゃ水材を保護すると同時にコロイド溶液の修復性能を向上させる機能を有した不織布から構成されている。



図−6 ゲルシステムの標準しゃ水構造断面

b. 付帯構造

ゲルシステムには、しゃ水構造以外の付帯構造物として、以下に示す監理塔・監理廊・補助設備がある。

(1) 監理塔

監理塔は、**図−7**に示すように、全区画に連通している送り側・戻り側のスタンドパイプをはじめコロイド溶液の供給・排出管や接続バルブおよび各種のセンサーなどを格納している。監理塔の大きさは、処分場の埋立て容量や埋立て高さおよびしゃ水区画数などによって異なるが、基本的には各スタンドパイプに関する品質管理項目を人が目視できるスペースを確保したものとなる。

(2) 監理廊

監理廊は、**図−8**に示すように処分場下部に構築し、スタンドパイプとしゃ水シートの連通管やセンサーおよび浸出水の排水設備などを格納する。配管類や計測器の防護および維持・管理を主な目的としているが、万一しゃ水機能に支障が生じた場合には監理廊内部より各種の補修作業も可能となる。

(3) 補助設備

補助設備は、各システムが有効に機能するために必要な設備である。**図−9**に示すように、補助設備にはコロイド溶液を送り側スタンドパイプ内に供給したり戻り側スタンドパイプ内の溶液を受け取るための2つのタンクとコロイド溶液を作液するタンクをはじめ、自動制御を行うための制御室、コロイド溶液の物性試験や作液材料を管理する品質管理設備などから構成されている。

c. システムの特長

しゃ水シートとコロイド溶液を用いた複合しゃ水システムであるゲルシステムの特長を以下に示す。

① 高強度の中間材を2重シート内に挿入していることで物理的な破損要因に対してもより安全なしゃ水構造である

② 2重シート内のコロイド溶液を浸出水の水圧よりも過圧力状態で常時充填していることで万一のシート破損などによる汚染物質の漏洩問題が発生しない

③ シート破損部のしゃ水機能を無人でリアルタイムに自然修復するため修復作業期間での長期的な汚染物質の漏洩がなく修復用の資機材も不要となる

④ システムの動作原理が単純であるため長期的な安定性を確保することが可能である

⑤ しゃ水機能の状態を区画単位で検知（確認）することができる

4. 実験概要

ゲルシステムでは、しゃ水構造にコロイド溶液といった特殊な溶液を用いるため、コロイド溶液に関わる基本的な特性（流動性・しゃ水性・耐久性）、または使用材料の選定などの項目を要素レベルで把握するための確認実験を実施した。要素実験で得られた結果よりゲルシス

テムの実用性を検証できたことから、実規模レベルにおける各種の実証実験を行った。以下に主要な実験の概要と実験結果、さらに実験から得られたコロイド溶液の諸特性をしゃ水システムに適用する一例について述べる。

4.1 実験項目

実験の内容を**表－2**に示す。この他にも、要素レベルにおいてコロイド溶液の基本的な物性の決定、中間材・しゃ水シート・不織布などのしゃ水構造全体としての強度特性試験、および実規模レベルにおいて上載荷重によるシート内溶液圧力変動確認実験などを実施した。

表－2　開発で実施した主な実験項目

実験名		実験期間	実験内容
要素実験	透水性能確認実験	実験開始 平成8年12月 実験完了 平成9年4月	コロイド溶液が充填・還流および修復可能な流動性を確保できる中間材と不織布の選定を目的として、各中間材と不織布のコロイド溶液透水性能を確認した
	しゃ水性能確認実験	実験開始 平成9年12月 実験完了 平成10年6月	コロイド溶液による破損シート周辺部におけるしゃ水特性の検証を目的として、泥膜形成部としての土質条件や塩水および膜形成促進材に対するしゃ水性能を確認した
	耐久性能確認実験	実験開始 平成11年2月 継続中	コロイド溶液の長期安定性の検証を目的として、分散材の添加や各種の環境条件下における溶液物性の変化を長期的に確認している
実規模実験	透水性能実証実験	実験開始 平成9年7月 継続中	実規模レベルにおける配管内や2重シート内でのコロイド溶液流動特性の把握を目的として、シート内への溶液充填・還流性能を実証している
	しゃ水性能実証実験	実験開始 平成9年7月 継続中	破損部からのコロイド溶液浸透条件を実際のしゃ水区画規模で行った際のしゃ水性能の把握を目的として、破損規模や溶液圧力などによるしゃ水性能を実証している
	耐久性能実証実験	実験開始 平成10年7月 継続中	実験場や実処分場におけるしゃ水シート内のコロイド溶液長期安定性能の把握を目的として、長期間の溶液採取により経時的な物性変化を実証している

4.2 要素実験

a．透水性能確認実験

(1) 砕石間隙内の溶液透水試験

中間材として単粒度砕石を使用した場合の水とコロイド溶液における砕石の透水係数を確認した。

砕石の粒径とコロイド溶液濃度をパラメータとした試験結果より、標準粒径が13～30㎜のときの透水係数は、水の場合 4.8～5.0cm/sec、コロイド溶液では 2.9～4.9 cm/sec であった。

(2) プラスチックドレーン空隙内の溶液透水試験

中間材としてプラスチックドレーン（以下 PD と称す）材を使用した場合の透水係数を確認した。PD の拘束圧とコロイド溶液濃度をパラメータとした試験結果より、拘束圧が 4.9～490.3 kPa のときの透水係数は、水の場合 13.0 ～ 23.0 cm/sec、コロイド溶液では 9.9 ～ 16.0 cm/sec であった。

(3) 不織布内の溶液透水試験

処分場しゃ水構造に使用する通常の不織布は、主としてシート保護を目的として使用される。ゲルシステムにおいては、それ以外にしゃ水効果の促進、つまり泥膜形成効果を向上する材料として使用する。そのため、材料選定においては、通常の強度特性や化学的な耐久性に加えて、コロイド溶液に対する透水性と泥膜形成性が重要な要素となる。

ゲルシステムで使用する不織布を選定することを目的として、各種の材料を抽出し透水試験を実施した結果、ポリウレタン系素材が、強度・耐久性・泥膜形成性に関して最適であることを確認した。

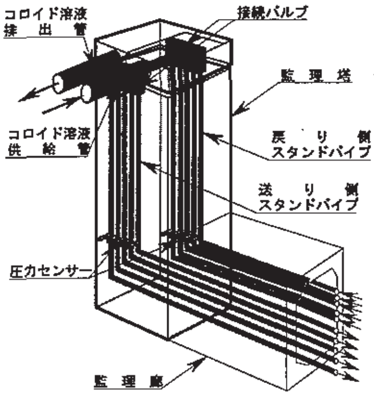
b．しゃ水性能確認実験

(1) 土質としゃ水特性の相関確認試験

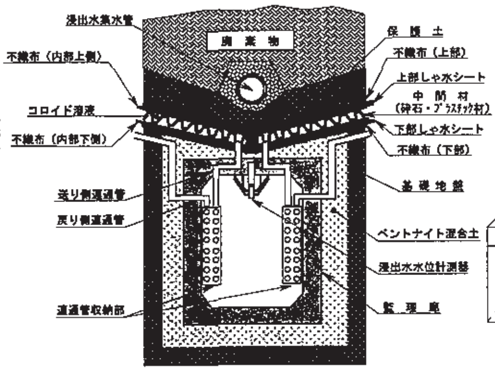
保護土などの泥膜形成材料にまさ土を使用した場合のシート破損部におけるコロイド溶液のしゃ水特性を**写真－1**の実験装置を用いて確認した。しゃ水シートを 1.0cm² の四角形に模擬破損し、まさ土の締固め度をパラメータとした試験結果（**図－10** 参照）より、コロイド溶液のしゃ水特性は泥膜形成層の締固め度や透水係数と相関性があり、まさ土の場合には締固め度 85％以上、コロイド溶液の透水係数 10^{-4}cm/sec 以下の土質で所定のしゃ水効果を発揮することを確認した。

(2) しゃ水性能における塩水の影響確認試験

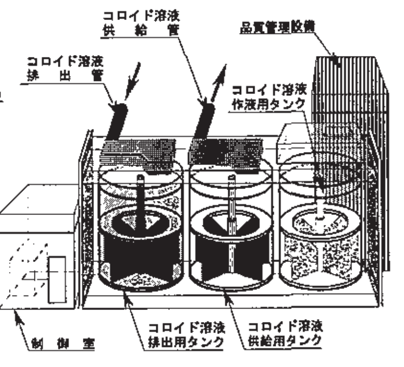
コロイド溶液は、コロイド粒子が水などの媒質中に分散している状態であり、コロイド粒子の分散状態としゃ



図－7　監理塔の概念

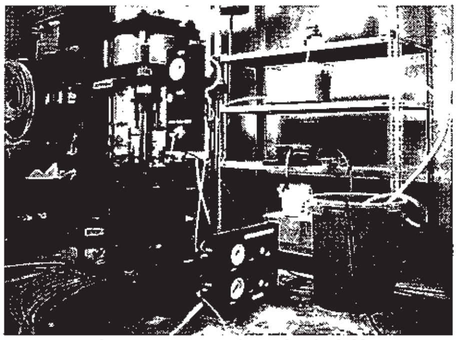


図－8　監理廊周辺の標準断面

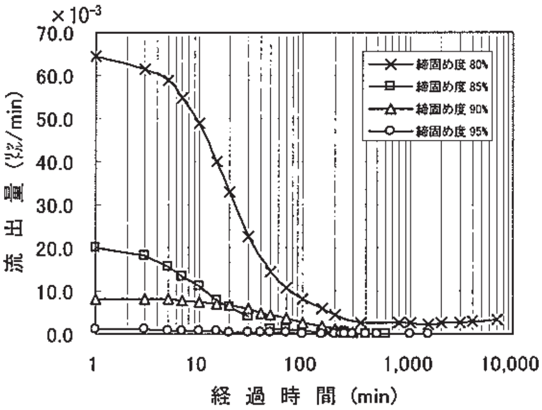


図－9　補助設備の概念

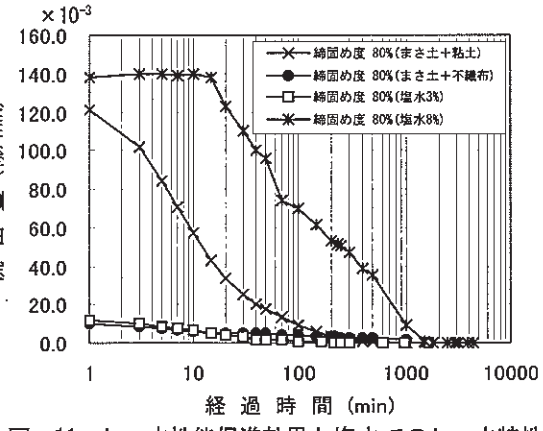
水特性とは強い相関がある。コロイド粒子の分散は、水などの分散媒の電解質濃度が低い場合には安定状態にあるが、電解質濃度が高い場合にはコロイド粒子は凝集作用によって沈降する。こうしたことから、ゲルシステムにおけるしゃ水性能を低下させる物質として、浸出水に存在する可能性があり電解質濃度が比較的高い塩水を用いてしゃ水性能を確認した。その結果（図−11 参照）、塩水の濃度３〜８％の範囲においては高濃度になるほどしゃ水時間は長く流出量も多くなったが、塩水による凝集作用が逆に土粒子間隙部の目詰まり現象を促進させ、結果的にしゃ水性能を保持することが確認された。



写真−１　しゃ水要素試験装置



図−10　まさ土の締固め度によるしゃ水特性



図−11　しゃ水性能促進効果と塩水でのしゃ水特性

(3) しゃ水性能促進効果確認試験

保護土や基礎地盤などの締固め不足によるしゃ水性能の低下を防止する方法を確立するため、まさ土に粘土を混合したものと、ポリウレタン系素材を用いた不織布を破損シート上に敷いた状態でのしゃ水性能を確認した。ともに締固め度 80％の状態で、しゃ水効果が確認（図−11 参照）されたが、粘土混合の場合には初期の溶液浸透速度が大きくパイピング現象の可能性も考えられることから、しゃ水性能の促進材料としては不織布を使用することとした。

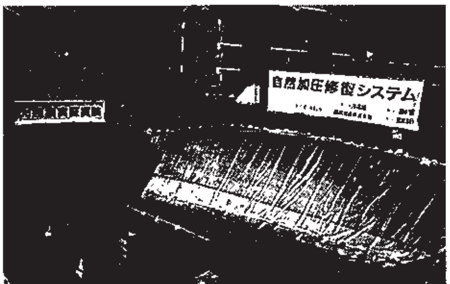
c．耐久性能確認実験

修復システムにおいて、コロイド溶液は実際の外部環境の影響を受けても長期的に安定でなければならない。ここでいう安定性とは、溶液中のコロイド粒子が初期状態と同様に分散していることを示す。分散を支配する項目としては、温度・時間・濃度・pH などが考えられる。

そこで、コロイド溶液の分散媒に各種の溶液を使用して、分散媒の違いや温度による溶液物性の変化を検証した。分散媒に人工海水を加えた試験によって、溶液の濃度勾配が生じ粘度などにも変化が現れたが、分散媒の電解質濃度によっては再度溶液を攪拌することで初期の分散状態に復元した。このことから、ゲルシステムではシート内のコロイド溶液を定期的に還流可能な構造と溶液攪拌機能を有した設備を付加した。

4.3 実規模実験

実規模レベルでは、コロイド溶液のシート内への充填性能と還流性能およびしゃ水性能を定性的に実証した実規模実証実験（写真−２参照）と、スタンドパイプ内へのコロイド溶液の供給・排水を自動制御して充填・還流・しゃ水性能などの項目を定量的に実証したシステム実証実験（写真−３参照）を行った。



写真−２　実規模実証実験装置全景

写真−３　システム実証実験装置全景

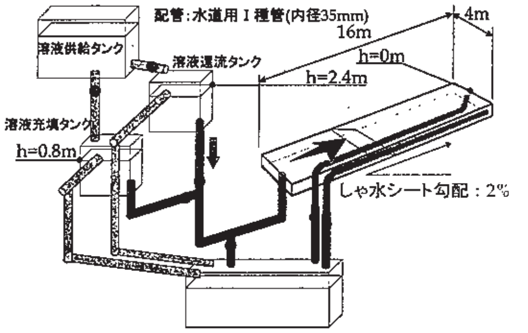
a．透水性能実証実験

(1) 砕石間隙内の溶液透水実験

図－13 は、中間材として単粒５号砕石を層厚 30 cm 敷詰めた場合の、溶液充填性能と還流性能を確認するために築造した実験装置の概念である。本実験は、実規模における最初の溶液充填実験であったことから、溶液の充填状況を目視で観察可能な半透明のしゃ水シート材料を使用した。この際、溶液圧力でシートが膨張しないように、シート上部に水を貯留した状態で実験を行った。また、シートの勾配は処分場で適用される一般的な導水勾配である 2.0%とした。

実験は、まず上流シート天端より 0.8m 高い位置にある溶液充填タンクからコロイド溶液を上流部シート内に設置した空気抜き管から溶液が流出するまで充填後、各バルブを閉じた状態で３日間放置した。その後、今度は天端より 2.4m 高い位置の溶液還流タンクのバルブを開いてシート内溶液の流動状況を確認した。

実験の結果、溶液充填では 8.3m^3 のコロイド溶液を約８時間で充填した。この際、シートの最上流部には若干の気泡が目視されたが、しゃ水性能には影響をしないことを確認した。還流時には、溶液のチクソトロピー性は確認されず加圧開始時よりスムーズな流動特性を示し、46.0 ﾘｯﾄﾙ/min 程度の流量で還流することを確認した。



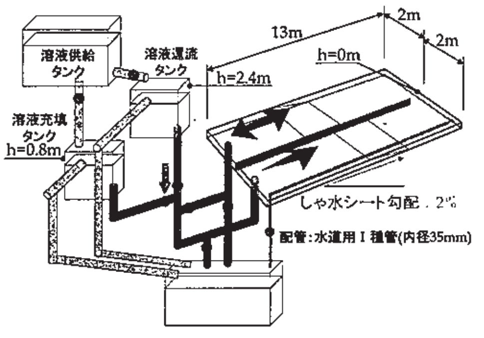
図－13　砕石の透水実験装置

(2) PD 空隙内の溶液透水実験

図－14 は、中間材に厚さ 1.0 cm の PD を使用したときの実験装置の概念である。実験方法は砕石の場合と同様であるが、PD の場合には２重シート内の上流部に 30 cm の隙間を空け、それ以外の部分には中央に隔壁を設けた。

溶液充填実験は、下流部の２箇所から時間をずらして充填を開始し、空気抜き管から溶液が流出するまで行った。その後、砕石と同様の期間バルブを閉じた。溶液還流実験では、下流部の片方のみから溶液を送り、もう一方から排出する形で還流を行った。

実験の結果、溶液充填では 0.52m^3 のコロイド溶液を約 1.0 時間で充填した。この際、シートの最上流部には砕石同様若干の気泡が確認されたが、PD においてもしゃ水性能に影響を与えないことを確認した。還流時には、溶液のチクソトロピー性は砕石の場合と同様に確認されず加圧開始時よりスムーズな流動特性を示し、7.0 ﾘｯﾄﾙ/min 程度の流量で還流することを確認した。

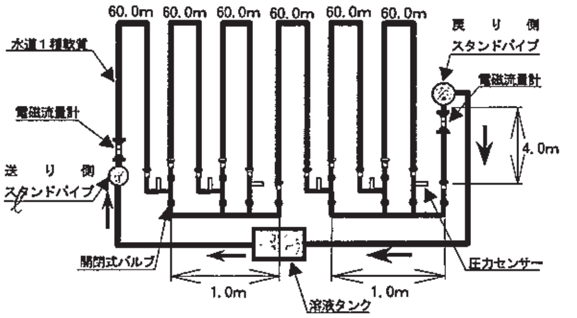


図－14　PD の透水実験装置

(3) 配管内の溶液流動特性確認実験

システム実証実験では、実際の処分場を想定して**図－15** に示すような複雑で長距離に及ぶ輸送経路での配管内におけるコロイド溶液流動特性を確認した。実験装置は、送り側スタンドパイプから戻り側スタンドパイプまで、開閉式のバルブを操作することで、127～327m の範囲で配管長を５段階に変化可能な構造とした。

実験では、送り側と戻り側の溶液高さと輸送距離を変数として、流量と管内圧力を計測した。

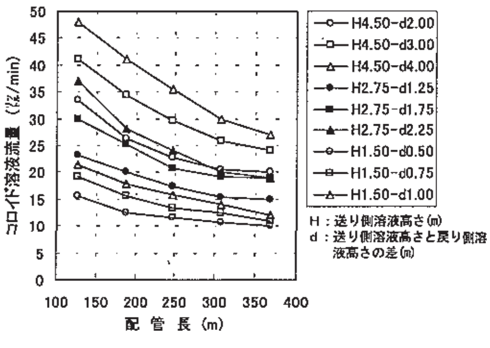


図－15　配管内流動実験装置

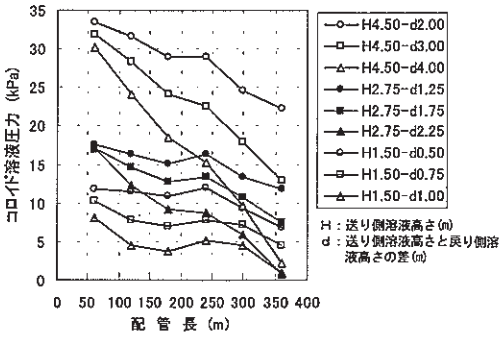
図－16 は、コロイド溶液の輸送距離と流量の関係を示した実験結果である。送水と排水のスタンドパイプ内溶液高さの水頭差を 0.5～4.0m として流動した結果、流量は 10.0～47.0 ﾘｯﾄﾙ/min であった。実験結果より、コロイド溶液の輸送能力は配管長が長くなるにしたがって低下するが、水道水で行った同様の実験結果と同程度であったことから、溶液輸送計画に関しては既存の水理公式を適用可能であることを確認した。

図－17 は、コロイド溶液の輸送距離と配管内圧力の関係を示した実験結果である。実験結果より、コロイド溶液の管内圧力損失特性は流速が 0.5m/sec(29 ﾘｯﾄﾙ/min) 程度では水道水と同様で配管距離に比例する傾向が確認されたが、流速が低くなるにしたがって非線形特性が確

認された。このことから、シート内コロイド溶液の圧力伝搬については現象に適応した管内圧力損失計算式の定式化を行い計画した。



図－16　配管長と溶液流量の関係



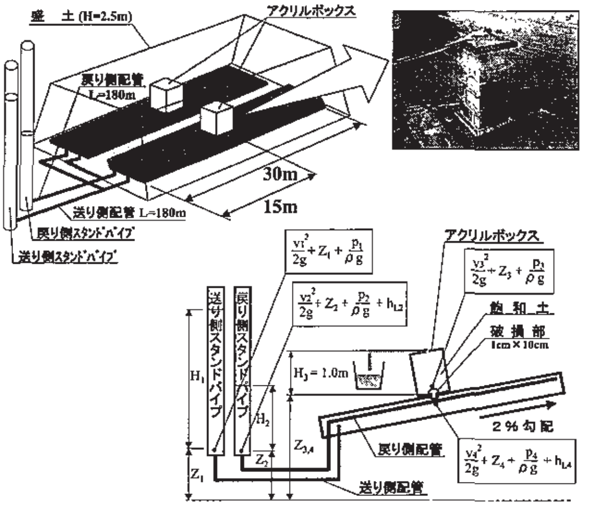
図－17　配管長と溶液圧力の関係

b．しゃ水性能実証実験

図－18 は、システム実証実験において実施したしゃ水性能実証実験装置と各スタンドパイプの溶液高さを決定する際に用いた実験装置のモデル化の概念を示したものである。

ここでは、中間材に厚さ 30cm の砕石を使用したAタイプと、厚さ 1cm の PD を使用したBタイプについて報告する。実験では、各タイプのしゃ水シート上部に 1cm ×10cm の範囲で模擬破損させ、その上にアクリルボックスを設置して修復特性を確認した。このとき、各スタンドパイプに連通した配管長を実際の処分場を想定して 180m とし、破損位置を連通管末端より 15m 離れた位置とした。しゃ水特性は、アクリルボックス内の飽和したまさ土から流出する水の量とシート内溶液圧力を計測することで把握した。スタンドパイプ内の溶液高さは、実験の前に実施した各点での損失水頭確認試験をもとに決定した。

実験の結果、A・B両タイプの流出水はともに約 17 時間で止まり総流出量もともに約 70 ㍑であった。ただし、Aタイプの場合、最大流出量が 0.45 ㍑/min であったのに対して、Bタイプの場合には 0.30 ㍑/min と流出特性に差が確認された。これは、各タイプのしゃ水断面積の違いによるシート内の溶液浸透速度差に起因したものである。一方、しゃ水性能はこの程度の流出速度場においてしゃ水断面の違いの影響は受けないことを確認した。また、破損部付近の溶液圧力も流出量の減少に伴って高くなり、流出が止まった段階では破損前の圧力に戻った。



図－18　システム実証実験におけるしゃ水実験概念

c．耐久性能実証実験

システム実証実験装置は、各タイプのシート内溶液を数カ所より採取可能な構造であることから、現在でも定期的にコロイド溶液の抜き取り試験を実施している。

1年後に採取した溶液の濃度・pH・導電率・粘性などは、初期充填時の物性データと比較してもほとんど変化していないことを確認した。今後も、長期的な確認を継続する。

4.4 実証実験結果の適用

各種実証実験データの適用例として、各区画での送りと戻りのスタンドパイプ内におけるコロイド溶液高さの決定方法について述べる。

図－19 に示すように、ある時刻 t のとき、k 区画における水平平面内の任意点 (x,y) でのシート内コロイド溶液圧力を Pc(t,k,x,y) とすると、Pc は k 区画の送り側スタンドパイプ連通管の末端における流入圧力 Pp(t,k,in) と戻り側スタンドパイプの末端における流出圧力 Pp(t,k,out) によって、次式のようにあらわす。

$$Pc = f_{PC}[t,k,x,y,Pp(t,k,in),Pp(t,k,out)] \quad (式1)$$

ここで、f_{PC} は各区画における送りと戻りそれぞれの連通管端末部の溶液圧力から算出したコロイド溶液の圧力分布関数である。一方、送り側と戻り側の Pp から、それぞれのスタンドパイプ内溶液高さ Hc(t,k,in) と Hc(t,k,out) が下記の式で決定される。

$$Hc(t,k,in) = f_{HC}[t,k,Pp(t,k,in)] \quad (式2)$$

$$Hc(t,k,out) = f_{HC}[t,k,Pp(t,k,out)] \quad (式3)$$

ここで、f_{HC} は連通管の配管径や配管の内面摩擦および配管線形などを考慮して得られるコロイド溶液の圧

力損失式から求めた、溶液高さと連通管端末溶液圧力との関係式である。

ゲルシステムにおいて、シート内のコロイド溶液圧力はあらゆる地点で常時浸出水圧よりも大きくなければならないので、先程の点（x,y）での浸出水圧Pw(t,k,x,y)とPcとの差圧をdP(t,k,x,y)とすると、PwとdPは以下の（式4）と（式5）で表され、かつ（式6）のような制約条件を満足しなければならない。

$$Pw(t,k,x,y) = f_{Pw}[t,k,Hw(t,k,max)] \quad (式4)$$

$$dP(t,k,x,y) = f_{dP}[t,k,Pw(t,k,x,y)] \quad (式5)$$

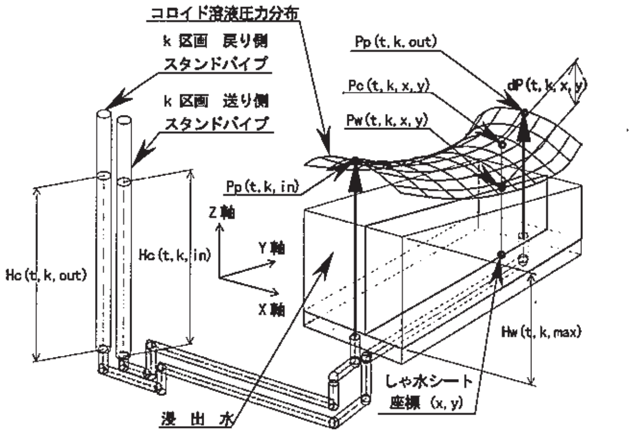
$$Rmax \geqq dP(t,k,x,y) \geqq Rmin \quad (式6)$$

ここで、f_{Pw}はk区画の最下流における水位とその区画形状から求める水圧計算式であり、f_{dP}は浸出水水圧作用時においてコロイド溶液がしゃ水層を形成するための溶液圧力式である。また、コロイド溶液は、非線形粘性流体であるため、シート範囲での圧力分布は曲面となる。そのため、dPは位置によって異なる値となり、シート破損時のしゃ水機能を満足し、かつシート上載荷重と溶液圧力バランスがシート変形を生じないなどの評価基準RmaxとRminの範囲内になければならない。

（式1）～（式6）より、k区画の両スタンドパイプ溶液高さHc(t,k,in)とHc(t,k,out)を決定する。

さらに、全体系としての溶液供給制御は、全区画において算出した各Hcを別の評価関数に代入し、各区画への供給優先順位を決定する。

なお、上記のf_{PC}，f_{HC}，dP, Rmax，Rminは、各実証実験で得られたデータをもとに定式化したものである。

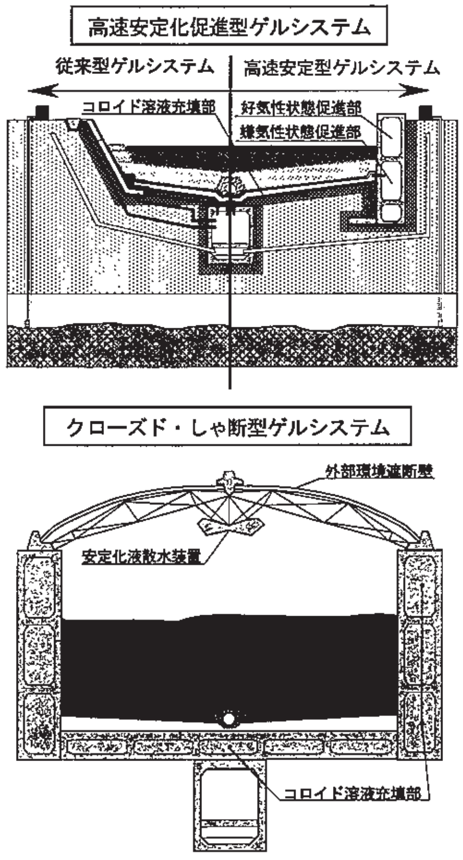


図－19　任意区画の溶液圧力制御モデル

5．今後の展開

ゲルシステムにおける今後の展開として、**図－20**に示すような2つのタイプの新しい処分場を計画している。**同図（上）**は、好気性・嫌気性分解作用による安定化促進および浸出水を利用した浄化機能を複合的に作用させることで、廃棄物を高速で安定化させる性能をゲルシステムに付加したタイプであり、しゃ水性に加え永続的な水処理費を削減することが可能な処分場の開発を行う。

また、**同図（下）**は、ゲルシステムをクローズド型やしゃ断型の処分場に適用可能なタイプであり、産業廃棄物をはじめ高濃度放射性廃棄物の処分場にまで適用範囲を拡張した処分場の開発を行う。



図－20　ゲルシステムの応用展開例

6．あとがき

各種の実証実験によって、ゲルシステムが所定のしゃ水性能を有していることを確認するとともに、設計手法と施工方法を確立した。今後は、ゲルシステムの各種の性能をより向上させ効率的で汎用性に優れたシステムとなるように改善していきたい。

また、ゲルシステムは、(株)奥村組・(財)地域地盤環境研究所・(株)淺沼組・西武建設(株)・豊順洋行(株)の5者による共同研究開発である。

【参考文献】

1) 皆瀬、近藤、嘉門、「ベントナイト・マッドケーキの透水係数」第42回粘土科学討論会講演要旨集 1998、pp.154～155

2) 古賀ほか、「最終処分場における修復システムへのスメクタイト水分散液の利用」第42回粘土科学討論会講演要旨集 1998、pp.186～187

再生セメントの有害物質固定化機能と適用性

小西正郎*　松田敦夫**　山本和夫***

1．まえがき

近代の工業化は、豊かな物質社会を形成してきた反面、自然浄化能力を上回る炭酸ガスの放出や多様な化学物質を環境中に蓄積してきた経緯があり、その潜在リスクが顕在化しつつある。他方、このような状況に鑑みて持続成長可能な社会に基軸を転換することを目処に、廃棄物の再利用や環境修復など様々な施策が講じられている。

このような背景から著者らは、コンクリート系廃棄物を再生セメント化して用いる方法について検討した。この方法は、化学施設や原子力施設などの施設の解体において、有害物質で汚染されたコンクリート系廃棄物が発生する場合、汚染解体物を再生セメントモルタルで固化処理することで、廃棄物の再利用と有害物の溶出抑制を図るものである。その一つの特徴は低 pH を示すことであり、既に基礎性状や耐久性に関して報告した[1]。在来から、埋立処分される産業廃棄物の適正化処理にはセメント固化処理が多用されているが[2]、アルカリ側で溶解度が上昇する六価クロムや鉛などの重金属に対しては適用時に十分な配慮が必要であるとされており、これに対して低 pH セメントによる固定化が有効であることも報告されている[3]。一方、固定化の機構に関わるセメント硬化体中のイオンの拡散挙動について、2nm 以下の微細細孔半径と相関がある[4]ことや、水和物表面の組成に依存する[5]、あるいは OH^-の逆拡散の影響を受けること[6]等、非常に複雑な現象であることが報告されている。

本稿では、再生セメントの小さな CaO/SiO_2 比と低 pH という特性に着目して、セシウム、ストロンチウム、ヨウ素および臭素等に関する拡散挙動を調べ、その機構に関して考察した。その結果、再生モルタルは陽イオンおよび陰イオンのいずれに対しても良好な溶出抑制効果を示すことが分かった。また、その機構はカルシウム分の溶脱挙動に相似することから $Ca(OH)_2$ の溶解に代表されるモルタル自体の溶解との関連が大きいこと等が分かったので報告する。

2．実験概要

2.1 使用材料

セメントは普通ポルトランドセメント、高炉B種セメントを用いたモルタルおよび再生セメント製造装置により材齢 25 年、2年のコンクリート塊を原料として製造したものおよび内割で 20%混和したフライアッシュコンクリートを原料としたものの3種類の再生セメント（それぞれ R 再生、N 再生および F 再生セメントと称す）を用いた。再生セメントの製造は、原料コンクリート塊、高炉スラグ微粉末およびアルカリ刺激剤をそれぞれ55：36：9の重量割合とし、助剤として石膏を加えた配合とした[7]。このセメントを用いて、水セメント比（w/c）を 35、40、50、60%とし7種類のモルタル供試体（φ100×H200mm）を作製した。**表－1**に w/c=40%としたときの各モルタルの基本配合を示す。

2.2 試験方法

a．セメントの化学組成分析

試験に用いたセメントの化学組成を JIS R 5202 に基づいて測定した。

b．拡散セル試験

拡散セル試験容器を**図－1**に示す。この中央部にダイヤモンドカッターで厚さ約 10mm の円板状に切断した3ヶ月標準水中養生モルタル供試体を装着し、1次および2次側セル内（容量約 700 ml/ｾﾙ）にそれぞれ元素溶液と精製水を満たして試験を実施した。試験は RUN1 および RUN2 と2回繰り返した。1次側拡散セルに用いた

表－1　モルタルの基本配合

種類	w/c %	単位量(kg/m³)			
		W	C*1	S*2	SP*3
普通	40	341	874	874	3.5
高炉	40	340	859	859	3.4
R再生	40	320	834	834	13.3
N再生	40	325	834	834	8.3
F再生	40	330	831	831	5.8

*1:C 比重;普通;3.13、高炉;3.03、R,N,F 再生;2.75、*2：S 細骨材;鬼怒川産川砂(比重 2.64、FM=2.38)、*3:SP 高性能減水剤(ﾎﾟﾘｶﾙﾎﾞﾝ酸系)

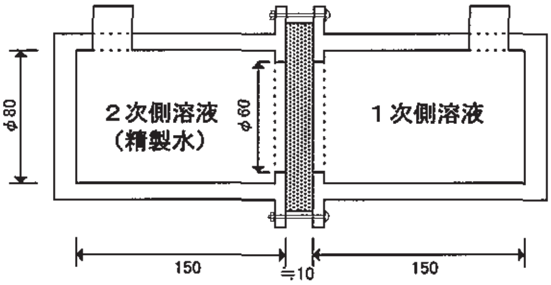
表－2　1次側拡散セル元素溶液の成分

RUN No	pH	溶液元素濃度(mg/l)						
		Sr^{2+}	Cs^+	Br^-	I^-	Co^{2+}	Ni^{2+}	Ce^{4+}
RUN1	4.7	100	100	100	100	100	100	-
RUN2	3.7	100	100	-	-	100	-	100

*試薬: $SrCl_2 \cdot 6H_2O$、CsCl、NaBr、NaI、$CoCl_2$、$Ni(NO_3)_2 \cdot 6H_2O$、$(NH_4)_2Ce(NO_3)_6$

*土木研究室　**構造研究室　***技術課

元素溶液成分を**表－２**に示す。１次側溶液の溶媒は水道水を用いた。試験開始後、セルの注水口はシリコンゴムで軽く栓をし、経時的に両セルから 10ml づつを採取して、その溶液中の元素濃度を分析した。セシウム(Cs)は炎光光度法（FAE)、臭素（Br）およびヨウ素（I）は高周波誘導結合プラズマ質量分析法（ICP-MS）、ストロンチウム（Sr）、コバルト（Co）、ニッケル（Ni）、セリウム（Ce）は高周波誘導結合プラズマ炎光分光光度法（ICP-AES）により定量分析した。



図－１　モルタルを用いた拡散セル試験状況
（ﾓﾙﾀﾙ供試体寸法：φ100㎜、t≒10㎜）

c．モルタル表面のEPMA分析

拡散試験に用いたものと同一配合のモルタル供試体から切り出した試料を用い、電子線マイクロアナライザ(EPMA)によりその表面の元素分布を調べた。分析に用いた試料は、測定材齢まで標準水中養生したものである。

d．モルタルの細孔径分布測定

測定用試料は拡散試験に用いたものと同一の試料で、測定材齢まで標準水中養生したモルタル供試体から採取した。更に、一片がおよそ５㎜の立方体となるように切断し、重量減少がなくなるまで凍結真空乾燥させたものを分析した。細孔直径は水銀圧入式ポロシメータにより（micromeritics 社製）0.0045～550μm の範囲で測定し、全空隙率（Vp）は、試料容積と累積水銀注入量から求まるかさ密度と累積細孔容積との積として算出した。

e．拡散セル溶液中カルシウム濃度の測定

モルタル試料の溶解挙動と拡散挙動との関係を調べる目的でセル内溶液のカルシウム（Ca）濃度を測定した。測定は ICP-AES により、RUN2 試験を対象にその他の元素濃度測定と同時に実施した。

３．試験結果

3.1 セメントの化学組成

普通ポルトランドセメント、高炉Ｂ種セメントおよび３種類の再生セメントの化学組成を**表－３**に示す。表より再生セメントはいずれも普通セメントに比べて、CaO が少なく不溶残分（insol）が多いことが分かる。それに伴い、Ca/Si（=CaO/SiO_2）比が普通セメントの６割程度の値となっている。また、pH も幾分小さい値を示すことも分かる。これらは、製造した再生セメント中に原料コンクリートに由来する成分が多く含まれることに起因していると考えられ、そのことが再生セメントの組成的特徴を形成していると言える。

3.2 拡散セル試験

図－２～５に拡散セル２次側溶液の Sr、Cs、Br 及び I 濃度の経時変化を示す。また、**図－６**に RUN2 として実施したSrの濃度変化を示す。

Co、Ni、Ce については２次側への拡散は観察されていない。これは、アルカリ雰囲気で溶解度が低下することや水和化合物を形成する性質をこの種元素が有するため、１次側セル内で沈殿が発生したためと考えられる。実際、１次側に用いた溶液の初期 pH は**表－２**に示すように酸性を示すが、約２ヶ月経過した時点でのセル内の溶液は、**表－４**に示すように普通、高炉モルタルを用いたもので約pH12～13、再生モルタルを用いたもので約 11 を示し、拡散セルに装着したモルタルのアルカリ分の影響を大きく受けている。また、２ヶ月経過時点でＲ再生の１次側溶液中の元素濃度を測定した結果は、Sr、Cs でそれぞれ 94、100mg/l であるが、Co と Ce は 0.5 mg/l 以下と既に溶液内にイオンとしては殆ど存在していないことを確認している。

２次側への拡散が観察された元素について見掛けの拡散係数を算出した。その結果を**表－４**に示す。

拡散係数は(1)式に示すフィックの第１法則に基づいて求めた。即ち、２次側濃度に比べて１次側濃度が十分高く、なおかつ十分時間が経過した定常状態を仮定して得られる(2)式を用いて算出した[4]。

$$\frac{\partial C}{\partial t} = Da\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad \cdots\cdots\cdots(1)$$

$$Da = \frac{1}{A}\cdot\frac{l}{Co}\cdot\frac{dQ}{dt} \quad \cdots\cdots\cdots(2)$$

表－３　　セメントの化学組成とｐＨ　　　　（単位：％）

名称	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Na_2Oeq	S	MnO	els	igloss	insol	計	Ca/Si*1	pH*2
普通ｾﾒﾝﾄ	20.9	4.3	2.7	65.2	1.3	2.3	0.66	0	0.11	1.13	1.0	0.4	100	3.1	13.4
高炉ｾﾒﾝﾄ	25.5	8.4	1.9	55.6	3.4	1.4	0.57	0.3	0.23	1.1	1.0	0.6	100	2.2	13.1
Ｒ再生ｾﾒﾝﾄ	16.7	6.9	1.7	27.6	3.1	1.1	0.35	0.3	0.24	1.11	4.3	36.6	100	1.7	12.6
Ｎ再生ｾﾒﾝﾄ	17.2	7.3	1.4	33.2	3.4	0.8	0.14	0.3	0.13	1.23	8.4	26.5	100	1.9	12.8
Ｆ再生ｾﾒﾝﾄ	17.2	7.5	1.6	31.2	3.6	0.8	0.15	0.3	0.15	0.90	7.2	29.4	100	1.8	12.5

*1:CaO/SiO_2の値、*2:重量割合でｾﾒﾝﾄ試料３に対して精製水５を加えた溶液の値

$Q \fallingdotseq V \times C$ ………… (3)

C ：2次側溶液濃度(mg/l)

Da：見掛けの拡散係数(cm^2/s)

A ：試料断面積(cm^2)

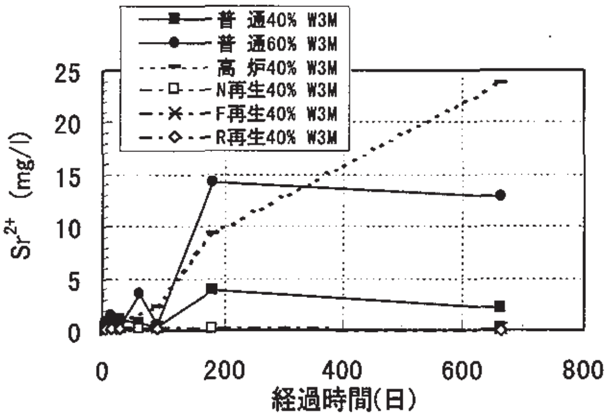
l ：試料厚さ(cm)

Co：1次側初期元素濃度(mg/l)

