

# POWERボルト工法の開発（その1）

## —工法開発のコンセプトと性能評価の概要—

蛭子清二\* 清水智明\* 橋高豊明\*\*  
中村英樹\*\* 後藤靖彦\*\*\* 栗田猛志\*\*\*

### 1. まえがき

大きな土被りと軟質で低強度の地形・地質条件下でトンネルを掘削すると、地山の塑性化とその深部への進行性破壊を主たる原因として、トンネルの壁面に大きな変位が生じる<sup>1), 2)</sup>。いわゆる膨張性と呼ばれる現象であり、トンネルの掘削壁面は内空側に一様に狭められる。トンネルに作用する地圧（荷重）が大きくて継続的に増加するため、トンネルに対して長期間に渡り悪影響を及ぼすことが多い。朝倉ら<sup>3)</sup>は、鉄道複線トンネル断面で150mmを超える内空変位が生じるような地圧現象を「膨張性地圧」と呼び、このような現象の生じる地山を「膨張性地山」と定義している。

大変形が予想される地山では、一般に変形に対する余裕（変形余裕量）を見込み、掘削断面積を少し大きくした支保パターンを設定するとともに対策工も加えて構造物としての建築限界を確保する。一方、最近では、切羽を大きくして大型機械の導入から施工の合理化を図る方法が標準的に行われている。これに伴い、一般的な変形余裕量である150～200mmを上回る変位が生じる施工事例が数多く見受けられる。しかし、このとき行われる対策工法について、変位低減の機能と効果、選定基準等が必ずしも明確にされていない。そのため、実績や経験則から上半仮インバート等の早期仮閉合が基本的な対策工法として位置付けられている。変位低減の対策工法に対して大きなニーズがあるにもかかわらず、その選択肢が少ないのが実情である。そこで、変形余裕量を上回る地山変位が予想されるトンネルを対象に、より合理的な変位低減対策工法の開発に取り組んだ。ここでは、新工法として提案した「POWERボルト工法」のコンセプトと北陸新幹線峰山トンネル東工事で行った新工法の性能照査の概要を報告する。

### 2. 新しい変位低減工法の開発方針

大変形が生じるトンネルの変位低減対策の考え方は、矢板工法の時代から掘削断面の早期閉合が有効であることが知られており、そのための掘削方式として、ショートベンチカット工法の採用が定着してきた<sup>4)</sup>。掘削解放の早い時期から一般に耐力の大きな支保部材が建て込まれる。地山を剛に受ける考え方<sup>5)</sup>であるが、地山変位の見積もりを小さな方に誤ると、支保部材の破壊や変位の増大から縫返しを余儀なくされる場面が生じる。

その一方において、予め大変形が見込まれる地山では、本坑の断面内に導坑を先進させて変位を発生させ、本坑掘削時の変位と支保工に作用する荷重の低減を図る「いなし工法」の考え方がある。こちらの方は、地山を柔らかく受ける考え方<sup>5)</sup>であり、その実績と効果が認められている。しかし、同じ位置で2度の掘削作業を避けられないので、設備や掘削機械も含めてこの工法に施工の合理化を追求しても得られる成果は少ないように思われる。

ここでは、切羽後方の手戻り作業の回避を第一義において、新しい変位低減工法の開発方針を次のように定めた。

- ① 通常の支保パターンで掘削すれば、変形余裕を上回る大変形が生じるトンネルを対象とし、地山の変位を変形余裕以内に低減できる性能とする
- ② ショートベンチカット工法による掘削を基本とし、上半切羽位置において地山を剛に受ける変位低減工法とする
- ③ 剛性と耐力が大きくてじん性を有する支保構造とする。ここで、じん性とは、大きな地山変形に追従できて耐荷力の低減が少ない支保構造としての特性を意味する

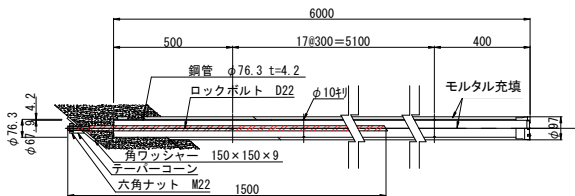
\*技術研究所 \*\*技術本部土木部 \*\*\*東京支社土木部

### 3. 新しい支保構造の提案

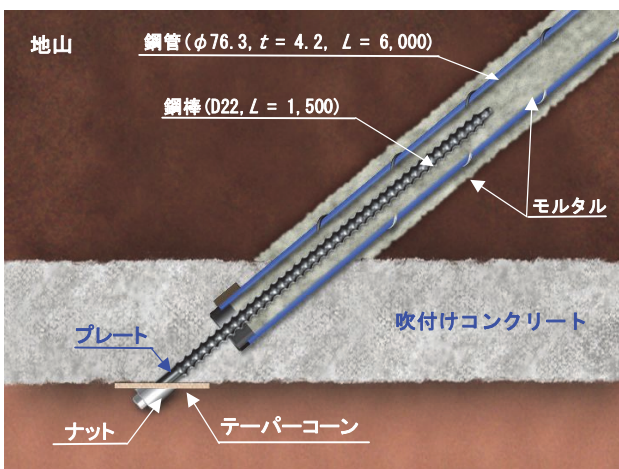
内巻タイプの吹付けコンクリートや鋼製支保工は、常に最も大きな地山変位が生じる壁面位置に設置される。したがって、このタイプの支保構造に工夫を加えても、大変形に対する追随性能の向上を期待することが難しいと考えられる。そこで、トンネル壁面と地山深部との変位差から変位低減効果を発揮するロックボルトに着目し、その構造を工夫することによって、目標の性能確保を試みた。

新たに考案した支保構造を図-1に示す。この構造では、ロックボルトの芯材に鋼管（直径：76.3mm、肉厚：4.2mm、長さ：6m、材質：STK400）を用いる。また、鋼管のトンネル内空側端部からは短尺の異形鋼棒（直径：22mm、長さ：1.5m）を挿入し、注入材で鋼管と一体化して複合構造とする。

鋼管の配置例を図-2に示す。トンネル横断方向には、通常のパターンボルトの場合と同様に、半径方向に配置し周方向には等間隔とする。ただし、トンネル縦断方向には、切羽斜め前方に45°程度傾斜させた配置とする。このような支保部材と構造を考案した。その考え方は次のとおりである。



(a) POWERボルトの構造



(b) POWERボルト後端部の構造

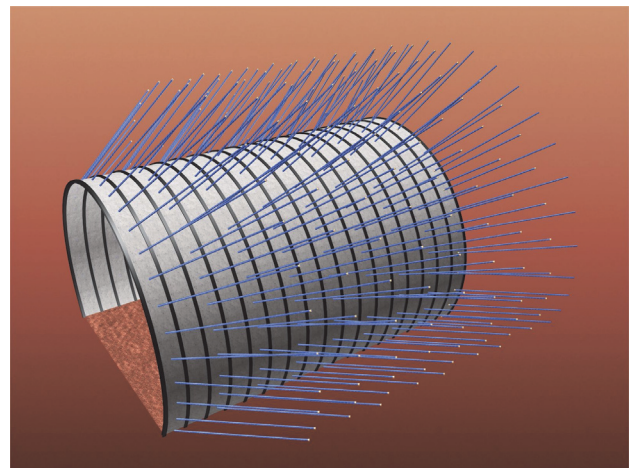
図-1 POWERボルトの構造

### 3.1 鋼管の採用

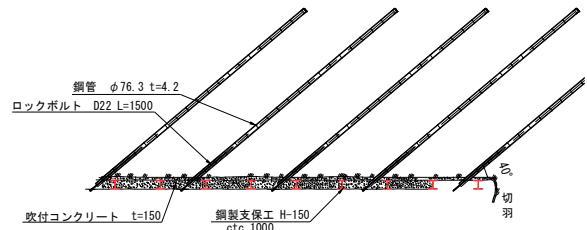
芯材の剛性と耐力の向上には、芯材の材料強度を大きくする方法と芯材の径を大きくして定着材とのせん断抵抗および定着材と地山のせん断抵抗を大きくする方法の2種類がある。ここでは、芯材の径を太くするとともに、芯材周囲のせん断抵抗力が芯材の材料耐力とバランスするように、鋼管を採用した。

### 3.2 鋼管の傾斜配置

鋼管を切羽方向に傾斜した配置とすることにより、縦断方向に鋼管先端位置までの厚みを持った補強ゾー



(a) POWERボルトの鋼管配置例 (鳥瞰図)



(b) POWERボルトの鋼管配置例 (縦断方向)

図-2 POWERボルトの鋼管配置例

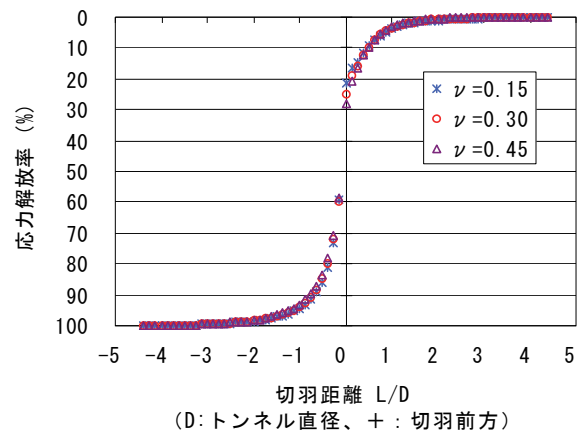


図-3 応力解放率曲線の例

ンが形成され、弱点の無い様な変位低減効果が発揮されると考えた。また、切羽前方の先行変位の低減や支保の早期設置の効果も見込まれる。

図-3は応力解放率曲線の一例であり、切羽前後の半径方向壁面変位の分布モードを示している。鋼管の変形は地山の変形モードに追随するので、鋼管には同図の曲線と同様な形状のたわみが発生すると考えられる。鋼管の先端が片持ち梁の固定端となり、口元がトンネル中心に向かってたわんだ状態である。鋼管軸方向の剛性に軸直角方向の曲げ剛性も加わり、通常方向の打設よりも大きな剛性が発揮されることを期待した。

### 3.3 鋼棒と鋼管を組合せた端部複合構造

ロックボルトの場合と同様に、鋼管の破壊モードもトンネル壁面位置の芯材（鋼管）の破断になると考えられる。ここで、鋼管の口元を壁面位置のプレートに固定するために薄肉の鋼管にねじ切り加工を加えると、この位置の耐力が大きく低下して、薄肉円筒構造であるための弱点になる。そこで、図-1に示したように、鋼管の口元側は鋼棒を鋼管内に挿入して両者を定着材で一体化する複合構造とし、内側の鋼棒をプレートにナットで固定した。このような構造とすることで、鋼管口元部分の耐力の低下が防がれるとともに、ロックボルトと同様な施工性も確保できると考えた。

掘削に伴う鋼管軸方向の変位発生に応じて、鋼棒と鋼管を組合せた複合構造から、以下のような機能と効果が発揮されると考えた。

鋼棒が鋼管の中に挿入されており、その先端は変位が最も大きくなる壁面に固定されているので、鋼棒は端部に引抜き荷重のみが作用するような状態になる。通常のロックボルトの場合には、軸方向の荷重に対して全長の奥側がアンカー部、手前側が引張部となる自己釣合い状態が形成される。しかし、今回の複合構造ではほぼ全長がアンカー部となるため、鋼棒の定着長を短くすることができる。

鋼棒の引抜きに際して、鋼棒の表面にリブが付いているため、周囲の定着材は外側に体積膨張しようとする。しかし、周囲の鋼管によって軸直角方向の変位が拘束されるので、鋼棒が単独でロックボルトとして使用される場合に比較して、鋼棒の周面には非常に大きなせん断抵抗力が誘起される。その結果、短尺の鋼棒であっても破壊モードは鋼棒周面の抜出しではなく、鋼棒の破断になる。変位の増大に伴い鋼棒が破断した

表-1 峰山トンネル東工事の概要

項目	内容
延長	東工事：3300m (全長：7090m)
標準掘削断面積	80m <sup>2</sup> (上半：42、下半：30、インバート：7)
掘削工法	上半先進ショートベンチカット
掘削方式	機械掘削 (240kW級自由断面掘削機)
最大土被り	400m
推定地山強度比	0.1~2.5
地質	名立層泥岩、新第三紀鮮新世

表-2 原位置引抜き実験で調査した要因

調査した要因	水準
定着材	①ウレタン ②シリカレジ ③急硬性モルタル（Pモルタル）
鋼管表面形状	①無垢（加工なし） ②円形リブ加工（@150） ③円形リブ加工（@300） ④らせんリブ加工（@150） ⑤らせんリブ加工（@300） ⑥サンドブラスト加工
芯材の種類と端部の構造	①鋼管 ②鋼棒 ③鋼管と鋼棒の組合せ

後、鋼管は鋼棒が分担していた荷重を負担するとともに、通常のロックボルトと同様に自己釣合い状態を形成して変位に抵抗する。

このような構造特性が発揮されることにより、支保部材としての耐力の低下が防がれ、変形追随性が実現すると考えた。

## 4. 新しい支保構造の性能評価

新しい支保構造の性能評価を当社が施工を担当している北陸新幹線峰山トンネル東工事で行った。

### 4.1 峰山トンネル東工事の概要

峰山トンネルは北陸新幹線長野以北ルートの新潟県西頸城郡名立町と能生町に位置する延長7090mの長大トンネルである。この内の名立町側3300mを峰山トンネル東工事として当社企業が担当し、山岳トンネル工法で施工した。工事の概要を表-1に示す。

当工事では、坑口部等の一部区間を除いた工区全線にわたって、基盤岩としての新第三紀鮮新世名立層泥岩が分布する。事前の地山試料試験結果によると、峰山トンネルの泥岩の特性は、膨張性有無の境界線付近

表-3 壁面変位の比較

	上半収束変位 (mm)			下半収束変位 (mm)		
	天端沈下	肩内空変位	側壁内空変位	天端沈下	肩内空変位	側壁内空変位
標準支保区間(手前)	2.0	36.5	51.0	-0.7	44.0	60.5
標準支保区間(奥)	10.1	24.6	38.5	17.6	32.1	48.4
標準支保区間(平均)	6.1	30.6	44.8	8.5	38.1	54.5
POWERボルト区間	15.8	15.2	21.3	30.6	17.6	21.3
POWERボルト区間/ 標準区間		0.50	0.48		0.46	0.39

にあった。また、同じ新幹線ルートにある類似地質のトンネルにおいて、数百 mm に及ぶ大変形が生じており、変位の発生に対して慎重な施工が求められた。

4.2 原位置引抜き実験

図-1 に示した新しい支保構造の適応性を原位置の引抜き実験から評価した。調査した要因を表-2 に示す。引抜き実験は、トンネルの側壁において、鋼製支保工に反力を取る専用の載荷治具を用いて行った。また、鋼管の破壊モードを見るために、試験体の定着長さを 1.2m とした。

試験結果から、定着材は急硬性モルタル、鋼管の表面はピッチ 150mm のらせん加工の性能が良いことが分かった。また、図-4 は鋼管、異形鋼棒および今回提案した鋼管と鋼棒の複合構造の引抜き荷重～引抜き変位曲線を比較したものである。同図から、鋼管の剛性と耐力が大きいことを確認できた。さらに、ロックボルト単体、鋼管単体、複合構造のエネルギー吸収性能は、1 : 3.9 : 11.1 となり鋼管と鋼棒の複合構造のじん性が大きいことを確認できた。

4.4 POWERボルト工法の試験施工

POWERボルト工法の支保パターンとしての性能を把握するために、一定区間長 (20m) の試験施工を行った。これまでの引抜き実験や鋼管打設実験から得られた知見、さらに類似した鋼管を使用するMS先受け工法<sup>6)~8)</sup>の実績等も踏まえて支保パターンを設定した。また、試験施工区間を挟んで前後 1D (D : 掘削幅、約 10m) に標準支保パターン区間を設け、両側区間のA計測結果の平均と試験施工区間のそれを比較した。また、それぞれの区間にB計測断面を設けた。

計測結果から POWERボルト工法の機能と効果を分析した。その概要を以下に述べる。

a. 変位低減効果

試験施工区間の壁面変位と前後に隣接する標準支保

パターン区間のそれを比較し、表-3 に示す。両区間の吹付けコンクリートと鋼製支保工は同じ仕様である。POWERボルト区間の上半収束時内空変位は、標準区間に比較して最大 48% に押えられた。また、POWERボルト区間の下半内空変位増分は、標準区間の約 10 mm に対してほぼ 0 mm に押えられた。図-5 に示すように、POWERボルト区間の切羽進行に対する変位発生勾配は、標準区間に比較して小さく、同区間の鋼管打設範囲において地山の見かけ剛性が大きくなったと解釈できる。標準支保区間では、下半切羽到達前から下半掘削の影響が側壁内空変位に現れている。おそらく、下半切羽よりも前方に設けられた上半への斜路の影響が現れたものと考えられる。これに対して、POWERボルト区間の側壁内空変位は、下半が掘削されてもほとんど変化しなかった。このことは、鋼管

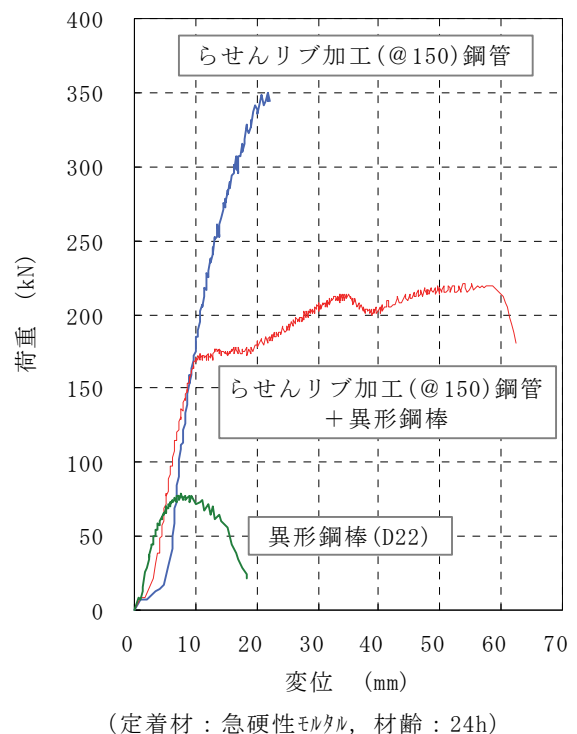


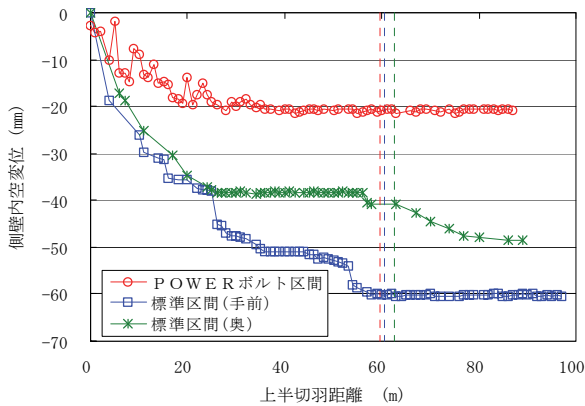
図-4 引抜き荷重～引抜き変位曲線の比較



によって斜路や下半掘削による先行変位が低減された可能性を示している。

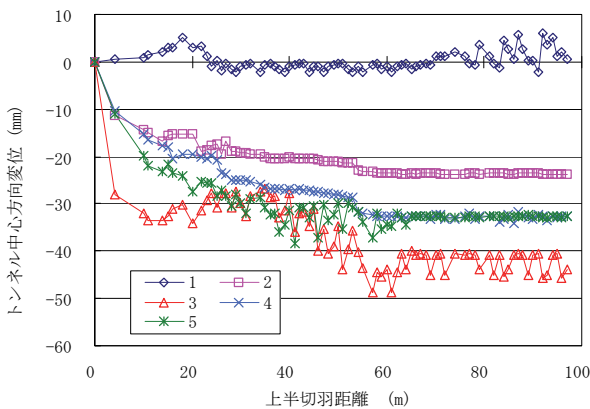
**b. アーチ形成の促進効果**

標準支保区間では、両側壁が左右外側から押されて天端が上方に押出される変形モードであるのに対し、POWERボルト区間では天端も内空側に変形するモードが現れた。図-6に示すように、POWERボルト区間では、標準支保区間とは異なり、壁面変位がトンネル中心に向かって一様に発生した。鋼管によ

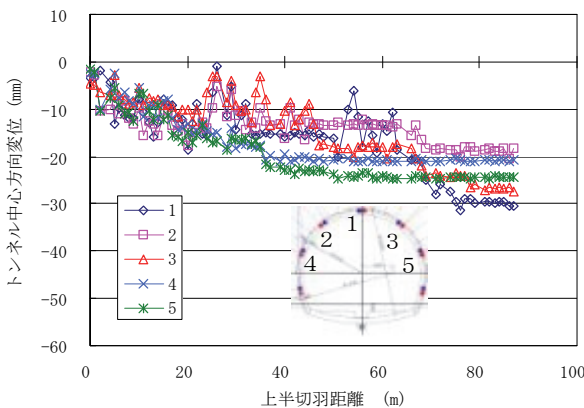


側壁内空変位の推移 (図中の破線は下半切羽通過時期)

図-5 A計測結果の一例



(a) 標準支保パターン区間 (手前)



(b) POWERボルト区間

図-6 壁面変位発生過程の比較

表-4 鋼管、鋼棒のひずみ分布モードと機能

	鋼管	内部鋼棒
平均軸ひずみの分布形	定着長が適当な場合のロックボルトの軸力分布形	ロックボルト引抜き試験の軸力分布形
差ひずみの分布形	弾性床上の片持ち梁を想像させる分布形	—
部材の抵抗機能	① 軸方向剛性による引張抵抗機能 ② 曲げ剛性、せん断剛性による鋼管直角方向の抵抗機能	① 軸方向剛性による引張抵抗機能