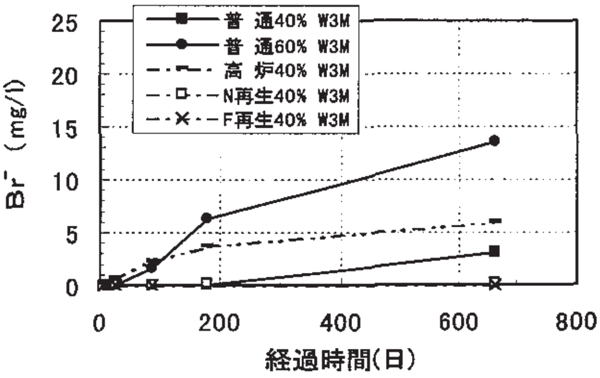
Q ：2次側への元素移行量(mg)

V ：2次側溶液量(ml)

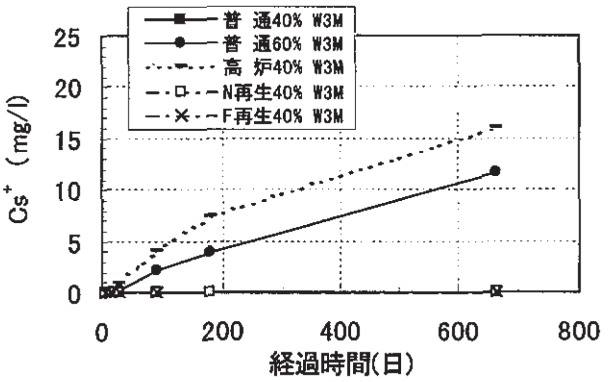
表－4より再生モルタルの拡散係数は何れの元素に対しても普通および高炉モルタルより概ね小さい値を示すことが分かる。これは、図－2～6に示すように2次側への浸出が非常に小さいことからも明らかであり、再生モルタルと普通モルタルで元素の拡散挙動に顕著な差があることが分かる。また、RUN1と2でほぼ同様の結果が得られており、供試体の物理的な差によるものではないと言える。



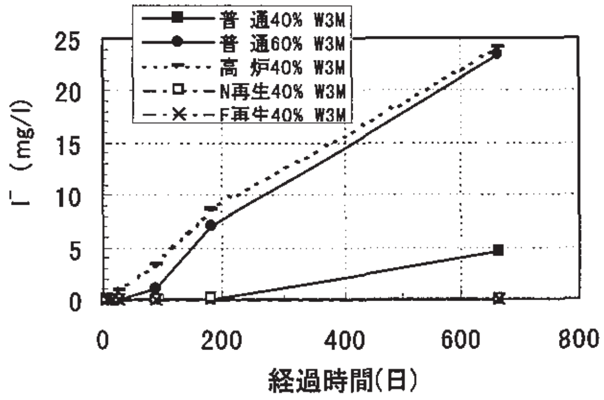
図－2 ｽﾄﾛﾝﾁｳﾑの拡散セル2次側濃度(RUN1)
W3M：標準水中養生、材齢3ヶ月



図－4 臭素の拡散セル2次側濃度(RUN1)
W3M：標準水中養生、材齢3ヶ月



図－3 セシウムの拡散セル2次側濃度(RUN1)
W3M：標準水中養生、材齢3ヶ月

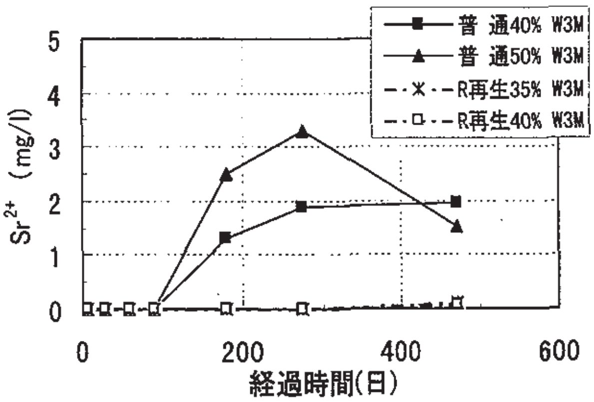


図－5 ヨウ素の拡散セル2次側濃度(RUN1)
W3M：標準水中養生、材齢3ヶ月

表－4 モルタルの見掛けの拡散係数

種類	RUN	pH*1 (2M)	見掛けの拡散係数(cm^2/s×10^{-8}) Sr^{2+}	Cs^+	Br^-	I^-
普 通40%	RUN1	12.9	6.37	<0.01*2	1.50	2.18
普 通40%	RUN2	NT	3.15	7.47*4	NT*3	NT
普 通50%	RUN2	NT	5.10	14.6*4	NT	NT
普 通60%	RUN1	12.9	31.7	6.22	7.37	12.8
高 炉40%	RUN1	12.3	19.3	8.00	2.66	12.3
R再生35%	RUN2	NT	0.068	6.49*4	NT	NT
R再生40%	RUN1	10.5	<0.01*2	NT*4	NT	NT
R再生40%	RUN2	NT	0.51	0.015*4	NT	NT
N再生40%	RUN1	11.0	0.44	<0.01*2	0.57	0.72
F再生40%	RUN1	11.5	1.36	0.001	0.44	<0.01*2

*1:2ヵ月後の1次側溶液pH、*2：濃度上昇が無いため計算不可で0.01×10^{-8}以下の値、*3：NT；未測定、*4:本稿中での図示なし



図－6 ｽﾄﾛﾝﾁｳﾑの拡散セル2次側濃度(RUN2)
W3M：標準水中養生、材齢3ヶ月

4．考察

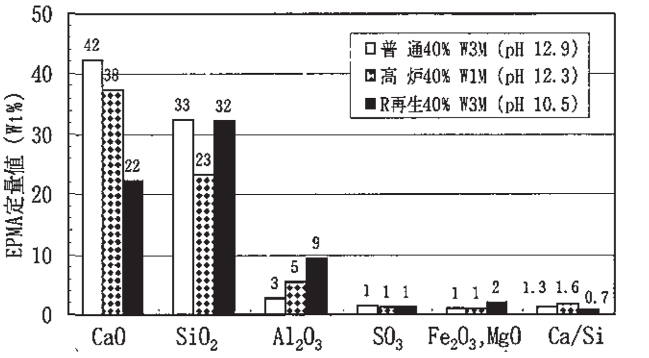
セメント硬化体中のイオンの拡散挙動は、水和物との化学的相互作用や、表面の電気的性質、細孔構造等の様々な性質が関与するとされている。再生セメントと普通セメントでは**表－3**に示すように組成や pH などに大きな違いがある。このような特性の差が拡散挙動に及ぼすす影響を調べる目的で、モルタル表面の組成、細孔構造及びモルタルの溶解挙動を調べ、その支配的要因について考察した。

4.1 モルタル表面組成の影響について

著者らはペースト表面荷電とネプチニウム（Np）との相互作用をシリカ表面の pH にともなう状態変化との関係で考察してきた。即ち、酸性域では NpO_2^+が主体となる吸着が、アルカリ域では $NpO_2CO_3^-$等が主体となる吸着反応を想定した [8]。これは、セメント系材料表面への元素吸着はシリコンに起因するマイナスのサイト(>SiOH)とカルシウムに起因するプラスのサイト(>CaOH)に依存するとし、Ca/Si（$=CaO/SiO_2$）>1 を示す材料の CaO-SiO_2-H_2O 相（CSH と略称）表面は負荷電優位となり、Ca/Si<1 では正荷電が支配的となるモデルに基づいたものである [5),9)]。ここではこの考えの妥当性を確認するために、pH によってイオン形態の変化が生じにくい陽イオンと陰イオン元素を用いた検討を行った。

拡散セル試験に用いたモルタル供試体の EPMA 分析結果を**図－7**に示す。3種類のモルタルの CaO、SiO_2 の定量値は、それぞれに特徴的な値を示し、Ca/Si の比を求めれば、図中に示すように普通、高炉、R 再生モルタルに対してそれぞれ 1.3、1.6 及び 0.7 となる。上記のモデルに基づけば、再生モルタルでは Ca/Si 比が 1 以下で負荷電が優位となることから、Cs^+、Sr^{2+}に対して高い吸着性を Br^-、I^-に対しては低い吸着性を示し、その結果陽イオンの２次側拡散セルへの移行は遅く、陰イオンでは速いことが予測される。しかし**図－2～6**に示すように再生モルタルでは陽イオンおよび陰イオンのいずれに対してもその拡散速度は遅いことが分かる。また、Ca/Si 比の高い普通、高炉モルタルについても陽・陰イオンに対する違いは顕著でなく、むしろ材料の違いの方が顕著に表れている。

以上のことから、本試験で用いた材料と元素に関しては、モルタル中の元素の拡散挙動をシリカ表面の荷電変化による説明だけで解釈することは困難と考えられる。



図－7　モルタルのEPMA分析
（モルタル：S/C=1、W/C=40%、材齢１，３ヶ月、pH は拡散セル内２ヶ月時測定値：表-4）

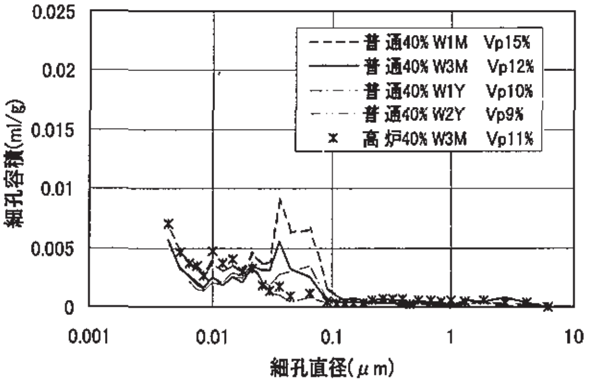
4.2 モルタル細孔径分布の影響について

モルタル供試体の細孔径分布測定結果を**図－8、9**に示す。また、**表－5**にピーク部分である細孔直径 0.0045～0.11 μm の範囲の細孔径容積とその累計値を示す。図より、再生モルタルの方が、全体的に大きな細孔

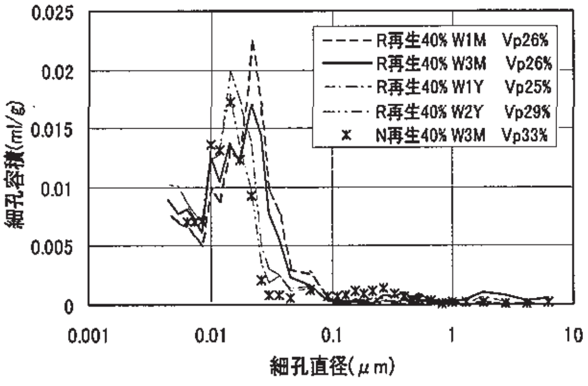
表－5　ピーク部分の細孔径容積　（単位：ml/g）

細孔径 μm	R 再生	普通				高炉
	W1M	W1M	W3M	W1Y	W2Y	W3M
0.11	0.0004	0.0010	0.0005	0.0006	0.00033	0.0003
0.09	0.0007	0.0015	0.0006	0.0007	0.00037	0.0005
0.065	0.0027	0.0066	0.0025	0.0035	0.00080	0.0011
0.045	0.0030	0.0063	0.0032	0.0030	0.00047	0.0009
累計	0.0068	0.0154	0.0068	0.0078	0.0020	0.0028

*:W1M～2Y(標準水中養生、材齢１ヶ月～２年)



図－8　普通モルタルの細孔径分布
(S/C=1, w/c=40%)



図－9　再生モルタルの細孔径分布
(S/C=1, w/c=40%)

容積を示すことが分かる。また**表－５**から、普通W1Mモルタルを除いて、ピーク部分の細孔容積も再生モルタルの方が大きいことが分かる。更に、全空隙率（Vp）で比較すれば、普通モルタルが９～15%であるのに対して再生モルタルは25%以上と約２倍の値を示す。このことから、再生モルタルの空隙分布は、普通モルタルよりも全体的に疎な構造を形成していると言える。拡散セル試験に用いた元素のイオン半径は、およそ0.1～0.2nmの範囲にある[10)]。モルタルの細孔容積のピーク近傍細孔直径はイオン径の約1000倍となり、元素の主要な拡散経路としては十分な空隙を有するということになる。一方、窒素ガス吸着法で測定される細孔空隙のピークはCSHの層間距離にほぼ一致する２nm付近にあり[11)]、陰イオンが早く拡散する経路となっているとの報告もあるが[4)]、全空隙率の主要素であるより大きい径の空隙もそれに付加して拡散経路となると考える方が妥当である。よって、細孔空隙を主要な拡散経路と想定すれば、細孔容積や直径に比例した拡散挙動となるはずであるが試験結果は、その関係を反映していない。

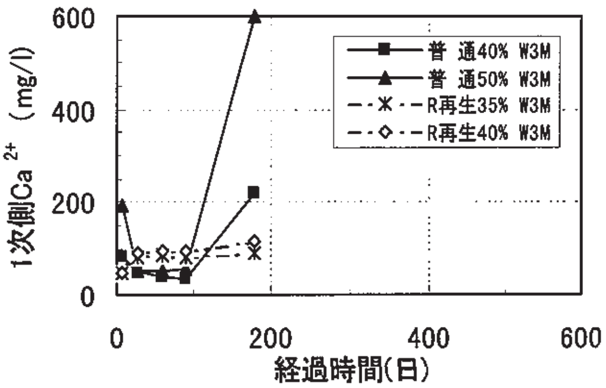
更に**図－８**から普通モルタルの材齢増加に伴う細孔容積の減少が、**図－９**からは再生モルタルの材齢増加に伴う細孔直径の縮小傾向が観察される。拡散セル試験に装着した時点のモルタル材齢は３ヶ月であるが、材齢とともに拡散経路となり得る細孔は減少する傾向を示すと言える。**図－２～６**の90日以降の結果は、Srで若干特異な挙動を示すがその他の元素では大幅に拡散速度が低下する傾向は見られない。

これらの結果から、全空隙率及びピーク部分の細孔容積の大きい再生モルタル内の元素の移行が普通モルタルよりも遅いことを、空隙量やその径の違いのみで説明することも困難であると考えられる。

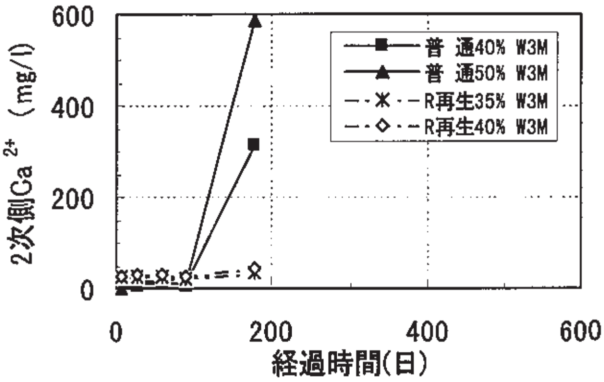
4.3 モルタル溶解量の影響について

Atkinsonによれば、硬化したセメント系材料の溶解特性を、初期のNa、Kの溶解、その後の$Ca(OH)_2$の溶解、そしてCSHの溶解という一連の変化過程で説明している[12)]。また坂本らは、Ca/Si比が小さくなるに従ってpH値も小さくなりCaの溶解速度が遅くなることを示している[13)]。このことは、**表－３**のセメント及び**図－７**のモルタルのCa/Si比とpH値の測定結果からも明らかであり、Ca/Si比が高い材料で高pH値を示し、CaO量の多い材料ほど高い溶解が生じることを推測できる。これらのことから、本試験においても溶液へのCaの溶脱をモルタル溶解を評価するための一指標として利用した。

１次側および２次側溶液についてCa濃度を測定した結果をそれぞれ**図－10**及び**11**に示す。測定は**図－６**に示した試験と同時に実施したものである。**図－10**より、普通モルタルでは７日から90日頃までは30～100mg/lとほぼ一定濃度を示し、その後に急速な濃度上昇が生じる傾向を示すことが分かる。一方、再生モルタルでは



図－10 拡散セル１次側のｶﾙｼｳﾑ濃度（モルタル：３ヶ月材齢、水中養生）



図－11 拡散セル２次側のｶﾙｼｳﾑ濃度（モルタル：３ヶ月材齢、水中養生）

180日時点までほぼ一定濃度を示す。**図－11**に示すように、２次側溶液の濃度変化もほぼ同様の挙動を示す。なお、１次側の初期のCa濃度が高いのは、溶媒として用いた水道水中に17mg/lのCaを含有していることに由来している。**図－10、11**と**図－６**のSrの濃度変化とを比較すれば、普通モルタルで急激な濃度上昇が生じる時期はCa濃度の上昇時期と一致することが分かる。また、**図－２、４**および**５**の普通モルタルにおいても、90日から180日にかけて各元素の比較的急激な濃度変化が生じており、Ca濃度に代表されるモルタルの溶解と元素の拡散挙動に関係があることが推測される。この90日頃から濃度上昇が生じる理由は、Atkinsonが示しているようなモルタル溶解の初期には溶解度のより高いKOHやNaOHが律速となり、その後に$Ca(OH)_2$の溶解が律速となる場を形成しているとも考えられるが、この関係については明らかでない。

以上のことをまとめればCaに代表されるモルタルの溶解挙動と元素の拡散挙動との間には密接な関係があると推定され、その概略的な特性はモルタルのCa/Si比とpHで評価することが可能であると言える。そして、このことからCa/Si比が小さくpH値も小さい再生モルタルの溶解速度は普通モルタルよりも緩やかであり、その

ために各元素に対する拡散係数が小さくなると推定できる。また、モルタルの溶解とともに拡散が進行するとすれば、元素種類、陽イオンと陰イオンの違いによる拡散挙動の違いも小さくなると考えられ、この点でも得られた結果を矛盾なく説明できる。

5．まとめ

コンクリート塊を原料として製造した再生セメントを有害物質で汚染した廃棄物の固化処理材として利用することを目的として、その汚染元素の封じ込め性能を拡散セル試験により調べた。その結果をまとめれば以下のようである。

i．Cs^{+}、Sr^{2+}の陽イオン及びBr^{-}、I^{-}の陰イオンの何れに対しても再生モルタルは良好な拡散抑制効果が期待でき、その見掛けの拡散係数は概ね $10^{-9}cm^2/s$ オーダー以下の値を示すことが分かった

ii．モルタルの各元素に対する拡散挙動は、CSH 表面の荷電状態や細孔構造の差に起因するのではなく、むしろモルタル自体の組成に基づく溶解挙動に依存している可能性が高いことが分かった

iii．CaO/SiO_2比及び pH 値の小さい再生モルタルの溶解は普通モルタルに比べて緩やかであり、その結果元素の拡散も緩やかとなることから拡散係数も小さい値を示すと考えられる

以上のことから、再生セメントモルタルは、汚染廃棄物の適正処理に良好な適用性を示す材料であると考えられる。そして、汚染廃棄物の発生する解体事業に廃棄物固化処理用充填材として利用する方法を適切に組み込むことは、発生廃棄物量の再資源化とそれに伴う減量化を有効に図る方法であると言える。

なお、本研究は平成７～９年度の科学技術庁放射性廃棄物処理処分技術開発促進事業として実施した。また、セメント特性及び製造に関して、大有建設吉兼 亨副社長、中央研究所の中島佳郎氏、技術本部の竹島宏侑氏ほかに適切な御助言を賜った。ここに深謝の意を表す。

【参考文献】

1) 小西正郎ほか、「再生セメント化による解体廃棄物の減容化処理」、奥村組技術研究年報、No.25、1999、pp.1-6 など
2) 網本博孝、木村哲雄、「焼却残渣の処理技術」、環境技術、Vol.27、No.3、1998、pp.214-220
3) 守屋政彦ほか、「有害重金属含有土壌の固定化技術に関する一考察」、第２回環境地盤工学シンポジウム論文集、地盤工学会 委員会主催シンポジウム No.106、1997、pp.73-78
4) 後藤誠史ほか、「セメント硬化体の細孔径分布とイオンの拡散」、セメント技術年報、Vol.36、1982、pp.49-52
5) Heath T.G.,et al.,「Thermodynamic Modelling of the Soption of Radioelements onto Cementitious Materials」MRS Symp. Proc., Vol.412,1995,pp.443-449
6) Ushiyama H.,et al., Proc.6th INt'l Cong. Chem. Cement, Vol.II-1,1976,pp.331-337
7) 小西正郎ほか、「再生セメント技術の解体廃棄物への適用性」、奥村組技術研究年報、No23、1997、pp.1-6
8) Sakamoto Y.,「Migration Behavior of Np(V) in Cementitious Matelial」, ASME, Radioactive Waste Management and Environmental Remediation, 2-46、Proc., 1111.pdf、1999
9) 山口貴行ほか、「セメント構成成分への Sr の収着と電気的状態について」、原子力学会 1997 春の年会予稿集、1997、p582
10)「化学便覧 基礎編II」、丸善、1998、pp.717-718
11)「毛細管空隙とゲル空隙」、セメント・コンクリート、No.575、1995、pp.52-53
12) Atkinson, A.,「The Time Dependence of pH within a Repository for Radioactive Waste Disposal」,AERE-R11777, AERA Harwell Oxfordshire, 1985
13) 坂本浩幸ほか、「セメントの化学的挙動と長期的安定性」、放射性廃棄物研究、Vol.3、No.2、1997、pp.81-89

奥村組技術研究年報
No.26　2000年

ビット切削振動によるシールド切羽土質判別

篠原　茂*　畑山栄一**　三澤孝史**
岡田義純***　林田正憲***　笠井　隆***

1．まえがき

近年の市街地のシールド工事では、発進基地用地の確保が難しくなってきたことから長距離施工が要求される傾向にある。長距離施工の場合には、ビットの限界磨耗量から定めた掘進距離が土質に応じておおよそ決められており、それを超える場合には途中でビットを交換するなどの方策を講じる必要がある。

今回の横浜市下水道局発注のシールド工事では、掘進距離が 4,435m と長いため途中でビット交換を実施することにした。掘削地点の地質は堅硬な固結シルト層と自立性の低い砂層から構成されている。ビットを交換するには補助工法なしに約1ヶ月を要するためビット交換は切羽が安定しやすい地層構成のところで実施することが望ましいので、切羽の土質分布を把握する技術を開発する必要があった。そこで、切削時のビットの振動から砂層と固結シルト層を判別する手法を考案し、室内試験によりその有効性を確認した後実施工へ適用した。

なお、本土質判別システムの開発は横浜市下水道局と奥村組とで共同で実施したものである。

2．工事概要

本工事は横浜市北部を流れる鶴見川下流域の浸水解消を目的とした雨水幹線整備工事で、シールド機械の外径が 9,450mm の泥水式シールド工法で施工した。今回の工法は「クルン工法」と称し、最大の特徴は、カッター部分を 180°回転させてからシールド機内でビットを交換できることである。

土被りは約 52～56m で、地質は大部分が砂層と固結シルト層の互層から構成されており、固結シルト層は一軸圧縮強度が約 5MPa と堅硬であるが、砂層はN値が 50 以上ではあるが均等係数が２～３で粒径がそろっており自立性の低い細砂である。なお、地下水圧はトンネル中心で 0.56MPa と非常に高い。

3．土質判別システム

3.1 概要

シールド機械で地山を掘削する場合、機内では電動機等からの大きな音が発生しているが、ビットが地山を切削する音も僅かではあるがその中に含まれている。それらの音は地山が硬くなると音の大きさや音色が変わることが経験的に知られている。つまり、ビットの切削時に発生する音（振動）の大きさや周波数特性は切削する土質の硬さ等により異なると思われる。

本土質判別システムはビットに加速度計を取付け、切削時の振動の大きさ等により砂と固結シルトを識別しようとするものである。

3.2 室内試験

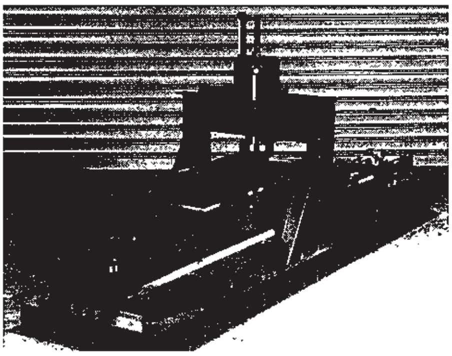
ａ．試験目的

本工事で使用する土質判別用ビットと同じビットを用いて実際の切削条件に近い状態で室内試験を行い、振動特性が砂と固結シルトでどの程度違うかを把握する。

ｂ．試験装置

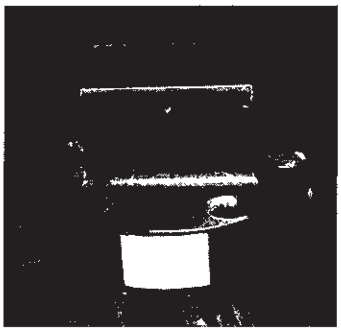
使用した試験装置の外観を**写真－１**に示す。装置は試料箱(長さ 100cm、幅 50cm、深さ 20cm)と、試料箱を引張る油圧ジャッキおよびビットから構成されている。ビットは実機のものと同じ形状、材質で、切削幅は 100mm である。ビットの外観を**写真－２**に示す。

測定に使用した加速度計は共振周波数 40kHz の圧電型でビット背面内部に**写真－３**に示すように加速度計の受圧面が切削進行方向を向くように取付けた。

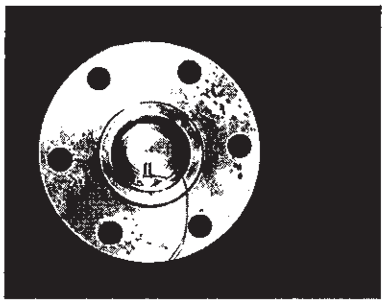


写真－１　試験装置の外観

*地盤研究室　**機電研究室　***東京支社土木部



写真－２　土質判別用ビット



写真－３　ビット内部への加速度計の取付け

c．試験方法

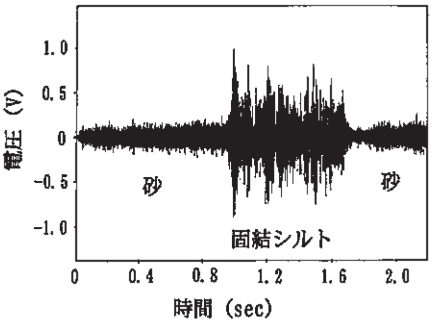
試料の作成方法は、シールド発進立坑内から採取した砂および固結シルトを、砂については実際の地山条件に近い状態（湿潤密度 1.926g/cm^3）になるように、試料箱を予め約半分に仕切った中に締固め、固結シルトについては採取したブロックを砂の横に石膏で固定した。試験は、所定の切込み深さになる位置に加速度計を取付けたビットを固定し、試料箱を油圧ジャッキで引張りながら砂および固結シルトを約 70cm 切削し、その時の振動を測定した。

試験条件のうち切削速度については、実機の回転数(0.52rpm)と土質判別用ビットの取付け位置の半径(約4.1m)から求めたビットの切削速度と同じ値とし、22cm/sec とした。切削深さについては実際の施工における掘進速度を考慮して７mm(実施工での掘進速度2.2cm/min に相当)、10.5mm(掘進速度 3.1cm/min に相当)とした。

d. 試験結果

切削深さ７mm で試験した時の振動波形を**図－１**に示す。この図で振幅（アンプからの出力電圧で表示）の小さい部分が砂を切削しているとき、振幅の大きい部分が固結シルトを切削しているときで、明らかに固結シルトを切削している時の方が大きな振動を発生していることがわかる。

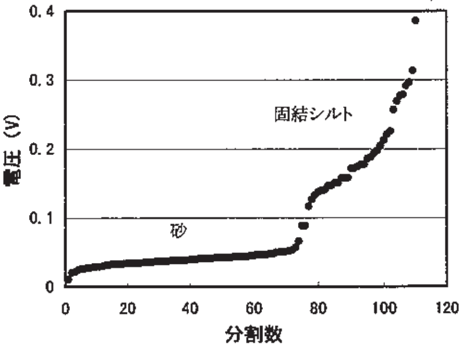
図－１の波形を時間軸について 110 等分しそれぞれの



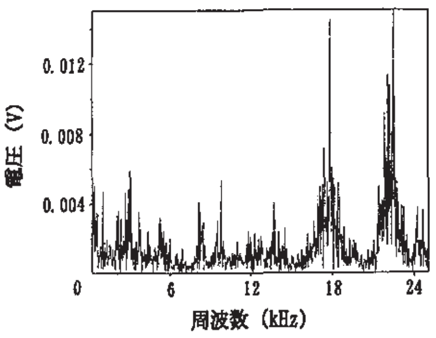
図－１　振動波形

区間内のデータの絶対値の平均値を求め、それらの値を小さい順に並べた結果を**図－２**に示す。これによると、電圧 0.05V 以下の区間とそれ以上の区間でデータ列の傾きが大きく異なり、0.05V 以下の傾きの緩やかで振幅の小さいところが砂の切削時に相当し、0.05V 以上の区間が固結シルトに相当する。砂の切削時の振幅がほぼ同じ大きさであるのに対し、固結シルトでは振幅の変化が大きい。これは、ビットによる砂と固結シルトの切削機構が異なるためと思われる。すなわち、砂についてはビットが砂を押しのけるような形で比較的同じ状態で切削するため振動の大きさの変化が少ない。それに対し、固結シルトの場合には刃先が食い込みながら岩片を削り剥がしていくように切削するため、食い込み時にはビットが加圧され、岩片が剥がれる時にその圧力が解放されることにより振動が発生するが、固結シルトの強度が比較的大きいため圧力変化が大きく、その結果、発生する振動の大きさにも幅が生じるためと考えられる。**図－２**で傾きが大きく変化する電圧値が砂と固結シルトの判別のしきい値となる。

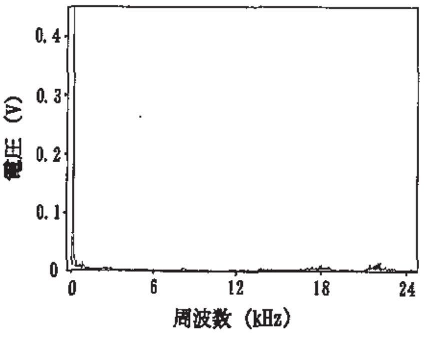
砂および固結シルト切削時の周波数特性をそれぞれ**図－３、４**に示す。これらによると、砂を切削しているときには低い周波数から高い周波数までの成分が含まれているが、固結シルトの場合は低い周波数（約 100Hz）が卓越していることが分かる。



図－２　砂と団結シルトの振幅分布



図－３　砂切削時の周波数分布

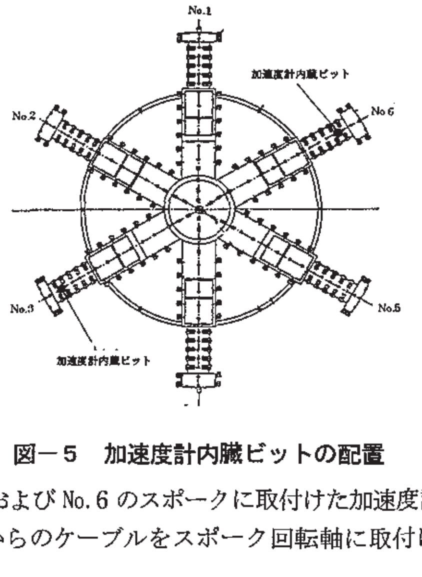


図－４　固結シルト切削時の周波数分布

４．ビット交換地点までの実施工での判別結果

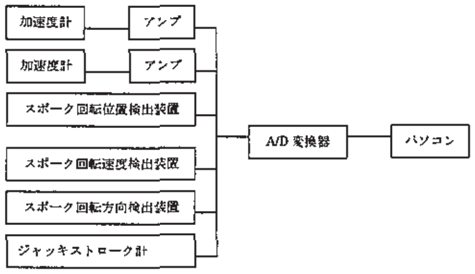
4.1 測定方法

シールド機には図－５に示すようなビットを配列した６本のスポークが機械の中心軸に等角度で取付けてあり、そのうちのNo.3とNo.6の２本のスポークの外周から約50cm内側に入ったところに室内試験と同じように加速度計を取付けたビットを１個ずつ固定した。



図－５　加速度計内臓ビットの配置

No.3およびNo.6のスポークに取付けた加速度計内臓ビットからのケーブルをスポーク回転軸に取付けたスリップリングに接続し、スリップリングからの出力ケーブルを加速度計の専用アンプを介してA/D変換器へ入力した。A/D変換器にはパソコンを接続し測定用のプログラムを実行して自動的に振動の測定ができるようにした。自動測定を行うために、A/D変換器には加速度計からの出力信号の他に、スポーク回転位置検出装置、スポーク回転速度検出装置、スポーク回転方向検出装置、推進ジャッキストローク計からの出力信号を入力した。測定は、セグメント１リング分（1m）を掘進する毎に、ジャッキストロークが600mmを超えた直後にNo.1スポークが真上に来た時から開始しスポーク１回転（約90秒）分の振動波形をパソコンに取込んだ。これらの測定の系統を図－６に示す。

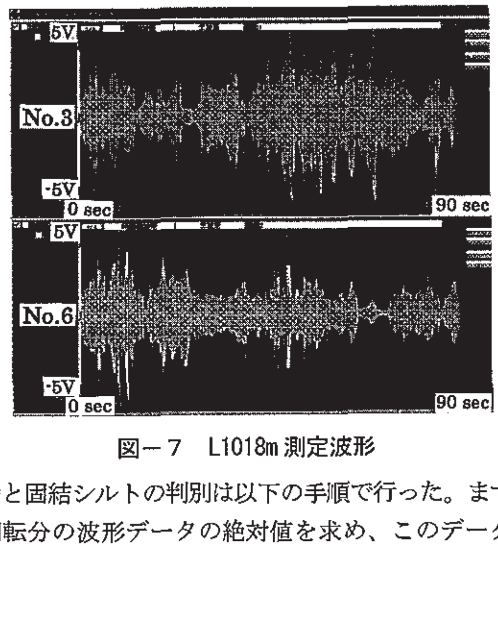


図－６　測定の系統

4.2 土質判別結果

ａ．セグメント位置1018mでの判別結果

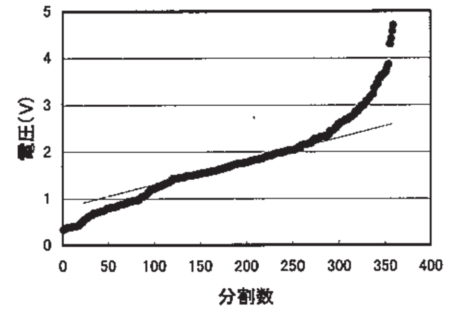
L1018m（L：左回転、セグメント布設位置1018m）の測定波形を図－７に示す。この図で上の波形がNo.3スポークに取付けた加速度計の波形、下の波形がNo.6スポークに取付けた加速度計の波形で、それぞれスポーク１回転分の波形である。振幅はアンプからの出力電圧（±5V）で表示してある。この図で振幅の小さいところが砂を切削しているとき、振幅の大きいところが固結シルトを切削しているときに相当する。



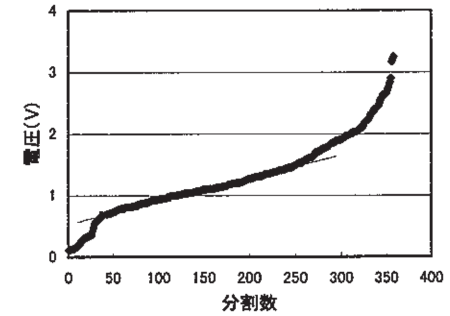
図－７　L1018m測定波形

砂と固結シルトの判別は以下の手順で行った。まず、１回転分の波形データの絶対値を求め、このデータを

360 等分し、それぞれの区間の最大値を求める。この360 個のデータがビット１回転の軌跡に沿った角度１度刻み、切削距離にして 7.2cm 間のデータに相当する。**図－２**に示した室内試験の結果と同様に No.3 および No.6 の 360 個のデータを小さい順に並べた結果を**図－８、９**に示す。



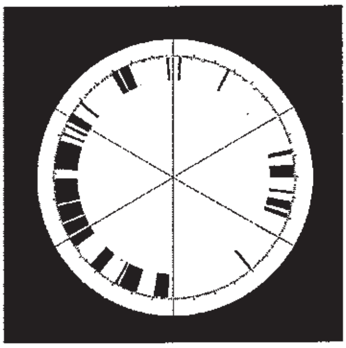
図－８ L1018mNo.3 波形データの振幅分布



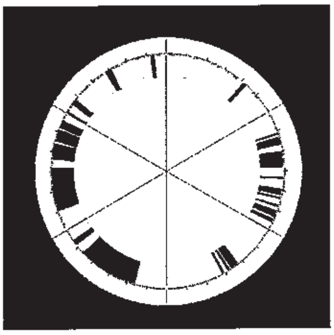
図－９ L1018mNo.6 波形データの振幅分布

室内試験の結果と同様にこれらのデータ列は、砂の掘削区間に相当する傾きの緩やかな直線で近似できる区間と、それに続く固結シルトの掘削区間に相当する傾きの急なほぼ直線で近似できる区間の２つに分けることができる。それぞれの図中に表示した砂を表す直線からの乖離点が砂と固結シルトの判別のしきい値となる。このしきい値で砂と固結シルトを区分し、ビットが１回転する軌跡に沿って土質を判別した結果を**図－10、11** に示す。これらの図で黒色の部分が固結シルト、灰色の部分が砂を表す。**図－10** と**図－11** を比べてみると、**図－10** の左半分と**図－11** の左半分、および**図－10** の右半分と**図－11** の右半分がほぼ同じ結果になっている。

シールド掘削地点の地層は海成の堆積層であり、砂および固結シルトはほぼ水平な地層を形成している可能性が高い。それから判断すると**図－10、11** の結果は左右対称になるのが一般的であると考えられるが、実際には左右非対称になっている。このような傾向はこの地点の結果だけではなくほぼすべてのデータについて同じであった。この原因のひとつとして、土質判別用のビットは先行ビットより２cm 低いために先行ビットで地山が先に大きく削られてしまうと判別用のビットで掘削する際に地山が存在しないことが考えられる。

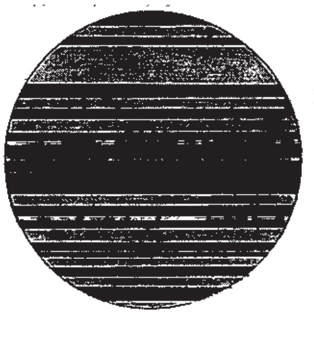


図－10　L1018mNo.3 データによる判別結果



図－11 L1018mNo.6 データによる判別結果

この測定地点から約 20m 離れた 1040m 付近で事前に実施されたボーリング調査から求めたシールド掘削地点の土質分布を**図－12** に示す。ここで、黒色の部分が固結シルト、灰色の部分が砂を表す。



図－12　1040m 付近のボーリング結果

図－12 と**図－10、11** とを比べると、**図－12** の結果は**図－10、11** の左半分の結果とほぼ同じ地層構成になっている。L1018mNo.3 の左半分を掘削している時のデータだけを用いて、地層が水平になっていると見なして表示した判別結果を**図－13** に示す。ここで、黒色の部分が固結シルト、灰色の部分が砂を表す。**図－12** と**図－13** はほぼ同じ結果になっている。よって、これ以降の結果については、１回転分の波形データのうちの半分だ

けを用いて図−13 のような表示方法で土質を判別しながら掘削を行った。

図−13　L1018mNo.3 左半分のデータによる判別結果

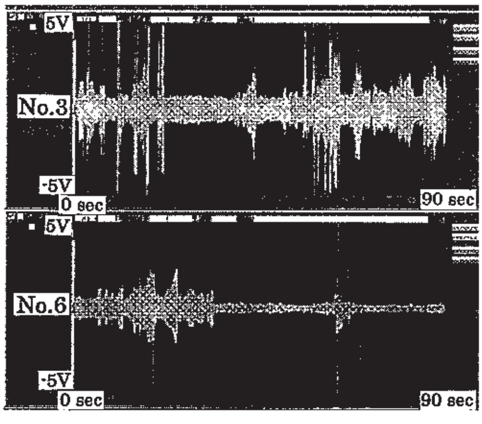
b. ビット交換地点の判別結果

ビットの交換は掘進距離 2570m の地点で実施した。その時の測定波形を図−14 に示す。約 1500m 手前の図−7 の波形に比べて全体に振幅が小さくなっているが、原因としてはビットの磨耗の影響が考えられる。No.3 の波形データのうちのビットが切羽の左半分を掘削しているときのデータを用いて土質を判別した結果を図−15 に示す。ここで、黒色の部分が固結シルト、灰色の部分が砂を表す。これによると切羽の上半分には固結シルトが多く分布しており、切羽の安定性が高いと判断しこの地点でビットの交換を実施した。

5. ビット交換以降の判別結果

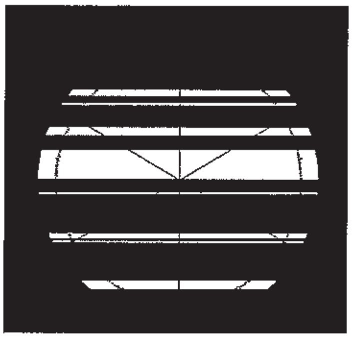
5.1 判別ビットの改良

ビット交換前に使用していた判別ビットは、同一掘削パス上に存在する幅 22mm の先行ビットに対して 2cm 引込んでいたため土質の判別が不明瞭なことが時々あった。そこで、交換後の判別ビットについては、高さを 35mm 高くし先行ビットより先に地山を切削するようにした。さらに、ビット幅については 1 つは交換前のビットと同じ 100mm としたが、もう 1 つは半分の 50mm とした。