てアーチ形成効果が促進され、鋼管から大きな安定化効果が発揮されたと解釈できる。

**c. 鋼管および内部鋼棒の機能分析**

図-7、図-8に示す鋼管および内部鋼棒のひずみ計測結果 (B計測) を分析する。ここで、平均軸ひずみ分布と差ひずみ分布のモード、さらにこれらから想

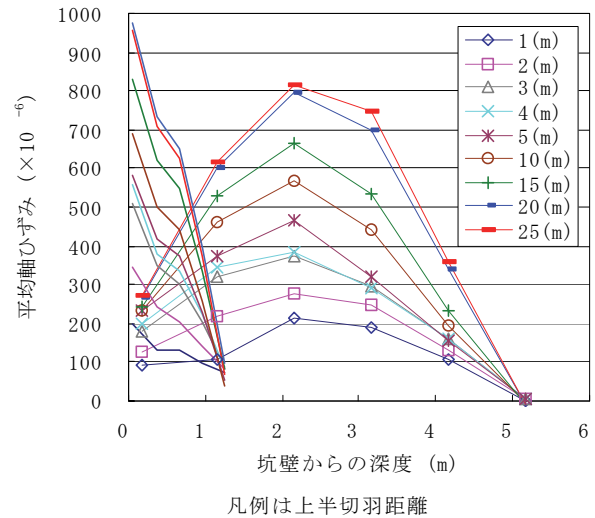


図-7 鋼管および内部鋼棒の軸ひずみ分布

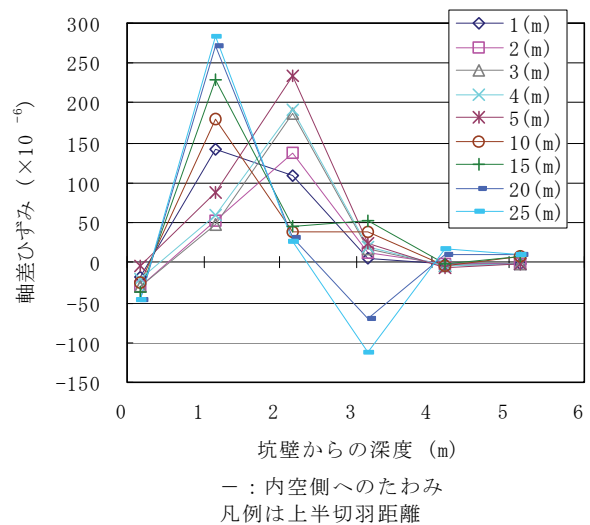


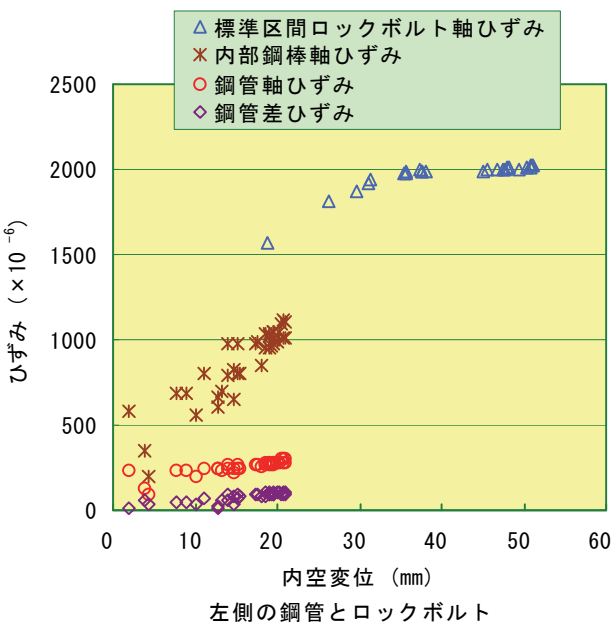
図-8 鋼管の差ひずみ分布

像される両部材の抵抗機能を表一4に整理した。このような鋼管および内部鋼棒の抵抗機能から、地山の変位を低減する効果が発揮され、また、鋼管を傾斜打設することで鋼管の曲げ剛性による抵抗機能が誘起され、同様な変位低減効果が発揮されると考えられる。

d. 鋼管端部の複合構造の性能

試験施工時の内部鋼棒軸ひずみは、ロックボルトの引抜き実験の場合に認められる分布モードを示しており、軸ひずみの絶対値は鋼管のそれよりも大きかった。すなわち、最初に内部鋼棒の引張抵抗機能が発揮され、その次に鋼管の抵抗機能が発揮される。その結果、今回提案した鋼管と短尺鋼棒から成る複合構造は、実際の支保構造としても複合的に機能し、期待どおりの効果を発揮することが検証された。

POWERボルト区間と標準支保区間で、ロックボルトや鋼管に生じたひずみと内空変位の関係を比較した。結果は、図一9のようであり、例えば、内空変位が20mm付近のひずみに着目すると、標準区間のロックボルトは既に降伏挙動を示している。これに対して、内部鋼棒のひずみは小さく、弾性状態にあることが窺われる。また、鋼管のひずみはさらに小さく、内空変位に対する増加勾配も内部鋼棒のそれよりも小さい。これらのことから、鋼管と短尺鋼棒から成る複合構造の機能と効果が検証された。さらに大きな地山変形に対して、このような複合構造から大きなじん性が期待通りに発揮されると予想できる。



図一9 鋼管、鋼棒のひずみと内空変位の関係

5. あとがき

膨張性地山に代表される大変形地山の変位低減対策として、POWERボルト工法を提案し、北陸新幹線峰山トンネル東工事においてその性能を実証した。その後、同トンネルの断面拡大区間に本工法が採用され、良好な変位低減効果が確認された。それらの詳細と具体的な施工法等は、次回に報告したい。

POWERボルト工法の開発にあたり、鉄道建設・運輸施設整備支援機構鉄道建設本部北陸新幹線建設局の方々に多大なご支援とご協力を頂戴した。また、京都大学教授 朝倉俊弘博士、山口大学名誉教授 中川浩二博士、応用地質株式会社技術参与 下河内稔氏、村崎建設株式会社社長 井上堯之氏からは貴重なご指導とご助言を頂戴した。記して謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 仲野良紀「軟岩をめぐる諸問題—泥岩の力学特性—」、土と基礎、Vol. 28-7、pp. 1-10、1980.
- 2) 仲野良紀「泥岩の力学特性と膨張性トンネルおよびフィルダム」、土と基礎、Vol. 28-7、pp. 37-43、1980.
- 3) 朝倉俊弘・小島芳之「膨張性地山の調査・試験・解析、地質と調査」、1995年第1号、pp. 7-14
- 4) 土木学会「トンネル標準示方書 [山岳工法編]・同解説」、pp. 251-255、1996.
- 5) 高橋浩・進士正人・中川浩二「事例に基づく押し出し性地山におけるトンネルの設計・施工法の提案」、土木学会論文集 No. 777 / VI-65、pp. 83-96、2004.
- 6) 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.
- 7) 蛭子清二・阿久津秋秀・高橋信行・中村英樹・栗田猛志「小口径中尺先受け工法の開発」、奥村組技術研究年報、No. 26、pp. 7~12、2000.
- 8) 蛭子清二・浅野剛・斎藤敏明「鋼管注入式トンネル先受け工法の簡易設計法の提案」、第11回岩の力学国内シンポジウム、F12、2002.

# 道路トンネルの分岐合流部地中接合工法の開発

福居 雅也\* 堀見 尉\*\* 清水 智明\*\*\*

## 1. はじめに

従来、道路トンネルにおいて地中に先行構築された本線トンネルにランプトンネルを接続する方法としては、分岐合流箇所を開削する工法が一般的であった。当該工法は、分岐合流箇所の大深度化への対応に加え、都市部において地上作業用地の確保が難しいことや、周辺環境への振動・騒音などの問題があった。

それに対し、近年、本線トンネルとランプトンネルを地中で接続する工法として、別々に間隔を取って施工された両トンネルの離隔区間を地盤改良してから地山を掘削し、セグメントの一部を開削して分岐合流部を構築する工法<sup>1)</sup>などが提案されている。しかし、これらの工法を採用した場合も、分岐合流部の接合箇所の幅員が大きくなり、都市計画道路幅内に収まらなくなることや、地盤改良が大規模となるため、施工コストおよび工期が増大することなどが課題となっている。

本報では、上記の課題を解決した新工法の概要、覆工構造検討、CV拡幅工法の概要および連続拡幅対応のテールシール性能確認実験等について報告する。

なお、本開発は日立造船(株)および新日本製鐵(株)との共同研究である。

地中で連続的に断面を拡幅、縮幅できるというCV拡幅工法の最大の特長を活かして、分岐合流部以外のランプトンネル施工区間では所要の建築限界を無駄なく掘進することが可能となる。また、分岐合流部の接合区間では本線トンネルを直接切削した後内部構築することにより、道路幅員を最小限にできるとともに、直接切削箇所の補助工法も小さい範囲となる。

本線トンネル3車線、ランプトンネル2車線の道路トンネルの分岐合流部を例<sup>2),3)</sup>に各区間の概要を以下に記す(図-1参照)。

**区間Ⅰ**：接合前であり、本線、ランプトンネルともRCセグメントの覆工とし、ランプトンネルは標準断面で掘進する。

**区間Ⅱ**：ランプトンネルを連続拡幅しながら最大拡幅断面(拡幅量：2,700mm)になるまで掘進を行う。本線、ランプトンネルとも鋼製セグメントの覆工となるが、本線トンネルの接合側には直接切削可能なセグメントを組立てておく。

**区間Ⅲ**：最大拡幅状態のままCV拡幅シールド機にて本線トンネルを直接切削する。この区間は車線合流前であり、中壁を設置する。

## 2. 工法全体概要

今回開発した「CV拡幅工法を用いた分岐合流部の地中接合工法」は、道路トンネルの非常駐車帯などの築造を目的として開発した「連続可変拡幅工法(CV拡幅工法：Continuously Variable Section Shield Method)」をランプトンネルの施工に採用し、先行構築された本線トンネルをランプトンネルのCV拡幅シールド機で直接切削することにより分岐合流部の接合を行う工法である。

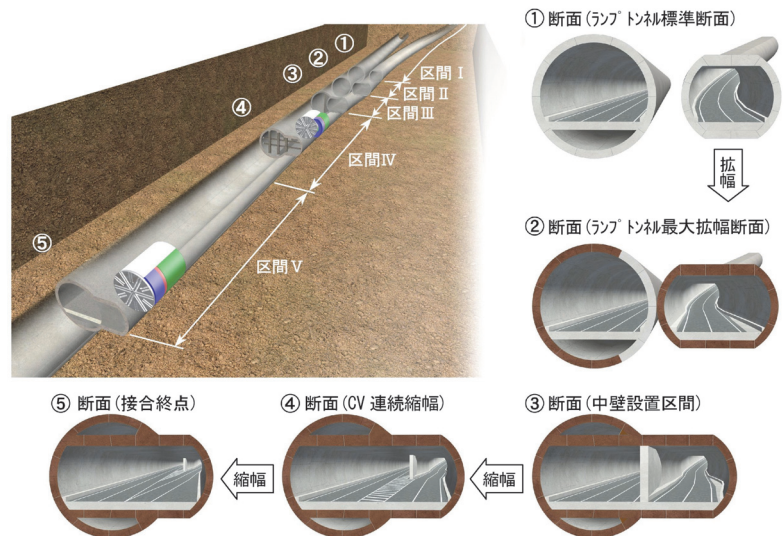


図-1 CV拡幅工法を用いた分岐合流部の地中接合工法の概要

\*技術本部土木部 \*\*東京支社土木技術部 \*\*\*技術研究所



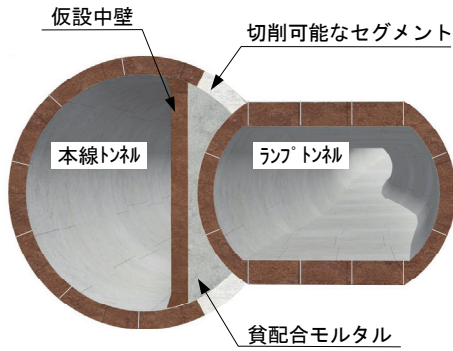


図-2 本線トンネルの直接切削

**区間Ⅳ**：ランプトンネルの車線が本線側に順次シフトしていくことから、ランプトンネルを連続縮幅しながら標準断面まで掘進する。

**区間Ⅴ**：接合終点までランプトンネルを標準断面で掘削する。

CV拡幅シールド機で本線トンネルを切削する際には、図-2に示すように本線トンネルの接合側に仮設中壁を設置し、貧配合モルタル等を充填しておく。また、接合部開口の際には、仮設部材（柱、横梁）を設置して荷重を受け、凍結工による止水の後、両トンネルの接合部に接続ピースを設置することにより構造の一体化を図る（図-3参照）。

以下に、工法の特長を記す。

- i. 本線トンネルは円形断面であり、本線シールド機は特別な仕様変更は不要となる
- ii. 施工区間ごとに掘削断面が必要最小限となることから敷設道路の幅員が小さく、都市計画道路幅が狭い場合に有利となるとともに、掘削土量が少なく環境への対応に優れている
- iii. 接合部の完成時は覆工+内部支保材（鋼製梁）のみで荷重を支持するため、外部からの補強構造が不要で非常にシンプルな構造となる