図−14　ビット交換地点の測定波形

なお、幅の広いビットは No.3 スポーク、幅の狭いビットは No.6 スポークに取付けた。

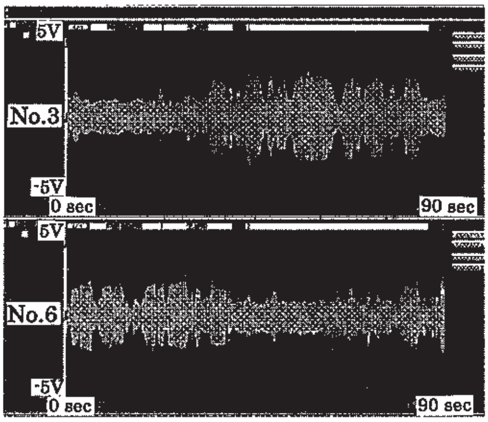


図−15　ビット交換地点の判別結果

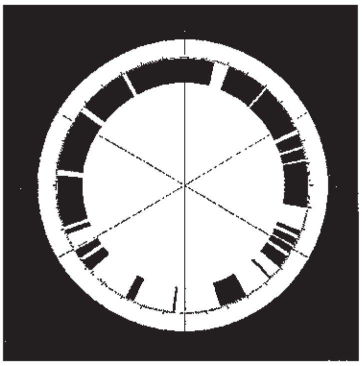
5.2 土質判別結果

a. セグメント位置 3201m での判別結果

R3201m（R:右回転、セグメント布設位置 3201m）掘削時の測定波形を図−16 に示す。No.3 と No.6 の波形による判別結果を図−17, 18 に示す。これらの図で、黒色の部分が固結シルト、灰色の部分が砂を表す。図−10、11 に示した交換前の判別結果では左右非対称であったが、図−17, 18 ではほぼ左右対称になっており、判別ビットを先行ビットより高くした効果が現れている。



図−16　R3201m 測定波形



図−17　R3201mNo.3 のデータによる判別結果

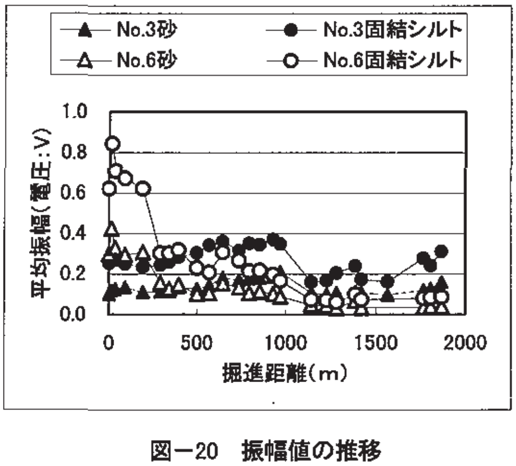
測定地点から約10m離れた3200m付近で事前に実施されたボーリング調査から求めたシールド掘削地点の土質分布を**図−19** に示す。ここで、黒色の部分が固結シルト、灰色の部分が砂を表す。**図−17、18** と**図−19** の結果を比べてみると両者はほぼ同じ地層構成になっており、判別が正確に行われたと言える。

b．掘進距離と振動の大きさとの関係

ビット交換以降の数十m毎の測定結果について、砂に区分した区間の振幅値の平均値と固結シルトに区分した区間の振幅値の平均値を求め、それらの値を交換直後からの掘進距離で表示した結果を**図−20** に示す。

図−18　R3201mNo.6 のデータによる判別結果

図−19　3200m付近のボーリング結果



図−20　振幅値の推移

これによると交換から約 400m までは切削幅の小さい No.6 のビットでの振幅値の方が大きいが、掘進距離の増加に伴い振幅値が大きく減少しており、400m 以降については No.3 のビットより振幅が小さくなっている。この理由としては磨耗によりビット刃先が丸くなったことが影響していると思われ、掘削幅の小さい No.6 のビットの方が磨耗の影響が大きかったと思われる。

6．あとがき

今回の工事ではシールド掘削地点の地質が砂と固結シルトの２種類で、しかも強度的に大きな差があったことから切削時の振動の大きさの違いから土質を判別することができ、ビット交換を比較的切羽の安定しやすい土質のところで行うことができた。さらに、交換時には土質判別用のビットを改良し最終切羽まで土質を判別しながら掘進を行うことができた。

今後より複雑な地層構成の場所や、強度的に今回ほどの差がないところで実施する場合には振動の違いによる判別の他に、例えば掘削抵抗の違いによる方法等を組み合わせる必要があると思われる。

本技術の開発にあたっては共同研究者の横浜市下水道局の担当者から貴重なご意見とご協力を頂いた。さらに、実施工での測定に際しては工事を担当された奥村・五洋・トピー建設共同企業体の職員に多大なご協力を頂いた。ここに感謝の意を表する。

【参考文献】

1）篠原茂、浅葉堯、佐藤泰一他、「ビット切削振動によるシールド切羽土質判別」、土木学会第 53 回年次学術講演会概要集第６部、pp102-103

2）篠原茂、大久保一文、佐藤泰一他、「ビット切削振動によるシールド切羽土質判別（その２）」、土木学会第 55 回年次学術講演会投稿中

奥村組技術研究年報
No.26　2000年

ハニカムセグメントを用いた急速施工法の開発

畑山栄一*　三澤孝史*　荒川賢治**
奥野三郎***　桜井省三****　古賀　滋*****

1．はじめに

最近のシールド工事では、都市部の過密化による立坑の用地確保の問題やトンネルの土被りが深くなることによる立坑築造費のコストアップなどを理由に、長距離で計画される工事例が増えている。

これまでのシールド工事は延長が1km 程度で計画されることが多く、この数倍の距離を一度に施工すると、立坑とシールド機の台数を減らすことができ、工事費の低減を図ることができる。しかし、既存のシールド工法では施工期間が長くなり、工事費の大幅な低減が難しい。このため、シールドトンネルの長距離化を現実のものとするには、急速施工法の開発が必要である。

筆者らは急速施工法として、六角形のＲＣセグメント（以下、ハニカムセグメントと呼ぶ）を用いて掘進とセグメント組立を同時に行う方式に着目して大幅な工期短縮を図る施工法の開発に取組んだ。この同時施工法の開発では、シールド機やこれに付随する機械設備の開発に留まらず、トンネルの覆工体となるハニカムセグメントの開発と実用化が課題になる。ハニカムセグメントについては、すでに従来のセグメントにない種々の特長を活用して施工実績を重ねている。

以上を背景に、今回、全自動組立方式と半自動組立方式の同時施工法を開発して現場で実証施工を行い、実用化の見通しを得たので以下に報告する。

2．同時施工法の概要

2.1 開発目標と適用条件

エレクタ搭載型のシールド機を用いて同時施工を行い、通常の2倍の施工速度を確保することを開発目標とした。適用条件を以下に示す。

ⅰ．同時施工法では従来の逐次施工法に比べてシールド機械設備がやや割高となるため、施工距離は工期短縮に伴う経済効果が顕著となる2～3km 以上とする

ⅱ．トンネル仕上がり内径が約 3.0m 以下の小口径トンネルではRCセグメントのハンドリングが難しく、適用トンネル径は中～大口径とする

2.2 ハニカムセグメントの特長と組立方法

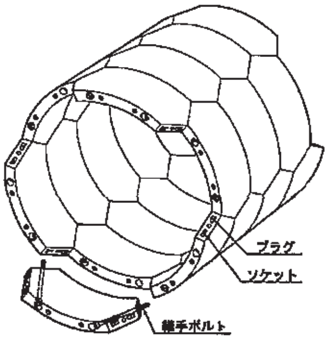
ハニカムセグメントを図－1に、組立方法を図－2に、ハニカムセグメントの特長を以下に示す。

ⅰ．覆工内面が平滑で、継手金物の防食や防錆処理が不要で二次覆工省略に適している

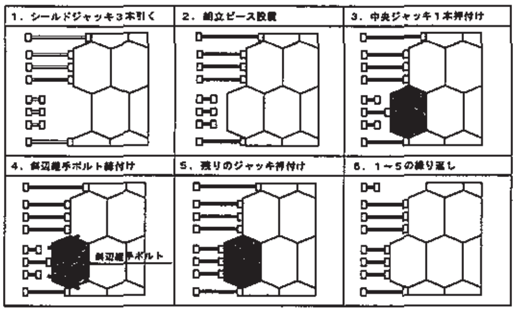
ⅱ．継手面に取り付けた凹凸形状のプラグ・ソケットのガイド機能により、精度良く組立できる

ⅲ．継手ボルトの本数が少なく、事前にセグメント内にセットされるため、組立時間が短縮される

ⅳ．組立後すぐにシールドジャッキの載荷が可能で、掘進とセグメント組立の同時施工に適している



図－1　ハニカムセグメント



図－2　セグメント組立方法

2.3 シールド機の開発

経済的に成り立つ施工距離や適用するトンネル径に対応した同時施工の方式を考えるために、セグメントを全自動で組み立てる方式と、セグメントの供給・位置決めを作業員が行い、ボルトを自動締結する半自動で組み立てる方式の同時施工対応型シールド機を開発した。

---

*機電研究室　**技術開発部　***本社土木部　****名古屋支店土木部　*****関西支社土木部

３．半自動組立方式による実証施工

3.1 適用工事の概要

半自動組立方式の同時施工対応型シールド機を下記の現場に適用した。

工事名：安威川流域下水道　摂津高槻雨水汚水幹線（第５工区）下水管渠築造工事
発 注 者：大阪府北部流域下水道事務所
施 工 者：奥村組，東急建設，不動建設共同企業体
工　　期：平成９年10月～同12年８月
場　　所：高槻市三箇牧１丁目～唐崎南２丁目
工事内容：泥土圧シールド工法
L=1099.5m，曲線半径　250m、土被り4.8～5.8m、仕上り内径 3500mm，トンネル外径 3900mm、汚水管布設工φ700mm、L＝1102.2m

3.2 地質概要

淀川氾濫源の低湿地帯で、地下水位はGL－2mである。掘削断面の土質はN値 20～30 の沖積砂層、掘削部上部はN値２～４程度の非常に軟弱な沖積粘土層である。

3.3 セグメント

セグメントは外径 3900mm、桁厚 200mm、幅 1000mm、分割数６分割のハニカムセグメントを使用した。

3.4 同時施工対応型シールド機

ａ．シールド機

シールド機の基本構造を図－３に、特徴を以下に示す。

ⅰ．セグメントの供給、把持、旋回、位置決めは作業者が遠隔操作で行う
ⅱ．セグメントの継手ボルトは自動締結する
ⅲ．掘進にともなってエレクタも移動することから、掘進速度と同じ速度でエレクタ把持部を後方に移動し、組み付けるセグメントを見かけ上静止状態に保つ掘進同調機構をエレクタに組み込む
ⅳ．シールド機の方向制御は中折れジャッキで行う

b.セグメント組立設備

(a) セグメント搬送装置

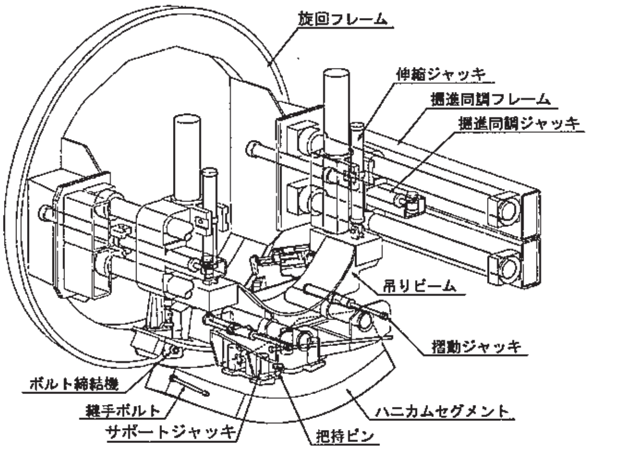
シールド機のスクリュコンベア下部に土砂圧送ポンプを取り付けることから、エレクタへのセグメントの搬送のスペースが狭くなる。従来のホイストを用いる方法だけではセグメントの搬送が難しいため、ホイストとセグメントキャリアの組合わせとした。セグメントキャリアはセグメントのストック（３ピース）とエレクタへの搬送機能を備えた装置である。

(b) エレクタ

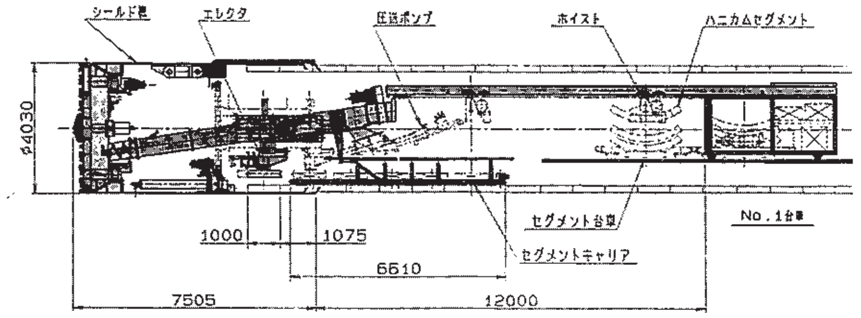
基本構造を図－４に、仕様を表－１に示す。従来の旋回、伸縮、摺動、セグメント把持の機構に加え、掘進同調機構と自動ボルト締結装置を組込んだ。セグメントの把持は、セグメントに取付けたつば付きの把持ピンを把持部のミゾに差込み、４本のサポートジャッキを張出して行う。また、位置決め時には、このサポートジャッキのストロークを調整して、すでに組立てたセグメントとの姿勢（ピッチングやローリング）を調整する。

(c)掘進同調機構

エレクタの旋回フレームに掘進同調機構を取り付けた。左右に取り付けた２本の掘進同調ジャッキを伸縮することで掘進同調フレーム内のガイドロッドを軸に把持したセグメントを切羽側および坑口側に移動する。掘進同調時はシールドジャッキの伸び速度をセンサで検出し、同じ速度で把持したセグメントを坑口側へ移動する。



図－４　エレクタの基本構造



図－３　同時施工対応型シールド機（半自動組立方式）

表－１　エレクタの仕様

エレクタ	型　　　　　式	リングギヤ式
	最大取り扱い重量	10kN
	旋　回　速　度	0.1～1 min^{-1}
	伸縮ジャッキ	48kN×600mm×2本
	摺動ジャッキ	18kN×350mm×2本
	サポートジャッキ	23kN×60mm×4本
	掘進同調ジャッキ	21kN×1400mm×2本
	ボルト締結機	ボルト径：M20×2台 締結トルク：200N・m
搬送装置	搬送ホイスト	吊り上げ荷重：15kN
	セグメントキャリア	搭載荷重30kN （セグメント3ピース） 送り速度：11.5 m／min

(d)自動ボルト締結装置

セグメントを位置決めした後、ボルト締結を開始すると、自動で締結機の揺動フレームがセグメントに密着し、継手ボルトと締結機の軸心を合わせ、ボルトを締結する。ボルトの締結トルクが所定の値に達すると、自動で締結を終了し、締結機がトンネル内空側に退避する。

(e) シールドジャッキのブロック制御

同時施工ではセグメント組立位置のシールドジャッキが使用できないため、シールド機に回転モーメントが発生して姿勢制御に悪影響を及ぼす。このため、セグメント組立位置の反対側のシールドジャッキを同数だけ無負荷追従し、その他のジャッキを全て載荷することで回転モーメントの発生をなくした。シールドジャッキが 18 本、セグメントが６分割であることから、シールドジャッキ３本を１つのブロックとし、各ブロックごとにシールドジャッキの伸縮操作が可能な油圧回路を組み込んだ。同時施工では、セグメントの組立箇所を作業者が選択すると、各ブロックごとにシールドジャッキの押引き操作や油圧回路のバルブ切り替えを自動で行う。

c．施工手順

セグメントの組立が可能な位置まで掘進すると、組立箇所のシールドジャッキを引く。エレクタを無線で操作してセグメントの把持、旋回、位置決めを行い、ボルトを自動締結して、次のセグメントを受け取る作業に移る。セグメント組立箇所のシールドジャッキを押付け、次のセグメント組立て箇所のシールドジャッキを引く。掘進中にこの作業を繰り返し、同時施工を続ける。

3.5 施工結果

a．エレクタの基本性能

狭隘な作業空間での安全性の確保および掘進中の手動操作によるセグメントの不具合のない組立が課題であった。前者については、セグメントの把持・位置決めの遠隔操作化やボルト締結の自動化でシールド機内に作業者が入る必要がなく、エレクタ後方で操作が可能であり、安全性が確保できた。後者については、掘進中のシールド機の姿勢変動が少ないこと、トンネル軸方向から既設セグメントの斜辺をガイドに挿入して位置決めすることから、特に問題なく組立できた。

b．セグメント組立時間

セグメント組立時間を**表－２**に示す。これはセグメント２リング分についての各組立ピース毎の詳細をまとめたもので、１ピースの平均組立時間は約 4.4 分である。このうちセグメントの把持、セグメントの段差合わせ、およびボルト締結作業で約半分の時間を占めている。各ピースの組立時間のばらつきは、これらの作業時間に幅があることと組立位置の違いで旋回時間に差が生じるためである。なお、全リングにおける平均組立時間は１リング 30 分である。

c．施工サイクルタイムと日進量の比較

１リング（６ピース）の施工サイクルタイムを**表－３**に示す。同時施工では逐次施工に比べてサイクルタイムが 30 分短くなり、約半分の時間で施工できた。昼夜施工における最大日進量は 18m／日で、逐次施工の最大日進量に比べて 1.5 倍以上の実績が得られた。なお、今回の施工では、セグメントのストック設備や加泥注入などの後方設備について逐次施工を条件に１日最大 18 リングで計画しており、後方設備を充実させれば従来の２倍の日進量を確保することが可能と推定できた。

表－２　セグメント組立時間

項　目		サイクルタイム									
日　付		4月21日	4月21日	4月21日	4月21日	4月21日	4月21日	4月21日	4月21日	4月21日	平均
リング数		214.0R	214.0R	214.0R	214.5R	214.5R	214.5R	215R	215R	215R	
セグメント位置 （坑口から切羽を望む）											
		実時間 秒	実時間 秒	実時間 秒	実時間 秒	実時間 秒	実時間 秒	実時間 秒	実時間 秒	実時間 秒	実時間 秒
エレクター定位置		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
同調後退・セグメント把持	終了	25	30	20	30	15	55	30	60	90	39
同調前進	終了	15	20	10	40	40	95	45	65	40	41
旋回	開始	30	2	20	0	5	25	5	5	5	11
旋回	終了	5	8	30	0	15	15	5	5	10	10
粗位置決め	終了	15	5	15	5	15	5	15	5	35	13
セグメント段差合わせ	終了	45	45	55	75	45	65	40	70	60	56
ボルト締結	終了	50	50	35	50	45	55	50	35	50	47
サポートジャッキ引き込み	終了	5	5	5	25	5	10	5	10	10	9
セグメント把持ピン解除	終了	15	15	15	5	15	5	20	30	25	16
エレクター定位置へ移動	終了	10	20	20	10	30	40	20	10	35	22
計		215	200	225	240	230	370	235	295	360	263

表－3　施工サイクルタイムの比較

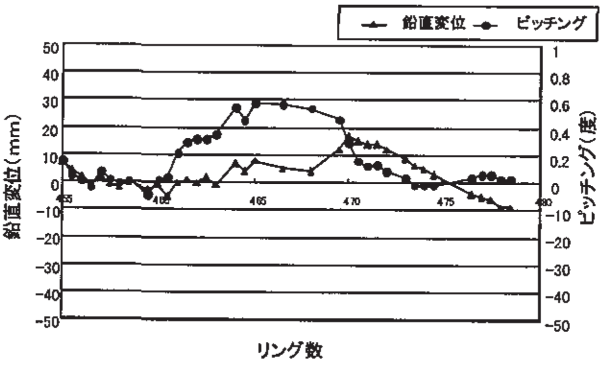
	掘削時間	組立時間	サイクルタイム	比
逐次施工	33分	30分	63分	1
同時施工	33分	（30分）	33分	0.52

セグメント幅:1000mm　　掘進速度 3cm/min

d．シールド機の方向制御

シールド機前胴部にジャイロを搭載してシールド機の姿勢を計測するとともに、坑内に自動追尾式のトータルステーションを設置して計画線形に対するシールド機のずれをリアルタイムに測量した。

同時施工ではシールドジャッキのパターン選択による方向修正ができないため、測量結果をもとに中折れジャッキで前胴を屈曲させ、前胴部側部に生じる地盤反力によって方向を制御した。シールド機のピッチングと鉛直変位を**図－5**に示す。455～463 リング、470～480 リングが逐次施工、463～470 リングが同時施工による結果で、方向制御は全て中折れ量を制御する方式で行った。シールド機の水平変位についても同様の結果が得られ、全施工を通しての計画線形に対する鉛直・水平のずれは±30㎜ 以内に収めることができた。



図－5　シールド機のピッチングと鉛直変位

4．全自動組立方式による実証施工

4.1 適用工事の概要

セグメントの搬送からボルト締結、および組立時のシールドジャッキの伸縮動作をすべて自動化した同時施工対応型シールド機を下記の現場に適用した。

工事名：桑名地区洞道新設工事（第3工区）
発注者：中部電力株式会社中央送変電建設所
施工者：奥村組・フジタ・竹中土木・徳倉ヒメノ共同企業体
工　期：平成9年7月～同12年5月
場　所：三重県桑名市大字蓮花寺字岩坂 1641
　～　同　西別所字駒廣 2119
工事内容：泥土圧シールド工法
L＝1386m、曲線半径　80m、300m、600m　仕上がり内径 4200㎜、4120㎜（盛り土部 L＝330m)、トンネル外径 4680㎜、RCセグメント（ハニカム、平板形）

4.2 地質概要

掘進対象土質は第三紀鮮新世東海層群と呼ばれるN値50 以上の非常に硬質な砂質土層、および固結粘性土層と砂礫層の互層で、砂礫層は想定最大礫径 100㎜ 程度である（**図－6参照**）。

4.3 セグメント

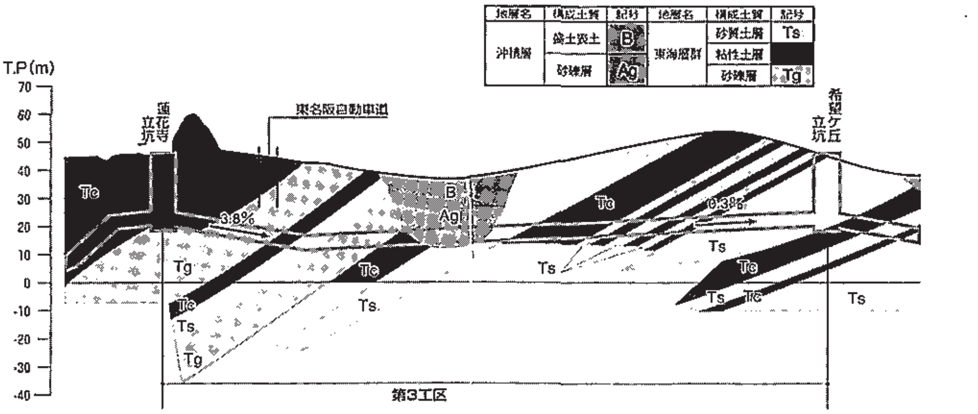
発進・到達の急曲線部を除く一般部（L=1,257m）でハニカムセグメントを使用した。セグメントは外径4680㎜、桁厚 240㎜（一部盛り土区間は 280㎜）、幅1200㎜、分割数は6分割である。

4.4 同時施工対応型シールド機

a．シールド機

シールド機の基本構造を図－7に、特徴を以下に示す。

i．1リング分のセグメントをセグメント自動供給装置にストックし、セグメント自動組立装置（以下、エレクタ）に上部から自動供給する



図－6　地質縦断

ⅱ．ハニカムセグメント用に開発したセグメント自動組立装置[1)]（石川島播磨重工業と共同開発）を用いて、セグメントの把持、旋回移動、位置決め、ボルト締結を自動で行う

ⅲ．エレクタに掘進同調機構を組み込む

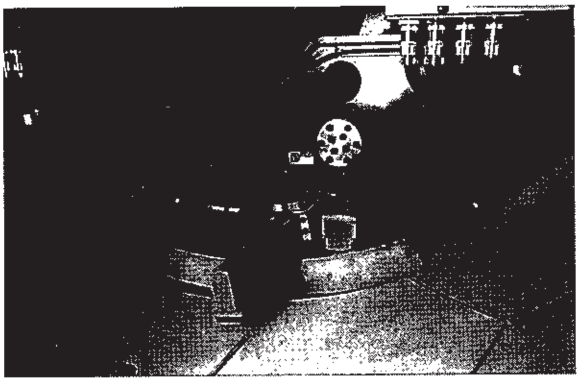
ⅵ．シールド機の姿勢制御は中折れジャッキで行う

b.セグメント自動供給装置

セグメントを搬送コンベアに載せるターンリフタ、1リング分（6ピース）のセグメントのストックとセグメントをエレクタに送る搬送コンベヤ、エレクタにセグメントを供給する受け渡し装置で構成される。

c. セグメント自動組立装置

同時施工に対応するために掘進同調機構を旋回フレームに取り付けた。また、固定式のボルト締結機をセグメント把持部の切羽側に2台取り付けた。本エレクタの特徴はエレクタ把持部に取り付けた2本のガイドバーとセグメント斜辺部を利用して既設セグメントの内面および斜辺部に倣わせてはめ込む力制御を用いたことであり、同時施工でのセグメント組立中のシールド機の姿勢変動を力制御で吸収する（写真－1、表－4参照)。



写真－1　セグメント自動組立装置

表－4　セグメント自動組立装置の仕様

自動組立装置	型　　　　式	リングギヤ式
	最大取り扱い重量	20kN
	旋　回　速　度	0～2 min^{-1}
	伸縮ジャッキ	134kN×680mm×2本
	摺動ジャッキ	41kN×415mm×2本
	微調ジャッキ	83kN×55mm×4本
	掘進同調ジャッキ	65kN×500mm×2本
	ボルト締結機	セグメント桁厚 240mm ボルト径：M22×2台 締結トルク：270N・m
		セグメント桁厚 280mm ボルト径：M24×2台 締結トルク：350N・m
供給装置		上部供給方式 吊り上げ速度　9m/min 反転速度　$2min^{-1}$ セグメント送り速度　12m/min

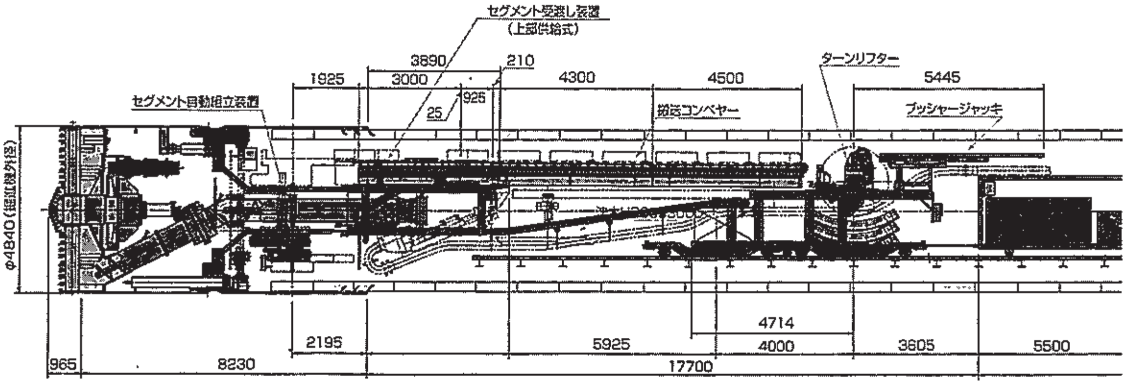
4.5 施工手順

セグメント台車で坑内に運搬したセグメントをターンリフタで搬送コンベアに載せる。掘進を開始すると、組立位置のシールドジャッキを引くと同時に搬送コンベア上のセグメントをエレクタに自動供給する。次にエレクタで把持したセグメントを所定の組立位置まで旋回移動し、既設セグメントとの位置決めを行う。その後、シールドジャッキ1本を組立ピースに押し付け、トンネル軸方向からセグメントのボルト締結を行い、最後に残り2本のシールドジャッキを押し付け、他のピースの組立へと移行する。

4.6 施工結果

a．セグメント自動組立システムの性能

同時施工を実施する前に、掘進と組立を交互に行う従来の施工形態でセグメント自動組立システムの調整を行い、性能を確認した。実施工の初期段階では斜辺部の組立誤差（段差）が1～3㎜にばらついた。このため、斜辺部に設けた位置決め用の凹凸形状のプラグとソケットの隙間を少なくすることで精度向上を図った。その結果、位置決め精度は1㎜ 程度に収まり、セグメント供



図－7　同時施工対応型シールド機（全自動組立方式）

給からボルト締結まですべて全自動で実施出来た。セグメント1ピースの平均組立時間は表－5に示すように4分で、1リングの組立時間は24分である。

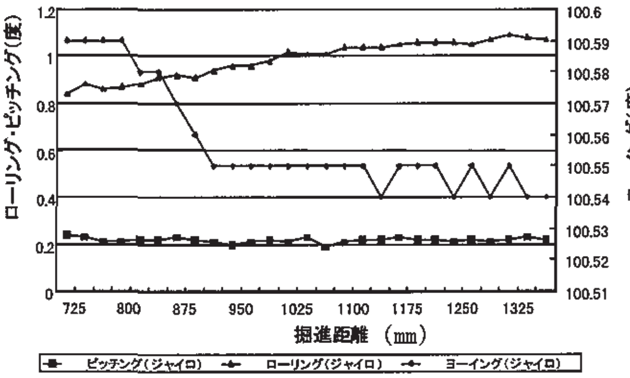
表－5　セグメント1ピースの平均組立時間

	セグメント供給・把持	旋回・組位置決め	微位置決め	ボルト締結	把持解除	待機位置へ移動	合計
1ピース平均組立時間	52	16	113	28	15	16	240 (4分)

単位:秒

b．同時施工の実施

同時施工では、掘進速度と同じ速度でエレクタを後方に移動し、エレクタを見かけ上セグメント組立位置に対して静止状態に保ちながらセグメントを組み立てた。シシールド機の姿勢変動を図－8に示す。開発当初から、掘進中にセグメントを組み立てることによるシールド機の姿勢変動への対応が課題になったが、エレクタ各軸の油圧ジャッキにクッション機能を持たせる力制御を採用することで、掘進中の姿勢変動に影響を受けることなく、位置決めやボルト締結ができた。



図－8　シールド機の姿勢変動

c．施工サイクルの比較

セグメント1リングあたりの逐次施工および同時施工のサイクルタイムを表－6に示す。掘進時間が当初計画の30分に対し、40～60分になり、同時施工の時間短縮割合は 0.62～0.71 になった。これは、掘削地盤が予想に比べて非常に硬質な地盤で、計画掘進速度4 cm/min に対して実掘進速度が2～3cm/min となったためである。通常の洪積や沖積の比較的掘進が容易な地盤条件では掘進時間が 25 分程度になることから、従来の掘進とセグメント組立を分離した施工形態に比べて2倍の施工速度を確保できることがわかった。

表－6　施工サイクルタイムの比較

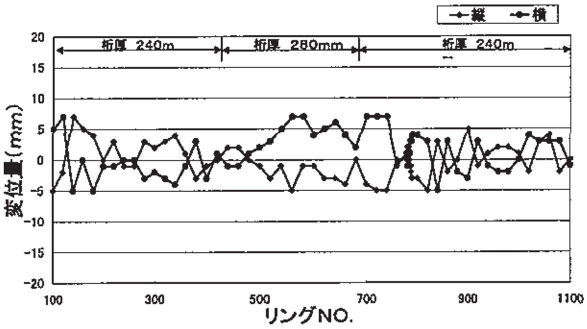
	掘進時間	組立時間	計	比
逐次施工	40～60	24	64～84	1
同時施工	40～60(組立24含む)		40～60	0.62～0.71

単位:分

d．セグメントの出来形

セグメントの内空変位を図－9に示す。

セグメントのローリングは掘進管理を綿密に行うことで、管理基準値 (max100mm) に対して最大で 60mm に収まった。また、組立精度は非常に良好で、継ぎ手目開き1mm以内、内空変位10mm以内であった。



図－9　セグメントの内空変位

5．まとめ

今回の実証施工結果をまとめると以下のようである。

i．半自動組立方式および全自動組立方式による同時施工法が可能である

ii．同時施工で従来の2倍の日進量を確保できる

iii．同時施工においても、中折れジャッキで前胴を屈曲させる方法でシールド機の方向制御が可能である

6．おわりに

同時施工法の実証施工を行い、本工法の性能及び実施工への適用性を検証するとともに従来の2倍の日進量を確保できることがわかった。今後、同時施工法をより実施工に適したものとするには、逐次施工に比べて連続作業が増えることによる坑内および坑外の作業員配置の見直し、立坑から切羽へ掘進時間内に効率よくセグメントを搬送する設備の導入、日進量が増加することによる掘削残土の処理能力やセグメントストック量の増大、作業基地からの土砂の搬出方法など、シールド施工全体としての総合的な計画と検討が必要である。

最後に、2カ所のシールド工事現場で、同時期にセグメント組立方式の異なる2通りの同時施工法を実証する機会を得たことについて、発注者ならびに工事関係各位に深く謝意を表する。今後、シールドの急速化を狙いとした同時施工の実績を重ね、シールド工事の効率化やコスト低減に寄与したいと考えている。

【参考文献】

1)畑山栄一ほか、「ハニカムセグメント自動組立装置の開発」、奥村組技術研究年報、No. 22、pp43－48、1996

奥村組技術研究年報
No.26　2000年

スーパーミニ・カーブ工法の開発
－小口径曲線推進工法－

三澤孝史*　畑山栄一*　石井敏之**
和田　洋***　津坂　治****　森田芳樹*****

1．まえがき

近年、立坑用地確保が困難である等の理由で、小口径の推進においても曲線推進が施工されるようになってきている。このような状況を受け、当社が昭和60年に開発し、既に1800件以上の実績がある小口径推進工法であるスーパーミニ工法（泥水二工程方式）の曲線対応版として、スーパーミニ・カーブ工法を開発した。

本報では、スーパーミニ・カーブ工法の概要および実規模の実証実験結果について報告する。

2．工法の概要

最初に、スーパーミニ・カーブ工法の元となるスーパーミニ工法について簡単に紹介する。スーパーミニ工法は泥水二工程方式の小口径推進工法である。適応径は、鉄筋コンクリート管呼び径で250～500㎜であり、広い土質に対応でき、高精度な長距離推進（線形は直線）を可能にしたものである。

スーパーミニ・カーブ工法は、曲線推進に対応できるように、スーパーミニ工法を発展・開発させたものである。工法の概要を図－1に示す。スーパーミニ・カーブ工法の適用範囲（開発目標）を以下に示す。

〔適用範囲〕

対象径：鉄筋コンクリート管呼び径400～500㎜

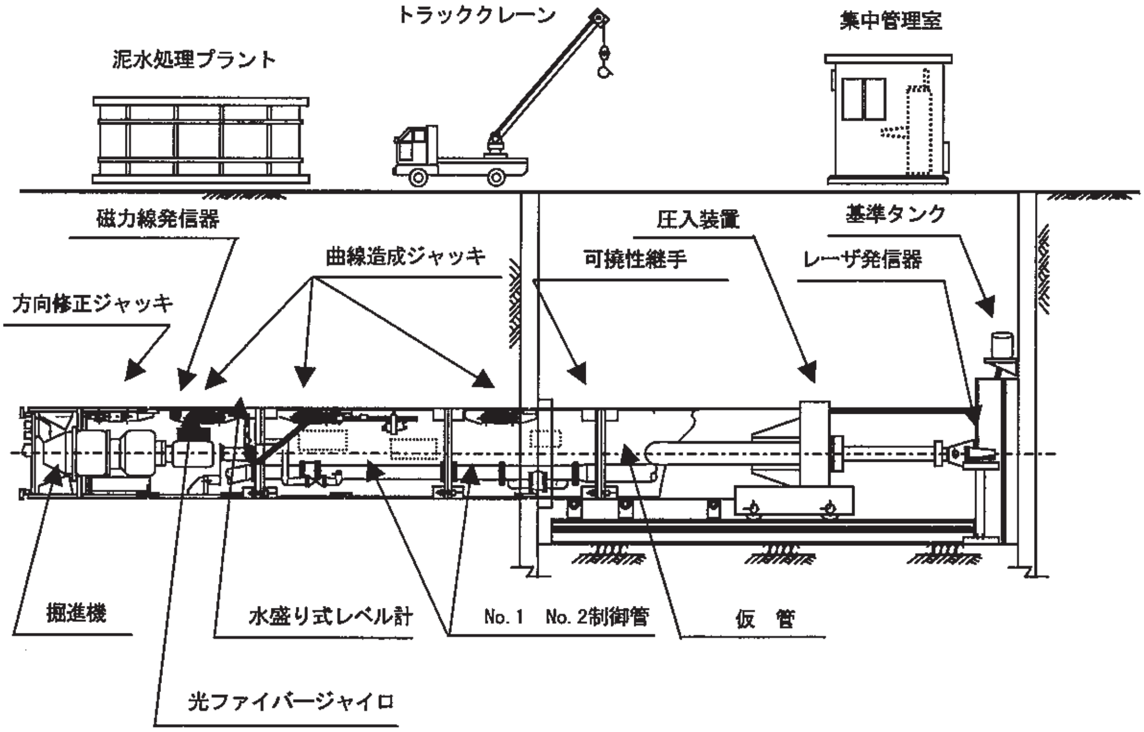
曲線半径：100m以上

土被り：5ｍ程度

スーパーミニ・カーブ工法を構成する主な要素技術である掘進機、測量システムおよび仮管の可撓性継手の概要を以下に述べる。

2.1 掘進機

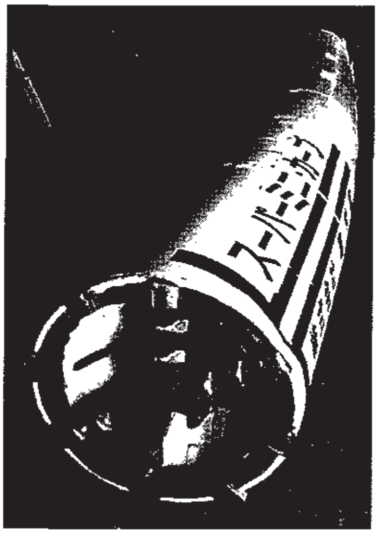
図－2、写真－1に500型スーパーミニ・カーブ機を



図－1　スーパーミニ・カーブ工法概要[1)]

*機電研究室　**構造研究室　***技術開発部　****東京支社土木部　*****東京支社機械部

示す。**表－１**に主な仕様を示す。掘進機は、従来のスーパーミニ機と同じ方向修正ジャッキ３本に加え、曲線造成を容易にするために、制御管を含めて曲線造成ジャッキを３段装備している。掘進機（制御管含む）の屈曲性能としては、曲線半径30mまで屈曲可能である。



写真－１　スーパーミニ・カーブ機

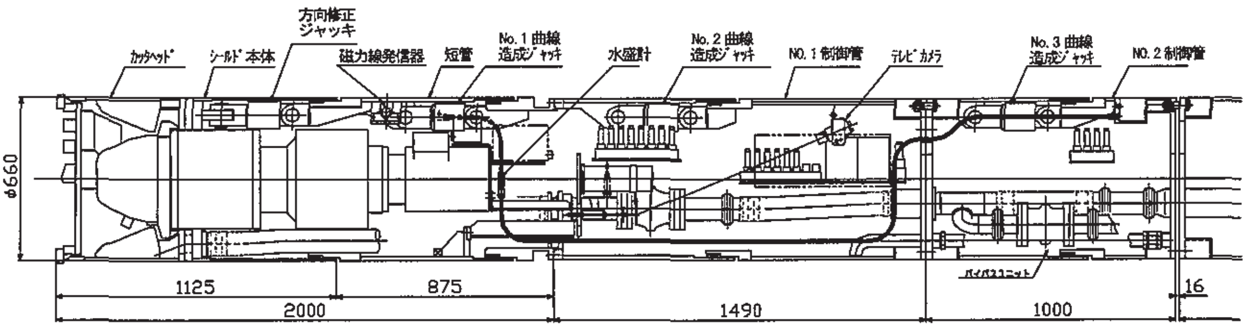
2.2 測量システム

測量システムの概要を**図－３**に示す。

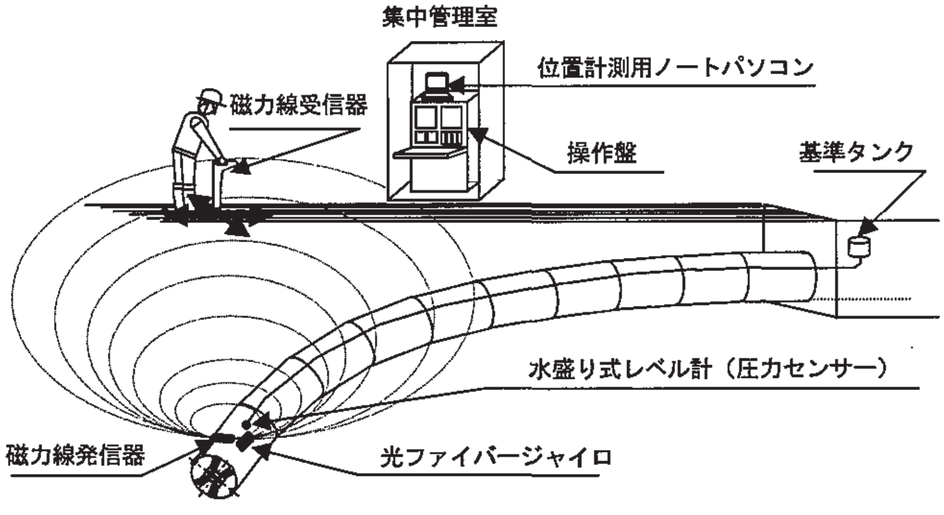
スーパーミニ工法では、線形が直線であるので発進立坑内にレーザーを設置し、掘進機にレーザー受光器を装備することにより線形管理を行っていた。しかし、曲線推進では、曲線部を通過すると、同様の方法では発進立坑からのレーザーによる測量ができない。

表－１　スーパーミニ・カーブ機の仕様

形式			500型ｽｰﾊﾟｰﾐﾆ・ｶｰﾌﾞ機
シールド機寸法			外径660mm×機長2000mm
方向修正ｼﾞｬｯｷ			押140^{kN}(引65^{kN})×15st×30^{MPa}×3^{本}
No.1曲線造成ｼﾞｬｯｷ			押140^{kN}(引65^{kN})×15st×30^{MPa}×2^{本}
No.2曲線造成ｼﾞｬｯｷ			押140^{kN}(引65^{kN})×15st×30^{MPa}×2^{本}
No.3曲線造成ｼﾞｬｯｷ			押140^{kN}(引65^{kN})×15st×30^{MPa}×2^{本}
カッタ	トルク		21.5／17.9^{kN-m}
	回転数		3.4／4.1$^{r.p.m}$
	電動機		7.5^{kw}×4^{P}×1^{台}
油圧ﾕﾆｯﾄ		ポンプ	0.31/0.37$^{l/min}$×30^{MPa}×1^{台}
		電動機	0.2^{kw}×4^{P}×200/220^{V}×1^{台}
送排泥装置			送水　3^{B}、排泥　3^{B}
電源			AC50/60^{Hz}、3^{φ}、200/220^{V}

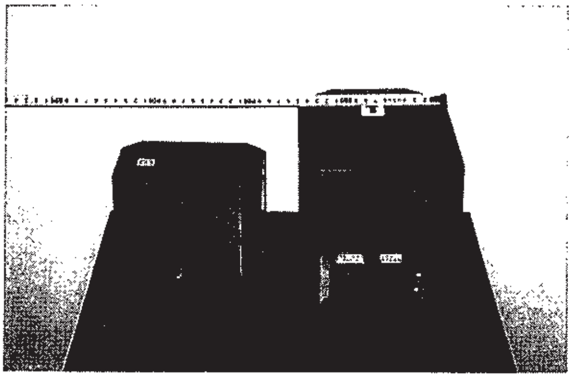


図－２　スーパーミニ・カーブ機



図－３　測量システム概念図

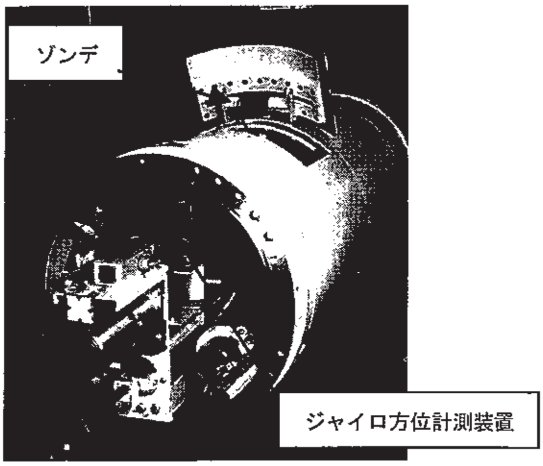
スーパーミニ・カーブ工法では掘進機に内蔵した新開発のコンパクトなジャイロ方位計測装置（光ファイバージャイロ、**写真－２**参照）と、磁力線位置検出装置の組み合わせにより水平位置を測量する。**写真－３**に機器の掘進機内の設置状況を示す。



写真－２　ジャイロ方位計測装置

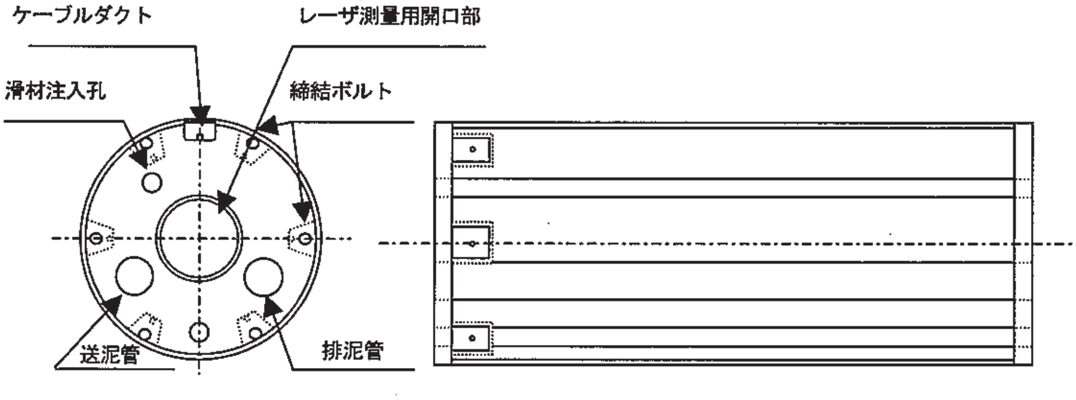
掘進時には、掘進機のジャイロ方位計測装置より出力される方位と元押しジャッキストロークとの演算により、リアルタイムに掘進機の位置および姿勢を把握し、オペレーターに掘進機の位置情報を伝達する。また、仮管押し切り時に、掘進機の先端部に取り付けたゾンデ（磁力線発信器）の磁力線を、地上からロケーター（磁力線受信器）で受信することにより掘進機の位置を補正する（**写真－４**参照）。

鉛直方向の位置計測は、実績のある水盛り式レベル計を用いる。



写真－３　ゾンデ及びジャイロ方位計測装置の掘進機内設置状況

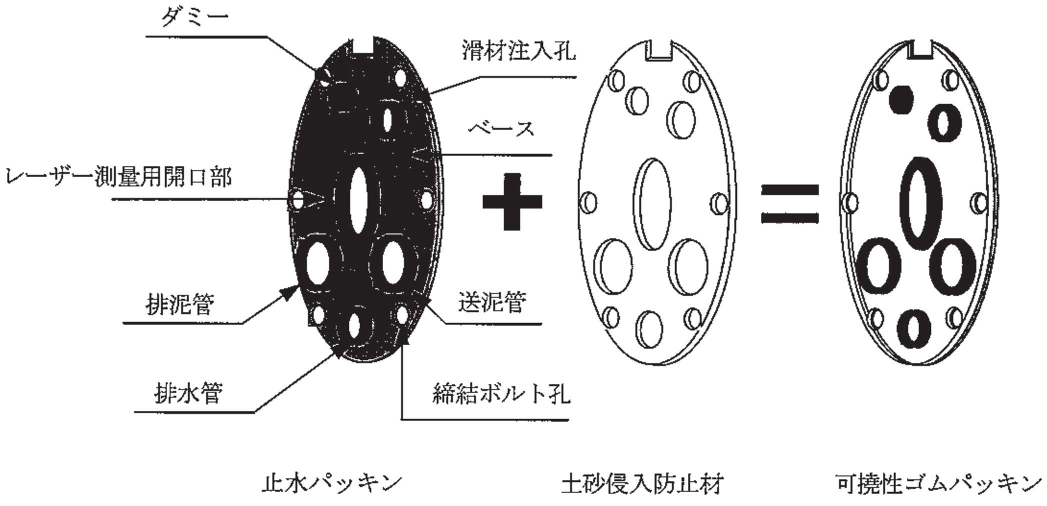
写真－４　磁力線による位置測定状況



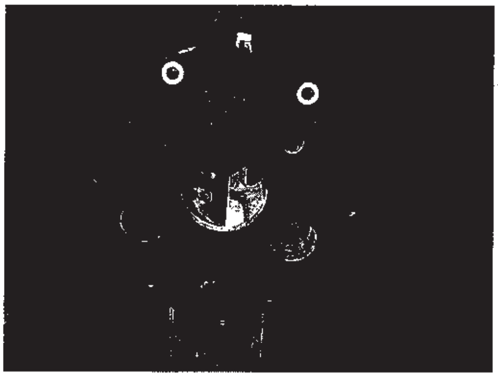
仮　管　仕　様

型　式		４００型	４５０型	５００型
鉄筋コンクリート管外径		526	584	640
仮　管	外径（mm）	540	600	650
	長さ（mm）	1,000	1,000	1,000
送排泥管径（mm）		80	100	100

図－４　仮管構造

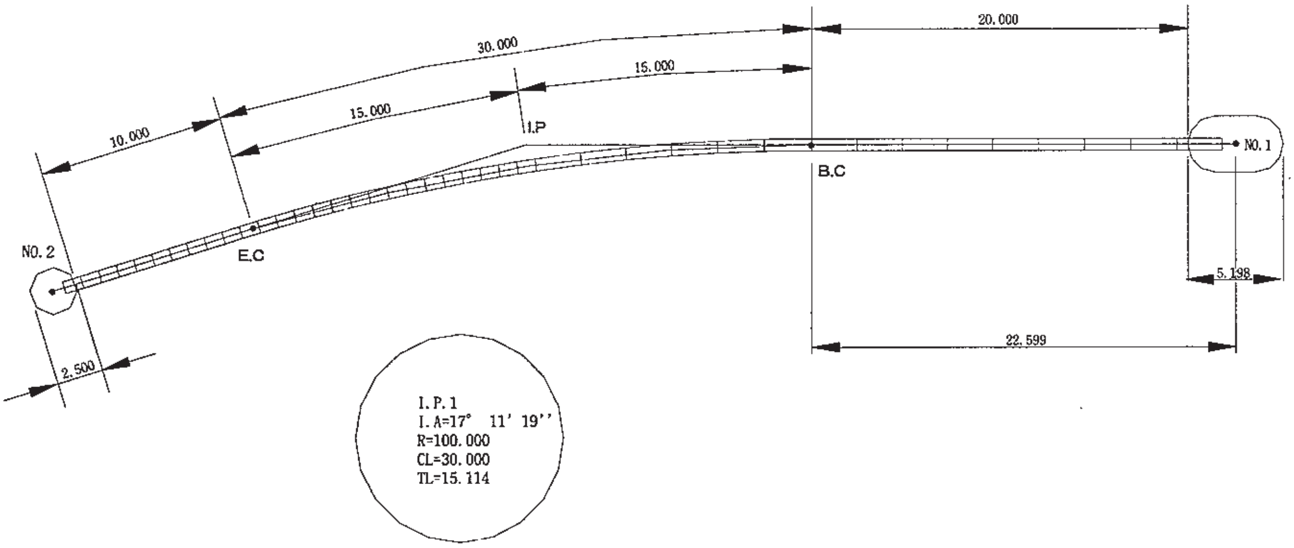


図－５　可撓性継手の構成



写真－５　可撓性ゴムパッキン

写真－６　可撓性ゴムパッキン止水実験状況



図－６　実証実験平面線形

2.3 可撓性継手

一工程目の仮管推進に用いる仮管形状および仕様を図－4に示す。曲線施工に対応するために仮管の継手部に可撓性継手を配置する。

仮管の可撓性継手としては、可撓性ゴムパッキン（写真－5参照）を用い、止水性および可撓性継手をもたせている。

ゴムパッキンは、仮管セット時にボルト締結によってプレストレス状態にすることにより止水性を確保するとともに、ボルトにより仮管の最大目開き量を調整する。また、ゴムパッキン外側の仮管継手面内に土砂が侵入しないように、土砂侵入防止材を配置している。可撓性継手の構成を図－5に示す。

可撓性ゴムパッキンについては、材質、形状をパラメーターとして要素試験を実施するとともに、実際の仮管を用いて、圧縮実験および目地開口量をパラメーターとした止水実験（写真－6参照）を実施し、必要性能を満足することを確認している。

3. 実証実験

3.1 実験の概要

実規模の実証実験によりスーパーミニ・カーブ工法の総合的な確認を行った。実験概要を以下に示す。

実験場所は、当社の技術研究所敷地内（茨城県つくば市）で行った。

実験は、仮管推進終了後、曲線部の半分程度まで鉄筋コンクリート管と置換した。使用した鉄筋コンクリート管は、曲線部はＳＲ標準ヒューム管（Ｌ＝2430mm、6本）、直線部は標準の鉄筋コンクリート管9本を使用した。

上述の鉄筋コンクリート管置換後、開削して管を確認できる状態に掘り出し、出来形線形、仮管継ぎ手部の状態（目開き等）および鉄筋コンクリート管の抜けだし量等を確認した。

〔実験概要〕

推 進 管：呼び径 500mm

推進線形：（図－6参照）

推進延長 60m

（直線部 20m＋曲線部 30m＋直線部 10m）

曲線半径　R100m

縦断勾配　0.5%（上り勾配）

土 被 り：平均 2.5m

3.2 実験結果

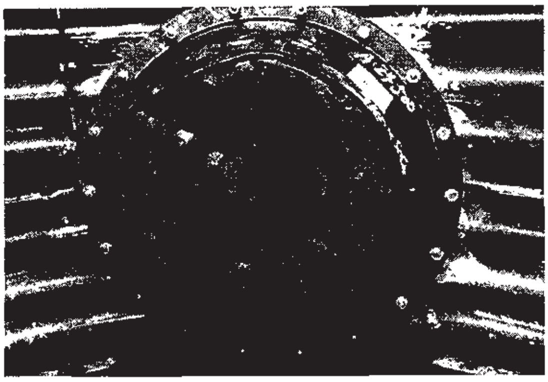
写真－7に曲線半径 100mの線形を示す。地表面は、磁力線位置検出装置による測量結果を路上にポイントし易いようにアスファルト合材を敷き均している。

写真－8に、操作状況を示す。

写真－9に到達状況を示す。到達立坑における計画

写真－7　曲線半径 100m の線形

写真－8　操作状況



写真－9　到達状況

写真－10　開削による精度の確認

線形に対する施工精度は、水平：+21㎜、鉛直：-19㎜であった。

写真－10 に、推進後に開削した状況を示す。

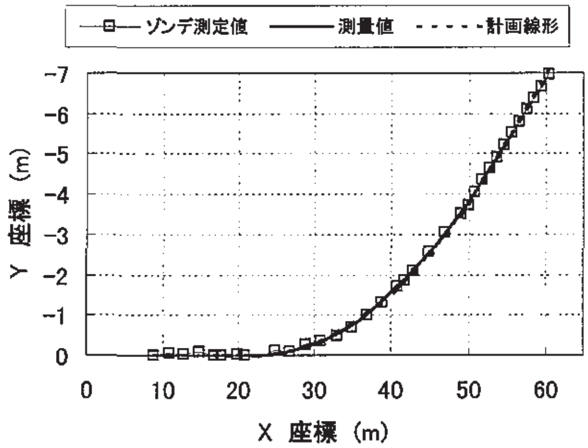
掘り出した仮管および鉄筋コンクリート管の水平面内の出来形線形を**図－７**に示す。また、**図－８**に、推進距離と計画線に対する変位を示す。図中には磁力線位置検出装置による結果およびジャイロによる位置算出結果を併記している。

なお、図中の“測量値”は、掘り出した管の位置をトータルステーションで測量した結果を示している。

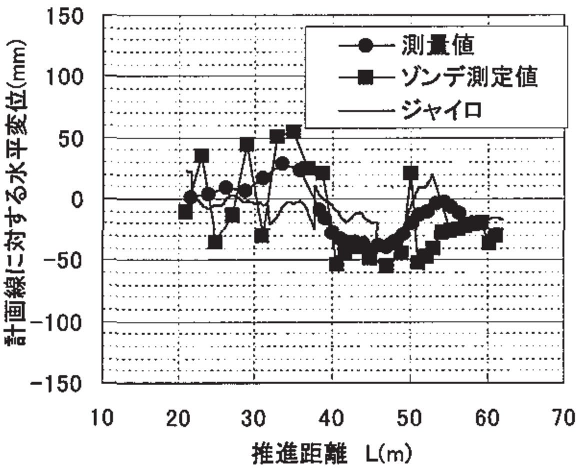
“ゾンデ測定値”は、施工中に地上から測定した磁力線位置検出装置結果である。“ジャイロ”は、ジャイロの方位角変化量と元押しジャッキのストローク量から算出した結果である。

これより、目標である曲線半径 100mの線形を比較的精度良く造成していることがわかる。

図－８より、磁力線位置検出装置による測定結果は、



図－７　水平面内の出来高線形



図－８　推進距離と計画線に対する水平変位の関係

トータルステーションによる測量結果と比較すると、±50㎜ 以内の精度で測定されていることがわかる。ジャイロによる位置算出は、曲線部推進中、磁力線位置検出装置による測定結果と大きな差が生じた時点で、磁力線位置検出装置による測定結果により補正を行った。ジャイロによる位置算出結果は、トータルステーションによる測量結果と比較して、±50㎜ 以内の精度で測定されていることがわかる。

４．あとがき

本工法は、平成９年度から平成 11 年度の３年間にわたり研究開発を進めてきた成果であり、工法の開発に当たっては奥村機械製作㈱の協力を受け進めた。

今後、現場への適用を進め、実施工の中で改良を進め工法の完成度を高めるとともに現場適用の拡大を図りたい。

スーパーミニ・カーブ工法は、現在、スーパーミニ工法協会の工法メニューとして組み込まれ、技術・積算資料が整備されている。

【参考文献】

1)スーパーミニ工法協会、「スーパーミニ・カーブ工法技 術資料」、1999.12

奥村組技術研究年報
No.26　2000年

地盤物性の逆解析法の研究

亀田　茂*　増井　仁*　東　邦和**

1．まえがき

盛土、掘削、揚水等で生じる地盤の変形や破壊の事前検討には有限要素法等の数値解析にて検討するのが通常である。この際、数値解析に用いる地盤物性については、地質調査結果を基に直接的または間接的に決定する場合が多い。しかしながら、このようにして検討した事前解析結果は、実際の現象を必ずしも適切に表現できないことが多い。これは、解析モデルの選定にも原因はあるが、与えるパラメータの不確実さが大きく関係している。

近年、計測技術の発達により計測データをフィードバックする情報化施工が多く採用されるようになってきている。しかしながら、そこで得られた計測データは日々の施工の管理値との比較のみに使用される事が多く、次期施工の合理化等に活用する有効利用は少ない。この理由として、計測データから得られる情報を基に予測解析を行うためには、パラメータの再設定が必要となり、その数が多いと試行錯誤的な方法では多大な労力が必要になることやその設定されたパラメータの評価が曖昧であることが挙げられる。

本研究では試行錯誤的に行っていた地盤物性のパラメータ値設定を数理的に定式化し系統的に行う方法である逆解析手法を検討する。手法は統計論的手法である拡張カルマンフィルタ理論[1)]を用い、汎用性の高い数値解析モデルとして有限要素法による逆解析システムを構築した。このシステムによる逆解析事例を数事例示すとともに計測データの異常値に対応する手法としてロバスト推定およびニューラルネットワーク手法の適用性を検討し、実務に適用する場合の基礎的研究を行う。

2．逆解析手法

地盤解析では有限要素法を用いて解析モデルとする場合が多い。拡張カルマンフィルタをこの解析モデルに組み込み、計測データから地盤物性の同定ができれば次期施工の予測解析に利用できる。基本となる有限要素解析プログラムは自社開発のＦＥＡＳＴで、変形解析の他、浸透流解析、温度応力解析、応力浸透連成解析など幅広い解析分野に適用できる。同定できる物性の種類は、ヤング率やポアソン比の弾性定数、透水係数や貯留係数などの滞水層定数、熱伝導率や比熱・熱伝達率などの熱的特性はもちろん、粘着力や内部摩擦角のような強度定数や、種々の非線形パラメータも問題によっては同定可能となる。

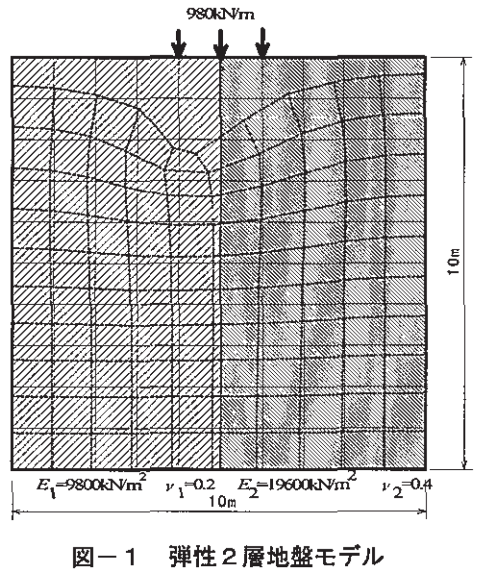
逆解析で必要となる観測行列を得るためには、非線形観測方程式の状態ベクトル推定値での接線勾配を求めることが必要である。しかしながらこれを直接微分により求めることは困難な場合が多く、影響係数法による近似を行うことが普通であり、ここでもこの手法を用いた。

収束の判定は推定値の変動がなくなった場合とし、収束が困難な場合は設定繰り返し数で打ち切りとした。

3．逆解析事例

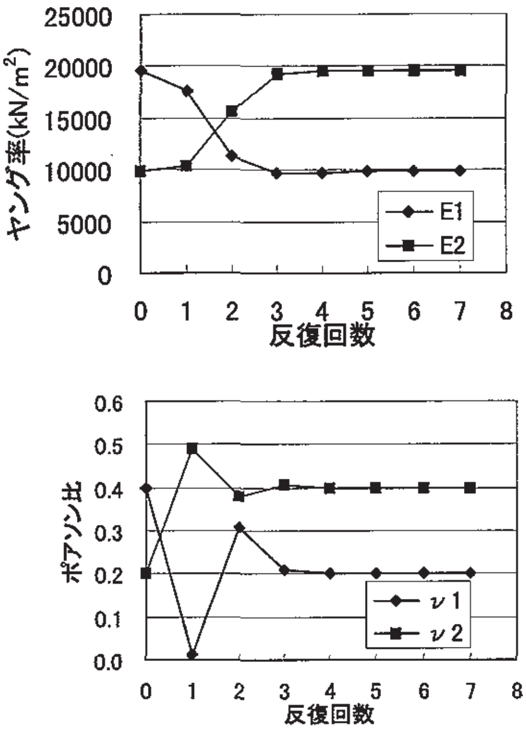
3.1 地表面に荷重が作用した場合

変形解析においては逆解析の対象パラメータは弾性定数が最も一般的である。ここでは**図－１**に示すような２層モデルの弾性地盤を対象に、ヤング率、ポアソン比の逆解析を行った。観測値は、地表面に分布荷重が作用したときの地表面沈下量とし、順解析の計算沈下量をそのまま用いた場合（ケース１）とその計算沈下量に最大10%の変動を与えた場合（ケース２）の逆解析を行った。

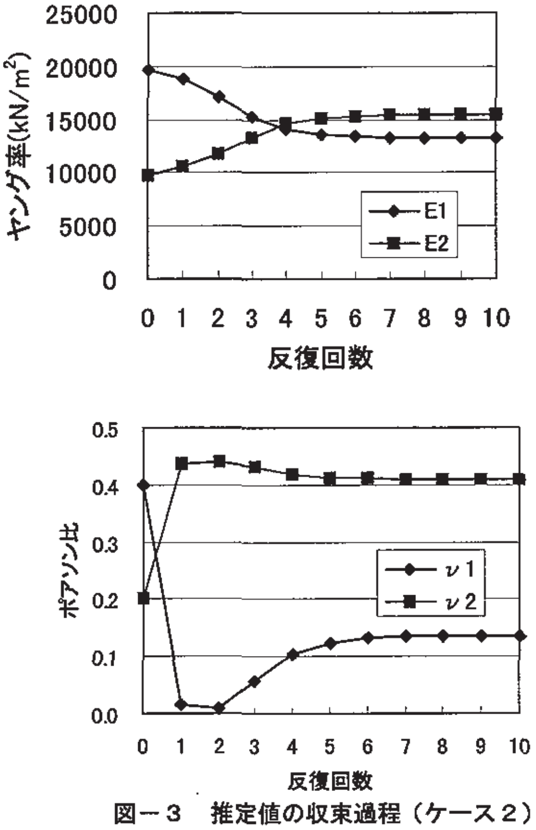


図－１　弾性２層地盤モデル

*土木研究室　**構造研究室

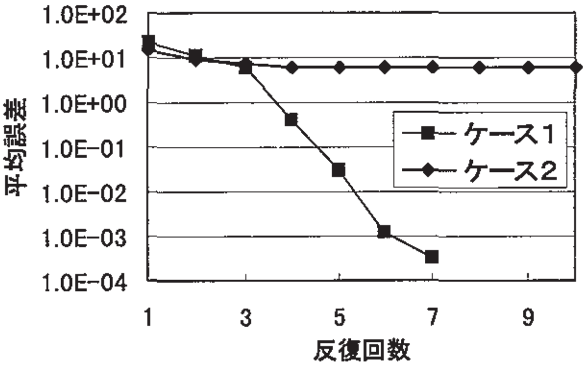


図－２　推定値の収束過程（ケース１）



図－３　推定値の収束過程（ケース２）

推定するパラメータの初期値は E_{10}=19600kN/m²、ν_{10}=0.4、E_{20}=9800kN/m²、ν_{20}=0.2 と左右の地盤の求めるべき値と逆の値にした。

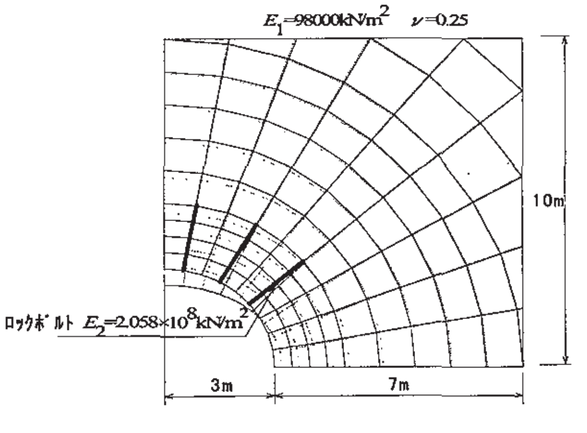


図－４　平均誤差の推移

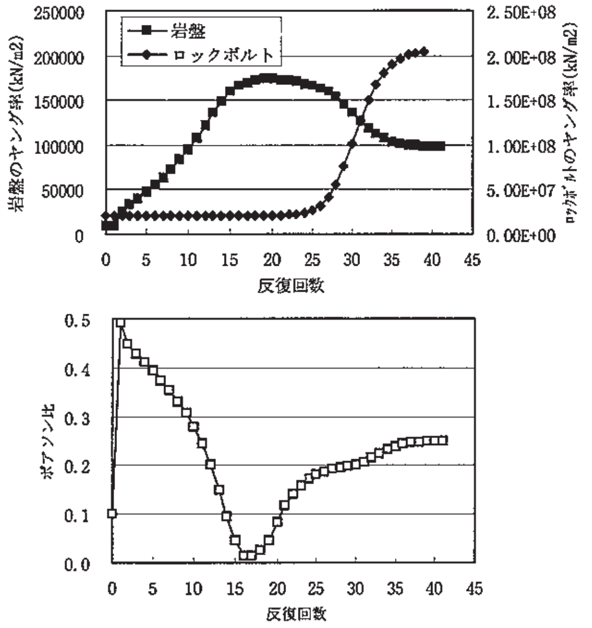
逆解析した結果として、**図－２**に計算値を観測データとして用いた場合、**図－３**に変動を与えたデータを用いた場合についてそれぞれパラメータの収束過程を示す。**図－２**から明らかなように計算値（正解値）が観測データとして与えられておればパラメータ同定は非常に高い精度で得られた。ある程度ばらつきがあるデータを用いた場合、**図－３**のようにパラメータの値は収束した。また、**図－４**に示すように各反復時に推定したパラメータを用いて求めた沈下量と観測値との差の２乗平均（平均誤差）はケース２の場合、推定値の更新による減少量が小さい。このことはばらつきのあるデータを観測値として用いた場合、平均誤差を最小化させるようなパラメータを試行錯誤的に求めることは非常に困難であるが拡張カルマンフィルタの繰り返し計算によれば最も確からしいパラメータが求まることを示している。

3.2 トンネル掘削した場合

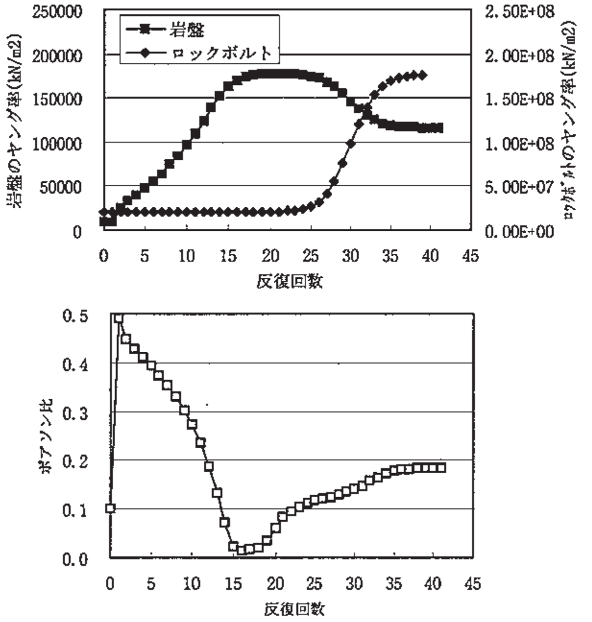
トンネル掘削時の逆解析を行った。トンネル工事では、地表面沈下や内空変位の他、支保工の計測が行われることも多く、ここではロックボルトの軸ひずみを観測値として用いた。対称性から1/4にした**図－５**に示す解析モデルを設定し、半径３m のトンネル掘削を対象として解



図－５　トンネル掘削モデル



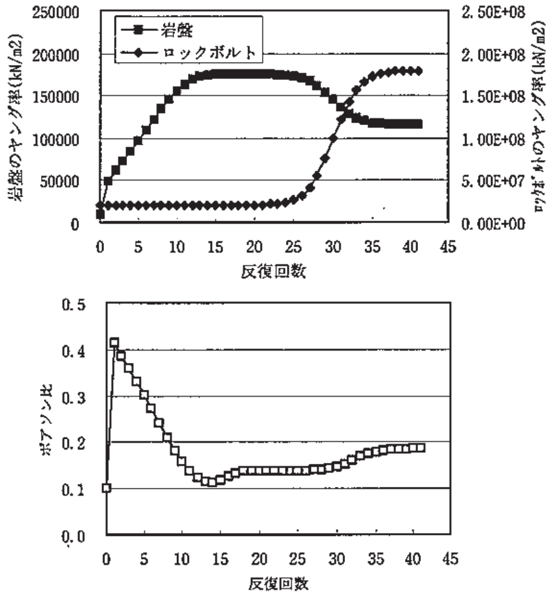
図－６　推定値の収束状況（ケース３）



図－７　推定値の収束状況（ケース４）

析を行った。観測データはロックボルト 12 点の軸ひずみ（1本当たり４カ所の軸ひずみ）とし、その値は岩盤の物性値を E_1=98000kN/m²、ν=0.25、ロックボルトの物性値を E_2=2.058×10⁸kN/m² とした順解析結果の計算値を用いた場合（ケース３）とその計算値に最大 10%の変動を与えた場合（ケース４）の２ケースとした。

推定するパラメータは岩盤、ロックボルトのヤング率および岩盤のポアソン比とした。推定するパラメータの初期値は岩盤の物性値を E_{10}=9800kN/m²、ν_0=0.1、ロックボルトの物性値を E_{20}=2.058×10⁷kN/m² とした。



図－８　推定値の収束状況（壁面変位データ追加）

逆解析結果として**図－６**、**図－７**に推定パラメータの収束過程を示す。前節と同様にどちらのケースもパラメータの同定は可能であった。パラメータの収束過程はケース３とケース４は非常によく似たものとなっている。このようにロックボルトの軸ひずみだけの観測データでも３つの推定値を逆解析することが可能であった。

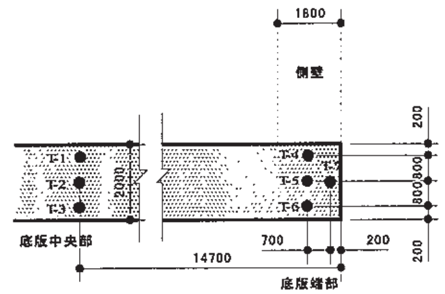
観測データとして壁面変位もよく観測されるデータであるのでこのデータを追加した場合の逆解析を実施した。ケース４で用いたロックボルト軸ひずみの観測データに順解析で得られたトンネル壁面変位 10 点の値を追加し逆解析を行った。**図－８**に推定値の収束過程を示す。壁面変位データを追加したことで反復の初期にポアソン比のふらつきが少なくなったものの最終的な同定値はどの推定値とも変化がなかった。

各推定値の収束状況を見るとどのケースの場合もポアソン比は反復の初期に一旦大きな値をとり、その値から徐々に正解値へ収束している。

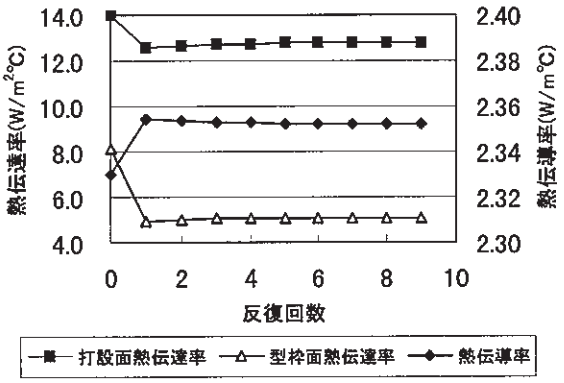
3.3 コンクリート温度解析に適用した場合

前章で述べたようにＦＥＡＳＴを用いてヤング率やポアソン比の弾性定数のみならず熱伝導率や比熱・熱伝達係数などの熱的特性も同定可能である。また、上記２例の解析事例は観測値を順解析から求めていることから、観測データは保証されていたものであり、同定値の収束すべき正解値が分かっているものであった。

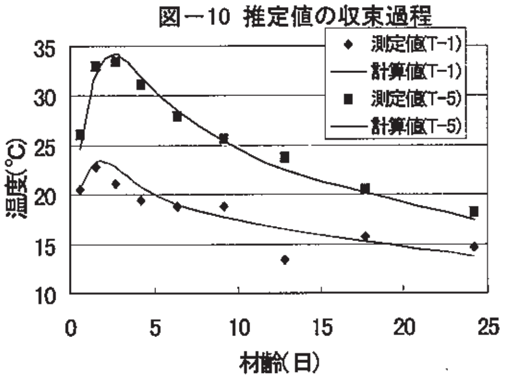
本事例では、大型ボックスカルバート構造物築造現場で得られた底版温度測定データを用いてコンクリートの熱物性値の逆解析を実施し、実データによる逆解析の適用性を検討した。



図－９　温度測定点位置（断面）



図－10 推定値の収束過程



図－11　測点の実測値と計算値

観測値は図－９に示す底版部中央３カ所及び端部４カ所の７点で得られる材齢毎の９つの測定値で計 63 測定値を用いた。同定するパラメータの初期値はいわゆる先験情報となり、収束性や安定性に大きな役割をする。そこで土木学会コンクリート標準示方書[2)]による値を参考にコンクリートの熱伝導率を λ=2.33 W/m℃、打設面の熱伝達率を α_a=14 W/m²℃、型枠面の熱伝達率を α_b=8 W/m²℃として初期値を定めた。

熱物性値の逆解析結果を図－10 に示す。それぞれの同定値が λ=2.35W/m℃、α_a=12.8W/m²℃、α_b=5.09 W/m²℃となった。

図－11 に測定ポイント T-1 及び T-5 の測定値と同定された熱物性値を用いて計算した値を示す。この図から明らかなように計算値は観測値の挙動をよく表現できており同定結果は妥当なものであるといえる。

４．観測データの選択手法

観測データの観測誤差がガウス分布で与えられる場合は、推定値が安定して求められることが前章の逆解析事例では確認できた。しかしながら観測データには計測機器の異常や処理のミスなどで異常値データが混入する場合が多々ある。このような異常データが混入した場合、推定値がどのような振る舞いを示すかを検討し、異常値データの対応についてロバスト（頑強）推定法[3)]やニューラルネット[4)]を利用した方法を検討する。

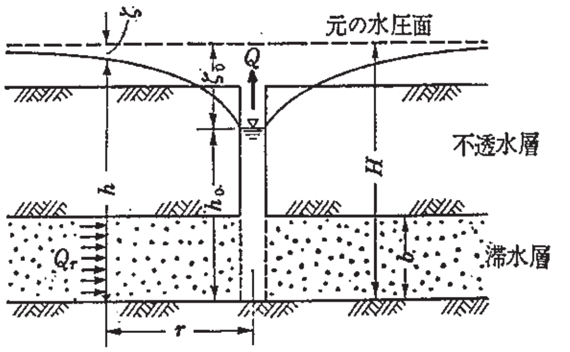
4.1 異常データ混入時の推定値挙動

逆解析によるパラメータの推定において、観測値に異常データを混入させた場合を検討する。図－12 に示す被圧地下水の掘抜き井戸モデルを用い貯留係数と透水量係数を推定する。

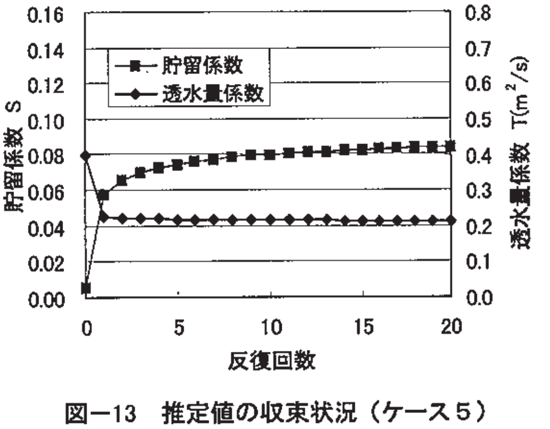
観測データは揚水井から 10m 離れた地点の水位を用い、揚水開始からの時間を追って７時点とした。

貯留係数 S=0.1、透水量係数 T=0.2m²/s とした順解析の計算値に±５％の変動を与えた場合（ケース５）と７時点のデータのうち１時点のみ＋50％の変動を与えた場合（ケース６）を検討した。推定パラメータの逆解析結果を図－13 および図－14 に示す。

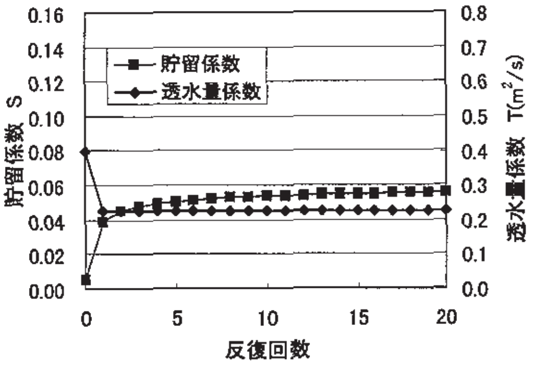
異常データの混入のないケース５の場合は S=0.08、T=0.21 となり、異常データが１つだけ混入したケース６の場合は S=0.05、T=0.23 となった。どちらの場合もパラメータは収束して推定できるがケース６においては異常データに大きく影響されて推定値が変化している。



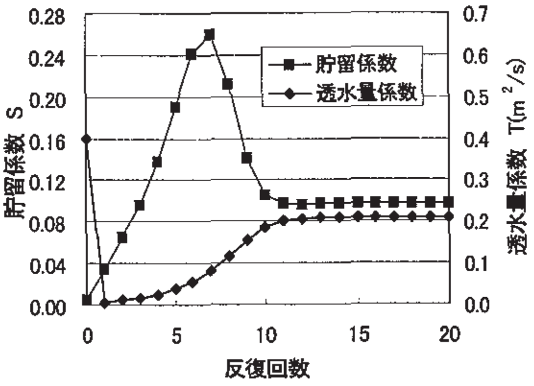
図－12　掘抜き井戸モデル



図－13　推定値の収束状況（ケース５）



図－14　推定値の収束状況（ケース６）



図－16　推定値の収束状況（ロバスト推定）

4.2 ロバスト推定法による異常データの除去

拡張カルマンフィルタを適用して求めた推定値を順解析に適用し再計算した値と観測値を比較して異常観測データを特定することは可能であるが多くの手順が必要であるとともに異常データの判断基準が曖昧という問題がある。これらの問題に対処するための推定法をロバスト推定法というが、この目標としているのは以下の２点である。

- データの一部に誤りがある場合にもパラメータの推定値にずれが生じにくい
- 誤差の分布が非正規型分布でも推定値の分散が十分小さくなる

これらの目標を実現するロバスト推定手法の中で最も素直な性質を持つといわれるものに Biweight 推定[3]がある。これは**図－15** および下式に示すような各測定値の残差に対応した重みを調整しながら繰り返し計算で推定していく方法である。ここで検討すべき事項として閾値の設定と繰り返し回数の設定がある。

$w_i=\{1-(v_i/c)^2\}^2 \quad |v_i|<c$

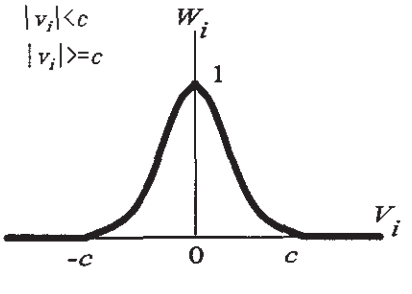
$w_i=0 \quad |v_i|>=c$

但し、

w_i:重み

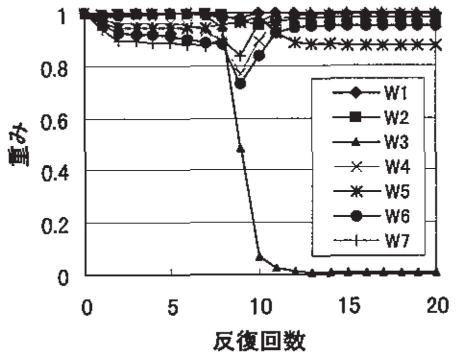
v_i:残差

c:閾値



図－15 残差と重み

Biweight 推定を組み込み前節のケース６について逆解析を実施した。閾値の設定は残差の中央値の５～９倍程度の値を設定すればよい[3]とされており、今回は７倍とした。繰り返し回数については繰り返し回数が多くなるにつれて閾値の値が小さくなるため異常データ以外のデータの重みが小さくなり過ぎる。これを防ぐ方法として繰り返しサイクルを定める方法、閾値の最小値を定める方法が考えられる。ここでは後者の方法で重みが小さくなり過ぎるのを防止した。