（図-1④断面参照）

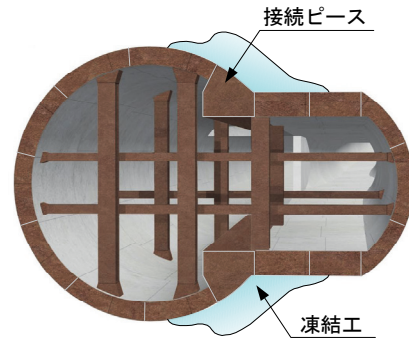


図-3 開口時の仮設部材の設置状況

iv. 分岐合流部は本線トンネルとランプトンネルの直接接合となることから、併設施工した双設トンネルを切広げる工法等と比べると補助工法が大幅に低減できる

### 3. 覆工構造

覆工構造の検討条件および荷重モデルを図-4、5に示す。

大深度を想定して土被りを40m、トンネル断面は本

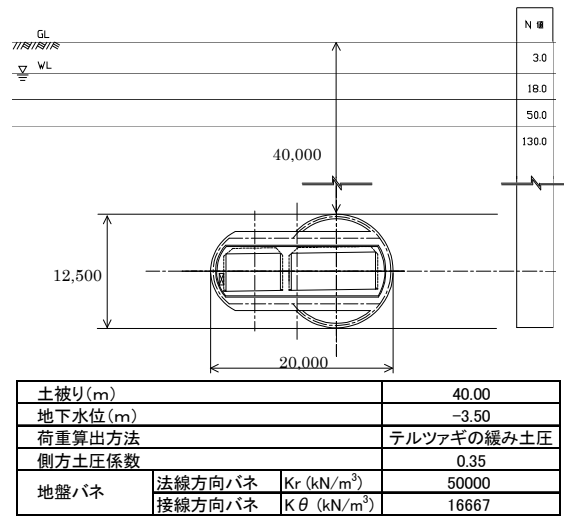


図-4 覆工構造の検討条件

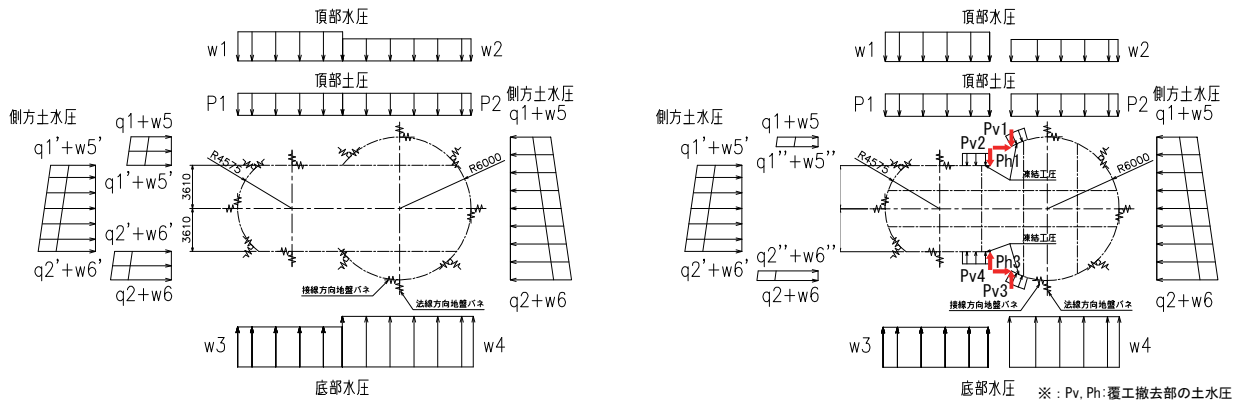


図-5 荷重モデル（左：完成時、右：施工時）



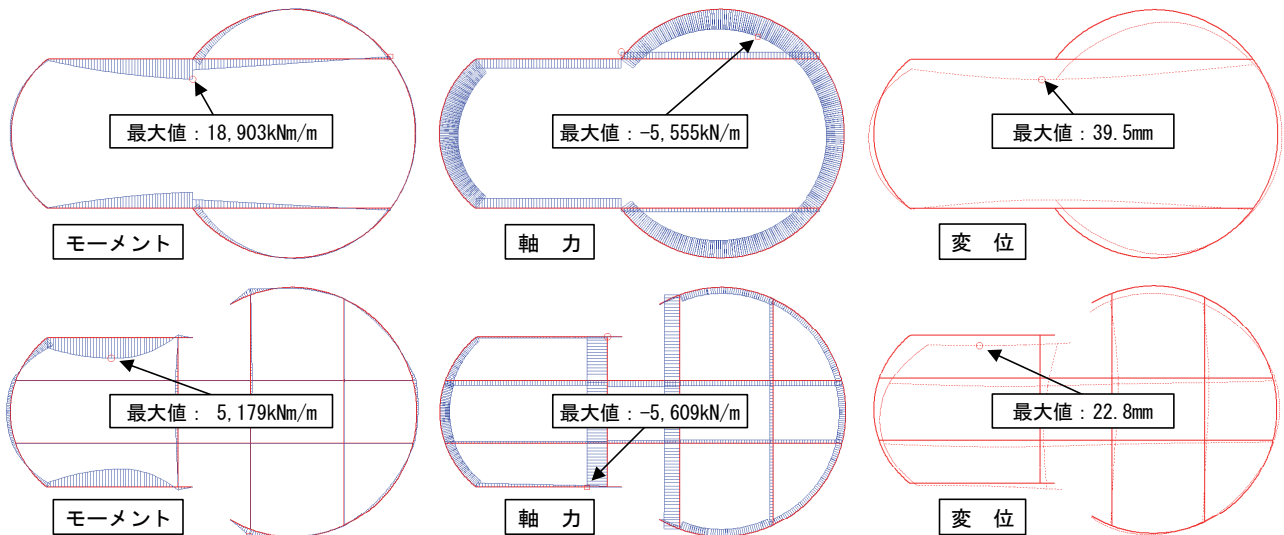


図-6 発生断面力（奥行き1.0mあたり）および変位（上段：完成時、下段：施工時）

線トンネル2車線（トンネル外径12.5m）、ランプトンネル1車線（トンネル外径8.72m×9.7m）とし、最大拡幅断面（図-1の④断面）を対象とした例である。

完成時および施工時の発生断面力、変位を図-6に示すとともに、部材割付を図-7に、覆工および仮設部材の照査結果の一覧を表-1に示す。

図-6より完成時では、最大モーメントおよび最大変位は本線トンネルとランプトンネルの接合箇所の横梁で、最大軸力（圧縮）はトンネル円弧部で大きくなっていることが判る。また、施工時では、最大モーメントは完成時の27%程度に収まるものの、最大軸力（圧縮）は仮設部材3で大きな値となっている。

各部材の照査結果より（表-1参照）、覆工部材の桁高は、本線円弧部（部材1、2）で500mm、ランプ部円弧部（部材4）で550mmとなり、横梁（部材3、5）は1500mmとなった。また、仮設部材1~4はいずれもH-400~H-500となった。しかしながら、今回の構造検討は中柱が設置できない構造的に最も厳しい最大拡幅断面での検討結果であり、他の断面では構造のスリム化が可能であると判断できる。

なお、別途、ランプトンネル標準断面のRCセグメ

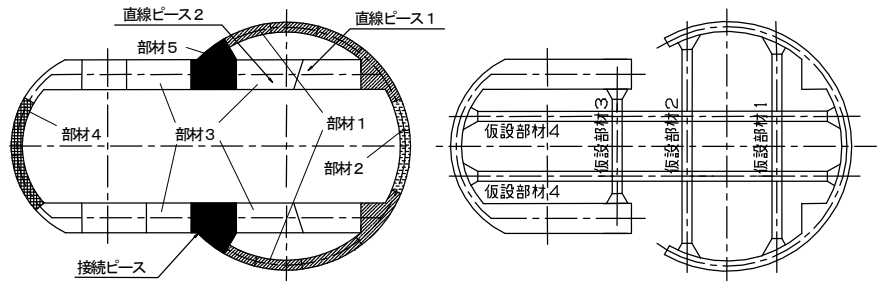


図-7 部材割付（左：完成時、右：施工時）

表-1 覆工および仮設部材の照査結果

部位	桁高さ	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	正曲げ時発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	負曲げ時発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )
部材1	H= 500mm	SM570-H	270	-221.7	-108.2
部材2	H= 500mm	SM490	195	-	-130.0
部材3	本線部 H= 1500mm	SM490	195	-92.1	-21.0
	ランプ部 H= 1500mm	SM570-H	270	206.7	-
部材4	H= 550mm	SM520C-H	235	-191.4	-188.7
部材5	H= 1500mm	SM490	195	-95.2	-

部位	桁高さ	配置ピッチ	材質	座屈長 (mm)	照査結果			
					部材の安定	局部座屈(N/mm <sup>2</sup> )		
仮設部材1	H= 400mm	/2ring	SM490	3,954	0.754	≤1	181.6	≤285
仮設部材2	H= 458mm	/1ring	SM490	4,157	0.805	≤1	194.9	≤285
仮設部材3	H= 498mm	/1ring	SM490	3,000	0.781	≤1	206.4	≤285
仮設部材4	H= 400mm	/1ring	SM490	7,822	0.753	≤1	122.5	≤285

※：応力度の符号（-）は圧縮、（+）は引張

ント、本線トンネルの接合側の直接切削可能なセグメントの覆工構造検討および分岐合流部の施工ステップを反映した2次元FEM解析も行い構造の検証を実施している。

#### 4. CV拡幅工法（連続可変拡幅工法）

##### 4.1 CV拡幅工法の概要

東京湾横断道路の開通以来、道路トンネルへのシーールド工法の適用が広まってきている。道路トンネルの特徴として、非常駐車帯、曲線部の視距拡幅部、ランプトンネルの分岐合流部等の設置が挙げられ、トンネ

ルの部分拡幅が必要となる。これらに対し、シールド機で直接部分拡幅を可能とする工法が開発・実用化されつつある。

図-8にCV拡幅工法（連続可変拡幅工法）の概要を示す。CV拡幅工法は、シールド機が地中で連続的に標準断面から傾斜拡幅し拡幅断面形状に必要な長さを掘進した後、傾斜縮幅して再び標準断面に戻る工法である。

また、図-9に従来の段階拡幅方式との比較を示す。段階拡幅方式では、予め拡幅部の掘削を機長分以上実施し、その空隙部に特殊充填材を充填する等の方法で地山の安定を確保するとともに、セグメントに段階的な拡幅構造が必要となる。一方、CV拡幅シールド機は、標準断面掘削時は円形断面形状であり、拡幅位置において徐々にマシンの片側の胴部を広げていくことが可能となっており、シールド機のスキンプレートを斜めに拡幅・縮幅できるため、地山の安定性に優れている。縮幅も同様に施工可能で、拡幅量は最大拡幅まで自由に設定可能で、何度でも繰返して施工することができる。滑らかに連続傾斜拡幅・縮幅を行うことで、地山の安定補助工法等は不要とすることができ、余掘り量も曲線施工と同等となる。なお、最大拡幅量はシールド機外径の22%まで可能である。