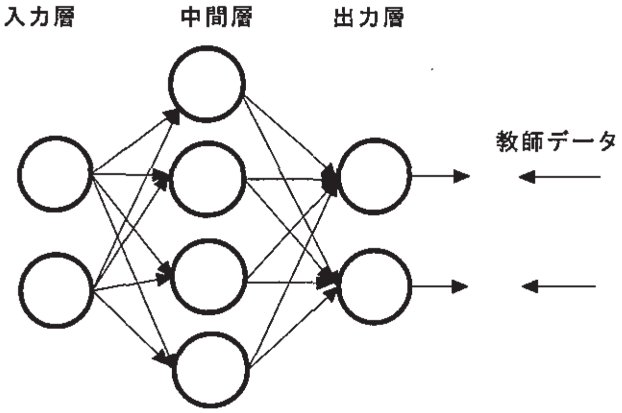
図－17　観測値の重み係数の変化

ロバスト推定法を用いて逆解析した推定値の収束状況を**図－16** に、各データの重み係数の変化を**図－17** に示す。**図－16** からパラメータの推定値が一旦大きく変化するものの S=0.1、T=0.2 に収束し正解値を得ていることがわかる。**図－17** より反復回数が７回を越えるころから異常値データの重み（ここでは W_3）が減少し、13 回でこのデータを除去していることがわかる。すなわちこの重みの変化に伴いパラメータの推定値も変化したことになる。

このように異常値の混入が考えられる場合はロバスト推定法を導入することで異常データを排除することができ、パラメータの推定値精度が上がることが確認された。

4.3 ニューラルネットワークの利用

ニューラルネットワークは人間の合理的判断を模した手法として期待されている技術であり、各種判別システムに応用されている。ここでは、教師データによる学習システムに代表される階層型ニューラルネットワーク[4]を適用した判別システムを構築し、その適用性を検討する。階層型ニューラルネットは、**図－18** に示すように入力と出力の結びつきを中間層を介して決めるものであり、その結びつきの程度（結合荷重）は教師データを利用して設定される。



図－18　階層型ニューラルネットワークの構造

学習のアルゴリズムはネットワークの出力と教師データとの差が極力小さくなるように出力層より逆方向に伝えていく誤差逆伝播法（ＢＰ法）[4]がよく用いられており、今回の検討もＢＰ法を用いており収束を早める目的で前回の修正量を考慮するモーメント法[4]を組み込み、中間層が１層の３階層型モデルとしている。なお、応答関数には、シグモイド関数[4]を用いている。入力層のユニットは時間と水位低下量の２ユニット、出力層は貯留係数と透水量係数の２ユニットとし、中間層のユニットは４つとしている。計算モデルにて S=0.05～0.2、T=0.1～0.25 の 24 組で各時刻ごとに水位を計算し、それを教師データとしてニューラルネットワークに学習させた。結合係数の初期値には一様乱数を与え、その他の設定としてシグモイド関数の勾配を 0.6、モーメント係数を 0.9、学習係数を１としている。

構築されたニューラルネットワークを用いて観測データを入力層に与え、その出力値を**表－１**に示す。出力結果を見てみると４番目のデータの出力値が他の出力値と大きく異なっており、このデータが異常値である可能性が高いことがわかる。

表－１　ニューラルネットワークによる出力

入力		出力	
時刻	水位低下量	S	T
114	0.68	0.124	0.18
214	0.93	0.131	0.17
330	1.02	0.115	0.19
512	1.60	0.067	0.12

多くのパラメータを網羅するようにニューラルネットを構築するには学習完了までは非常に多くの時間を要する。しかし、今回のようにパラメータの範囲を定め、簡単なニューラルネットワークを構築しておけば、データの前処理にこの手法を適用し異常データを排除することが可能である。

５．まとめ

拡張カルマンフィルタによる逆解析手法は観測値が順解析で得られたような正確な値では推定値の同定が精度よく、かつ収束回数も少なく求められることが確認できた。観測データがガウス分布で表されるようなばらつきを持っている場合にも推定値を同定でき、多くのパラメータを推定する場合でも観測データに信頼性があれば推定値の同定が可能であることも確認できた。

実現場で得られた観測データのような観測データの信頼性が不明な場合であっても本事例では逆解析が可能であった。

実現場での観測データには異常データが混入していることが多く、その場合異常データによって推定パラメータ値が大きく変化することは 4.1 節でも確認できているが、観測データに重み付けをしてその重みを繰り返し計算の中で調整するロバスト推定法を用いることは異常データを排除するために有効であった。また、この手法を拡張カルマンフィルタの処理の繰り返し計算に組み込めば、推定パラメータの信頼性が大幅に向上することも確認できた。

ニューラルネットワークを用いた観測データの前処理も可能であるが、教師データの与え方などまだ検討すべき課題も残っている。

６．あとがき

計算機の性能が大幅に向上し、その価格も廉価になってきた現在、有限要素法を用いた解析は、今後実務で盛んに用いられ、情報化施工も多く採用されてくると思われる。それに伴って逆解析の重要性はますます高くなってくると考えられる。

今後、今回検討した手法を情報化施工の実務で用いるためには、実観測データを数多く用いた逆解析の蓄積を進めるとともに、先験的情報の収集という観点からも観測データのデータベース化を進めることが重要になってくるであろう。

【参考文献】

1)片山　徹、「応用カルマンフィルタ」、朝倉書店、1983
2)コンクリート標準示方書［施工編］、土木学会、1996
3)中川　徹、小柳義夫、「最小二乗法による実験データ解析」、東京大学出版社、1986、pp. 163～176
4)中野　馨ほか、「入門と実習ニューロコンピュータ」、技術評論社、1989、pp. 38～84

大断面ボックスカルバートのひび割れ防止対策と逆解析手法を用いた温度応力解析

東 邦和* 廣中哲也* 増井 仁**
國行 薫*** 曽我典仁*** 島本昌弘***

1．はじめに

セメントの水和熱によるコンクリート躯体に発生するひび割れの予測のためには、温度変化を精度よく求めることが必要である。対象とした大型のボックスカルバート構造物[1]は、東京港臨海道路として施工された底版厚2.0m、壁厚1.8mのマッシブなものであり、ひび割れの発生に対する対策が要求された。対策として低熱ポルトランドセメントの採用が考えられ、事前解析によりひび割れ防止効果を低発熱高炉セメントB種と比較して検討した。

一方、測定値を基に解析によって熱特性値を求める逆解析手法の適用が行われるようになってきている。[2][3][4] 本研究では、拡張カルマンフィルタによる逆解析手法[5]を適用した。底版の温度測定結果に逆解析手法を適用して熱物性値を同定し、3次元FEM解析を行って実測結果と比較して適用方法と精度およびひび割れ防止効果を検討した。

2．ボックスカルバートの概要

2.1 構造概要と使用材料

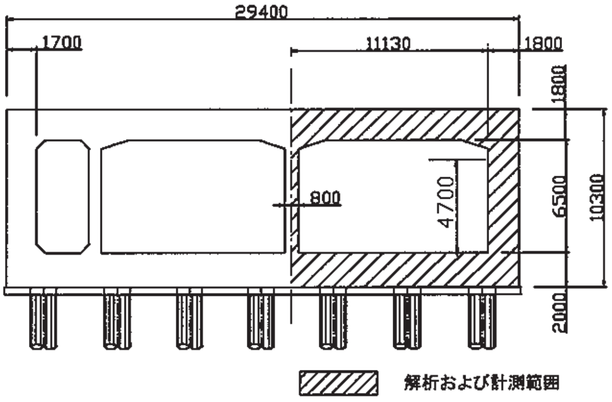
ボックスカルバートの構造断面を図－1に示す。構造物延長方向のコンクリート打設ブロックの長さは30mであり、底版コンクリート打設から52日後に側壁部を打設した。側壁部の打設高さは1リフト4.7mであり、残りの側壁部と頂版は同時に打設した。コンクリートの配合を表－1に示す。セメントは低熱ポルトランドセメント（高ビーライト系 C_2S 56%）を使用し、細骨材は市原産陸砂、粗骨材は鳥形山産砕石Gmax 20mmを使用した。目標スランプ8±2.5cm、空気量4.5±1.5%、設計基準強度は24 N/mm^{2}であり、強度管理材齢を91日に設定し温度低減効果が得られるようにした。

2.2 断熱温度上昇特性

断熱温度上昇試験は、空気循環式断熱温度上昇試験装置によって、打設温度20℃における温度上昇量を測定した。なお、試料の量は50ℓである。一般に用いられる断熱温度上昇の近似式を式(1)に示す。

$$Q_{(t)} = Q_{(\infty)}(1 - e^{-\gamma(t-D)^{\beta}}) \quad (1)$$

$Q_{(t)}$ ：時間t(日)の断熱温度上昇量（℃）
Q_{∞} ：終局断熱温度上昇量(℃)
γ ：温度上昇速度に関する定数
β ：時間のべき乗項



図－1 解析断面

表－1 配合

セメントの種類	水セメント比 W/C %	細骨材率 s/a %	空気量 %	単位量kg/m^3 W	C	S	G	混和剤 kg/m^3
低熱ポルトランド	57.0	44.8	4.5	150	263	842	1077	1.052
低発熱高炉B種	58.3	45.7	4.5	140	240	873	1077	0.960

*構造研究室 **土木研究室 ***東京支社土木部

D　：遅延効果に関する係数（日）

近似式(1)で評価したときの係数値を**表－２**に示す。断熱温度上昇測定値と近似式(1)の曲線を**図－２**に示す。

３．事前解析

3.1 解析条件と解析結果

事前解析の結果を、施工時に測定した実測値と比較する。温度解析は地盤を考慮した２次元FEM、応力解析はＣＰ(Compensation Plane)法により解析した。温度解析には、断熱温度上昇特性として近似式(1)を用いた。解析モデルの範囲は**図－1**に斜線で示す。解析条件と解析結果を**表－３**に示す。

解析の結果、底版では低発熱高炉B種の場合でもひび割れ指数[6)]が1.62となり、ひび割れ発生の可能性は低い結果を得た。ひび割れの危険性の高い側壁では、低熱ポルトランドセメントのひび割れ指数1.23に比べて低発熱高炉B種は1.04と小さい値となった。よって低発熱高炉B種ではひび割れ発生の可能性が大きいと判断し、底版側壁ともに低熱ポルトランドセメントを採用した。

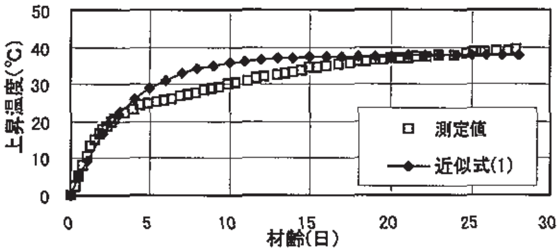
3.2 解析値と測定結果の対比

側壁部の測定値と解析値を**図－３**に示す。計測器の配置は**図－５**に示す。打設温度は測定値から13.5℃であり、解析の10.0℃より3.5℃高い結果となった。ピーク温度は側壁中心で31.7℃であり、解析の27.1℃よりも4.6℃高くなった。温度ピーク材齢も計測値では3日であり、解析の4日と比べて早くなっており、初期の発熱速度は、解析に用いた値よりも大きくなる結果となった。

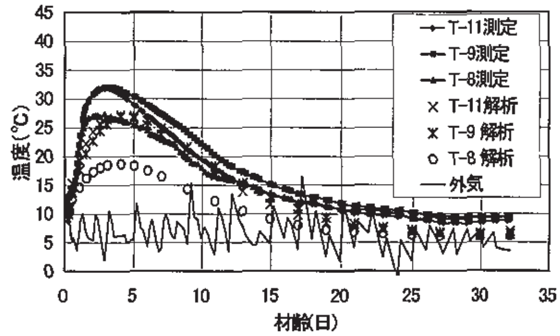
測定による最大引張応力度は1.04N/mm²(図－15参照)であり、解析の1.62N/mm²と比べて小さい値と

表－２　断熱温度上昇近似式の係数値

種類	Q_∞(℃)	γ	β	D(日)
低熱ポルトランド	37．7	0．29	1.0	0



図－２　断熱温度上昇測定結果



図－３　側壁部温度測定値と解析値

表－３　解析条件と解析結果

種別（部位：底版および側壁）		低熱ポルトランドセメント	低発熱高炉セメントＢ種
温度解析	打設温度（℃）	底版17.6、側壁10.0	
	単位ｾﾒﾝﾄ量（kg/m3）	263	240
	断熱温度上昇特性	Q∞=37.67（側壁） r=0.222（側壁）	Q∞=35.44（側壁） r=0.387（側壁）
	比熱（kcal/kg℃）	0.22	0.22
	熱伝導率（kcal/mhr℃）	2.0	2.0
	単位体積重量（kg/m³）	2340	2340
	熱伝達率（kcal/m²hr℃）	型枠：7　コンクリート表面：12	
応力解析	圧縮強度（N/mm²）	29.8（配合強度）	
	圧縮強度回帰式	a=21.6，b=0.767	a=9.652，b=0.912
	引張強度，ヤング係数	土木学会標準示方書施工編に準拠	
	線膨張係数（1/℃）	10.0×10⁻⁶	10.0×10⁻⁶
解析結果	内部温度の最大値と材齢	底版38.9℃，5.0日 側壁27.1℃，4.0日	底版42.1℃，3.0日 側壁32.0℃，3.0日
	応力の最大値とひび割れ指数最小値	底版0.99N/mm²，2.00 側壁1.62N/mm²，1.23	底版1.34N/mm²，1.62 側壁2.05N/mm²，1.04

なった。

また、初期の圧縮応力の値も測定では-0.32N/mm^{2}であり、解析の-0.64N/mm^{2}と比べて小さい値を示した。発生引張応力は解析における引張強度 1.98N/mm^{2}より小さく、ひび割れは生じないことが予測された。施工後の観察によっても、微細なヘアクラック以外は生じていない。事前解析を基に施工した結果から、低熱ポルトランドセメントの適用によりひび割れ防止の効果が得られた。

4．逆解析による同定

4.1 逆解析の適用

解析精度向上のため、逆解析を適用した。底版部コンクリートの温度測定結果から熱伝導率と熱伝達率を求め、これを用いてひび割れの危険性の大きい側壁部の温度応力解析を行い、その精度を検証した。

拡張カルマンフィルターを非定常熱伝導有限要素法モデルに組み込んだ逆解析のフローを**図－４**に示す。測定行列を求めて、拡張カルマンフィルターを適用する。測定行列は影響係数法による近似を行う。繰り返し終了の判定は推定値の変動が充分に小さくなった場合とした。

計測器の配置を**図－５**に示す。計測器は熱電対、コンクリートひずみ計、有効応力計を底版中央、底版端部、側壁部に設置した。逆解析には、底版中央部の１次元モデルと底版中央部と底版端部を含めた２次元モデルを用いた。逆解析モデルを**図－６**に示す。逆解析による同定は、次の３種類の温度計測結果を用いて行い解析結果を比較した。

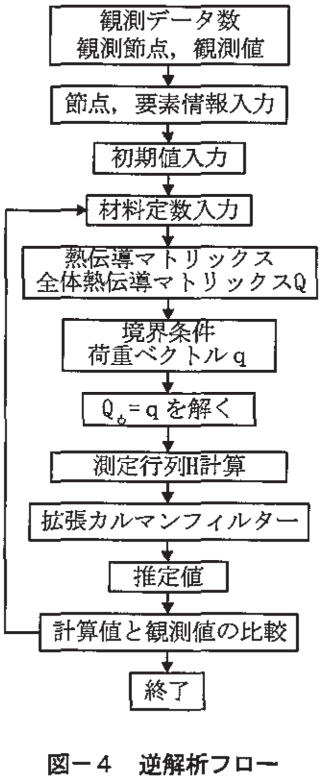
①底版中央部の測点(T-1、T-2、T-3)によるコンクリートの熱伝導率と打設面の熱伝達率の同定
（モデル１：１次元モデル）

②底版端部の測点(T-4～T-7)によるコンクリートの熱伝導率および打設面と型枠面の熱伝達率の同定
（モデル２：２次元モデル）

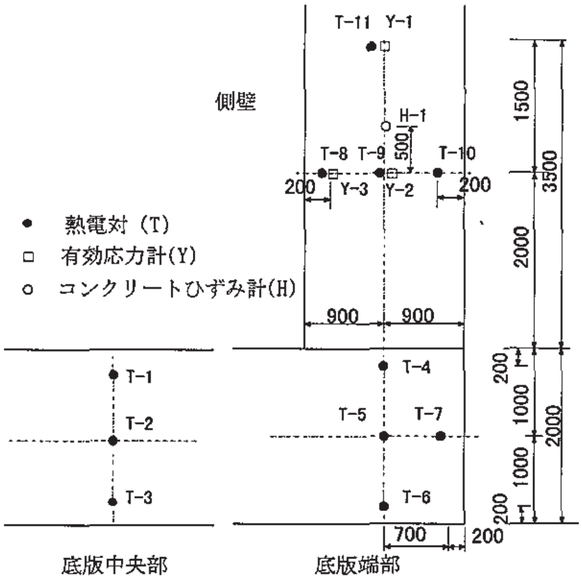
③底版中央部と底版端部の測点(T-1～T-7)によるコンクリートの熱伝導率および打設面と型枠面の熱伝達率の同定（モデル３：２次元モデル）

4.2 逆解析の適用結果

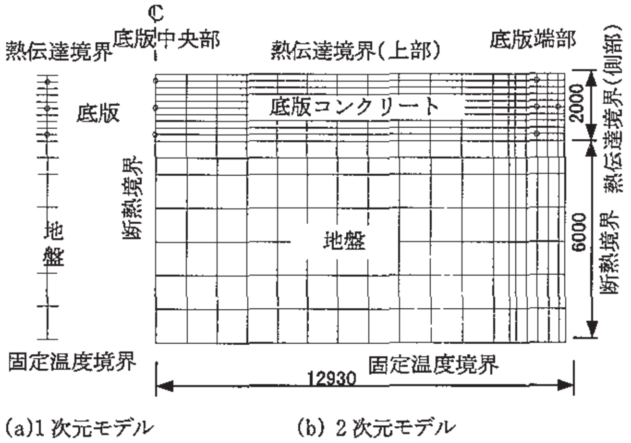
逆解析に用いた物性値を**表－４**に示す。熱特性の初期値は、示方書[6)]を参考にして定めた。断熱温度上昇量は近似式を用いたものと、測定結果の曲線から計算ステップごとに、時間区分に対する温度変化量に対応する単位体積当たりの熱量を入力して計算する方法の２種類を用



図－４　逆解析フロー



図－５　計測器の配置



図－６　逆解析モデル

表−4　解析に用いた物性値

	項目	基準値
λc	ｺﾝｸﾘｰﾄの熱伝導率（W/m℃）	2.33
Cc	ｺﾝｸﾘｰﾄの比熱（kJ/kg℃）	0.924
ρc	コンクリートの密度（kg/m³）	2300
Q∞ r	断熱温度上昇実験定数近似式(1)	37.4 0.277
qi	断熱温度上昇ステップ値	熱量入力
η	熱伝達率（W/m²℃）　打設面 型枠面	14 8.0
λg	地盤の熱伝導率（W/m℃）	3.5
Cg	地盤の比熱（kJ/kg℃）	0.80
ρg	地盤の密度（kg/m³）	2000
Ta	外気温（℃）底版	8.5
Tb	固定温度境界面の岩盤温度（℃）	15.6
Tc0	コンクリートの初期温度（℃）	16.3
Tg0	地盤の初期温度（℃）	15.6

表−5　設定パラメータと繰返し数および誤差

項　目	底版中央部 モデル1 （1次元モデル）	底版端部 モデル2 （2次元モデル）	底版中央及び端部 モデル3 （2次元モデル）
未知パラメータ数（個）	2	3	3
観測データ数(個)	3×9点	4×9点	7×9点
収束判定条件（推定値の変動幅）	1.0E-4	1.0E-4	1.0E-4
繰返し数（回）	22 (a) 13 (b)	15 (a) 13 (b)	9 (b)
温度測定値との平均誤差（℃）	1.32 (a) 0.96 (b)	1.22 (a) 1.11 (b)	1.16 (b)

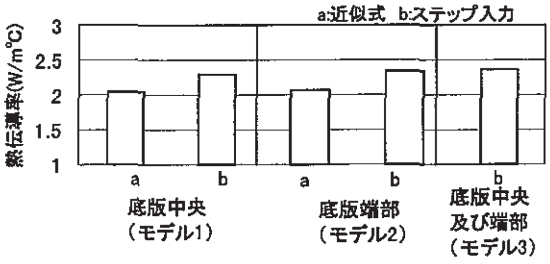
a:近似式　　b:ステップ入力

いた。逆解析の設定パラメータと収束までの繰り返し数および温度平均誤差を**表−5**に示す。解析のための熱伝導率と熱伝達率の初期値は示方書による値を用いたことから、安定した収束結果を得ることができた。収束繰返し数と温度の測定値と解析値の平均誤差は、解析に近似式を用いたものより、ステップ入力によるものの方が小さい。温度平均誤差は、各ケースとも1℃前後であり、同定精度のよいことを示した。

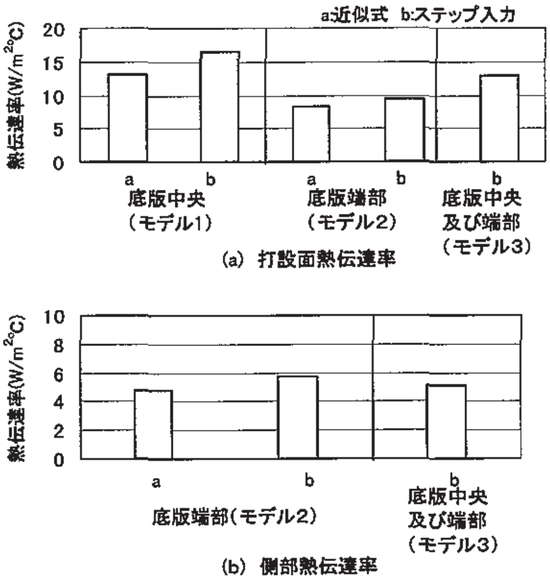
熱伝導率解析結果を**図−7**に示す。各ケースの値に大きな違いはないが、近似式の値と比べて、ステップ入力による同定値のほうが若干大きい結果となった。

熱伝達率解析結果を**図−8**に示す。**図−8**(a)に打設面熱伝達率を示す。モデル1による底版中央部の打設面の熱伝達率同定結果は、近似式で13W/m²℃、ステップ入力で17W/m²℃と比較的大きい値を示した。モデル2による底版端部の熱伝達率は近似式、ステップ入力ともに9 W/m²℃前後とモデル1の約6割の値になった。

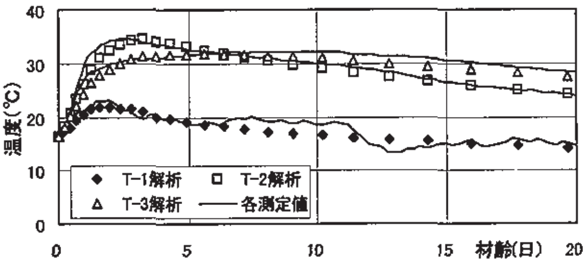
また、底版中央および端部の全ての測定値を用いて同定したモデル3は、モデル1とモデル2の中間の値を示した。**図−8**(b)に示す側部型枠面の熱伝達率は、モデ



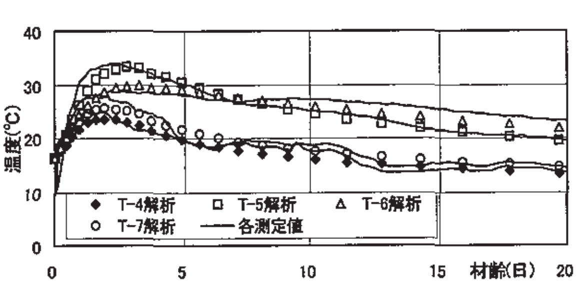
図−7　熱伝導率解析結果



図−8　熱伝達率解析結果



図−9　底版中央部解析結果（モデル1）



図−10　底版端部解析結果（モデル2）

ル２およびモデル３とも 5 W/m^2℃前後の安定した値を示した。

モデル１においてステップ入力による逆解析から得られた熱伝導率と熱伝達率を用いて解析した結果と測定値の比較を**図－９**に示す。地盤を含んだ１次元モデルによる底版中央部の解析では、地盤の熱特性値の設定が不確定な要素であるが、底版下部の測点(T-3)を含めて解析することにより、底版内の各点の解析値と測定値に大きな誤差はなく、熱特性値を精度良く同定できたといえる。

同様にモデル２においてステップ入力による逆解析値を用いて解析した結果と測定値の比較を**図－10** に示す。中央点(T-5)の温度ピークはモデル１の底版中央部(T-2)とほぼ等しい値であるが、上部測点(T-4)はモデル１の底版中央部の測点(T-1)よりピーク温度が高いことから、打設面熱伝達率はモデル１より小さい値となった。底版端部では上部と側部の２次元的な熱伝達であることや、側部型枠部の熱伝達が小さいなどの外的な要因から、底版中央部と異なった温度変化になるが、同定結果は測定値の挙動を比較的よく表すことができた。同定に用いる測点の選択により解析結果は大きく異なる場合があり、逆解析の適用には適切なモデルの選択が必要となる。

ステップ入力と近似式による底版中央の温度解析値および測定値を**図－11** に示す。ステップ入力の結果と比べて近似式を用いた解析値は、ピーク温度が高くなり、測定で 2.5 日のピーク材齢が 4 日に遅れ、温度の下がり勾配も小さくなる。一般に普通ポルトランドセメントを用いたコンクリートでは、近似式(1)により断熱温度上昇を精度良く表わすことができるが、低熱ポルトランドセメント等の低発熱型のセメントでは、近似式では逆解析に充分な結果を得ることができなかった。

５．３次元ＦＥＭ解析値と測定結果

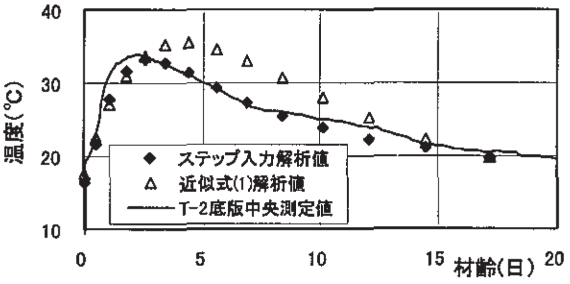
5.1 解析モデル及び解析条件

解析に用いた３次元モデルを**図－12** に示す。X 方向は躯体断面長の 1/2、Z 方向は施工スパン長 30m の 1/2 の長さとした 1/4 モデルである。地盤は深さ 6m を解析対象とした。切断面は断熱境界であり、面外方向への変形を拘束した。

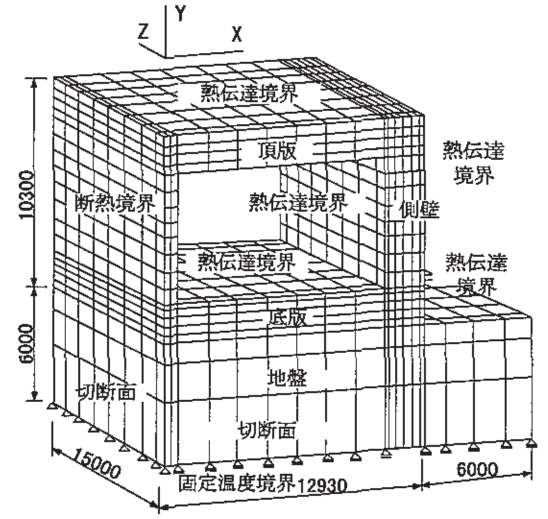
解析条件と結果を**表－６**に示す。断熱温度上昇特性はステップ入力を用いた。熱伝導率と熱伝達率は、モデル１と２の平均的な値を得るモデル３により逆解析した値を用いた。

5.2 温度解析結果

3 次元 FEM 解析 [7)]による側壁部の解析値と測定値を**図－13** に示す。側壁下部中心 (T-9) のピーク温度の解析値は 31.7℃と測定値とほぼ一致しているが、上部中心(T-11)、下部表面(T-8)の解析値は測定値より 2℃程度低い結果となった。ピーク材齢は解析値、計測値ともに 3.0 日と一致した。これにより底版部逆解析から得た熱特性値を用いた側壁部解析の結果は、外気温や打設温度の違いがあるにもかかわらず比較的良い精度を得ることができた。熱特性値を求めるために適正なモデルを用いることと断熱温度上昇にステップ入力を用いたことが精度向上の要因として挙げられる。



図－11 断熱温度上昇の違いによる比較



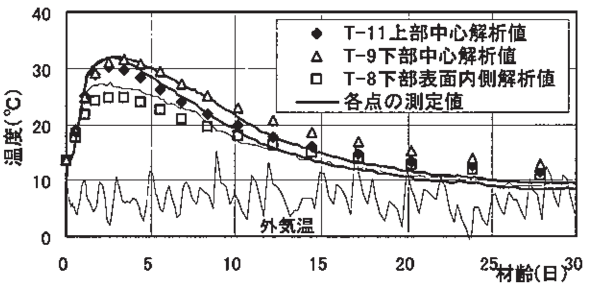
図－12 ３次元解析モデル（1/4 モデル）

表－６ 解析条件と結果

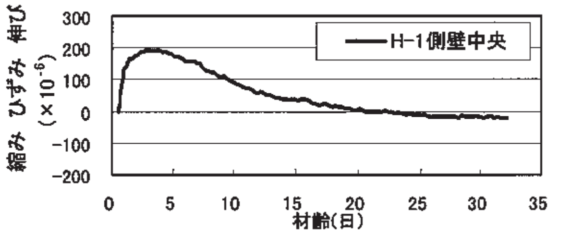
種別	部位：底版および側壁コンクリート	
λc	熱伝導率 (W/m℃)	2.36
Cc	比熱 (kJ/kg℃)	0.924
qi	断熱温度上昇特性	ステップ値で熱量入力
η	熱伝達率 (W/m^2℃)	コンクリート表面：12.8 型枠面： 5.09
Tc0	打設温度 (℃)	底版 16.3, 側壁 13.5
Ta	外気温	底版 8.5℃, 側壁 8.0℃
応力解析	圧縮強度 (N/mm^2)	29.8 (91 日)
	圧縮強度回帰式 [1)]	a=21.6, b=0.767
	引張強度, ヤング係数	標準示方書に準拠
	線膨張係数 (1/℃)	10.0×10^{-6}
解析結果	内部温度の最大値と材齢	底版 34.6℃, 2.5 日 側壁 32.0℃, 3.0 日
	応力の最大値とひび割れ指数最小値	底版 0.61N/mm^2, 2.90 側壁 1.20N/mm^2, 1.49

5.3 応力解析結果

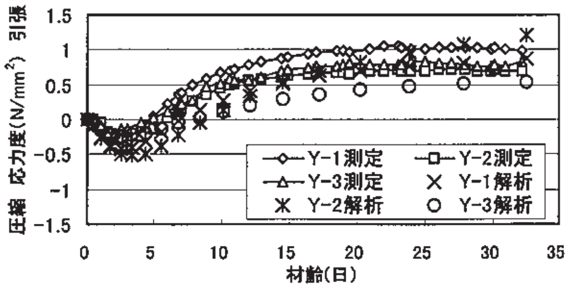
側壁部に設置したコンクリートひずみ計の測定結果を**図－14** に示す。本研究で用いたコンクリートはW/C=57%であり自己収縮量は小さいと考えられたので[8]、応力解析に自己収縮量は考慮しないものとした。実ひずみ計測値は最大膨張ひずみで 200×10^{-6} であり、収縮ひずみは小さい値となった。有効応力計の測定結果とFEM 解析による解析結果を**図－15** に示す。FEM 解析のヤング係数、引張強度は、配合強度を基に示方書[6]に準拠して圧縮強度回帰式から求めた。発生した最大引張応力測定値は 1.04N/mm^2 で、解析値の 1.20N/mm^2 と比べて小さく、初期の圧縮応力の測定値も-0.32N/mm^{2}と、解析の-0.52N/mm^2 と比べて小さい値を示したが、解析値との差は 0.2N/mm^2 程度であり、逆解析による熱特性値を用いることで解析精度を上げることができた。ひび割れ指数は**表－6** に示したように側壁部で、1.49 と安全な値となった。



図－13 側壁温度解析結果



図－14 コンクリートひずみ測定結果



図－15 有効応力解析値と測定値

6. まとめ

本研究により得られた結果を次に示す。

(1)拡張カルマンフィルターによる逆解析は、安定した収束性と精度が得られ、熱特性の同定に有効である

(2)逆解析に用いるモデルと測定値の点数は、測定部位における熱特性値の違いを考慮して選択することが必要である

(3)低熱ポルトランドセメントの断熱温度上昇は、近似式よりもステップごとに熱量を入力する方法を用いることにより解析精度を向上することができる

(4) 3 次元解析の結果と施工結果から低熱ポルトランドセメントの採用によるひび割れ防止効果の有効性を確認できた

本研究の遂行にあたっては、名古屋工業大学の梅原教授にご指導を頂いた。また、東京都港湾局の渡邊篤氏、宍倉隆幸氏には多大な協力を頂いた。ここに記して謝意を表する。

【参考文献】

1)東邦和、廣中哲也、渡邊篤、宍倉隆幸ほか、「大断面ボックスカルバート構造物におけるひび割れ防止対策」、土木学会第 54 回年次学術講演会、V、pp232-233、1999.9

2)近久博志ほか、「逆解析手法によるマスコンクリートの熱伝達係数の評価」、土木学会論文集、No.451/V-17、pp39-47、1992.8

3)松井邦人、西田徳行、土橋吉輝、潮田和司、「逆解析手法によるマスコンクリートの熱特性値の推定」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.16、No.1、pp.1347-1352、1994.6

4)新美勝之、鈴木誠、上田稔、佐藤正俊、「拡張カルマンフィルタを用いた熱伝達係数と日射吸収率の逆解析」、土木学会第 53 回年次学術講演会、V、pp736-737、1998.9

5)片山 徹、「応用カルマンフィルタ」、朝倉書店、1983

6)土木学会、「コンクリート標準示方書[施工編]」、1996

7)起橋孝徳、東邦和、上西隆、「建築物地中梁の三次元 FEM 温度応力解析」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.1、pp.1387-1392、1997.6

8)日本コンクリート工学協会、「自己収縮研究委員会報告書」、1996.1

奥村組技術研究年報
No.26　2000年

高度清浄空間における室圧制御技術の研究

得田健一*　茂木正史**

1. まえがき

高度な清浄度が要求される生産施設や、汚染物質を取り扱う産業施設では、当該室と他室（外部）との間の空気の相互汚染が問題となる。この問題を解決するために、室間の空気の流れを一方向とする室圧制御が行われている。医薬品製造工場、食品工場、半導体製造工場のように外部からの粉じんや雑菌の侵入を防がなければならない建物では、室圧を外気または周囲室に対して陽圧になるように制御する。一方、室内の空気が外部に漏洩するのを防がなければならない特殊薬品工場、バイオハザード対策施設（以降、ＢＨ施設と略称）では室圧を陰圧に保つような室圧制御を行っている。

空気の流れは、外部給気口から取り込まれ、ダクトや室内（ドア、すきま）、空気制御用装置を通って外部排気口から排出されるという経路をとるが、その過程において種々の要因が作用して室圧制御を困難にする。

これらの要因の作用を制御して高度な室圧制御を実現すること、またその対策が低コストで利用しやすいものを目的に研究を行っている。ここでは、これまでに取り組んだ以下の内容について報告する。

①ＢＨ施設における現状システムの内容確認、解析等によるシステム特性把握

②ＢＨ施設におけるシステム特性の改良法の実験的確認

③低コストで使いやすい磁石型エアタイトドアの性能確認

④外風圧の影響を軽減するための機械式ダンパーの考案

2. 室圧制御の概要と実例

室圧は空調系統内の CAV（定風量装置）や VAV（変風量装置）、あるいはインバータ（ファンの制御）といった空気制御用装置によって制御される。空調系統内に配置されている各装置やドアのすきまは空気の流れに対して抵抗となりその前後では圧力差が生じる。この時の流量(Q)と圧力差（Δp）の間には次の式が成り立つ。

$$Q = a\Delta p^{n} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

Q：流量(m³/h)　Δp：差圧(Pa)

a、n：すきま特性値（すきま形状によって決まる定数）

(1)式より、Q や a あるいは n によって Δp が定まる。

室圧制御では、室と室の間のドアのすきまのような固定設備が持つ定数(a, n)に CAV や VAV 等の可動な制御用装置の定数(a, n)と流量(Q)を組み合わせて多数室の室間に管理差圧を実現する。

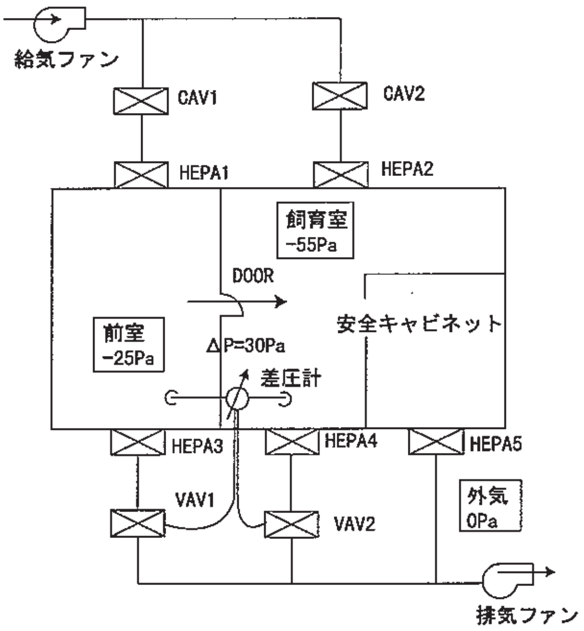
定常状態では給・排気風量と各室間の抵抗との組み合わせにより規定の室圧を実現できていても、種々の外的要因あるいは内的要因が作用して、室圧が変動する。従って、理想的な室圧制御システムを実現するには表—１に示すような室圧の変動要因の作用を明確にし、合理的な設備の配置や制御をする必要があり、要素技術の蓄積が重要である。

表—１　室圧変動の要因

変動要因	発生要因		影響時間	
	人工的外乱	自然外乱	瞬時外乱	経年変化
給排気ファンの起動・停止	○		○	
局所ファンの発停	○		○	
ドアの開閉	○		○	
フィルター目詰まり		○		○
外風圧変動		○	○	
気流の脈動		○	○	

今回、システム特性の把握に取り組んだＢＨ施設における室圧制御の実例を図—１に示す。ここでは飼育室内の汚染空気を外部に漏洩させないために、CAV と VAV を併用した室圧制御を行っている。前室を外部よりも陰圧にし、その前室よりも飼育室内をさらに陰圧に保つように、前室と飼育室との差圧によって制御している。この制御はCAVにより給気風量を一定に保つとともに、前室と飼育室間の差圧信号によって、VAV の流量を調整し、差圧を一定に保持しようとする方法である。しかしシステム上VAVが干渉仕合い、各室の室圧が一義的に定まらず差圧が不安定になる制御系の相互干渉の問題がある。また、運転実績より、ファン起動、停止時に室圧が外気に対して陽圧になったり、過剰な陰圧になることがあり、室圧のオーバーシュートに対して改善要望がある。

*本社建築設計部　**環境研究室



図－１　室圧制御の実例

３．外乱による室圧変動の予測と対策

換気回路網プログラムを用いた解析を行い、外乱による室圧変動状況の模試と対策を検討した。また、解析で捉えた現象の確認と対策の有効性を図－１のＢＨ施設で実験的に確かめた。検討を行ったのは以下の項目である。

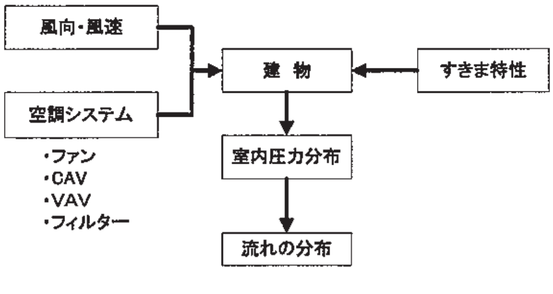
① 制御系の相互干渉

② ファン起動、停止時における室圧のオーバーシュート

3.1 解析によるシステム特性の把握

ａ．解析プログラムの概要

解析に用いたのは多数室換気回路網計算プログラムCOMIS ver3.0[1)]である。このプログラムでは、建物外部の風圧の影響、空調システムやドア（すきま特性）の室圧への影響を検討可能である。プログラムの計算は、空調系統内の各室間の抵抗について流量と圧力を変数とする連立方程式を解く。プログラムはグラフィカルな入力インターフェースを備えており複雑な換気回路網でも容易に計算が可能である。図－２に換気回路網計算の流れを示す。



図－２　換気回路網計算の流れ

ｂ．解析モデル

解析モデルとして図－１に示した実例の室圧制御を用いた。定常時の設定室圧は外気を0Paとし、前室の室圧は-25Pa、飼育室は-55Paである。両室間に30Paの差圧をつけ、空気はドアを通して前室から飼育室へ流れている。定常時の差圧、室圧、流量を表－２に、各部のすきま特性値を表－３に示す。HEPA（高性能フィルター）の特性値はカタログ値であり、他は流量と差圧が実システムでの値に合うように定めた。

表－２　定常時の差圧、室圧、流量

飼育室－前室差圧(Pa)	30
ドア流量　kg/h	0.069
前室室圧　Pa	-25
飼育室室圧　Pa	-55
流量(HEPA1) kg/h	405
流量(HEPA2) kg/h	869
流量(HEPA3) kg/h	405
流量(HEPA4) kg/h	216
流量(HEPA5) kg/h	653

*室圧は外気に対する値

表－３　各部のすきま特性値

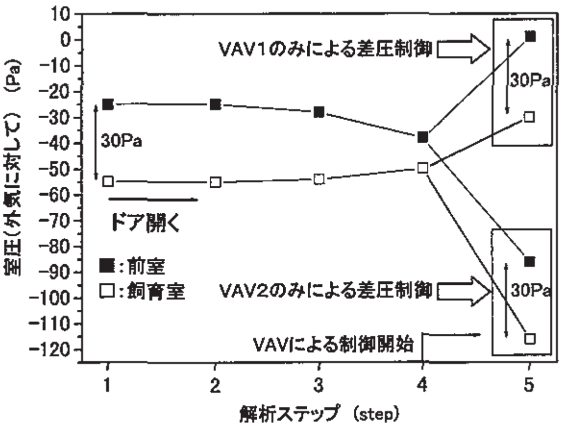
door	Cs	7.50E-07	VAV1	Cs	9.00E-04
	n	0.952		n	1.00E+00
VAV2	Cs	3.10E-04	HEPA1	Cs	1.17E-03
	n	1.00E+00		n	9.52E-01
HEPA2	Cs	2.48E-03	HEPA3	Cs	1.04E-03
	n	9.52E-01		n	9.52E-01
HEPA4	Cs	1.85E-03	HEPA5	Cs	1.00E-03
	n	9.52E-01		n	9.52E-01
CAV1	Cs	1.17E-03	CAV2	Cs	2.05E-03
	n	9.52E-01		n	9.52E-01

*$Q(kg/s)=Cs(kg/s)\times P(Pa)^n$

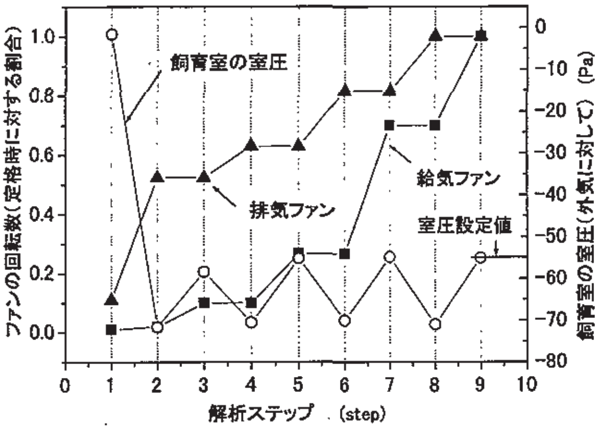
ｃ．制御系の相互干渉

図－１のシステムで外乱により各室の圧力が変化すると、それに応じてVAV1、VAV2が同時に作動するが、２室間の差圧制御では、各VAVの制御が干渉し合い、安定した制御は解析的に得られなかった。そこで、外乱としてドア開放による小さな偏差を与え、片方のVAVのみで制御する解析を行った。解析結果を図－３に示す。前室と飼育室間の差圧は確保できるが、VAV2を固定し、VAV1のみで両室間の差圧による制御をすると、室圧は外気に対して陽圧側へシフトした。また、飼育室用のVAV２で制御すると外気に対して過度に陰圧側へシフトした。両方のVAVで同時に制御すると、室圧が陽圧側と陰圧側の間で所定の差圧になるVAVの開度の組み合せが無数にあるので制御が困難となる。

この特性を改良するには、外乱によって制御が混乱する２室間差圧制御でなく、比較的外乱の小さい外気圧などを基準にした制御システムを組めばよいと考えられる。



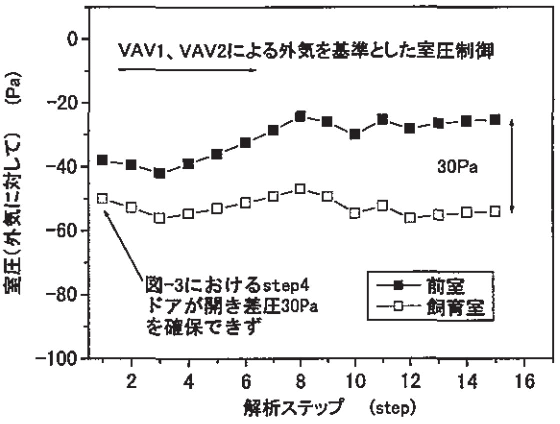
図－３　室間差圧を基準としたVAVによる制御



図－５　給・排気ファンの段階的起動と室圧変化

この方法で制御した場合の解析結果が**図－４**である。**図－３**における step 4 の状態から VAV 1 は前室を外気に対して-25Pa に、VAV2 は飼育室を外気に対して-55Pa にするように制御した場合の室圧変化である。

VAV1 と VAV2 を外気を基準に作動させることにより、外気に対する所定の室圧を満足しながら必要な室間差圧 30Pa を回復できる。



図－４　外気を基準としたVAVによる制御

d．ファン起動、停止時の室圧のオーバーシュート

給・排気ファン起動時の過渡的な状態で、室圧が外気に対して適切な陰圧を保ちながら定格運転に至るのが望ましい。また、給・排気ファン停止時にも、適切な陰圧を保ちながら停止するのが望ましい。ところが、給・排気ファンの起動時や停止時の過渡的な状態で、室圧が外気に対して陽圧になったり、過剰な陰圧になったりすることがある。この特性を改良するには、排気ファンの優勢を保ちつつ、給・排気ファンを同時に立ち上げてゆく方法が有効と考えた。この方法で給・排気ファンを起動させた場合の解析結果を**図－５**に示す。

室圧が外気に対して陽圧になったり、過剰な陰圧になったりすることを回避できる。

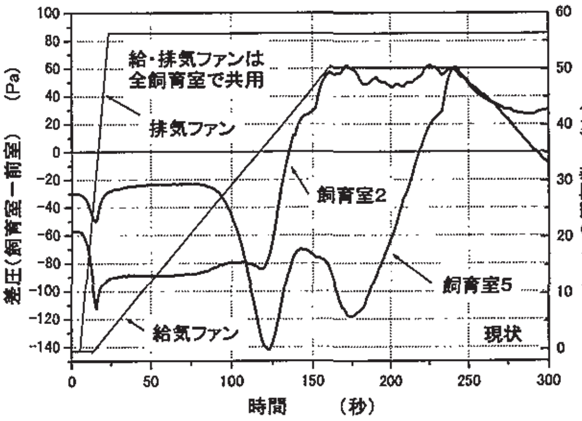
3.2 ＢＨ施設におけるｼｽﾃﾑ特性の改良法の実験的確認

実際のシステムでの室圧変動を計測し、解析的検討で得られた現象の把握と、対策の効果を確認した。実測したシステムは、**図－１**に示した解析モデルと少し異なり共通の前室に面して飼育室１～飼育室５の５室が並列しており、それぞれの室が前室に対して-30Pa となることを目標とした室圧制御を行っている。給・排気ファンや VAV、CAV は解析モデルと同様な位置関係で設置されている。また、室圧制御の基準は解析と同様に室間差圧としている。

測定項目は、飼育室２と前室および飼育室５と前室の差圧、ファンの回転数、前室の絶対圧力である。

ａ．制御系の相互干渉

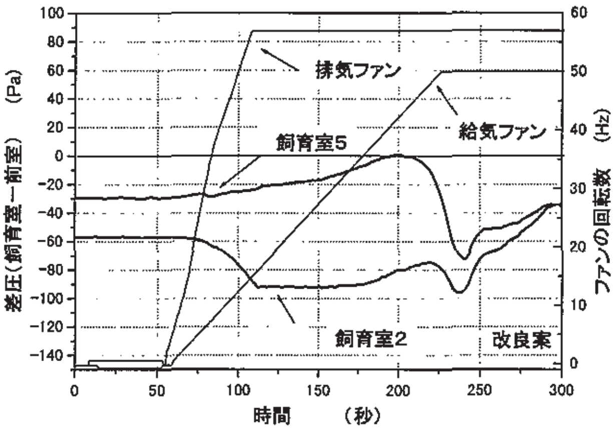
図－６は、現行の運転方法でファンを立ち上げた時の計測結果である。起動時には制御対象の室圧の偏差が特に大きく、VAV の制御が干渉しあって、解析で予測した通りの、不安定な差圧変化を示した。



図－６　差圧基準のVAV制御での室圧変動

この特性を改良するには、VAV の制御の基準を、外乱を受けにくい外気等にすることであるが、実験時にはそのような変更は無理である。そこで、ファン立ち上がり

時に、５室並んだ飼育室側の各 VAV の動きを固定する便宜的対策を実施した。**図－７**にその結果を示す。**図－６**と比べ、陽圧の発生も押さえられ安定化している。



図－７　VAV 固定の場合の差圧変動

ｂ．ファン起動、停止時の室圧のオーバーシュート

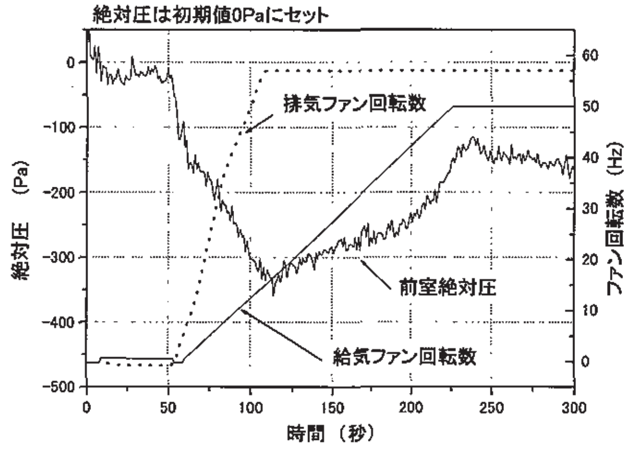
解析的検討で、ファンの起動時には給・排気ファンの回転数を徐々に上げてゆくことにより極端な室圧変化を回避できることを示した。その際、当システムのように陰圧制御が行われている場合には、排気ファンが優勢を保つべきことも確認された。そこで給・排気ファンをほぼ同時にスタートさせる現状の運転方法に従って、給・排気ファンをほぼ同時にスタートさせながらも、給気ファンの回転数の上昇勾配を排気ファンよりも小さくする対策を行った。結果を**図－８**に示す。前室の絶対圧は最大 350Pa 程度下降しており、排気ファンが優勢すぎると考えられた。そこで、給・排気ファンの回転数の上昇勾配は同程度で、給気ファンを遅らせて起動することにした。結果を**図－９**に示す。**図－８**に見られる前室の過剰な室圧低下は改善され、定常運転時より若干低い室圧レベル程度でファンを起動することができた。

実験による検討で部分的に問題解決の目処を得たが未実施の部分もある。今後種々の改良を加え、全体システムが所定の機能を発揮するようにしたい。

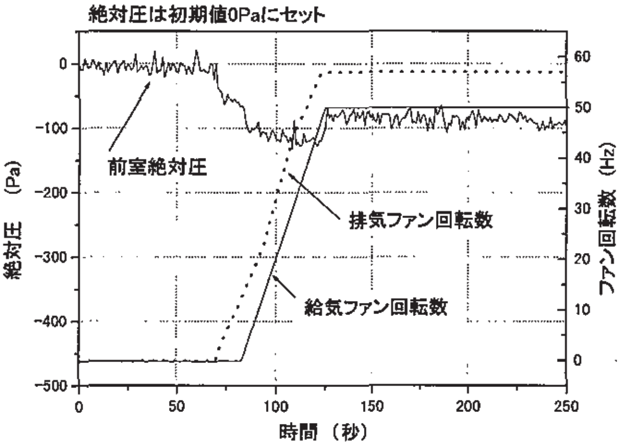
４．磁石型エアタイトドアの性能

4.1 バリアの方式とドアの気密性

クリーンルームのバリアの方式には、気密バリアとエアフローバリアの２つの考え方がある。気密バリアは、空調停止時も気密性を維持する方法で、ＢＨ施設などで従来から用いられている。要所に締め付け型エアタイトドア（ここではグレモンハンドル使用）を設けて、室圧や清浄度を確保している。一方、エアフローバリアは、空調稼働時のみ性能を確保する方法で、差圧による空気流によりバリアを形成する方式であるためドアに厳密な気密性を必要とせず、開閉の容易性、低コスト化の長所

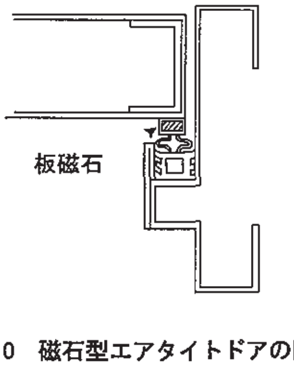


図－８　排気ファンの優勢割合が大きい場合の室圧変動



図－９ 給・排気ファンを同速度で起動した場合の室圧

がある。このため、エアフローバリア形成用のドア開発が客先より望まれている。そこで、低コストなエアフローバリア形成用板磁石付エアタイトドア（以降、磁石型エアタイトドアと略記）をクリーンルームに採用し、その性能を評価した。**図－10** に磁石型エアタイトドアの断面を示す。



図－10　磁石型エアタイトドアの断面

4.2 ドアの気密性評価方法と測定方法

ドアの気密性評価は JIS[2] の気密性評価方法に準じて行った。JIS では建具の気密性の等級線を次式で示して

いる。通気量が各圧力差において等級線を下回った時に、その等級を読む。

$$q = \alpha(\Delta P \times 10^{-1})^{1/n} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

q ：通気量（m³/(h・m²)）
α ：等級(2、8、30、120)（m³/（h・m²)）
ΔP ：圧力差（Pa）
n ： $n=1$

締め付け型エアタイトドアと磁石型エアタイトドアについて(2)式で示される圧力差と通気量の関係を以下の方法で求めた。

①測定対象となるドアの設置された室において対象のドア以外のすきまをシールする
②室内に持ち込んだボンベから空気を放出して室内圧力を適度（大気圧に対して 100Pa 程度）に高め、空気放出停止後の圧力減衰過程から空気の密度変化を算出して対象ドアからの漏洩空気量を求める

図-11 に示す室内の流量の変化は空気密度の変化を用いて(3)式のように表わせる。

$$V\frac{d\rho}{dt} = H - \rho Q \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

ボンベからの空気放出を停止した時点以降の減衰過程を考えると、H=0 なので（4）式が成立する。

$$V\frac{d\rho}{dt} = -\rho Q \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(4)$$

気体の状態方程式より

$$\rho = \frac{G}{V} = \frac{P}{RT} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(5)$$

（5）式により（4）式を整理すると、

$$V\frac{dP}{dt} = -PQ \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (6)$$

圧力Pを室外圧力を基準に表すと、漏洩空気量Qとの関係は（7）式で表せる。

$$Q = a\Delta P^{b} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(7)$$

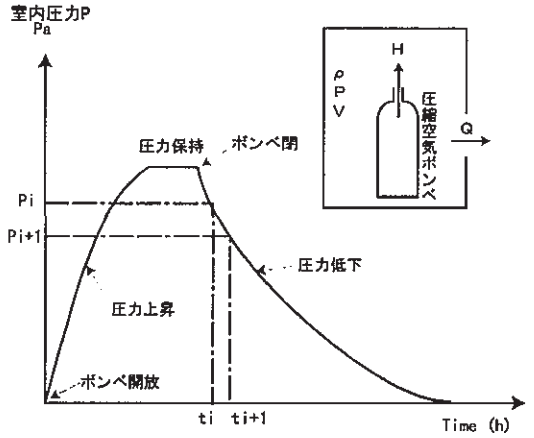
a, b ：定数
Δp ：室内外圧力差(Pa)

Δp と Q の関係を圧力減衰過程の測定値を用いて求める。**図-12** の減衰過程の時刻（t_i）における $p(t_i)$ を用いて得られる

$$\frac{dP}{dt} = \frac{P(t_i) - P(t_{i-1})}{t_i - t_{i-1}}$$

を式（6）の dP/dt に近似して、式（6）より $Q(t_i)$ を求める。これを時刻(t_n)まで繰り返し、n個の $p(t_i)$、$Q(t_i)$（i =1,2,3,・・・・n)を用いて最小二乗法により a, b を求める。

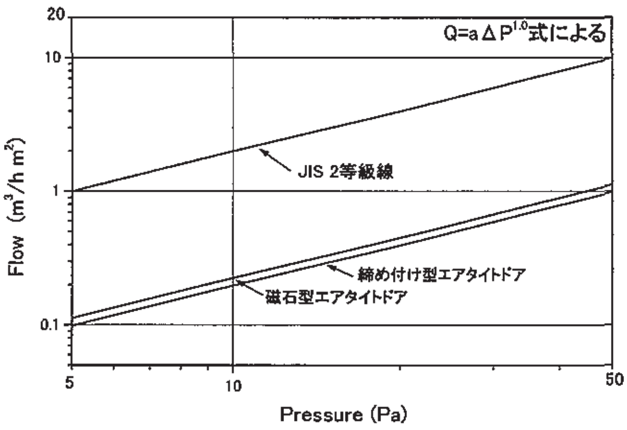
ρ ：空気密度　(kg/m³)
P ：室内絶対圧力　(Pa)
V ：室容積　(m³)
H ：放出空気量　(kg/h)
Q ：漏洩空気量　(m³/h)
G ：空気質量　(kg)
T ：絶対温度　(k)
R ：気体定数　(8.21J/（mol・k））



図－11 室圧の経時変化

4.3 測定結果

測定結果を**図－12** に示す。磁石型エアタイトドアの気密性能は締め付け型エアタイトドアとほぼ同様である。また、JIS に準じて表せばその等級はほぼ 0.2 等級と言える。



図－12 磁石型エアタイトドアの気密性能

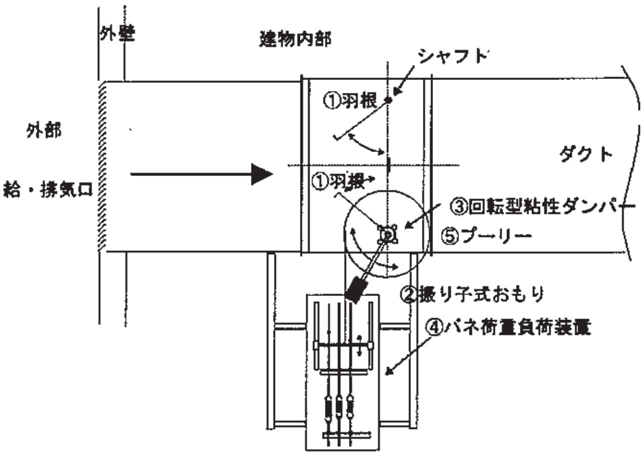
5．外風圧制御技術

5.1 外風圧軽減ダンパーの機構

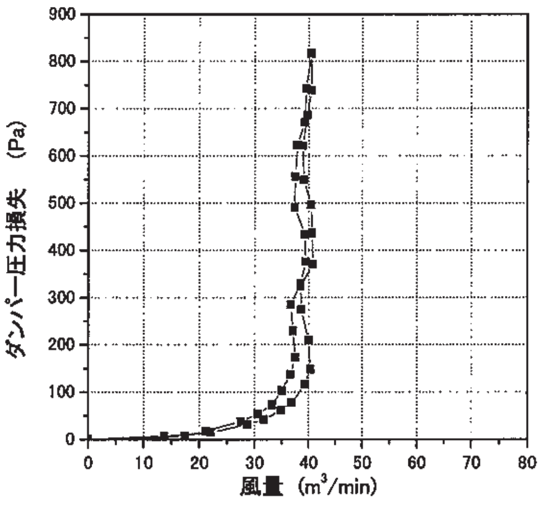
外風圧が影響して室圧変動を引き起こすのを防ぐ方法として以下の機能を備えたダンパーを開発した。

ダンパーは可動の抵抗板を有し、この抵抗板が外風圧に応じて移動し、開口率を調整することによって風量を一定に保つ。**図－13** に外風圧軽減ダンパーの機構を示す。振り子おもりによるモーメントによって、定風量になるまでは風速が増大してもダンパーの抵抗板（羽根）は動かない。定風量に達した後に、さらに風速が増大すると、羽根が回転をはじめ開口を狭め、流量を調整する。

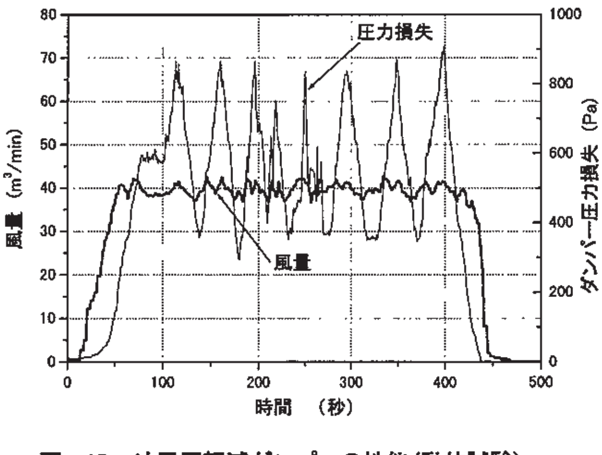
また、風速が増大するにつれて開口が小さくなるように羽根が回転しなければならないが、流量が一定となるような開口面積に調整するために3本のバネが1本から3本まで段階的に効くようにしている。



図－13　外風圧軽減ダンパーの機構



図－14　外風圧軽減ダンパーの性能(静的試験)



図－15　外風圧軽減ダンパーの性能(動的試験)

5.2 外風圧軽減ダンパーの性能

図－14 に静的試験になるダンパーの圧力損失と風量を示す。風量 40 m^3/min を目標に設計したが、初期圧損 150Pa でほぼ目標風量が達成できている。

図－15 に同じダンパーについて風圧を動的に変化させた結果を示す。ダンパーの圧力損失は 300Pa～900Pa の間で変化しているが、風量の変化は 10%以内に収まっている。

6．まとめ

高度な室圧制御が要求される建物に適用するための要素技術を蓄積している。これまでに以下の成果を得た。

①現状システムにおいてファン起動時に一時的に飼育室内が外気に対して陽圧になったり、過剰な陰圧となる特性を、解析、実験で検討し、排気ﾌｧﾝの優勢を保ちつつ、給・排気ﾌｧﾝを同時に立ち上げてゆく対策の有効性を確認した

②ドア開閉時等に飼育室と前室の差圧が安定しない特性は、制御の基準を外気等の圧力変動の小さい部分に設定することで解決できることを解析的に明らかにし、そのようになっていない現状のシステムでの特性も実験的に確認した

③上の特性は差圧の偏差が大きくなるファン起動時に顕著であり、対象としたシステムではファン起動時に暫定的に VAV を固定することと、排気ファンの立ち上がり時間を長くすることで改善されることが実験的に明らかになった

④低コストで使用が簡易な磁石型エアタイトドアの性能を評価し、使用可能であることを確認した

⑤外風圧軽減ダンパーを製作し、その性能を把握した

7．あとがき

室圧制御に関して、施設の管理者や利用者の声を聞きながら、改良していくための技術検討を行っている。今後も技術の蓄積と適用を広め、きめの細かい設計や対策ができるよう研究を進めたい。

【参考文献】

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

2)「JIS A 1516 建具の気密性試験法」、1994-改正

奥村組技術研究年報
No.26　2000年

流し込み成形による外殻PCa柱部材の開発
－その２　柱主筋の付着強度－

細矢　博*　浅野芳伸*　河野政典*
小河義郎**　上西　隆***

1．はじめに

鉄筋コンクリート造建築物の施工の合理化を目的として、薄肉中空断面プレキャストコンクリート（以下、外殻PCa）を型枠兼構造体として柱に用いる工法の開発を進めてきた。外殻PCaは、遠心成形もしくは流し込み成形により製作され、建設現場で柱主筋に勘合された後、中空部に後打ち（中詰め）コンクリートが打設されて柱部材として一体化される。しかし、外殻PCaを柱に用いた場合には、柱主筋の付着強度は、外殻PCaと後打ちコンクリートの一体性を確保するために外殻PCa内側表面に設けられたシアコッターの形状や寸法、面積比に影響されることが既往の研究で報告1) されている。

このため、外殻PCa柱工法の開発にあたり、外殻PCa柱の主筋の単調引張載荷実験と柱部材の水平繰り返し載荷実験を行い、主筋の付着強度を実験的に検証し、さらに付着強度の算定方法について検討したので報告する。

なお、本開発研究は、㈱奥村組、五洋建設㈱、大末建設㈱、㈱松村組の４社が共同で行ったものである。

2．単調引張載荷実験

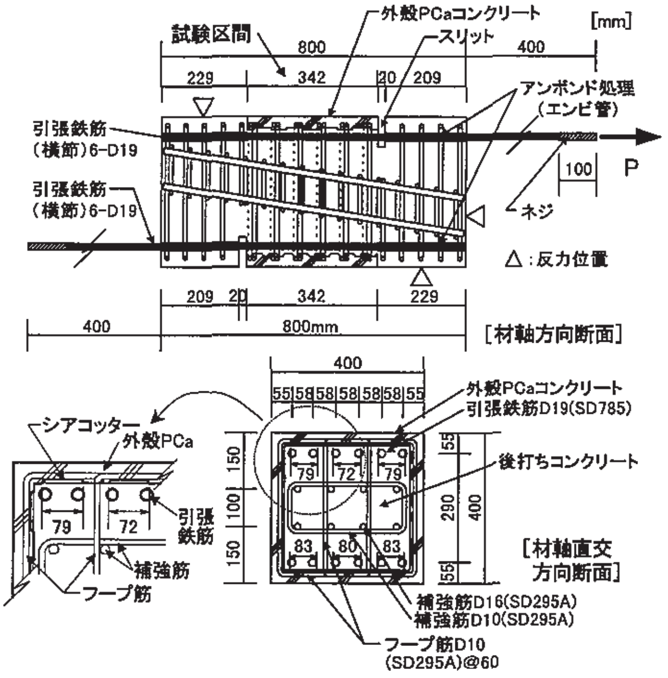
2.1 試験体

試験体の一覧を表－1に、代表的な試験体の断面を図－1に示す。試験体の水平断面は、高層建築物の柱部材の断面を約1/2に縮小した模型である。断面寸法は40cm×40cm、柱主筋に相当する引張鉄筋は１列6-D19(SD785相当)である。引張鉄筋の付着長さ（試験区間長さ）は、主筋の付着応力が安定する区間を確保し、かつ引張鉄筋が引張降伏しないように34.2cm（$=18d_b$, d_b: 1.9cm）とした。シアコッターの形状、寸法、ならびにピッチは、実際の建築物の柱部材に用いられる外殻PCaと対応させて縮小した。試験体はシリーズ１とシリーズ２からなる。シリーズ１とシリーズ２では、引張鉄筋は同一であるものの外殻PCaコンクリートならびに後打ちコンクリートの設計基準強度が異なる。また、シリーズ１、シリーズ２はそれぞれ４体の試験体から構成されており、それら４体の試験体は４種のフープ筋の配筋となっている。さらに、各試験体は、一体で２種の付着実験が可能なように、引張鉄筋に面する界面（相対する２面）に、図－2に示す異なる形状・寸法の矩形型と市松型のシアコッターをそれぞれ設けている。実験はこれらの実験因子を組み合わせ合計16種おこなった。シアコッターの有効コッター比および面積比は、矩形型がそれぞれ0.56, 0.39、市松型が0.53, 0.36である。

表－1　試験体諸元

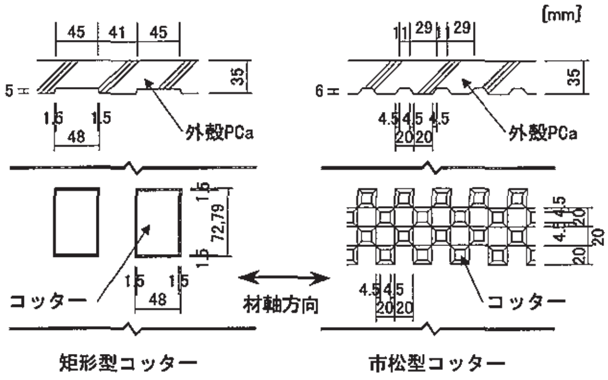
	試験体名	コンクリート設計基準強度	主筋 pt	帯筋(組数) pw	コッター形状	有効コッター比, [コッター面積比]
シリーズ1	No.1-1	外殻PCa部 F_c=75N/mm^2 後打ち部 F_c=60N/mm^2	6-D19 1.09%	4-D10@60	矩形型	0.56, [0.39]
	No.1-2			(6) 1.18%	市松型	0.53, [0.36]
	No.2-1			4-D10@90	矩形型	0.56, [0.39]
	No.2-2			(4) 0.79%	市松型	0.53, [0.36]
	No.3-1			2-D10@45	矩形型	0.56, [0.39]
	No.3-2			(8) 0.79%	市松型	0.53, [0.36]
	No.4-1			2-D10@90	矩形型	0.56, [0.39]
	No.4-2			(4) 0.39%	市松型	0.53, [0.36]
シリーズ2	No.5-1	外殻PCa部 F_c=45N/mm^2 後打ち部 F_c=30N/mm^2		4-D10@60	矩形型	0.56, [0.39]
	No.5-2			(6) 1.18%	市松型	0.53, [0.36]
	No.6-1			4-D10@90	矩形型	0.56, [0.39]
	No.6-2			(4) 0.79%	市松型	0.53, [0.36]
	No.7-1			2-D10@45	矩形型	0.56, [0.39]
	No.7-2			(8) 0.79%	市松型	0.53, [0.36]
	No.8-1			2-D10@90	矩形型	0.56, [0.39]
	No.8-2			(4) 0.39%	市松型	0.53, [0.36]

有効コッター比：$k_{ec}=\Sigma L_{ic}/L$,
　ΣL_{ic}:後打ち部コッター付け根長さの総和、L:外殻PCa長さ
コッター面積比：$k_{eac}=\Sigma A_{ic}/A_i$
　ΣA_{ic}:コッター面積の総和、A_i:外殻PCa内側表面積



図－1　試験体形状・寸法（No.1, No.5）

*建築研究室　**環境研究室　***本社建築部



図－2 シアコッター形状・寸法

2.2 材料強度

1) コンクリート　コンクリートの材料試験結果を**表－2**に示す。外殻PCaコンクリート、後打ちコンクリートともに、用いたセメントは普通ポルトランドセメントであり、粗骨材は最大粒径が15mmの砕石である。なお、コンクリートは材軸方向に縦打ちした。

2) 鉄筋　鉄筋の材料試験結果を**表－3**に示す。柱主筋に相当する引張鉄筋にはD19 (SD785相当)を用い、閉鎖型フープ筋にはD10 (SD295A)を用いた。

2.3 載荷方法

アクチュエータを用いて、変位制御により、試験体の一列の鉄筋を最大付着耐力が確認できるまで同時に同変位量与えて一方向に単調に引き抜いた。この際、鉄筋の載荷端側にはネジを設けておき、この部分をアクチュエータのピン先端に設けたアタッチメントに球面座金を介してナット定着した。載荷時には、アクチュエータにより、このアタッチメントを介してナットを引張り、鉄筋に引張力を伝達した。

2.4 破壊状況

全試験体とも、外観上は柱主筋に相当する引張鉄筋に沿ったひび割れは少なく、亀甲状のひび割れが生じ破壊する同様な破壊形式をとった。しかし、実験後に、中子筋を有する試験体No.6、中子筋を有しない試験体No.3, No.4, No.7を切断すると、**写真－1**、**写真－2**にみられるように、引張鉄筋に沿ったひび割れが発生していた。このため、全試験体ともサイドスプリット型付着破壊と判定した。また、これら試験体No.3, No.4, No.7では、中子筋を有せずそのダボ効果を期待できないが、この条件下でも、写真に示すように、外殻PCaと後打ちコンクリートとの打継ぎ境界におけるシアコッターのせん断破壊および支圧破壊はみられなかった。今回設定したシアコッター面積比程度が確保されれば、付着割裂破壊以前にシアコッターの破壊が先行しないことが確認された。

表－2　コンクリート材料試験結果

試験体(部位)		圧縮強度 (N/mm²)	圧縮強度時ひずみ度 (×10⁻⁶)	割裂強度 (N/mm²)	弾性係数* (kN/mm²)
シリーズ1	外殻PCa部	94.4	3468	5.86	34.3
	後打ち部	62.0	2858	4.79	32.9
シリーズ2	外殻PCa部	69.8	3561	3.97	30.9
	後打ち部	40.0	2784	3.26	27.4

*：弾性係数は圧縮強度の1/3の応力における割線係数

表－3 鉄筋材料試験結果

呼び名	降伏強度 (N/mm²)	降伏ひずみ度 (×10⁻⁶)	引張強度 (N/mm²)	破断伸び (%)
D19	857	4610	945	10.0
D10	385	2240	530	28.3

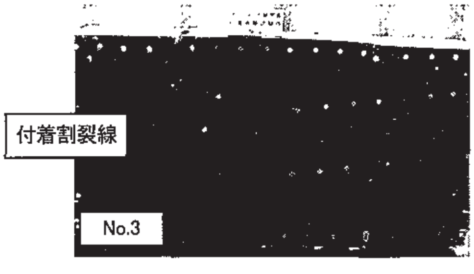
2.5 最大耐力

最大平均付着強度の一覧を**表－4**に示す。また、後打ちコンクリート強度がσ_B=40N/mm²であったシリーズ2の試験体について、最大平均付着強度をコンクリート圧縮強度の平方根で無次元化した値とフープ筋比との関係を**図－3**に示す。本実験試験体のコッター面積比程度であれば、矩形型、市松型コッターにかかわらず引張鉄筋の付着強度は概ね同等の値を示した。また、同一のフープ筋比(p_w=0.79%)であれは、中子筋がある場合はない場合に比べ、、シリーズ1、2の平均で約1.2倍の付着強度の上昇を示し、中子筋は鉄筋の付着強度の確保に有効であることが本実験においても認められた。

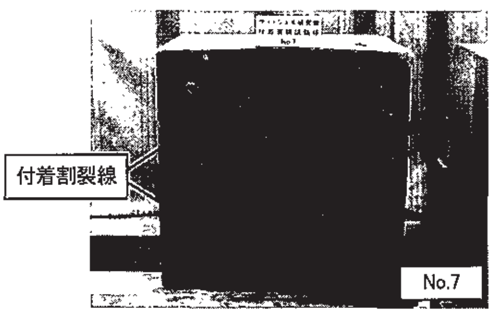
2.6 最大付着強度の実験値と計算値との関係

最大付着強度の実験値と既往の付着割裂強度式から得られた計算値との関係を**図－4**に示す。用いた強度式は、①藤井・森田式[2]、②終局強度型耐震設計指針式[3]、③New RC設計ガイドライン式[4]、④角式[5]、⑤靱性保証型耐震設計指針式[6]である。ここで、コンクリート強度としては、外殻PCa部も含め一律に後打ち部のコンクリートの圧縮強度を用いた。

藤井・森田式は、中子筋のないタイプの試験体では、計算値に対する実験値の比の平均値は1.12とよい対応を示したが、中子筋のあるタイプについては平均値が1.48



写真－1　試験体切断面(材軸方向)



写真－2　試験体切断面(材軸直交方向)

表－4 最大平均付着強度

試験体		実験値		無次元化付着強度
		最大荷重 $_{exp}P_u$ (kN)	最大平均付着強度 $_{exp}\tau_{bu}$ (N/mm²)	$_{exp}\tau_{bu}/\sqrt{(\sigma_B)}$
シリーズ1	No.1-1	1040	8.44	1.07
	No.1-2	1177	9.56	1.21
	No.2-1	991	8.05	1.02
	No.2-2	834	6.78	0.86
	No.3-1	738	5.99	0.76
	No.3-2	815	6.62	0.84
	No.4-1	533	4.33	0.55
	No.4-2	600	4.87	0.62
シリーズ2	No.5-1	1022	8.30	1.31
	No.5-2	1041	8.45	1.34
	No.6-1	865	7.02	1.11
	No.6-2	809	6.57	1.04
	No.7-1	657	5.34	0.84
	No.7-2	691	5.61	0.89
	No.8-1	510	4.14	0.65
	No.8-2	572	4.64	0.73

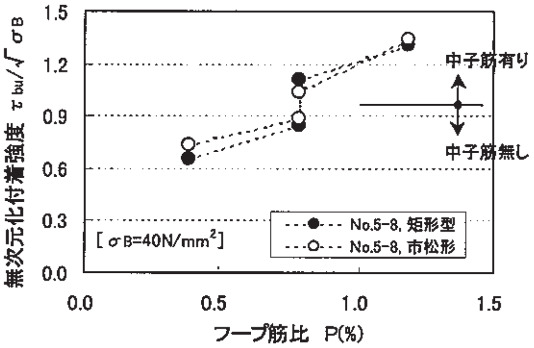
No.*-1:矩形型コッター、 No.*-2:市松型コッター

$_{exp}\tau_{bu}={}_{exp}P_u/(L\cdot\phi\cdot N)$

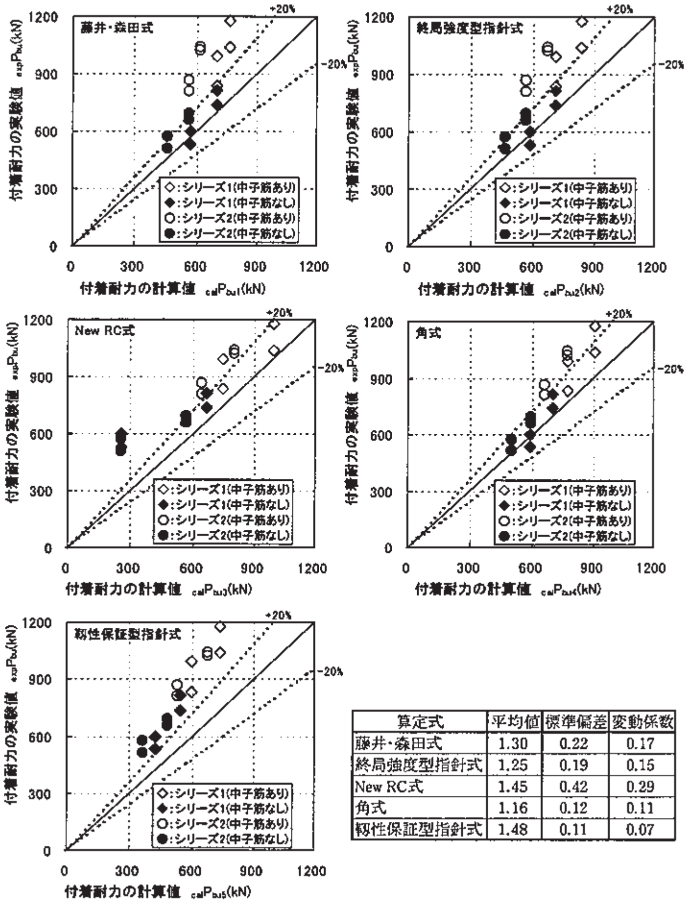
L: 試験区間の鉄筋長さ(=34.2cm)

ϕ: 鉄筋の公称周長(=6.0cm)

N: 鉄筋の本数(6本)



図－3 無次元化最大平均付着強度とフープ筋比との関係



算定式	平均値	標準偏差	変動係数
藤井・森田式	1.30	0.22	0.17
終局強度型指針式	1.25	0.19	0.15
New RC式	1.45	0.42	0.29
角式	1.16	0.12	0.11
靱性保証型指針式	1.48	0.11	0.07

図－4 最大付着耐力の実験値と計算値との比較

であり、付着強度を過小に評価した。これは、本式が中子筋のない試験体による実験結果から導き出されたことによるものと考えられる。終局強度型耐震設計指針付着割裂強度式は、森田・藤井式と同様な傾向を示し、中子筋のないタイプの試験体では、計算値に対する実験値の比は1.10とよい対応を示したが、中子筋のあるタイプについては、平均値が1.40とかなり安全側に評価する傾向がみられた。New RC設計ガイドライン付着割裂強度式では、中子筋のある試験体については、前記の2式に比べ計算値に対する実験値の比の平均値は1.23、変動係数は0.08とよい対応を示したが、今回の実験でフープ筋量が最も少ない試験体(p_w=0.39%)に対しては、強度を過小に評価した。角式は、他の式に比べ全体的によい対応を示した。中子筋のない試験体では、計算値に対する実験値の比の平均値は1.07であったものの、中子筋のある試験体では平均値が1.25となり、中子筋の効果を若干小さめに評価した。一方、靱性保証型耐震設計指針付着割裂強度式は、計算値に対する実験値の比は1.26～1.63、平均値は1.48であり、全体的に安全側に評価したが、変動係数が0.07と5式の中で最も小さく、ばらつきが少なかった。

3．付着割裂強度算定式

上記の諸式中、ばらつきが最も小さい靱性保証型耐震設計指針付着割裂強度式をベースに、これに鉄筋の付着強度に与える外殻PCaコンクリートの効果を考慮して求めた付着割裂強度式（算定式A：式(6-1)）を以下に示す。また、靱性保証型耐震設計指針式は、付着強度の下限値を与える式である[6]ことを勘案し、付着強度の中央値を評価する場合は、上記強度式に係数κ=1/0.8=1.25を乗ずる（算定式B：式(6-2)）。なお、外殻PCa柱の場合、柱主筋位置は在来工法の柱の主筋位置に比べ内側にある。よって、コーナースプリット破壊は生じないと判断し、ここでは、サイドスプリット破壊型の付着割裂破壊を対象としている。

コンクリートによる付着強度　τ_{co}(N/mm²)

$$\tau_{co}=(0.086\,{}_{RC}b_i+0.11)\cdot\sqrt{({}_{RC}\sigma_B)}+0.086\,{}_{PCa}b_i\cdot\sqrt{({}_{PCa}\sigma_B)} \quad \cdots\cdots (1)$$

ここに、

$$ {}_{RC}b_i=(b-N\cdot d_b-2t)/(N\cdot d_b) \quad \cdots\cdots (2)$$

$_{PCa}b_i = 2t/(N \cdot d_b)$ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ (3)

フープ筋による付着強度増分　τ_{st} (N/mm²)