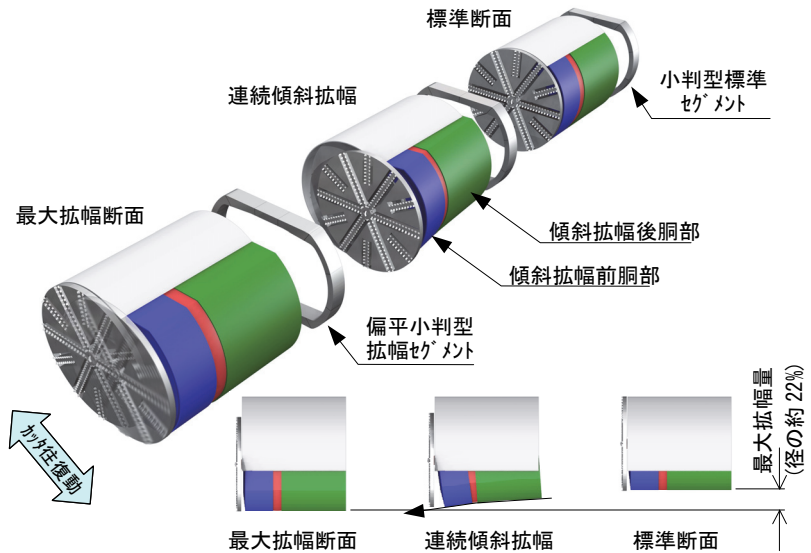


図-8 CV拡幅工法（連続可変拡幅工法）の概要

CV拡幅工法（連続可変拡幅工法）の特徴を以下に記す。

- i. シールド機本体は固定胴と拡幅胴から構成され、拡幅胴は傾斜拡幅前胴と傾斜拡幅後胴から構成される（連続傾斜角度：4～5°、最大拡幅量：シールド機外径の約22%）
- ii. 前部には拡幅断面に対応可能な掘削機構が設けられ、拡幅量の条件によって形式が選択される（分岐合流部の施工では、“円形面板平行移動カッタ方式”を採用）
- iii. 標準断面セグメントは上下面に平坦部を持つ小判型、拡幅時は平坦部の長さが徐々に変化する

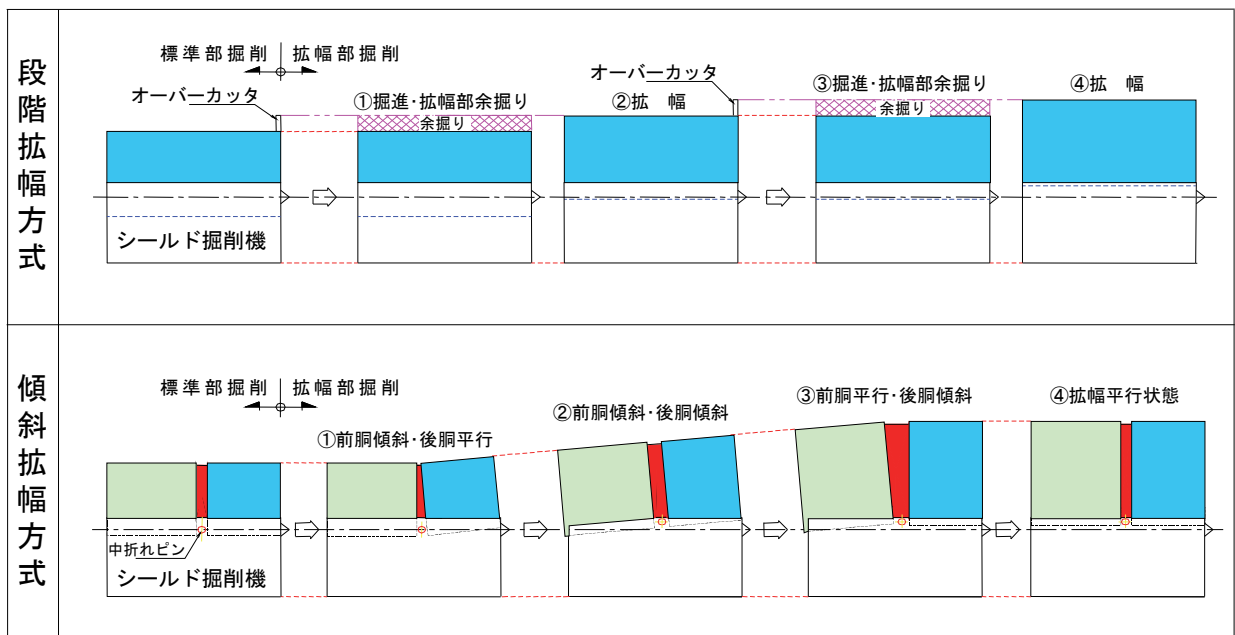


図-9 従来方式との比較

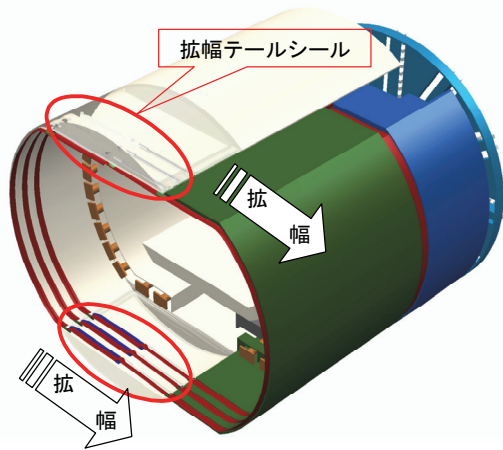


図-10 拡幅テールシール装備状況

る偏平小判型となる

#### 4.2 テールシール構造

部分拡幅シールド機の最も大きな課題は断面変化に対応可能なテールシール構造である。さらに、CV拡幅シールド機のテールシール構造は、連続傾斜拡幅に伴う幅方向の伸縮、角度変位、本体撓み・ねじれ等に対応することが必要である。

図-10 に拡幅テールシールの装備状況を、図-11 に拡幅テールシール構造を示す。

テールシールはセグメントの上下面の平坦部に伸縮可能な拡幅テールシールを設置し、その両側に固定テールシールを連続的に配置して止水を行う構造である。拡幅移行状態では固定胴と拡幅胴に角度がつくため、シールド機本体からピンで吊り下げるにより平行の動き以外に角度にも対応する構造となっている。

#### 4.3 テールシール性能確認実験

CV拡幅シールド機の拡幅テールシール構造の実証を目的として性能確認（止水性検証）実験を行った。

図-12 に実験装置を、表-2 に実験ケース一覧を示す。

また、写真-1 に実験状況（大気実験）を、図-13 に実験結果の例として、泥水圧昇圧実験（泥水圧：0.5MPa）および泥水中実験（泥水圧：0.3MPa、拡幅作動）を示す。泥水中実験においては、拡幅（縮幅）作動に伴い泥水およびパテグリースを適宜注入（抜取り）しながら圧力を保持した。図-13 より、泥水圧昇圧実験では、泥水圧の上昇に伴い

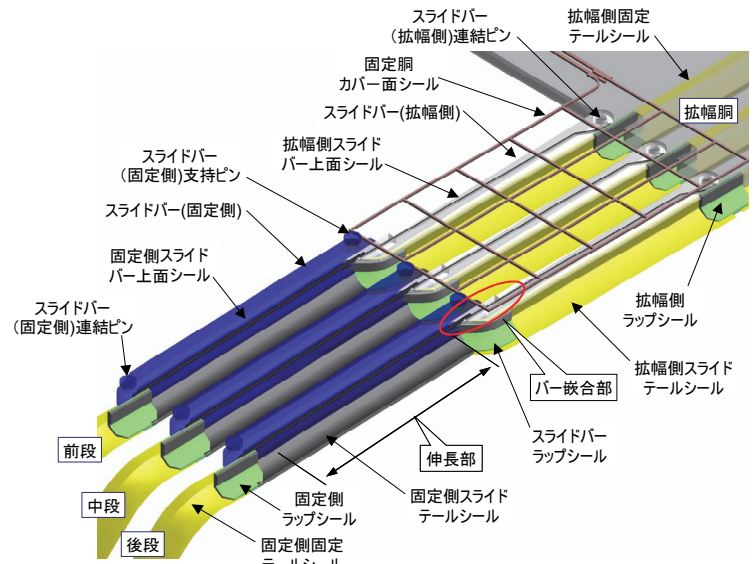


図-11 拡幅テールシール構造（最大拡幅時）

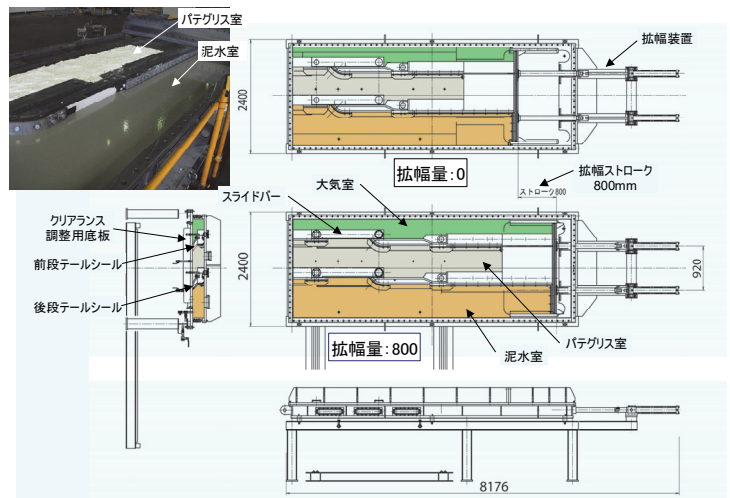


図-12 実験装置

表-2 実験ケース一覧

実験項目	実験条件
①大気実験 (拡幅・縮幅作動)	・大気開放状態(泥水、パテグリース充填なし) ・拡幅・縮幅作動速度:24mm/min ・テールクリアランス:標準、±30mm
②泥水圧昇圧実験	・縮幅状態において泥水圧を昇圧(パテグリース適宜注入) ・テールクリアランス:標準、±30mm
③泥水圧保持実験	・縮幅状態において泥水圧を昇圧し、10分間保持
④泥水中実験 (拡幅作動)	・泥水圧 保持状態で拡幅作動(パテグリース適宜注入) ・拡幅速度:24mm/min、ストローク:0~800mm ・テールクリアランス:標準、±30mm
⑤泥水中実験 (縮幅作動)	・泥水圧 保持状態で縮幅作動(パテグリース適宜注入) ・縮幅速度:24mm/min、ストローク:800~0mm ・テールクリアランス:標準、±30mm

パテグリース圧が0.02~0.03MPa 程度低い圧力で連動して上昇している。また、泥水中実験（拡幅作動）においても、泥水圧昇圧実験と同様の差圧で拡幅している状況が判る。



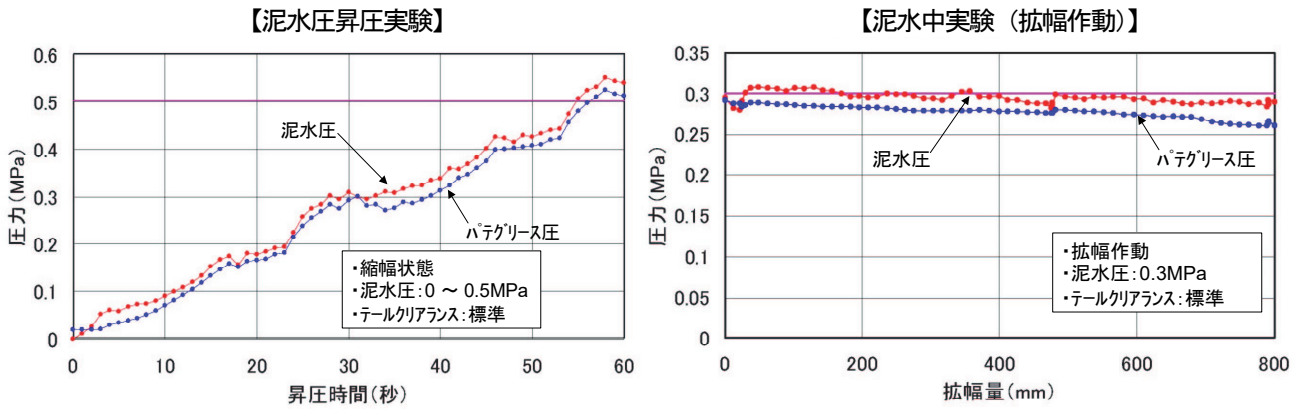


図-13 実験結果

実験により確認された事項を以下に記す。

- i. 大気実験によりテールシール伸縮構造に問題がないこと
- ii. 泥水圧昇圧、保持実験により泥水圧 0.5MPa の耐水圧があること
- iii. 泥水中実験により泥水圧下での拡幅、縮幅作動状態に問題がないこと
- iv. 拡幅、縮幅作動時においてパテグリースの圧力管理により、泥水圧保持が可能なこと