$\tau_{st} = (56 + 47 \cdot N_w/N) \cdot (b_{si} + 1) \cdot p_w$ ・・・・・・・・・・・・・・ (4)

ここに、

$b_{si} = (b - N \cdot d_b)/(N \cdot d_b)$ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ (5)

付着強度 (N/mm²)

$\tau_{bu} = 1.0(\tau_{co} + \tau_{st})$ ・・・・・・・・・・・・・・ (算定式A, 6-1)

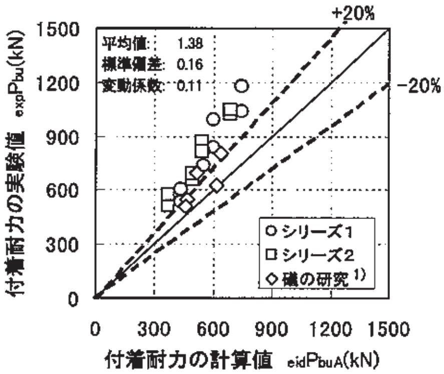
$\tau_{bu} = 1.25(\tau_{co} + \tau_{st})$ ・・・・・・・・・・・・・・ (算定式B, 6-2)

ここに、

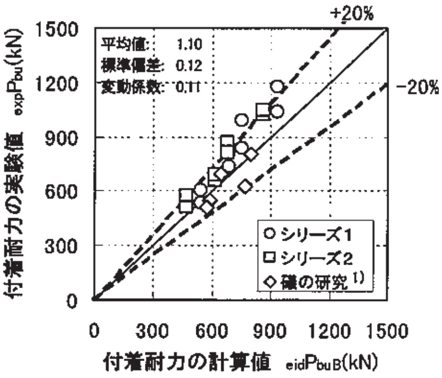
$_{RC}\sigma_B$：後打ちコンクリート強度、$_{PCa}\sigma_B$：外殻PCaコンクリート強度、$_{RC}b_i$：後打ちコンクリート部分の割裂長さ、$_{PCa}b_i$：外殻PCaコンクリート部分の割裂長さ、t：外殻PCaコンクリートの厚さ、N：主筋本数、d_b：主筋径、b：梁幅、p_w：フープ筋比、N_w：一組のフープ筋の足数、b_{si}：割裂線長さ

付着割裂耐力の実験値と計算値との関係を**図－5**に示す。ここでは、本付着実験結果の他に礒らの実験結果[1)]も示している。なお、礒らの実験データを選択するにあたっての条件は以下の通りである。①コッター面積比が0.5以上の試験体であること、②普通強度のフープ筋を用いた試験体であること、③フープ筋比が0.3%以上の試験体であること。

付着強度の下限値を求める算定式Aの場合、全ての試験体で安全側に強度を評価し、平均値は1.38、標準偏差は0.16、変動係数は0.11であった。また、中央値を求める算定式Bの場合、計算値の実験値に対する比の平均値は1.10、標準偏差は0.12、変動係数は0.11であった。計算値と実験値との対応はよく、提案した付着割裂強度算定式の妥当性が認められた。



[算定式 A]



[算定式 B]

図－5 付着割裂耐力の実験値と計算値との関係

4．柱水平繰り返し載荷実験

単調引張載荷での主筋の付着強度は、靭性保証型耐震設計指針付着割裂強度式を基本とした提案算定式で算出できることを示した。次に、繰り返し水平載荷を受ける柱主筋の付着強度に対する適用性について検討する。

4.1 実験概要

試験体の諸元を**表－6**に、形状・寸法の一例を**図－6**に示す。各試験体とも付着割裂破壊型に計画した。このうち、No.3-1, No.3-2は、流し込み成形外殻PCaを用いたPCa柱であり、PC-4は、遠心成形外殻PCaを用いたPCa柱である。また、No.4は、No.3-1の比較検討用に製作された一体打ちRC柱である。コンクリートの材料試験値を**表－7**に、鉄筋の材料試験値を**表－8**に示す。載荷方法については、試験体に軸力を載荷した状態で水平方向に正負交番漸増繰り返し加力を行い、試験体の柱試験区間に逆対称曲げモーメントを作用させた。与えた層間変形角は$R = (2.5, 5, 10, 15, 20, 30, 40) \times 10^{-3}$ radの7水準で、それぞれの層間変形角ごとに2サイクルずつ載荷した。柱主筋には、**図－7**に示すようにひずみゲージを貼付し、ひずみ度の検出値から付着応力度を求めた。

4.2 破壊形式

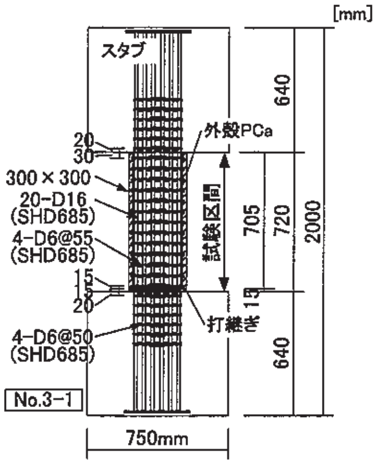
各試験体とも、外観上柱主筋に沿う付着割裂ひび割れは、ほとんどみられなかった。しかしながら、得られた付着応力度の履歴ならびに最大耐力の実験値と計算値との関係から判断してNo.3-1, No.4-1は付着割裂破壊、No.3-2, PC-4は付着劣化を経験した後のせん断破壊と判断した。

4.3 付着応力度および最大付着強度

試験体の最大耐力、および最大付着強度の実験値と計算値との関係を**表－9**に示す。また、付着応力度－層間変形角関係を**図－8**に示す。最大付着強度は、主筋3本（隅筋、中央筋、中間筋）の平均付着応力度の最大値

表－6 試験体諸元

試験体名	PCa柱	No.3-1	No.3-2	PC-4
	RC柱	No.4	−	−
柱長さ H(mm)		720		730
柱成 D×B(mm)		300×300		320×320
H/D		2.40		2.28
主　筋		20-D16		20-D16
p_g(%)		4.42		4.42
フープ		4-D6 @55	4-D6 @50	4-D6 @49
p_w(%)		0.78	0.85	0.82
PCa　σ_B(N/mm²)		45		60
後打ち　σ_B(N/mm²)		30		45
主筋　σ_y		SD685		SD390
フープ　σ_{wy}		SD685	SD345	SD685
軸力比　η		0.1		



図－6 試験体形状・寸法（No.3-1）

表－9 最大耐力、および最大付着強度の実験値と計算値との関係

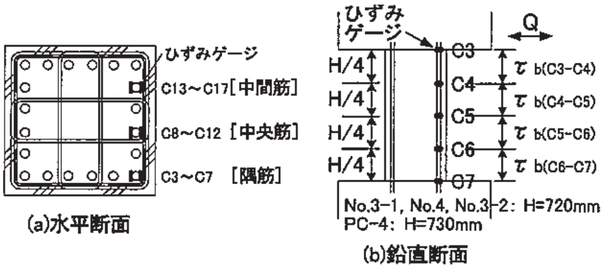
項目		試験体名	No.3-1	No.4	No.3-2	PC-4
		工法種別	外殻PCa	一体打ち RC	外殻PCa	外殻PCa
実験結果	最大耐力 (kN)	${}_{exp}Q_{max}$	459	411	519	776
	破壊形式		付着割裂		付着劣化＋せん断	
	付着強度(N/mm^2)*	${}_{exp}\tau_{bu}$ (${}_{ave}\tau_{bu}$)	4.42	3.65	4.04	6.55
曲げ耐力 Q_{mu}(kN)	断面解析	${}_{f}Q_{mu}$	814	688	794	788
せん断耐力 Q_{su}(kN)	靱性保証型式	${}_{id}Q_{su}$	546	409	470	721
	終局強度型A法式	${}_{a}Q_{su}$	601	548	456	773
付着強度 τ_{bu}(N/mm^2)	靱性保証型修正式	${}_{eid}\tau_{buA}$	3.68	3.58	3.90	4.53
		${}_{eid}\tau_{buB}$	4.60	4.48	4.87	5.67
実験値／計算値		${}_{exp}Q_{max}/{}_{f}Q_{mu}$	0.56	0.60	0.65	0.98
		${}_{exp}Q_{max}/{}_{id}Q_{su}$	0.84	1.00	1.10	1.08
		${}_{exp}Q_{max}/{}_{a}Q_{su}$	0.76	0.75	1.14	1.00
		${}_{exp}\tau_{bu}/{}_{eid}\tau_{buA}$	1.20	1.02	1.04	1.45
		${}_{exp}\tau_{bu}/{}_{eid}\tau_{buB}$	0.96	0.81	0.83	1.16

表－7 コンクリート材料試験値

試験体(部位)		圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度時ひずみ度 ($\times10^{-6}$)	割裂強度 (N/mm^2)	弾性係数* (kN/mm^2)
No.3-1 No.4	外殻PCa部	60.2	3328	3.71	28.2
	後打ち部	29.8	2158	2.21	25.3
No.3-2	外殻PCa部	55.4	3110	3.64	29.2
	後打ち部	31.1	2020	3.05	30.4
PC-4	外殻PCa部	72.8	2660	-	37.9
	後打ち部	53.3	2620	3.45	32.3

表－8 鉄筋材料試験値

試験体	部位	呼び名	降伏強度 (N/mm^2)	降伏ひずみ度 ($\times10^{-6}$)	引張強度 (N/mm^2)	破断伸び (%)
No.3-1 No.4	柱主筋	D16	734	3560	937	10.0
	フープ筋	D6	785	4110	964	11.0
No.3-2	柱主筋	D16	734	3560	935	12.0
	フープ筋	D6	375	1820	536	26.0
PC-4	柱主筋	D16	451	2190	644	21.0
	フープ筋	D6	724	3510	943	12.0



図－7 ひずみゲージ貼付位置

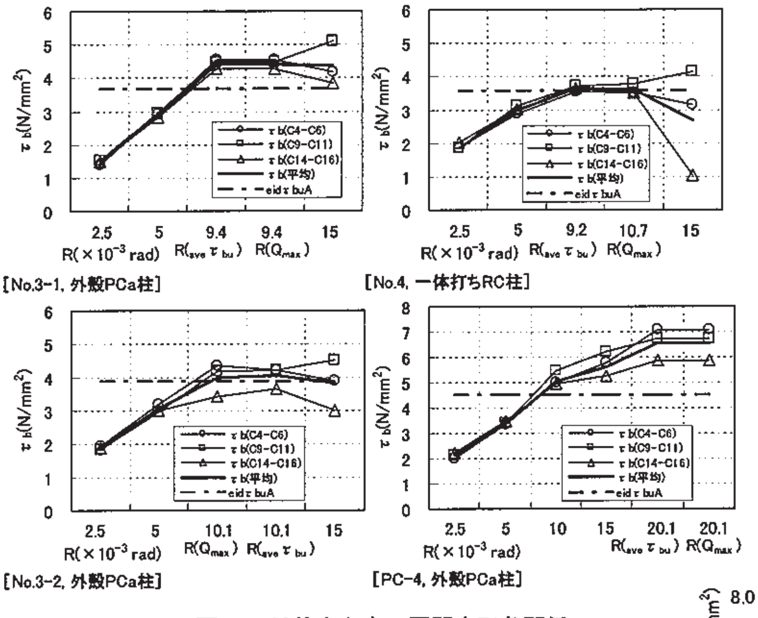
である。また、各層間変形角での付着応力度は、図－7に示す主筋の付着応力度検出区間４区間のうちの中央２区間(C4～C６, C9～C11, C14～C16)における各層間変形角ステップの第一サイクルでの付着応力度の最大値である。先ず、表－9でPCa柱No.3-1と比較用試験体であるRC柱No.4の最大付着強度の実験値を比較すると、前者は後者に対して約1.2倍上まわった。PCa柱ではRC柱に比べて付着強度が大きいことが認められた。これは、外殻PCaコンクリートの拘束効果による付着強度の上昇と考えられる。次に、図－8に示す付着応力度と層間変形角の関係についてみると、No.3-1, PC-4では、最大付着強度時に柱部材の最大耐力を示した。最大耐力は主筋の付着劣化によって決定されたと考えられる。No.4では最大耐力以前に中間筋で付着劣化が始まり、最大付着強度を示し、その後に部材の最大耐力に達した。No.4は付着応力度の履歴においては明らかな付着破壊型であった。各試験体とも、おおよそR=10×10^{-3}rad以降では中間筋の付着応力度は、隅筋ならびに中央筋の付着応力度に比べ小さく、また最大付着強度に至った後の応力度の低下も他に比べ大きかった。これは中間筋の付着劣化が他の主筋よりも顕著であることを示している。

4.4 付着割裂線

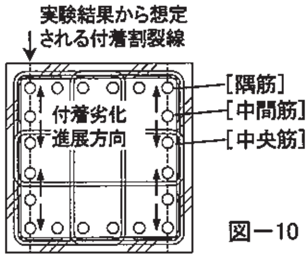
付着割裂破壊したNo.3-1の隅筋、中間筋、中央筋、ならびに最終的にはせん断破壊したものの主筋の付着劣化がみられたNo.3-2の中間筋の付着応力度の時刻歴を図－9に示す。柱主筋の付着劣化は、先ずフープ筋に接していない中間筋と、フープ筋のうち外周筋に接している隅筋から始まり、中子筋に接している中央筋に進展することがわかる。また、No.3-2やNo.4では、中間筋の付着劣化は最大耐力発生以前に確認された。このことから、付着割裂線は先ず中間筋近傍から発生し隅筋へ、並行して中央筋へと進展し最大耐力に至ると仮定できる。したがって、外殻PCa柱の場合も付着割裂耐力を求める割裂線は、図－10に示すように、柱主筋間を結ぶ一直線上に設定してよいと考えられる。これは、写真－3に示す載荷実験終了後に切断した断面の様相からも裏付けられる。

4.5 最大付着強度の実験値と計算値との関係

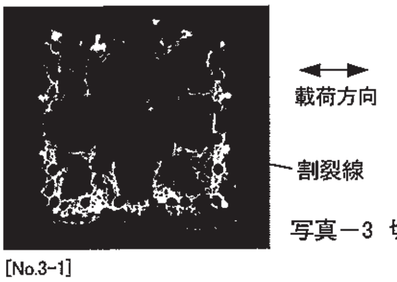
最大付着強度の実験値と靭性保証型耐震設計指針付着割裂強度式を基本とした提案算定式A, Bによる計算値との比較を図－11に示す。各試験体の最大付着強度の実験値と算定式Aによる計算値${}_{eid}\tau_{buA}$とを比較すると、計算値は実験値を下回り付着強度を安全側に評価している。繰り返し荷重を受ける柱部材の場合でも、ほぼ最大付着強度の下限値を評価することがわかる。一方、算定式Bによる計算値${}_{eid}\tau_{buB}$と実験値を比較すると、計算値は実験値に対して±20%に収まっており、柱部材の最大付着強度の中央値をほぼ評価する。



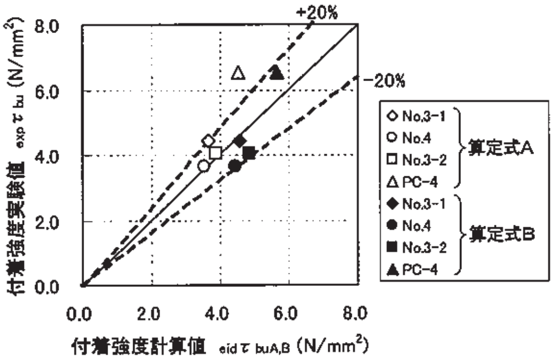
図－8　付着応力度－層間変形角関係



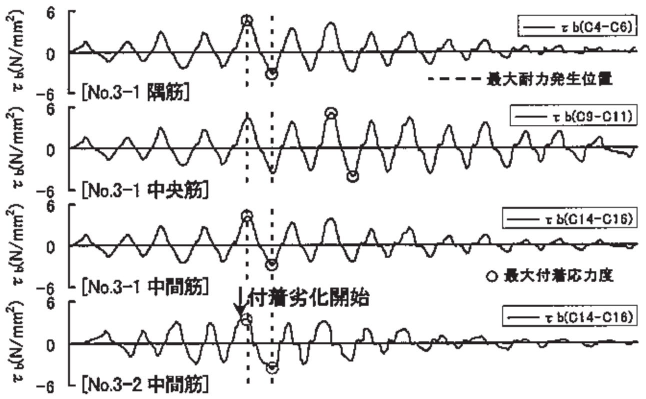
図－10　付着割裂線



写真－3　切断面



図－11　最大付着強度の実験値と計算値との関係



図－9　柱主筋の付着応力度の時刻歴

以上から、上記に示す2種の付着強度式により、外殻PCa柱の主筋の付着強度の下限値と中央値を算定できる。

5．まとめ

外殻PCaを用いた柱部材の主筋の単調引張載荷実験および柱部材の水平繰り返し載荷実験を行い、付着強度について検討し、以下の結論を得た。

i）矩形型、市松型シアコッターの形状・寸法の違いによる主筋の付着強度の差異はみられなかった

ii）同一フープ筋比であっても、中子筋の有無により、主筋の最大付着強度に違いがみられ、中子筋がある場合はない場合に比べて最大付着強度は1.2倍程度増大した

iii）本実験で対象としたシアコッターの面積比程度を確保すれば、打ち継ぎ界面での支圧破壊ならびにせん断破壊は生じず、主筋の付着強度を十分期待できる

iv）靭性保証型耐震設計指針の付着割裂強度式を基本とした付着強度算定式A, Bを示したが、単調引張載荷、繰り返し載荷にかかわらず、算定式Aでは主筋の最大付着強度の下限値を、算定式Bでは中央値を評価できる

謝辞

本研究にあたっては、筑波大学教授　今井　弘先生にご指導頂いた。ここに記して謝意を表する。

【参考文献】

1) 礒　健一、「界面に帯状連続コッターを有する外殻プレキャスト型枠を用いた鉄筋コンクリート部材の付着性状に関する実験的研究」、日本建築学会構造系論文集、第504号、pp.73～80、1998.2
2) 藤井　栄、森田司郎、「異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究、－第1報 付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果－」、日本建築学会論文報告集、第319号、pp.47～55、1982.9
3) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」、1990年
4) 財）日本国土開発技術研究センター、「建設省総合技術開発プロジェクト、鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」、平成4年度 構造性能分科会報告書、平成5年3月
5) 角　徹三、服部覚志、松野一成、「サイドスプリット型付着割裂破壊するRC部材の付着強度式」、日本建築学会大会講演梗概集、21036、pp.225～226、1993.9
6) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説」、1999年

高強度コンクリートにおける収縮ひずみの予測に関する研究

河野 政典* 上西 隆**

1．まえがき

高強度コンクリートでは、主に水結合材比を小さくしたり微粉末混和材を使用して高強度化を図っており、通常のコンクリートと比べるとセメント量や粉体量が多くなり、自己収縮ひずみが大きくなる[1)]。高強度コンクリートを用いた構造部材においては、水和反応による温度上昇も大きいので温度ひずみも大きく、初期材齢から自己収縮ひずみと温度ひずみの拘束による複合応力が発生し、構造部材にひび割れが発生するとの報告もある[2)]。

高品質な躯体を得るためにはひび割れの発生を抑制しなければならない。抑制策を検討する上では、初期材齢からの発生応力の予測が必要であり、そのためには水和熱による温度ひずみや、水和直後からの自己収縮ひずみの予測が必要である。水和熱による温度ひずみについては解析可能な状況であるが、後者については近年になり研究され始めている[1)]ものの、特性については不明な点が多く、そのため予測方法についても確立されていない。

本研究では、自己収縮ひずみの予測式を確立するために必要な基礎資料を得る目的で、48～100N/mm^{2}級高強度コンクリートを対象として、水セメント比、結合材種類、養生条件等を要因とした自己収縮ひずみに関する実験を実施し、その結果をもとに、既往の自己収縮ひずみ予測式の適用性を検討し、自己収縮ひずみの予測式を提案した。以下に、その概要を報告する。

2．実験計画

自己収縮ひずみの測定要因と測定ケースを**表－1**に、コンクリートの使用材料を**表－2**に示す。水結合材比は 19～40%の範囲とし、水結合材比 22%では単位水量を要因とした測定を計画した。結合材種類は水結合材比に応じて実際に使用が考えられる組み合わせで選定した。自己収縮ひずみと乾燥による収縮ひずみの影響を把握するため、試験体の養生条件は封かん養生と気中養生とした。また、自己収縮ひずみの養生温度の依存性について検討するため、養生温度を要因とした測定を計画した。

コンクリートの自己収縮ひずみは、JCI 超流動コンクリート研究委員会報告書II「(仮称)高流動コンクリートの自己収縮試験方法」に準拠し、100×100×400mm の角柱試験体を用いて埋込み型ひずみ計で測定した。試験体はコンクリート打設直後から、水分の逸散や吸水がないように封かん状態で養生し、材齢1日で脱型した。封かん養生の試験体はアルミ箔粘着テープで養生した状態で、気中養生の試験体はそのままの状態で、温度 20±2℃、相対湿度 60±5%の環境で静置した。養生温度 40℃と 60℃の試験体は、封かん状態で打設後3時間 20℃養生し、その後所定の温度で28日間養生した。

凝結時間はウエットスクリーニングモルタルを上記と同じ温度条件下で、プロクタ貫入抵抗試験機により測定した。ひずみの初期値は凝結の始発時間とした。

表－1 測定要因と測定ケース

要因 / 記号*1	水結合材比 (%)	単位水量 (kg/m^3)	結合材種類		養生条件	養生温度 (℃)	対象 Fc*2 (N/mm^2)
			ｾﾒﾝﾄ	混和材			
19LHSF160A	19	160	高ﾋﾞｰﾗｲﾄ系低熱ｾﾒﾝﾄ	ｼﾘｶﾌｭｰﾑ内割10%	封かん	20	100
22LHSF145A	22	145					
22LHSF160A		160					
22LHSF180A		180					
25LHSF160A	25	160					80
22LH160A	22	160		ナシ			100
28LH160A	28	160					60
19LHSF160D	19	160		ｼﾘｶﾌｭｰﾑ内割10%	気中		100
22LHSF145D	22	145					
22LHSF160D		160					
22LHSF180D		180					
25LHSF160D	25	160					80
28LH160D	28	160		ナシ			60
28OP160A	28	160	普通ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄ	ナシ	封かん		60
34OP170A	34	170					48
40OP170A	40	170					42
28OP160D	28	160			気中		60
34OP170D	34	170					48
22LHSF160A40	22	160	高ﾋﾞｰﾗｲﾄ系低熱ｾﾒﾝﾄ	ｼﾘｶﾌｭｰﾑ内割10%	封かん	40	100
22LHSF160A60						60	
28LH160A60	28	160		ナシ			60
28OP160A60	28	160	普通ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄ				
34OP170A60	34	170					48

注)*1:記号の意味は次のとおり
22 LHSF 160 A 40
- 40：養生温度(20℃の場合は無記号)
- A：養生条件(A:封かん,D:気中)
- 160：単位水量
- LHSF：結合材種類(LHSF:低熱+ｼﾘｶﾌｭｰﾑ,LH:低熱,OP:普通ﾎﾟ)
- 22：水結合材比

*2:設計規準強度

*建築研究室 **本社建築部

3. 自己収縮ひずみの既往の予測式

自己収縮ひずみの予測式としては，式(1)に示す田澤宮澤式[1]が提案されている。

$$ {}_a\varepsilon = \gamma \cdot {}_a\varepsilon_\infty \{1-exp(-a\cdot t^b)\} \quad (1)$$

$$ {}_a\varepsilon_\infty = 3070exp(-7.2(W/B)) \quad (1.1)$$

ここに， γ ：結合材の種類の影響を表す係数（普通ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄの場合 γ=1.0）
$_a\varepsilon$ ：自己収縮ひずみ
$_a\varepsilon_\infty$：自己収縮ひずみの終局値
W/B ：水結合材比
t ：凝結始発後からの材齢(日)
a , b ：定数

定数 a 、 b を**表－３**に、 γ を**表－４**に示す。式(1)では、式(1.1)の水結合材比を変数として求められる自己収縮ひずみの終局値を用いて、定数 a 、 b で自己収縮ひずみの発生過程を表している。また、結合材の種類による影響は係数 γ で表し、普通ポルトランドセメントの終局ひずみを１とし、それ以外の結合材は普通ポルトランドセメントに対しての比で表している。

4. 自己収縮ひずみの測定結果

自己収縮ひずみの測定結果の一例を**図－１(1)、(2)**に示す。**図－１(1)**に示すように、水結合材比が小さいほど自己収縮ひずみは大きく、高ビーライト系低熱セメントを用いた場合の自己収縮ひずみは、普通ポルトランドセメントを用いた場合よりも小さい。しかし、**図－１(2)**に示すように、高ビーライト系低熱セメントにシリカフュームを混和すると混和しない場合より自己収縮ひずみは大きくなる。また、同一水結合材比においては、単位水量が多いほど、すなわち、単位結合材量が多いほど終局ひずみは大きい傾向にあった。

5. 収縮ひずみの予測式の検討

5.1 使用材料・調合の影響

a. 自己収縮ひずみの終局値

図－２に終局ひずみと単位結合材量の逆数（以下、単位結合材比と称す）との関係を示す。式(1.1)では終局ひずみを水結合材比の関数として表しているが、今回の実験結果では、同一水結合材比において単位結合材量の影響がみられることから、終局ひずみを単位結合材量との関係で示した。終局ひずみの値は、ひずみ（ ε ）と単位時間あたりのひずみ増分（ $\Delta\varepsilon/\Delta t$ ）との関係から、ひずみ増分が０となる点の値とした。

図－２から単位結合材量が多いほど終局ひずみも大きいことがわかるが、単位結合材量が同じでも、結合材の種類により終局ひずみの値も異なっている。そのため終局ひずみの値は結合材の種類別に求める必要がある。

表－２　コンクリートの使用材料

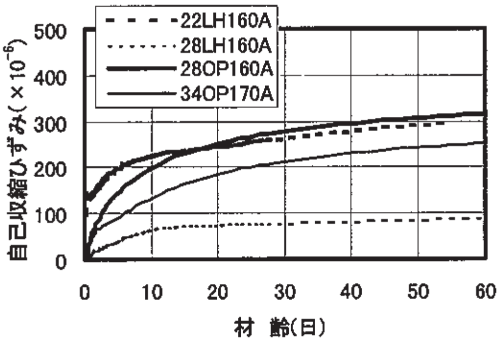
ｾﾒﾝﾄ	高ﾋﾞｰﾗｲﾄ系低熱ｾﾒﾝﾄ 密度:3.20，ﾌﾞﾚｰﾝ値:4120cm²/g
	普通ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄ 密度:3.16，ﾌﾞﾚｰﾝ値:3460cm²/g
細骨材	鬼怒川産川砂 表乾密度：2.58，吸水率：2.64%
粗骨材	岩瀬産硬質砂岩砕石（最大骨材寸法 20mm） 表乾密度：2.64，吸水率：0.734%， 実積率：63.5%
ｼﾘｶﾌｭｰﾑ	ｽﾗﾘｰﾀｲﾌﾟのｼﾘｶﾌｭｰﾑ　濃度:50%，密度:1.39 ｽﾗﾘｰ中のｼﾘｶﾌｭｰﾑ成分 密度:2.20,ﾌﾞﾚｰﾝ値:18.5m²/g，SiO_2:93.4%
混和剤	ﾎﾟﾘｶﾙﾎﾞﾝ酸系高性能 AE 減水剤　密度:1.045

表－３　定数 a, b の値

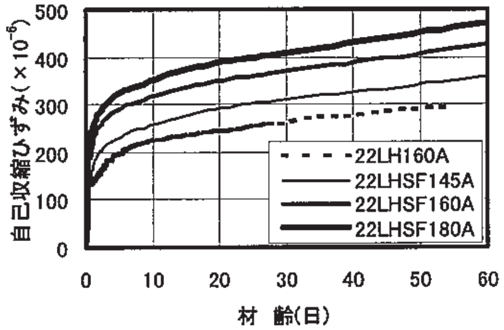
W/B(%)	a	b
20	1.2	0.4
23	1.5	0.4
30	0.6	0.5
40	0.1	0.7
50	0.01	1.0

表－４　係数 γ の値

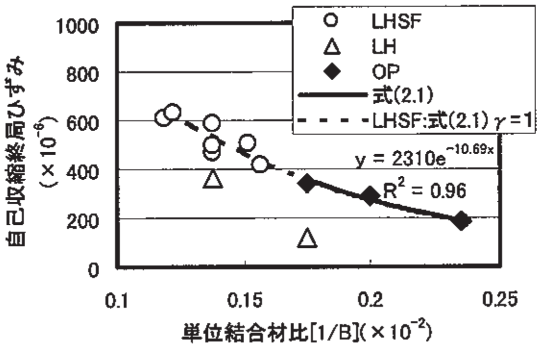
W/B (%)	ｾﾒﾝﾄ種類		
	普通	中庸熱	高ﾋﾞｰﾗｲﾄ系
23	1.0	0.84	0.61
30	1.0	0.37	0.30



図－１(1)　終局ひずみと水結合材比の関係



図－１(2)　終局ひずみと単位結合材比の関係



図－２　終局ひずみと単位結合材比の関係

普通ポルトランドセメントの実験データから単位結合材量を変数とした終局ひずみの回帰式（式(2.1)）を求めた。**図－２**中に式(2.1)を実線で示す。回帰式は式(1.1)と同様に指数関数で表し、結合材の種類の影響を表す係数γは終局ひずみ $_a\varepsilon_\infty$に含めた。そのため、式(1)の自己収縮ひずみの予測式を式(2)に修正した。

$$_a\varepsilon = {}_a\varepsilon_\infty\{1 - exp(-a\cdot t^b)\} \quad (2)$$

$$_a\varepsilon_\infty = \gamma 2310 exp(-1069/B) \quad (2.1)$$

ここに、γ ：結合材の種類の影響を表す係数
（普通ポルトランドセメントの場合 γ=1.0）
B：単位結合材量(kg/m^3)

図－２の高ビーライト系低熱セメントにシリカフュームを用いた終局ひずみのデータ上に、$\gamma=1$を代入した式(2.1)を破線で示す。高ビーライト系低熱セメントにシリカフュームを混合した場合の単位結合材比と終局ひずみの関係は、普通ポルトランドセメントでの両者の関係式でほぼ表すことができると考えられる。高ビーライト系低熱セメントにシリカフュームを混合した場合、γは１とすればよい。

高ビーライト系低熱セメントのみを用いた場合は、普通ポルトランドセメントを用いた場合よりも終局ひずみは小さい。実験の結果、**表－５**に示すように、水結合材比 28%においては高ビーライト系低熱セメントの終局ひずみは普通ポルトランドセメントの 0.34 倍であり、水結合材比 22%においては 0.62 倍であった。**表－５**以外の単位結合材比に対してのγは特定できないが、線形補間により推定値が得られると考えられる。

表－５　高ビーライト系低熱セメントを使用した場合のγ

W/B(%)	1/B	γ
22	0.1375×10^{-2}	0.62
28	0.175×10^{-2}	0.34

b．定数 a と b

式(1)の定数 a 、 bは**表－３**に示すように水結合材比に応じて数値が示されているものの、水結合材比との関係式では表されていない。本実験で得られた自己収縮ひずみデータを式(2)で最も良く近似するよう、定数 a 、 bを各実験データ毎に求めた。定数 a 、 bの算出結果を、定数 aは単位結合材比との関係で、定数 bは単位結合材量との関係で、**図－３、４**に示す。これらの図から、定数 a 、 bは結合材量との関係で表すことができると考えられ、それぞれ式(3)、(4)に示す結合材量を変数とした指数関数で表した。なお、定数 a 、 bには結合材の種類による影響はあまりみられない。

$$a = 1.42 exp(-934(1/B)) \quad (3)$$

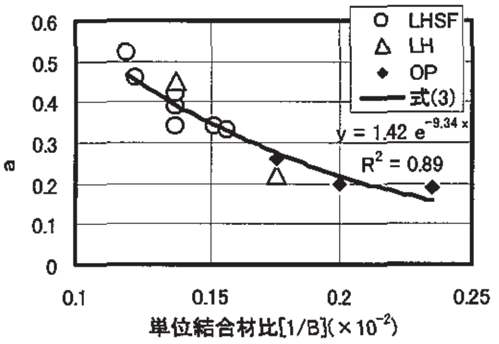
$$b = 1.53 exp(-0.0021*B) \quad (4)$$

c．予測式の適合性

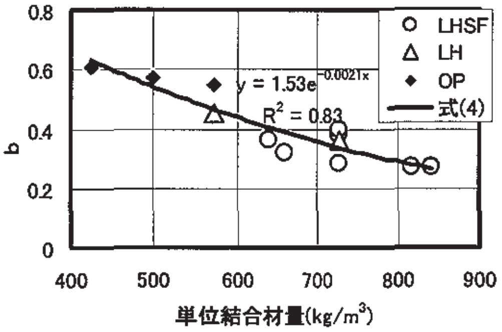
自己収縮ひずみの実験結果と、式(2)～(4)による予測値の比較例を**図－５(1)、(2)**中の細線と太線で示す。予測値はおおよそ実験データを表していると考えられるものの、ごく初期材齢におけるひずみの発生過程は実験値とやや異なる。ごく初期材齢の自己収縮ひずみの応力を検討する場合は、ごく初期材齢においても実験値と適合することが望ましい。ごく初期材齢では、ある時間が経過する間でひずみの進行が小さいことから、式(5)によりその過程を表すこととした。

$$_a\varepsilon = {}_a\varepsilon_\infty\{1 - exp(-a\cdot(t-t_0)^b)\} \quad (5)$$

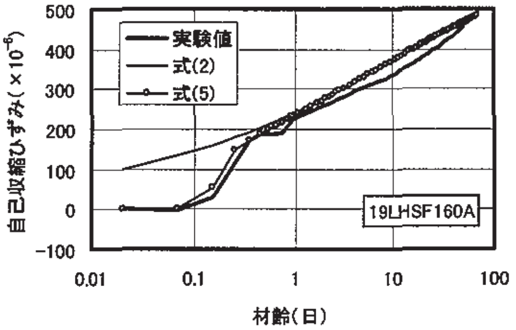
ここに、t_0：実験定数



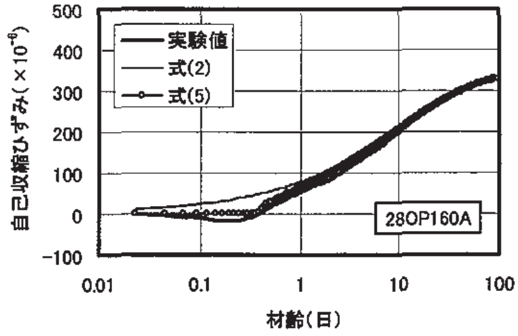
図－３　定数 a と単位結合材量比の関係



図－４　定数 b と単位結合材量の関係



あ図－５(1)　自己収縮ひずみの測定結果と予測ひず



図－５(2)　自己収縮ひずみの測定結果と予測ひずみ

式(5)で求めた予測値と実験値との比較例を**図－５**(1)、(2)中に示す。式(5)によって初期材齢からのひずみの発生過程の適合性を向上することができる。各実験データにおけるt_0の算出結果を、単位結合材比との関係で**図－６**に示す。単位結合材比が大きいほどt_0も大きくなる傾向がみられる。ここでは、t_0を単位結合材比との関係で式(6)で近似した。

$$t_0 = 323/B - 0.315 \qquad (6)$$

5.2 乾燥の影響

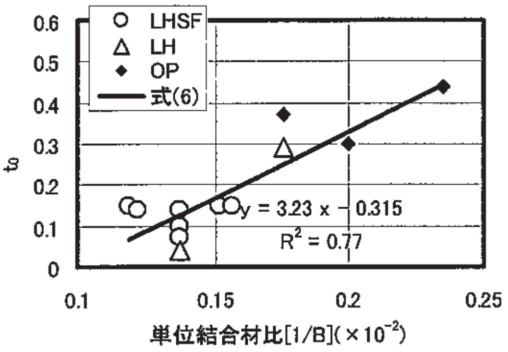
a．乾燥収縮と自己収縮の関係

封かん養生と気中養生における収縮ひずみの比較例を**図－７**に示す。気中養生では乾燥の影響を受けるため、封かん養生よりも収縮ひずみが大きい。

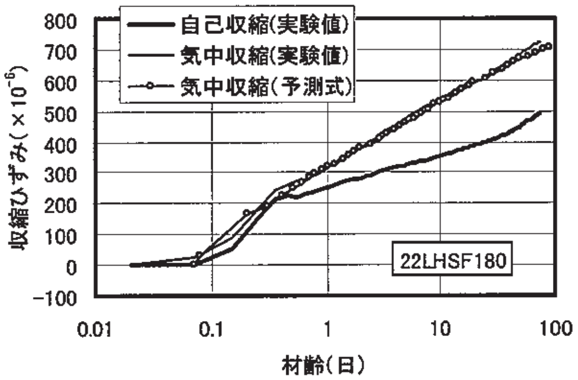
気中養生における収縮ひずみ（以下気中収縮ひずみと称す）の終局値と水結合材比との関係を**図－８**に、結合材および単位水量別に示す。水結合材比 19～34%の範囲では、水結合材比が大きいほど気中収縮ひずみはやや小さくなる傾向がある。

気中収縮ひずみに占める自己収縮ひずみの割合と、水結合材比の関係を**図－９**に、自己収縮ひずみの終局値との関係を**図－10** に示す。気中養生における収縮ひずみは、自己収縮と乾燥収縮により生じていると考えられるが、気中養生の収縮ひずみに含まれる自己収縮ひずみと、封かん養生の自己収縮ひずみが同一であるかについては明らかでない。ここでは気中養生と封かん養生の自己収縮ひずみは同じと仮定し、気中収縮ひずみに占める自己収縮ひずみの割合は、同一調合の封かん養生の自己収縮ひずみを気中養生における収縮ひずみで除し求めた。

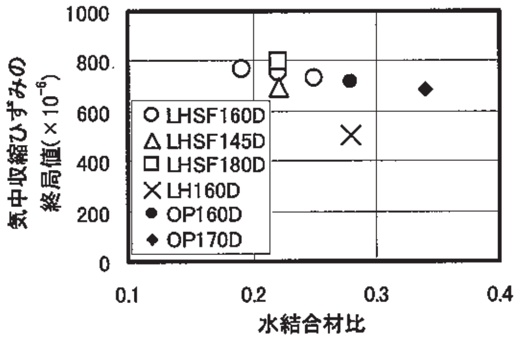
図－９に示すように、気中収縮ひずみに占める自己収縮ひずみの割合は、水結合材比が小さいほど大きい。低水結合材比においては、コンクリート中の水分の多くはセメントとの水和反応に消費され、そのため自己収縮ひずみが大きく、またコンクリートが緻密であるため水分の逸散が少ないことが考えられる。水結合材比 17%程度で収縮ひずみのほとんどが自己収縮ひずみであるとの報告もある[1)]。



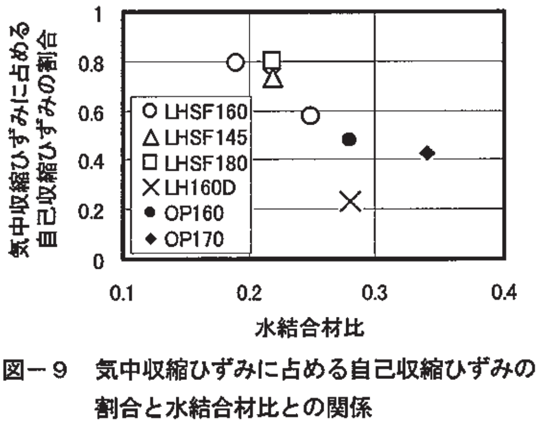
図－６　t_0と単位結合材比の関係



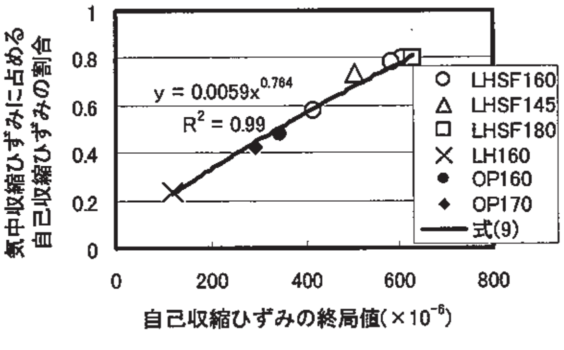
図－７　封かん養生と気中養生の収縮ひずみの比較例



図－８　水結合材比と気中収縮ひずみの終局値との関係



図－９　気中収縮ひずみに占める自己収縮ひずみの割合と水結合材比との関係



図－10　気中収縮ひずみに占める自己収縮ひずみの割合と自己収縮ひずみの終局値との関係

また、図－10 に示すように、自己収縮ひずみが大きいほど気中収縮ひずみに占める自己収縮ひずみの割合も大きい。

b．収縮ひずみの予測

終局ひずみは自己収縮と乾燥収縮の重ね合わせが成り立つと仮定し、乾燥を考慮した収縮ひずみの予測には、式(5)に基づいた式(7)を用いた。

$$\varepsilon=\varepsilon_{\infty}\{1-exp(-a\cdot(t-t_0)^{b})\} \quad (7)$$

$$\varepsilon_{\infty}={}_{a}\varepsilon_{\infty}+{}_{d}\varepsilon_{\infty}$$

ここに、${}_{a}\varepsilon_{\infty}$：自己収縮によるひずみ

${}_{d}\varepsilon_{\infty}$：乾燥による収縮ひずみ

乾燥による収縮ひずみは、図－10 に示す自己収縮ひずみの終局値と気中収縮ひずみに占める自己収縮ひずみの割合の関係から、式(8)および式(9)より求めた。

$${}_{d}\varepsilon_{\infty}={}_{a}\varepsilon_{\infty}(1/R_{\varepsilon}-1) \quad (8)$$

$$R_{\varepsilon}=0.0059\cdot{}_{a}\varepsilon_{\infty}^{0.764} \quad (9)$$

ここに、R_{ε}：気中収縮ひずみに占める自己収縮ひずみの割合

自己収縮ひずみの予測に用いた定数 a、b を、乾燥を考慮した収縮ひずみの予測に適用した場合、その予測ひずみの発生傾向は実験値と異なった。そのため、気中ひずみのデータから定数 a'、b' を新たに求めた。自己収縮ひずみの予測に用いた定数 a、b と気中収縮ひずみのデータから求めた定数 a'、b' との関係を図－11、12 にそれぞれ示す。定数 a'、b' の値は、それぞれ定数 a、b の値よりやや大きく、式(10)、(11)に示す関係で表した。

$$a'=a+0.1 \quad (10)$$

$$b'=b+0.05 \quad (11)$$

ここに、a', b'：乾燥を考慮した場合の定数

a, b：自己収縮条件での定数

c．実験値と予測値の比較

式(7)～(11)により求めた収縮ひずみの予測値の一例を図－7 中に示す。予測値は実験値をおおよそ表していると考えられる。本実験では、乾燥開始材齢 1 日について収縮ひずみの測定を行い、それに基づき収縮ひずみの予測を行っている。そのため、予測適用条件としては、乾燥開始材齢は 1 日である。

5.3 養生温度の影響

養生温度を要因とした自己収縮ひずみの測定結果の一例を図－13(1)～(2)に示す。養生温度の違いについて検討するため、材齢は、CEB-FIP MC90 の式(12)[1]を用いて有効材齢で表した。

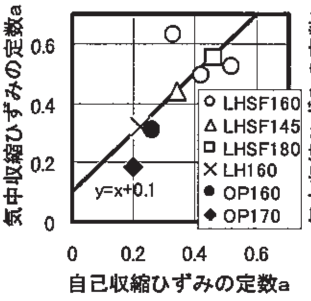
$$t=\sum_{i=1}^{n}\Delta t_i\cdot exp\left[13.65-\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)/T_0}\right] \quad (12)$$

ここに、t：有効材齢(日)

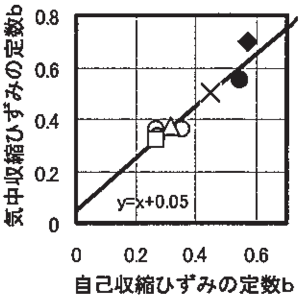
Δt_i：温度が T(℃)である期間の日数

T：温度(℃)

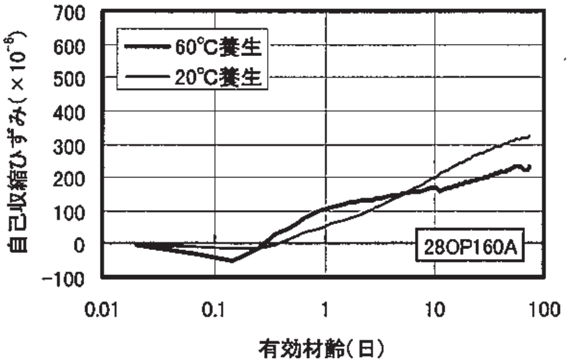
T_0＝ 1 ℃



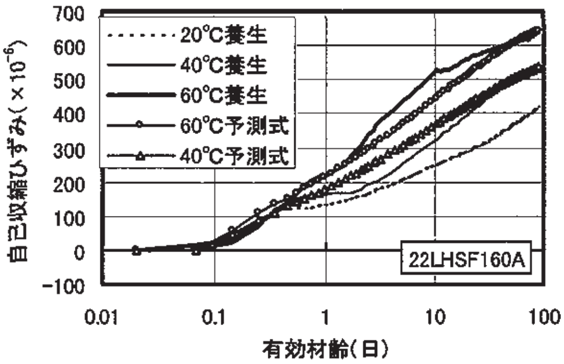
図－11 自己と気中収縮ひずみにおける定数 a の関係



図－12 自己と気中収縮ひずみにおける定数 b の関係



図－13(1) 養生温度を要因とした自己収縮ひずみの測定結果



図－13(2) 養生温度を要因とした自己収縮ひずみの測定結果

普通ポルトランドセメントを使用した場合、水結合材比 28%における 60℃養生の自己収縮ひずみは、同一材齢においては 20℃養生のひずみより大きいが、図－13(1)に示すように同一有効材齢においては、20℃養生のひずみとおおむね同じであると考えられる。水結合材比 34%の 60℃養生の自己収縮ひずみにおいても、水結合材比 28%と同様に有効材齢に対しては 20℃養生のひずみの発生傾向とおおむね同じであった。普通ポルトランドセメントを使用した場合、養生温度が変化しても、有効材齢を用いて 20℃養生の予測式で、自己収縮ひずみを求めることが可能であると考えられる。

高ビーライト系低熱セメントを使用した場合、**図－13(2)**に示すように、水結合材比 22%においては同一有効材齢でも、養生温度が高いほど終局ひずみは大きい。20℃養生の終局ひずみは 470×10^{-6}、60℃養生の終局ひずみは 714×10^{-6} で、1℃あたり約 6.1×10^{-6} の増分であった。水結合材比 28%においては、22%よりも養生温度の影響は小さく、20℃養生の終局ひずみは 118×10^{-6}、60℃養生の終局ひずみは 242×10^{-6} で、1℃あたり約 3.1×10^{-6} の増分であった。

高ビーライト系低熱セメントを使用した場合、養生温度が変化した場合の自己収縮ひずみの終局値は、式(13)に示すように、20℃養生における終局ひずみに養生温度に応じた終局ひずみの増分を累加して求めることとした。養生温度に応じた増分ひずみは、式(13.1)に示すように、1℃あたりの増分ひずみに 20℃からの上昇温度を乗じ求めた。1℃あたりの増分ひずみは、水結合材比 22%と 28%の1℃あたりの増分ひずみを線形補間し、単位結合材量を変数として式(13.2)で表した。

$${}_a\varepsilon_\infty' = {}_a\varepsilon_\infty + {}_a\varepsilon_T \qquad (13)$$

$${}_a\varepsilon_T = {}_a\varepsilon_T'(T-20) \qquad (13.1)$$

$${}_a\varepsilon_T' = 0.0192*B-7.9 \qquad (13.2)$$

ここに、${}_a\varepsilon_\infty'$：養生温度を考慮にた自己収縮ひずみの終局値

${}_a\varepsilon_T$　：養生温度に応じた増分ひずみ

${}_a\varepsilon_T'$：1℃あたりの増分ひずみ

T　：養生温度(℃)

式(13)を用いた水結合材比 22%の養生温度 40℃と 60℃の自己収縮ひずみの予測値を**図－13(2)**に示す。この予測式で実験値をおおよそ表すことができると考えられる。

6．まとめ

本実験で得られた自己収縮ひずみの特性と収縮ひずみの予測について以下にまとめる。

i．自己収縮ひずみは結合材量が多いほど大きい

ii．高ビーライト系低熱セメントを用いた方が普通ポルトランドセメントを用いた場合よりも自己収縮ひずみは小さいが、シリカフュームを混和すると自己収縮ひずみは大きくなる

iii．乾燥条件下の収縮ひずみにおける自己収縮ひずみの割合は、水結合材比が小さいほど大きい

iv．高ビーライト系低熱セメントを用いた水結合材比 28%以下におけるコンクリートの自己収縮ひずみは、養生温度に依存し、養生温度が高いほど自己収縮ひずみは大きい

v．実験結果に基づき収縮ひずみの予測式を提案した

予測式

$$\varepsilon = \varepsilon_\infty\{1-exp(-a\cdot(t-t_0)^b)\}$$

$$\varepsilon_\infty = ({}_a\varepsilon_\infty + {}_a\varepsilon_T) + {}_d\varepsilon_\infty$$

ここに、${}_a\varepsilon_\infty$：結合材に応じた自己収縮ひずみの終局値、式(2.1)

式(2.1)における γ

普通ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄの場合 $\gamma=1$

高ﾋﾞｰﾗｲﾄ系低熱ｾﾒﾝﾄとｼﾘｶﾌｭｰﾑの場合 $\gamma=1$

高ﾋﾞｰﾗｲﾄ系低熱ｾﾒﾝﾄの場合**表－5**

${}_a\varepsilon_T$：養生温度に応じた増分ひずみ、水結合材比 28%以下の場合式(13.1)

それ以外 ${}_a\varepsilon_T=0$

${}_d\varepsilon_\infty$：乾燥による収縮ひずみ、式(7)

t　：有効材齢(日)

a，b，t_0：実験定数

a，b：自己収縮を対象とする場合式(3)、(4)

乾燥収縮を考慮する場合式(10)、(11)

t_0：式(6)

適用条件：水結合材比、19～34%

結合材種類、19～28%高ﾋﾞｰﾗｲﾄ系低熱ｾﾒﾝﾄとｼﾘｶﾌｭｰﾑ

28～34%普通ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄ

乾燥条件、相対湿度 60%程度

乾燥開始材齢 1 日

養生温度、20～60℃程度

7．あとがき

本報では、48～100N/mm² 級高強度コンクリートの収縮ひずみの特性について実験的検討を行い、収縮ひずみの予測式を提案した。収縮応力を予測するためには収縮ひずみの予測の他、コンクリートの物性として若材齢からのクリープひずみや、ヤング係数の予測も必要である。これらについても実験的検討を行っており、その結果や実験結果に基づいた収縮応力の予測方法については次の機会に報告したい。

本研究の遂行にあたっては、宇都宮大学の桝田佳寛教授、中村成春助手にご指導をいただいた。また、同大学の萩原伸治氏にはご協力をいただいた。ここに記して謝意を表する。

【参考文献】

1)「自己収縮研究委員会報告書」、日本ｺﾝｸﾘｰﾄ工学協会、1996

2)今本啓一他、「超高強度鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ架構試験体に生じたひび割れに関する一検討」、日本建築学会構造系論文集、No.495、pp.1～8、1997.5

側路伝搬音の予測手法に関する研究
－その１　窓からの廻り込み音の予測手法－

稲留康一*　飛松幸彦*

１．はじめに

集合住宅などの隣接した２住戸間の遮音設計を行う場合、界壁の遮音性能のみに着目した検討が一般的になされてきた。しかし、遮音性能の高い界壁を使用した場合、期待していた性能が得られないといった問題が発生することが多い。これは、２住戸間の音の伝搬経路として、窓からの廻り込みや外壁固体音などの界壁以外の経路があるためであり、この伝搬音（側路伝搬音）の影響が大きいことに起因している。界壁のみによって決まる２住戸間の遮音性能を低下させないようにするためには、遮音設計時において、これらの側路伝搬音に対する十分な検討が必要である。

ＲＣ造の集合住宅では、側路伝搬音の中でも窓からの廻り込み音の影響が顕著に現れることが多い。この窓からの廻り込み音については、木村[1]らによる 1/10 縮尺模型を用いた研究事例があるが、実大スケールで詳細に研究された事例は少ない。また近年では、室間に要求される遮音性能が高度化していることから、この経路からの伝搬音に対する実用的な予測手法が求められている。

そこで本研究では、集合住宅に設置されるバルコニーの影響を含めた窓からの廻り込み音に関する実用的な予測手法について、実大模型による実験的検討を行ったので、その結果について報告する。

２．実験の概要

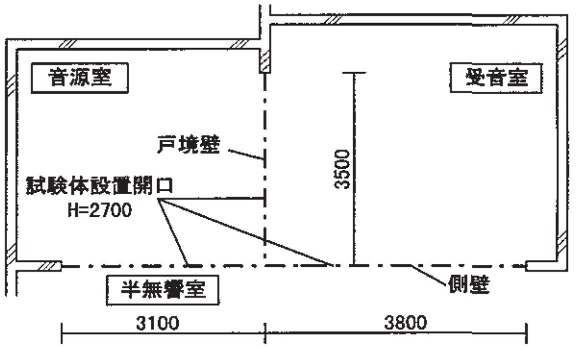
実験は、当社音響実験施設内の側路伝搬音実験室[2]にて行った。実験室の概要を**図－１**に示す。この実験室は、界壁を含めT字型に試験体を設置できる開口を有しており、ここに一般的な集合住宅におけるバルコニーの実大模型を製作した。試験体の概要を**図－２**に示す。試験体には、バルコニーの戸境部に設けられる隔て板を、２室間の境界部分に**図－３**示すような８タイプ設けた。また、２室間の境界部に構造柱（□750×750）があることを想定した場合についても検討を行った。

試験体の材質は、壁、手摺り、柱を、石こうボード 21 ㎜の積層貼り（中空部にはグラスウール充填）とし、軒天は、石こうボード 12 ㎜厚を軽量鉄骨下地材に取り付けて設置した。窓や隔て板については、フレキシブルボード３㎜厚とした。なお、受音室内はグラスウール貼りとし、吸音性を高めている。

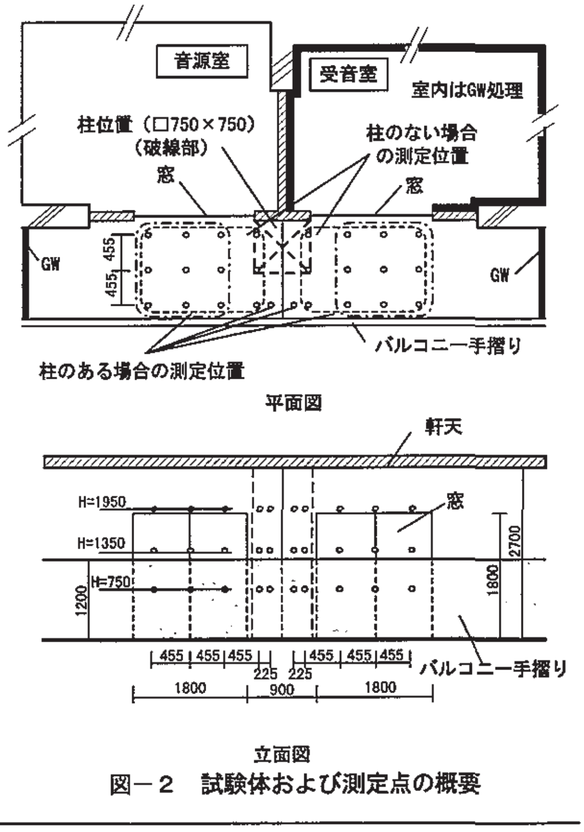
３．実験結果

3.1 バルコニー内の伝搬

音源室内でピンクノイズ（100～5kHz 帯域）を発音し、

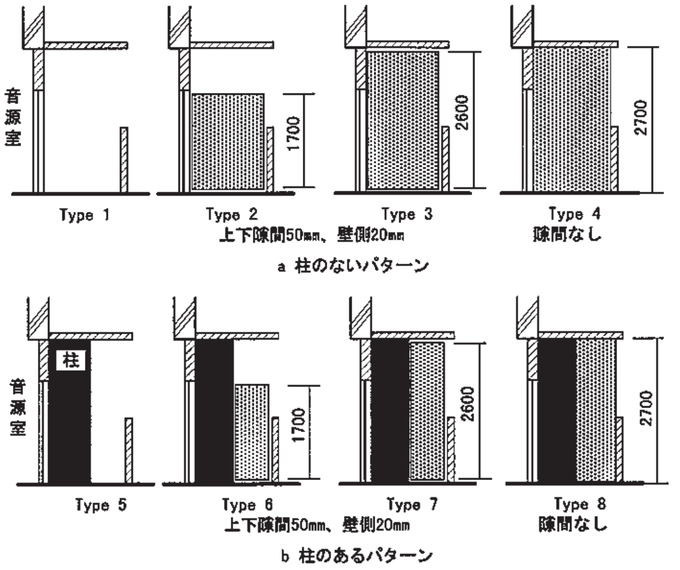


図－１　側路伝搬音実験室の概要

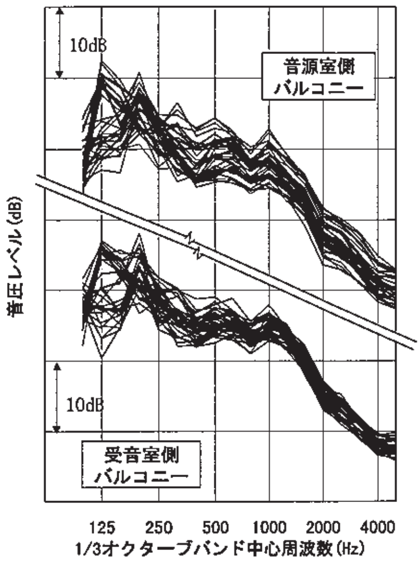


図－２　試験体および測定点の概要

*環境研究室



図－3　2室間の境界面仕様（隔て板）



図－4　バルコニー内の音圧レベル測定例

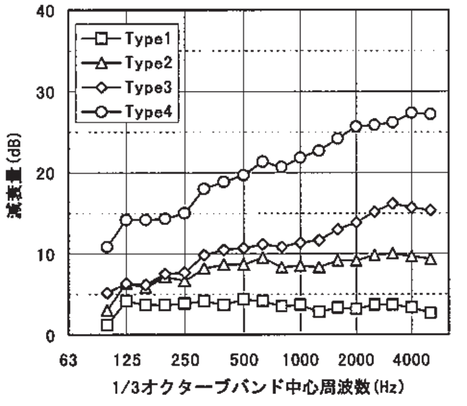
図－2に示した測定点において音圧レベルを測定した。２室間の境界面仕様 Type ２（**図－3**）における各測定点における音圧レベル測定結果の一例を**図－4**に示す。これをみると、音源室側バルコニー内では、全周波数帯域にわたって 10dB 程度の差が見られるが、受音室バルコニー内では、低域では大きくばらついているものの、中・高音域では３～５dB 程度と幅となっており、各測定点間におけるばらつきは比較的小さいことがわかる。そこで、２室間の境界面（隔て板部）で音源側、受音側にバルコニーを空間分割し、その空間内の各測定点における音圧レベル測定値のエネルギ平均値を算出し、両者の差を求める、これをバルコニー内での減衰量とした。その結果を**図－5**、**図－6**に示す。これらの結果をみると、住戸間に設置した隔て板の隙間の違いが明確に現れており、隣室への音の伝搬に差がある。当然のことながら、隔て板周囲の隙間が少ないほうが減衰は大きい。隔て板を設置していない Type１の場合でも、３～４dB 程度の減衰量が見られる。

つぎに、柱の有無に着目すると、柱がある場合のほうが減衰量は大きい。隔て板のない場合（Type ５）でも 10dB 以上の減衰量があり、柱の有無によりバルコニー内の減衰量が大きく異なることがわかる。

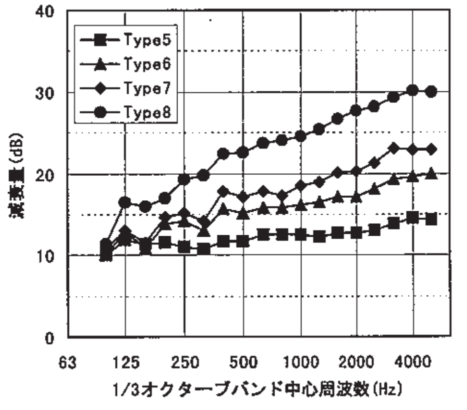
3.2 バルコニー外側の伝搬

3.1 に示した減衰量は、バルコニー内を伝搬する経路（隔て板を透過する経路）とバルコニーの外側を伝搬する経路（隔て板を回折する経路）の両方が含まれている。そこで、バルコニー外側の廻り込み音に関する基本的な傾向を把握するため、**図－7**に示すような試験体を製作して実験を行った。実験試験体の諸元（開口面積および開口間隔）を**表－1**に示す。

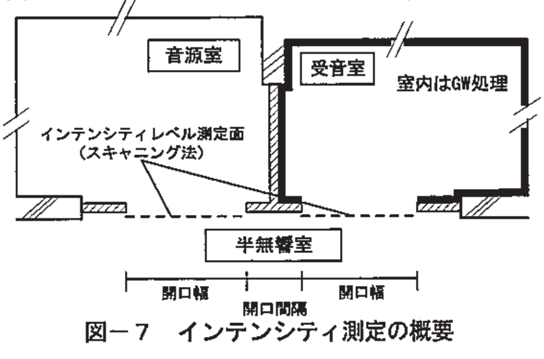
実験は、**表－1**に示した各条件について、**図－7**に示す測定位置でインテンシティ法（スキャニング法：32 秒間）による、①音源室開口から放射される放射パワー



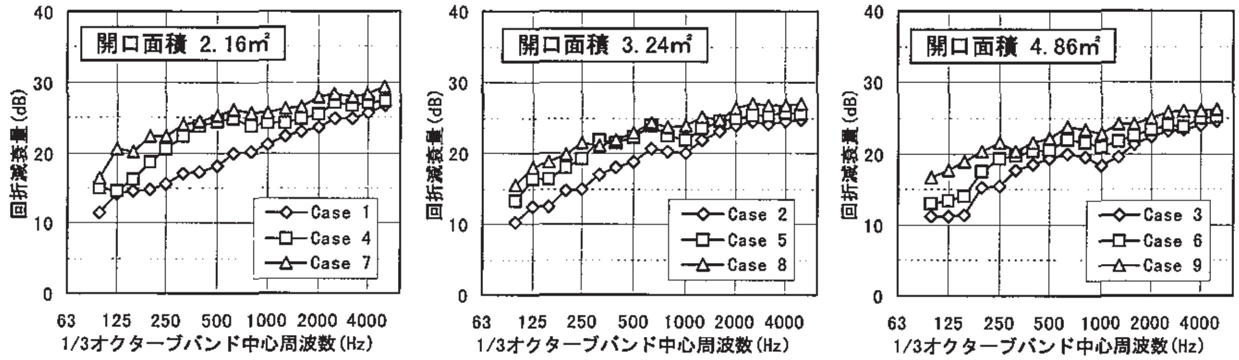
図－5　バルコニー内の減衰量測定結果（柱なし）



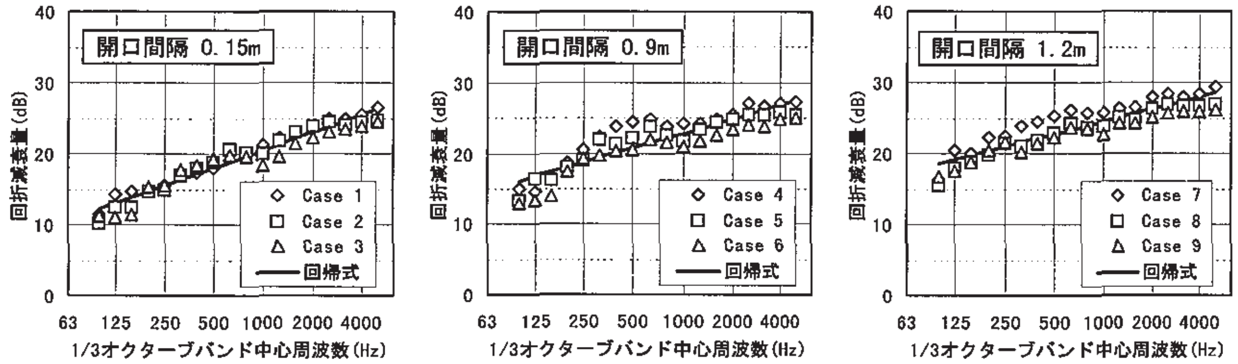
図－6　バルコニー内の減衰量測定結果（柱あり）



図－7　インテンシティ測定の概要



図－8　開口間隔が回折減衰量に与える影響



図－9　開口面積が回折減衰量に与える影響

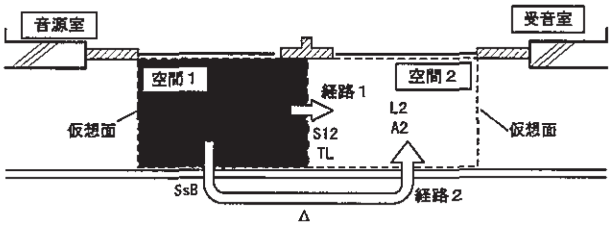
表－1　開口間隔および開口面積

	開口間隔(m)	開口面積（㎡）	開口幅(m)	開口高さ(m)
Case 1	0.15	2.16	1.8	1.2
Case 2		3.24	1.8	1.8
Case 3		4.86	1.8	2.7
Case 4	0.9	2.16	1.8	1.2
Case 5		3.24	1.8	1.8
Case 6		4.86	1.8	2.7
Case 7	1.2	2.16	1.8	1.2
Case 8		3.24	1.8	1.8
Case 9		4.86	1.8	2.7

レベル、②受音室開口から入射してくる入射パワーレベルを求めた。放射パワーレベルと入射パワーレベルの差を、音源室から受音室に至る回折減衰量とした。その結果を**図－8**、**図－9**に示す。

図－8の結果をみると、開口間隔が増加するに従い、回折減衰量も増加していく傾向がみられる。特にこの傾向は低い周波数領域で顕著であり、全体に一般的な回折現象の傾向と同様な結果を示している。しかし、**図－9**の結果では、開口間隔が同じ場合には、開口面積が増加しても減衰量には差がそれほど生じていない。この結果から、バルコニー外側を廻り込んでくる経路に対しては、開口間隔の影響が大きいといえる。

図－9の開口間隔 0.15mにおける減衰量と、**図－5**および**図－6**に示したバルコニー内での減衰量を比較してみると、隔て板の仕様が Type 1～3、Type 5～7の時の減衰量より、本節で示した減衰量のほうが小さいことがわかる。この結果から、隔て板の周囲に大きな隙間が



図－10　バルコニー内の伝搬経路

あるような仕様では、バルコニー外側を伝搬してくる経路の影響をほとんど無視できるものと考えられる。

4．窓からの廻り込み音予測手法

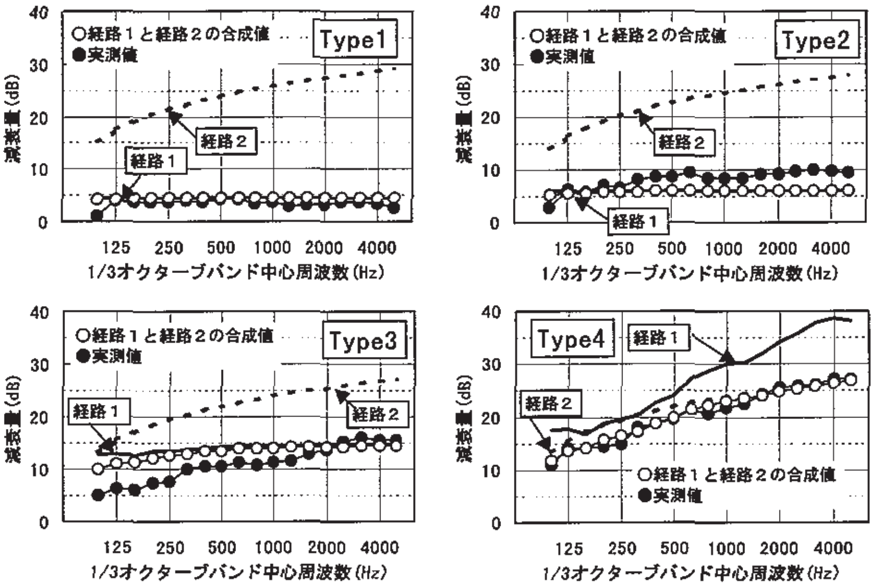
図－5および**図－6**の結果から、バルコニー内に柱がない場合とある場合では減衰量が異なるため、それら各々についてバルコニー内での減衰量に関する予測手法について検討を行った。

4.1 柱のない場合

バルコニー内の音の伝搬経路を**図－10** に示すように仮定して、図中に示した経路１（隔て板を透過する経路）、経路２（バルコニー外側を伝搬する経路）に対する予測手法を検討した。

図－２に示した音源側バルコニー内および受音側バルコニー内の各測定点における音圧レベルの差がそれほど大きなものではないため、バルコニー内を隔て板を境界面とした空間１と空間２に分割し、各空間内を拡散音場と仮定した。

まず、経路１の計算は、音源室の窓からバルコニー



図－11　実測値と計算値の減衰量比較（柱がない場合）

に放射されるパワーレベルを音源室内の平均音圧レベルと窓の音響透過損失から(1)式により求める。その窓からの放射パワーレベルから、空間１における平均音圧レベルを求める（(2)式)。なお、このとき、空間１内の等価吸音面積は、壁、窓、手摺り、床、天井、隔て板を全反射と想定し、図中に示した仮想面および手摺り上部の開口を全吸音として求める。次に、境界面の音響透過損失を隔て板と周囲の隙間の影響を含んだ総合透過損失として求め、(3)式により空間２での平均音圧レベル $L2'$ を求める。空間２の等価吸音面積 $A2$ は、空間１と同様、手摺り上部の開口部分の全吸音、他の部分を全反射として計算した。

$PWLsw=SPLs-TLsw+10\log(Sw)-6$　　…(1)

$L1=PWLsw+10\log(4/A1)$　　…(2)

$L2'=L1-TL+10\log(S_{12}/A2)$　　…(3)

ここで、$PWLsw$：音源室窓からの放射パワレベル(dB)、$TLsw$：窓の透過損失(dB)、Sw：窓の面積（㎡)、$L1$：空間１の平均音圧レベル(dB)、$A1$：空間１の等価吸音面積（㎡)、TL：境界面での総合透過損失(dB)、S_{12}：境界面の面積（㎡)

次に、経路２の計算は、空間１の平均音圧レベルから、3.2 に示した実験結果をもとに計算を行う。まず、音源側バルコニー開口部（手摺り上部の開口部）からの放射パワーレベルを(4)式により求め、3.2 に示した回折減衰値の実測値をもとに受音側バルコニーへの入射パワーレベルを算出する（(5)式)。そして、(6)式により受音側バルコニー内での音圧レベルを求める。

$PWL_{sB}=L1+10\log(S_{sB})-6$　　…(4)

$PWL_{PB}=PWL_{sB}-\Delta PWL$　　…(5)

$L2''=PWL_{PB}+10\log(4/A2)$　　…(6)

ここで、PWL_{sB}：音源室バルコニー開口部からの放射パワレベル(dB)、S_{sB}：開口面積(㎡)、PWL_{PB}：受音側バルコニーへの入射パワーレベル(dB)、ΔPWL：回折減衰量（dB)、$L2''$：空間２の平均音圧レベル（dB)

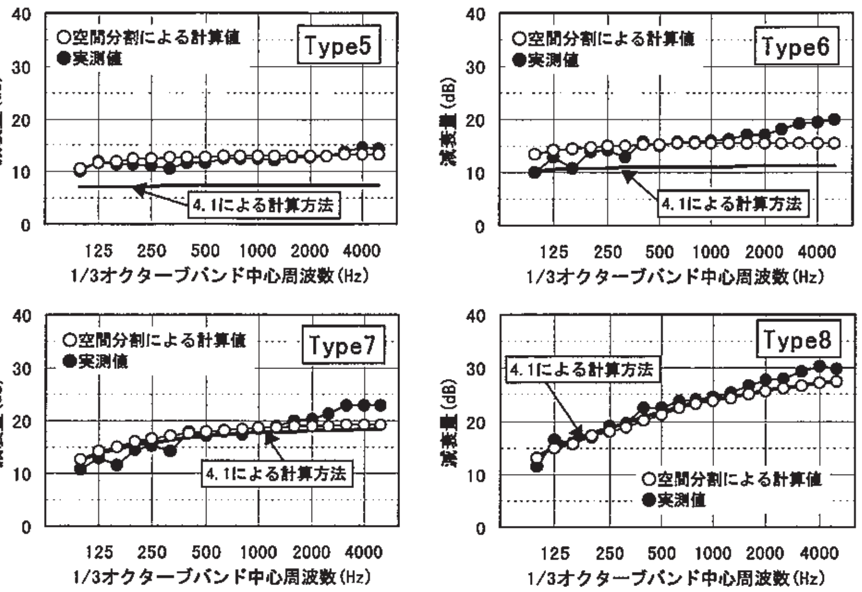
図－３に示した各条件に対する経路１および経路２の計算結果を実測値とともに**図－11** に示す。これらをみると、Type１～Type３のように、隔て板の周囲に隙間がある場合には、経路１の影響が顕著に現れており経路２の影響を考慮しなくても実測値と対応するような傾向にあるが、Type２や Type３の場合では、隔て板周囲の隙間の透過損失を０として計算しているためか、実測値との差が若干見られる。隔て板周囲に隙間のない Type ４では、経路１の影響よりも経路２の影響のほうが大きく、他の Type とは異なっている。これらの結果から、柱のない場合におけるバルコニー内の減衰量は、隔て板を境界面として空間分割することにより、容易に計算できるといえる。

柱がない場合の予測計算では、各空間の境界面（隔て板）の隙間の影響を含めた総合透過損失の見積もりかたや、回折減衰値の予測方法が今後の課題といえる。

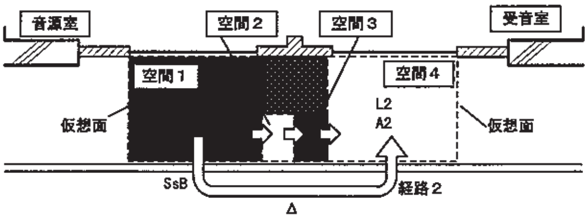
4.2 柱のある場合

柱のある場合の減衰量を 4.1 に示した方法で求めた結果を実測値とともに**図－12** に示す。Type ７および Type ８では、高音域で若干の差があるものの、比較的よく対応しているが、他のケースでは、4.1 による減衰量よりも実測値のほうが大きく、減衰量を過小評価している。これは、Type ５および Type ６では、**図－10** に示した伝搬経路の中でも経路１による影響が大きいためであると考えられ、柱がある場合には柱部分で生ずる減衰量を考慮する必要がある。

そこで、**図－13** に示すように柱部分の空間を分割し、空間１（音源側バルコニー内）から空間４（受音側バルコニー内）へと(3)式により順次計算を行った。なお、空間１と２、空間３と４の間には、音響透過損失０の仮



図－12　実測値と計算値の減衰量比較（柱がある場合）



図－13　柱がある場合の伝搬経路と空間分割方法

想面を仮定した。その結果を**図－12** 中に示す。4.1 の方法で差が生じていた Type 5および Type 6でも、本節で示した方法によれば、実測値とほぼ対応する結果となることがわかる。これらの結果から、柱のある場合には、柱凹部を分割して計算することにより実測値との対応性が得られることがわかった。

5．廊下ドアからの廻り込み音の予測

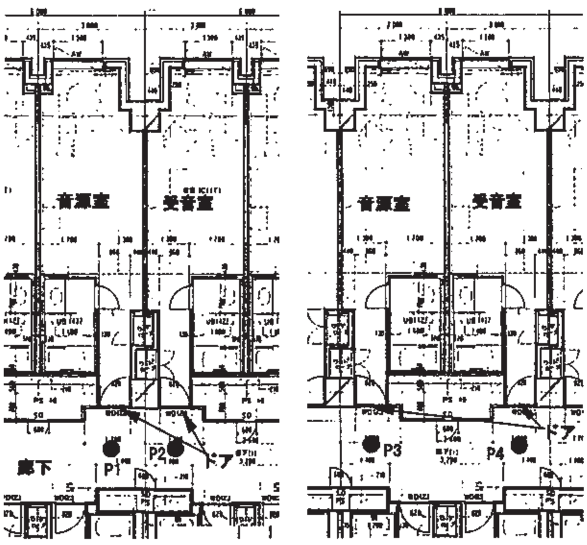
４章までは、集合住宅の窓からの廻り込み音予測手法について検討を行った。本章では、４章で示した予測手法をホテル客室間の遮音性能に影響を与えるドアからの廻り込み音の予測に適用した結果を示す。

実験対象は、ＳＲＣ造（界壁および廊下側壁は乾式壁）のホテル客室である。客室の配置パターンを**図－14** に示す。音源室と受音室のドア位置は、ａ．ドアの近接しているタイプ（ドアの中心間距離 1.8m）、ｂ．ドアの離れているタイプ（ドアの中心間距離 4.3m）の２種類であり、ａの場合では、ドアからの廻り込み音の影響が懸念された。

5.1 ドアが近接している場合の予測方法

４章で検討した方法と同様、廊下内に仮想面を設定し、空間を分割して計算を行うこととした。

ドアの近接したタイプにおける空間分割方法を**図－15** に示す。空間２（受音点P2）における音圧レベルは、まず(7)式にて空間１内での音圧レベルを求めた後、空間１から２への音圧レベルを(8)式により求めた。なお、空間１と２の間には、透過損失０の境界面を設けた。また、仮想面、境界面の吸音率は、1.0 と仮定し空間内の等価吸音面積を求めた。



a. ドアの近接しているタイプ　　b. ドアの離れているタイプ

図－14　ホテル客室の配置パターン

$$SPL1=SPLs-TL_{door}+10\log_{10}(S_{door}/A1) \quad \cdots(7)$$

$$SPL2=SPL1-TL_b+10\log_{10}(S_b/A2) \quad \cdots(8)$$

ここで、$SPLs$:音源室の平均音圧レベル(dB)、$A1$:空間１の等価吸音面積(m²)、TL_{door}:境界面の透過損失(dB)、TL_b:境界面の透過損失(dB)、S_{door}:ドア面積(m²)、S_b:境界面積(m²)、$A2$:空間２の等価吸音面積(m²)

計算結果を**図－16** に示す。P1（空間１）では、高音域で若干の差があるが、P2（空間２）では、空間１と２

の間に境界面を仮定したことにより、３ｄＢ程度、空間１に比べレベルが低下し、実測値と概ね一致した傾向を示している。しかし、P1 と P2 のように近接した位置における音圧レベルを求める際に、境界面を設定することについては、若干の問題点も残されているものと考えられる。この件については、今後の検討課題としたい。ちなみに、空間１と２の間に境界面を設定せず、１つの空間として扱い(7)式のみから計算を行ってみると、**図ー16** 中に示すように、空間分割した場合の空間１とほぼ同じ結果となっている。

5.2 ドアの離れている場合の予測方法

ドアの離れているタイプにおける空間分割方法を**図ー17** に示す。ここでも、仮想面および境界面の吸音率、透過損失などは前節と同様に設定し、空間１から４への音圧レベルを順次計算した。計算結果を**図ー18** に示す。P4（空間４）での結果では、高音域で若干の差はみられるものの実測値とほぼ一致した結果が得られており、本稿で検討した方法により、廊下内におけるドアからの廻り込み音も予測可能であるものと判断される。

６．おわりに

集合住宅の２住戸間の遮音性能に影響を与える窓からの廻り込み音について実験的な検討を行い、以下のような知見を得た。

①バルコニー内の減衰量は、２住戸間の境界面に設置される隔て板部分の隙間を含んだ総合透過損失により異なる

②境界面に構造柱がない場合とある場合では減衰量は異なり、柱があるほうが隣室への伝搬騒音の減衰量が大きい

③バルコニー外側からの廻り込み音に対する減衰量は、開口面積よりも開口間隔に依存する

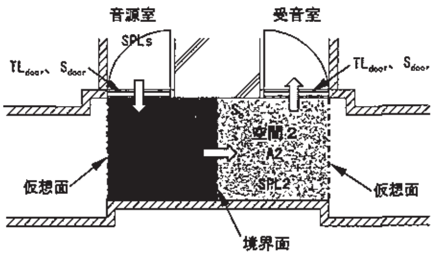
④境界面の総合透過損失が小さい場合には、バルコニー外側からの廻り込みの影響を無視できる

⑤バルコニー内を空間分割して予測する計算手法を提案し、実測値との対応性が良いことがわかった

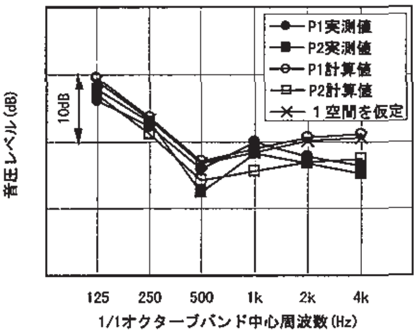
⑥空間分割する予測手法は、窓からの廻り込み音だけではなく、ホテル客室の廊下からの廻り込み音の予測にも適用が可能である

⑦空間分割したエリア内を拡散音場と仮定することには若干の問題点も残されているが、予測精度や予測法の簡便さなどの面から、実務的には有用な方法であると考えられる

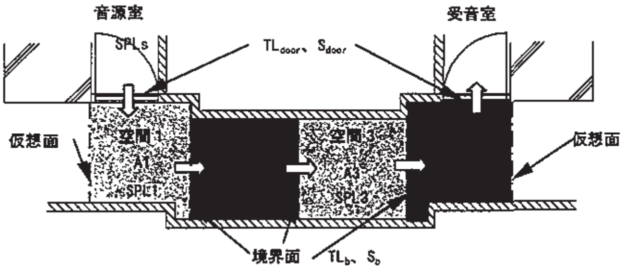
今後は、隔て板の周囲の隙間を含んだ総合透過損失の計算方法やバルコニー外側を伝搬する経路に対する予測手法についてさらに検討を行い、予測精度を向上していきたいと考えている。



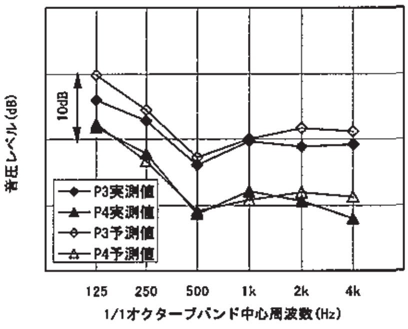
図ー15　ドアが近接しているタイプの空間分割方法



図ー16　ドアが近接している場合の測定結果



図ー17　ドアが離れているタイプの空間分割方法



図ー18　ドアが離れている場合の測定結果

【参考文献】

1)木村、小堺「遮音性能に与える窓からの迂回路伝搬の影響」、音響技術、No.61

2)木村、飛松、稲留「側路伝搬音の影響に関する実験的検討」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1994.9

3)木村、飛松、稲留、橘「側路伝搬音の影響に関する実験的検討・その３」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1996.9

4)稲留、木村、飛松、橘「側路伝搬音の影響に関する実験的検討・その５」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1998.9