なお、実施工では拡幅、縮幅速度は 1.7～2.5mm/min (実験の拡幅、縮幅の速度は 24mm/min) でありほぼ静止状態の連続であることから、0.5MPa までの作動にも大きな支障はないものと判断する。

また、今回の一連の実験を通して、実用化に向けての課題の抽出を行った。実機への適用にあたっては、固定側スライドテールシールおよびラップシールの耐久性を向上させるためにワイヤ入りゴムシールの採用、また、バー嵌合部への土砂等の噛みこみ防止として、嵌合部シャッタ機構や洗浄装置等の採用を検討する (写真-2 参照)。しかしながら、いずれの課題についても現状での技術にて対応が可能であるものと考えられる。

5. おわりに

大深度におけるランプトンネルの地中分岐合流部の新しい施工法として「CV拡幅工法を用いた分岐合流部の地中接合法」の基本構想を確立した。さらに、当該工法における覆工構造の検証、CV拡幅シールド機の各機構の確定およびテールシール性能確認実験により所要の性能が確認でき、CV拡幅工法の実用化、

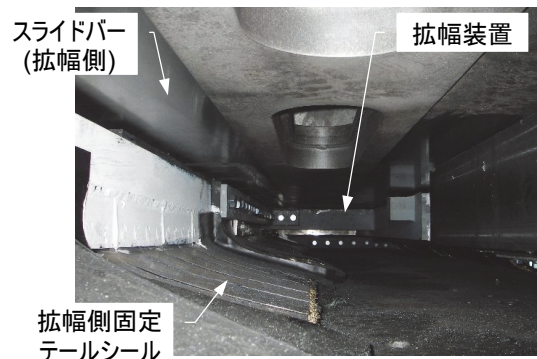


写真-1 実験状況 (大気実験)

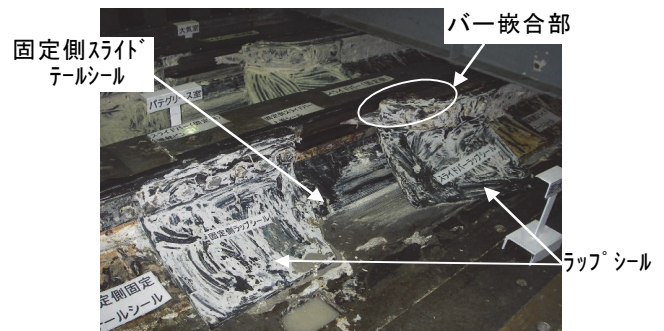


写真-2 実機への課題

本工法の実現性に目途が立った。

今後、積極的に技術提案を行うとともに、実工事への適用を目指したい。

【参考文献】

- 1) (社)土木学会、「トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説 (平成8年版)」, 丸善, p190、1996
- 2) (社)日本道路協会、「道路構造令の解説と運用」, 丸善, pp176～189、203～215、276～280、2004
- 3) 首都高速道路公団、「首都高速道路トンネル構造物設計要領」, pp14～16、26～28、39～50、2003



# 扁平型断面シールド工法の開発（その1）

## —シールド工法と都市部山岳工法の境界領域を対象としたトンネル工法—

田中雅彦\* 浅野 剛\*\* 荒川賢治\*

### 1. はじめに

大都市圏近郊に整備が予定されている放射・環状高速道路のトンネル区間は、平野部の軟弱な地盤から丘陵地の比較的硬質な地盤へと遷移する『シールド工法と都市部山岳工法の境界領域』に計画される場合が多く、シールド工法は工事費、山岳工法は地下水低下や地盤変状への影響等が課題となり、工法の選定には計画ルートの地質状況、周辺環境への影響を十分考慮した検討が必要である。

扁平型断面シールド工法は、地下水保全機能、地表面沈下抑制効果を有し、かつシールド工法と同等の施工速度および都市部山岳工法と同等の経済性を併せ持つ、『境界領域の低コスト・高速施工』を可能とする都市トンネル工法である。本工法は、石川島播磨重工業および石川島建材工業と共同で開発を進めている。

### 2. 工法の概要

本工法は、安定した施工速度を確保するため、シールド工法を基本工法としている。また、本工法の断面形状は、『シールド工法と都市部山岳工法の境界領域』の比較的硬質な地盤を対象に、セグメントの設計において応力的負荷の少ない条件設定が可能であることから、断面積が小さく経済的な山岳工法の標準的な断面に近い扁平形状を採用している。

シールド機は、従来の円形カッタのスポークから扁平側部の張出し掘削量に応じて伸縮するカッタ（以下から可変ビームカッタと称する）を装備し、一軸圧縮強度  $q_u=10.0\text{N/mm}^2$  相当の硬質地盤を目標に扁平断面の掘削を可能とする構造（以下から扁平型シールド機と称する）である。図-1に可変ビームカッタを装備した扁平型シールド機の概要図を示す。

また、セグメントは以下のような特徴を持っており、

コストの低減および床版工の省力化・高速施工が可能な構造（以下から扁平型セグメントと称する）となっている。図-2に扁平型セグメントの概要図を示す。

- i. 一軸圧縮強度  $q_u=0.1\sim 10.0\text{N/mm}^2$  相当の比較的硬質な地盤を対象にした覆工構造
- ii. ヒンジ継手と内部補強材を適用した薄肉構造
- iii. 床版および床版下部構造のプレキャスト化

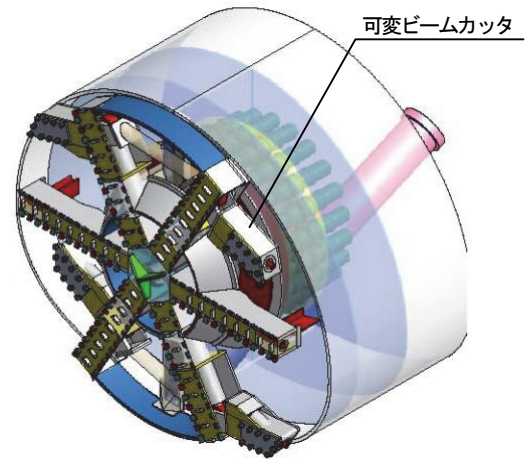


図-1 扁平型シールド機の概要

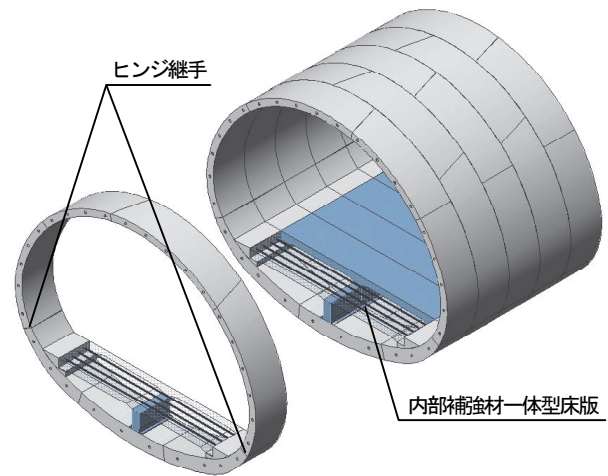


図-2 扁平型セグメントの概要

\*技術本部土木部 \*\*技術研究所

### 3. 扁平型セグメントの開発

#### 3.1 断面形状の検討<sup>1)</sup>

##### a. 前提条件の設定と検討内容

扁平型セグメントの形状は、山岳工法の標準的な断面(図-3)を基本としているものの、本断面形状をセグメントの設計に適用した場合、曲率半径が大きい

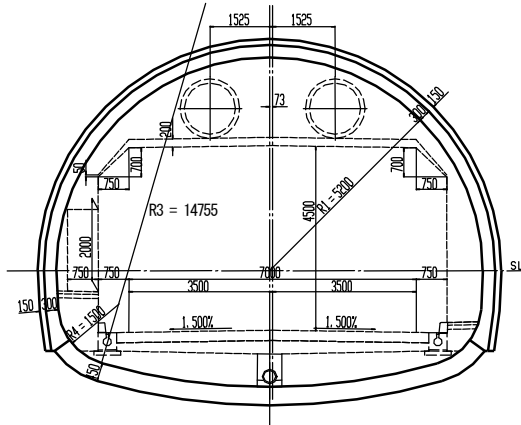


図-3 山岳工法 第1種第3級断面

インバート部から曲率半径の小さい下半側壁部において応力度が非常に大きくなる。本節ではセグメント開発の最初のステップとして、山岳工法の経済的な断面形状を確保しつつ、覆工応力度の低減を可能とする合理的な断面形状について検討を行った。

トンネル断面は、第1種第3級の2車線道路トンネルの建築限界を基本とする3つの外接円(アーチ、側壁部、インバート)で構成される形状とした。

表-1に各外接円の定義を示す。側壁部外接円は3つの外接円のうち曲率半径が最も小さく応力が集中すると考えられること、また道路トンネルの建築限界と接することから断面形状を特徴付ける円と位置付け、この円の曲率半径Rを断面形状のパラメータとしてセグメント応力度との関係を検証した。

R=3,000mmの場合の断面形状を図-4に示す。この場合の断面積は、同等の道路トンネルの建築限界を満

表-1 外接円の定義

外接円	設定条件
アーチ	縦流換気方式を基本として換気用ジェットファンの設置余裕代を考慮し、側壁部と接する円
側壁部	非常用設備空間と側溝底部に接し、外接円のアーチ及びインバートと接する円(曲率半径 R=1,500、2,000、2,500、3,000、3,500mmの5ケース)
インバート	側壁部と接する曲率半径 R=10,000mmの円

足する円形断面の約85%となっている。

また、本節では矩形や楕円形断面等のセグメントの応力軽減方法として知られている内部補強材の適用効果についても併せて検討した。

内部補強材は図-4に示すように引張抵抗部材として路盤下部レベルに水平方向に配置するものとした。

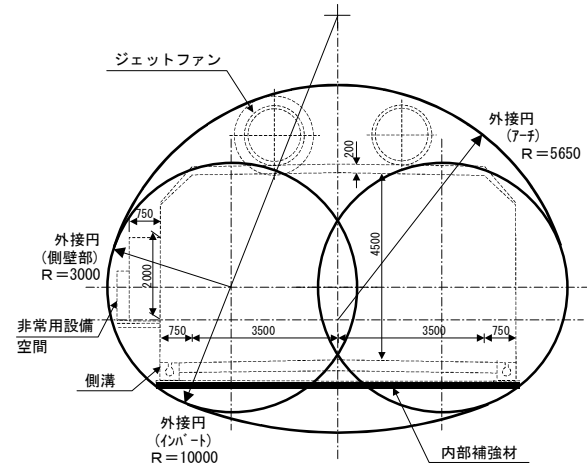


図-4 側壁部の曲率半径 R=3000 の断面形状の例

##### b. 計算条件

計算条件は、シールド工法と都市部山岳工法の両者が適用される洪積層や新第三紀の地盤を念頭において、一軸圧縮強度  $q_u=1.0\text{N/mm}^2$  相当の比較的硬質な地盤を想定した。表-2に設定した条件を示す。設計荷重はゆるみ荷重とし、内部補強材はトラス要素として所定の位置に配置した。計算手法は慣用計算法を用いた。

##### c. 計算結果

R=3,000mmの場合のセグメント変位、軸力、せん断力、曲げモーメントの各分布を図-5に、R=3,000mmにおいて内部補強材を考慮した場合の結果を図-6に示す。

図-5より、インバート中央部では側壁部の水平方向の膨らみにもない大きな浮き上がり(鉛直方向 24.9mm)が発生しており、曲げモーメントも側壁部と

表-2 計算条件

項目	設定値
ゆるみ高さ	1D (D:トンネル幅)
地下水位	20m
地盤反力係数	100MN/m <sup>3</sup>
側方土圧係数	0.4
土水の扱い	土水分離
地山の水中重量	10KN/m <sup>3</sup>
内部補強材	H-250、750mmピッチ
セグメント厚さ	450mm

ともに大きくなっていることがわかる。

このことから断面形状がセグメント応力度におよぼす影響は、側壁部とインバート中央部の縁応力度を用いて比較するものとした。側壁部曲率半径  $R$  の変化にともなうセグメント縁応力の変化を図-7に示し、結果を以下に要約する。

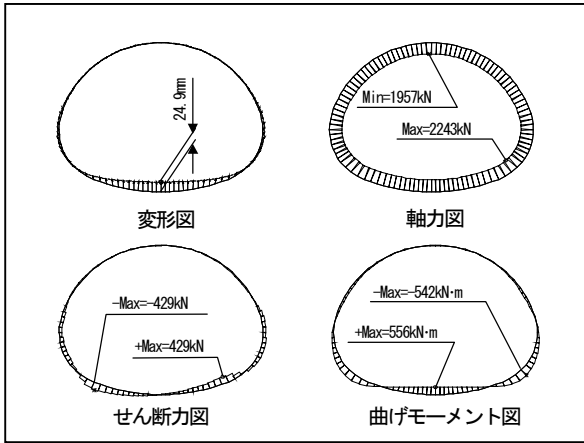


図-5 側壁部曲率半径  $R=3000$  の断面力 (内部補強材なし)

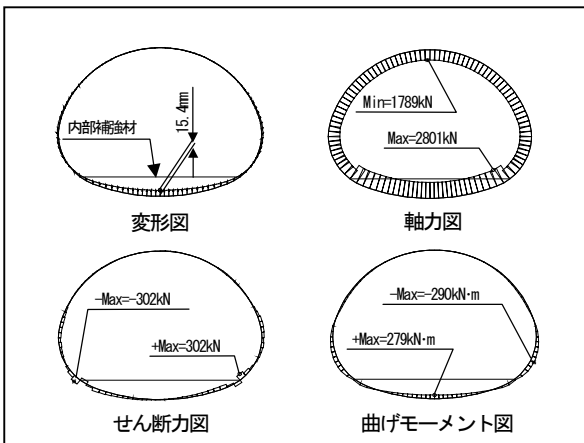


図-6 側壁部曲率半径  $R=3000$  の断面力 (内部補強材あり)

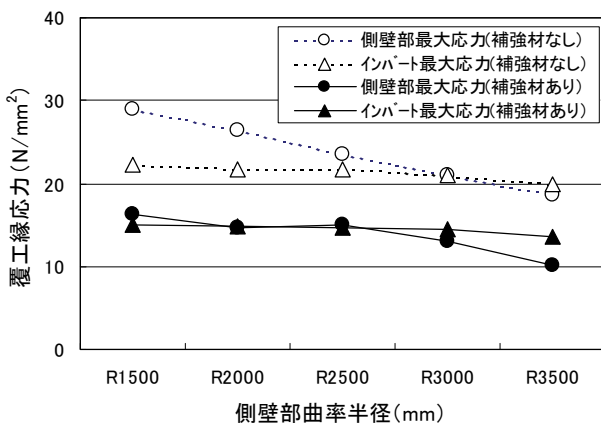


図-7 側壁部曲率半径と覆工縁応力度

(a) 内部補強材を設置しない場合

- i. 側壁部の縁応力度は  $R$  が大きくなるとともに減少する傾向を示し、インバートの縁応力度は  $R$  の大きさに関わらずほぼ一定となった。
- ii. 側壁部の縁応力度  $R=3,000\text{mm}$  でインバートの縁応力度と同等となることから、 $R=3,000\text{mm}$  が応力度の面からバランスの良い形状であると判断できる。

(b) 内部補強材の効果

- i. インバート浮き上がり量は、補強材を設置しない場合の約 60% に減少した。
- ii. 側壁部の縁応力度は、補強材を設置しない場合の約 55%~65% に減少した。
- iii. インバートの縁応力度は、補強材を設置しない場合の約 70% に減少し、減少率は  $R$  によらずほぼ一定であった。
- iv. 側壁部、インバートとも縁応力度の低減効果が大きく、断面形状の設定に関して応力度の面から制約が少なくなる。

### 3.2 扁平型セグメントの検討<sup>2)</sup>

a. 計算条件

計算条件を表-3に、前節での検討結果を考慮して想定した扁平型セグメントの試設計断面を図-8に示す。

セグメント厚さは、発生応力度が相対的に大きいインバート部を 600mm とし、アーチ部での最小厚さを 300mm とした。地盤反力係数は  $k=10, 50, 100\text{MN/m}^3$  の3ケースとし、継手構造は完全千鳥組およびアーチ~インバート間(側壁部) ヒンジの2ケースを想定した。ヒンジ継手を設定した箇所ではトンネル軸方向に継ぎとなることから、継手構造の効果を確認するため、解析手法はリング間の影響を考慮したはりばねモデルとした。

表-3 計算条件

項目	設定値
ゆるみ高さ	1D (D:トンネル幅)
地下水位	20m
地盤反力係数	10、50、100MN/m <sup>3</sup>
側方土圧係数	0.4
土水の扱い	土水分離
地山の水中重量	10KN/m <sup>3</sup>
内部補強材	H-250、750mm ピッチ
セグメント厚さ	300~600mm
継手構造	完全千鳥組、上~下部間ヒンジ

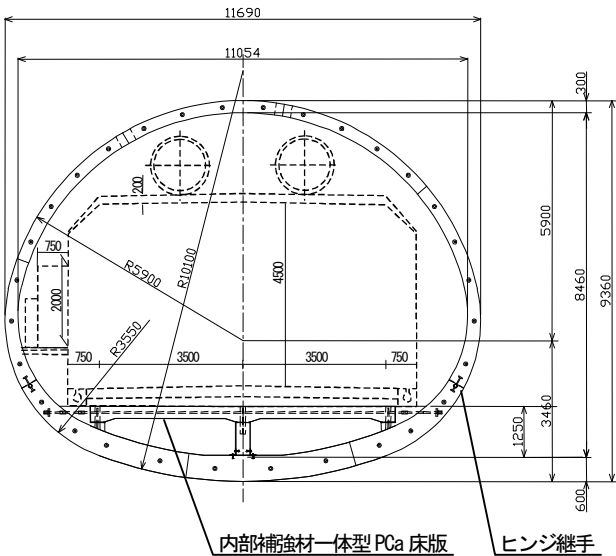


図-8 扁平型セグメント構造

b. 計算結果

(a) 扁平型セグメントの断面力軽減策①

継手構造を完全千鳥組とした場合の曲げモーメント分布を図-9に示す。本断面の上半部はモーメントが小さく桁高の薄肉化が可能であるが、インバート部に過大な正の曲げモーメントと斜め下方に過大な負の曲げモーメントが発生し、従来の RC セグメントの千鳥組構造では円形と比較し桁高・鉄筋量が増大することが確認できた。そこで、上半部の負の曲げモーメントの領域をできるだけ低減し、上半の広範囲の薄型化 (t=300mm) を図るため、側壁部をヒンジ構造とした (図-10 参照)。図より、上半部の負の曲げモーメントが大きく低減できていることが解る。

(b) 扁平型セグメントの断面力軽減策②

地盤反力が十分確保可能な地盤ではヒンジを有した構造でもインバートの断面力は過大とならない。しかし、地盤反力が十分確保出来ない領域や土圧が大きい領域ではインバート部の断面力が過大となり、覆工が成立しない状況となる。そこで前項の断面形状の検討

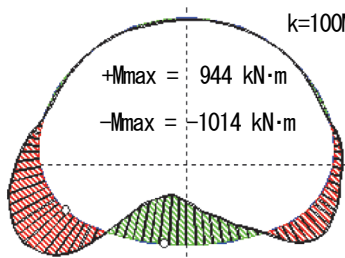


図-9 曲げモーメント (完全千鳥組構造)

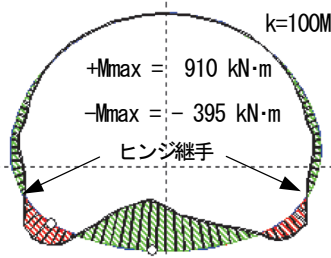


図-10 曲げモーメント (ヒンジ継手設定)

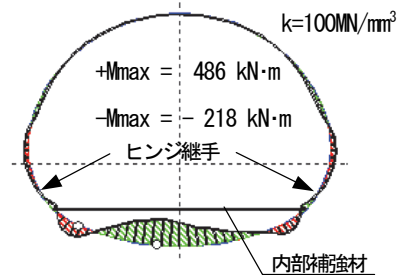


図-11 曲げモーメント (ヒンジ継手設定, 内部補強材設置)

において適用した内部補強材をPCa床版と一体化し、発生断面力の低減効果を確認した (図-11 参照)。

c. セグメントの適用範囲の検討

扁平型セグメントは、地盤反力が十分確保できない地盤では断面力が非常に大きくなるため適用が困難である。そのためセグメントの適用範囲を把握することを目的に地盤反力をパラメータにした感度解析を実施した。

図-12 および図-13 は、下部セグメントの断面力による適用範囲をひびわれ性能曲線により判定した結果である。いずれも側壁部継手はヒンジ構造である。

補強部材なし (図-12 参照) では、地盤反力係数が 50MN/m³ 以上で適用可能となるが、50MN/m³ より低い場

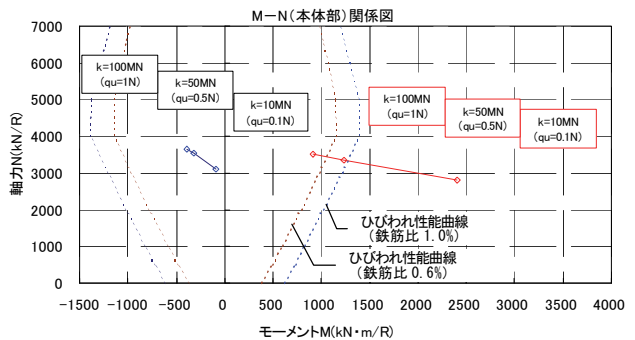


図-12 地盤反力をパラメータとした解析結果 (内部補強材なし)

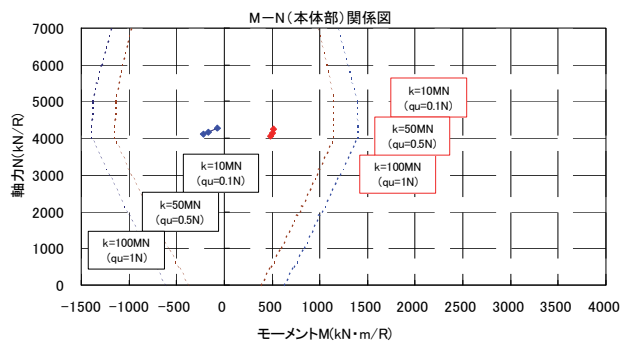


図-13 地盤反力をパラメータとした解析結果 (内部補強材あり)



合は正の曲げモーメントが増大し、10MN/m<sup>3</sup>で適用困難となる。一方、補強部材あり（図-13 参照）では、変形量が著しく低減するため、10MN/m<sup>3</sup>の比較的軟弱な地盤においても適用可能となることが確認できた。

4. 扁平型シールド機の開発<sup>3)</sup>

本工法は、シールド工法と都市部山岳工法の両者が適用される洪積層や新第三紀の地盤を念頭においており、主に以下に示す課題の解決を目標にシールド機の開発を進めている。

- i. 未切削部を残さないカッタ機構の開発
- ii. 上下非対象断面のシールド機の姿勢制御
- iii. q<sub>u</sub>=0.1~10.0N/mm<sup>2</sup>の広い範囲の地盤に対応する掘削機構

本項では、平成17年度に確認したiおよびiiについて報告する。

4.1 カッタ機構の選定

扁平型断面の中心部は、円形カッタで硬質地盤を切削する方式を基本とし、残る側部の切削機構について検討した。表-4に扁平型断面の切削が可能な主なカッタ機構の比較結果を示す。

多連カッタは、扁平断面側部の形状に合わせ複数のカッタを配置する機構であるが、未切削部が残る。

また、傾斜カッタはカッタを傾斜させて掘削断面を扁平にする方式であるが、多連カッタと同様に断面下部に複数のカッタが必要となる。

さらに、縦軸カッタは縦回転のカッタを配置し、

未切削部を少なくする機構であるが、主カッタ（円形カッタ）から隔壁までの距離が長く、切羽安定の信頼性が低い。

一方、可変ビームカッタは、扁平型断面側部を切削するカッタを主カッタのスポークに設置した伸縮ジャッキにより支持し、そのストローク量により張出し量を制御する機構となっており、構造がシンプルであるものの硬質地盤の切削性および伸縮制御に十分な検討が必要である。ただし、主カッタから隔壁までの距離は標準的なシールド機と同様に切羽安定への信頼性が高いと考えられる。

コストの面からは、縦軸カッタが要素試験に関わる開発費および機体重量に関わる製造費等で他の機構に比べて割高となる。

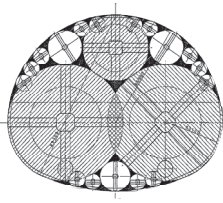
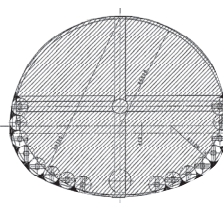
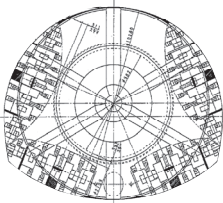
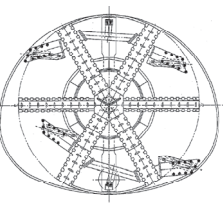
以上の比較より新規性があり、開発に関わる課題抽出が容易な点から『可変ビームカッタ』を本工法のカッタ機構として開発を進めることとした。

4.2 可変ビームカッタの特長

可変ビームカッタの特長を以下に示す。また、扁平型シールド機カッタ機構の構造図を図-14に示す。

- i. スポーク間の角度と可変ビーム長の設定により、張出し量を任意に設定することができる。
- ii. 2本のスポークで荷重を受圧し、応力の発生を分散するため、強度の確保が可能である。
- iii. 可変ビームカッタのビットは、地山に対して常に一定方向に周動するため、玉石、礫等を主体とした地山に対しても切羽を乱すことが少なく、安定した掘削が可能である。

表-4 扁平型シールド機カッタ機構の比較

形式	多連カッタ	傾斜カッタ	縦軸カッタ	可変ビームカッタ
特長	断面全域に複数の径の異なる円形カッタを配置	カッタを傾斜し、断面下半部に複数の小円形カッタを配置	円形カッタの外側に4基の縦軸カッタ(トリミングカッタ)を配置	円形カッタのスポークに2基の伸縮式カッタ(可変ビームカッタ)を配置
形状図				
主な課題	・未切削部が残る	・未切削部が残る ・姿勢制御に検討を要する	・未切削部が残る ・円形カッタ～隔壁間が長い	・可変ビームカッタの伸縮制御、切削性能に検討を要する
コスト	○	○	△	○
評価	○	△	△	◎

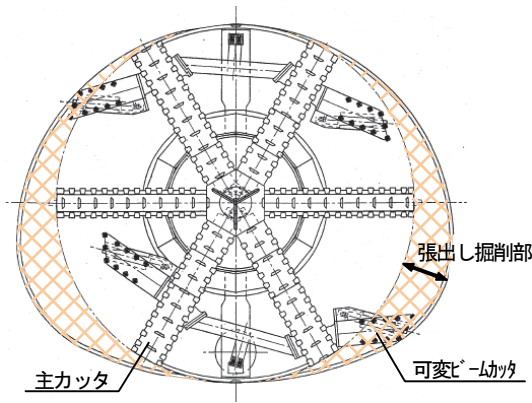


図-14 カッタ構造

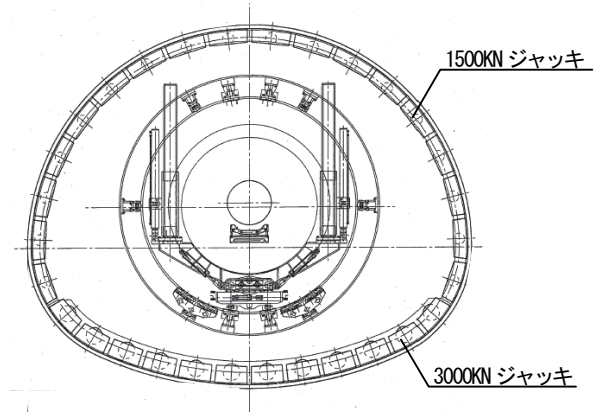


図-16 シールドジャッキ配置

### 4.3 姿勢制御の検討

扁平型シールド機は断面下半部に図心があるため、シールド機前面に作用する土水圧中心の高さおよびシールド機自重中心の位置は円形のシールド機に比べて低く、従来のシールドジャッキの均等配置では掘進中の姿勢制御に課題があると考えられた。

本工法は道路トンネルの施工を主なターゲットとしていることから曲線施工等の水平方向に関わる方向制御については従来のシールドジャッキの選定による対応が可能であると考えられるため、本開発では掘進中の機体の上下方向に関わるシールドジャッキの配置について検討した。

上下方向の姿勢制御に関わる主な荷重は、図-15に示すようにシールド機前面に作用する土水圧(P1)、シールド機自重(P2)、シールドジャッキ推力(P3)である。これら3つの荷重のバランスから推力を算定し、シールドジャッキを配置することにより(図-16参照)、機体の上下方向に関わる姿勢制御が可能と考えられる。

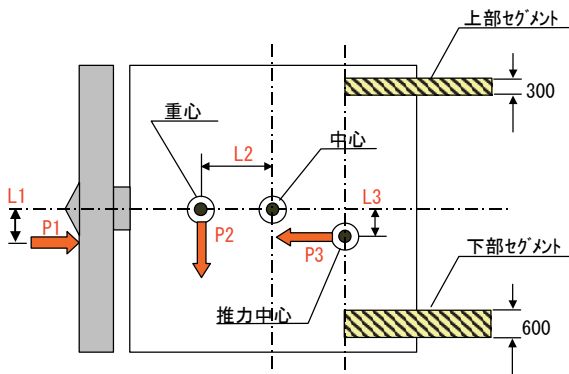


図-15 シールド機の荷重バランス

### 5. おわりに

扁平型断面シールド工法は、扁平型セグメントおよび扁平型シールド機の基本構造の検討により、実現可能な工法であることを確認した。

今後は本工法の信頼性を図るため、扁平型セグメントについては継手構造および強度確認試験等の実施、扁平型シールド機については可変ビームカッタの伸縮制御と硬質地盤の切削性能試験等を実施する計画である。

なお、経済性については、従来のシールド工法に比べて大幅な低減を目標としており、上記の試験結果を踏まえ、次号に詳細を報告する。

最後に、本開発は、首都大学東京 都市環境学部 西村和夫教授にご指導を賜り、ここに深く感謝の意を表す。

### 【参考文献】

- 1) 田中雅彦、浅野剛、荒川賢治、「扁平型断面シールド工法の開発(その1:合理的な断面形状に関する検討)」平成18年度全国大会第61回年次学術講演会、土木学会(投稿中)
- 2) 橋口彰夫、橋本博英、田中雅彦、「扁平型断面シールド工法の開発(その2:扁平型セグメントの開発)」平成18年度全国大会第61回年次学術講演会、土木学会(投稿中)
- 3) 吉田譲、伊藤広幸、田中雅彦、「扁平型断面シールド工法の開発(その3:扁平型シールド機の開発)」平成18年度全国大会第61回年次学術講演会、土木学会(投稿中)

# カッタービット交換システムの開発

## －スライドカッター工法の実証－

村中浩昭\* 太田義己\* 西村直樹\*  
高塚康夫\*\* 柚木卓郎\*\*\* 三上賢二\*\*\*

### 1. まえがき

シールド工事ではビット交換を必要とする長距離施工や、粘性土・砂礫・玉石などが路線中に存在し、地質が大きく変化する地盤での施工が近年増加している。このようなシールド工事に対応するためにビット交換作業が不要な「スライドカッター工法」を開発した。

本工法を適用することで、従来のように中間立坑を設けてビット交換を行う方法やシールド機の切羽部分を地盤改良して機内からビット交換する方法に比べて、大幅な工期短縮とコスト低減が可能になる。

本報では、スライドカッター工法の概要と工場でのスライド機構の性能確認実験および現場での適用結果について述べる。

### 2. スライドカッター工法の概要

今回開発した「スライドカッター工法」は、粘性土層・砂礫層・玉石層など路線中で地質が大きく変化する地盤の掘進や長距離掘進を対象にした泥土圧シールド工法である。

従来、玉石混じり砂礫層と粘性土層などが繰り返して出現する地盤を1台のシールド機で施工する場合、いずれかの土質を対象にしたシールド機を選定せざるを得ない。そのため、玉石によるビットの損耗、粘性土によるスリットの閉塞、ローラービットが引き起こす粘性土での掘進速度の低下など土質変化に伴う様々なトラブルや、最悪の場合には掘進不能の事態に至る場面も生じていた。このようなトラブルを防ぐため、中間立坑を設けてビット交換を行う方法やシールド機の切羽部分を地盤改良して機内からビット交換する方法が採られてきた。スライドカッター工法はこのような作業を必要としない施工法である。

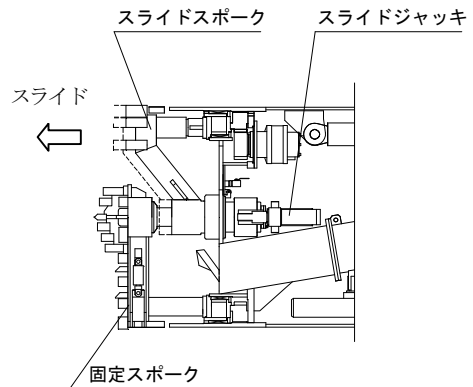


図-1 カッターの構造

本工法に用いるスライドカッターシールド機のカッタースポークの構造を図-1に示す。スライドカッターシールド機は、固定構造のカッタースポーク（固定スポーク）と掘進方向にスライド可能なカッタースポーク（スライドスポーク）の二重構造になっており、土質及び施工距離に応じて地盤変化対応型シールド機と長距離対応型シールド機に分類される。

#### 2.1 地盤変化対応型シールド機

地盤変化対応型シールド機は、カッターヘッドとなる固定スポークに玉石破碎用のローラービットを取付け、スライドスポークに粘性土掘削用ビットを取り付けた構造である。

発進当初が玉石混じり砂礫層で途中から粘性土層が出現する地盤での適用例を図-2に示す。

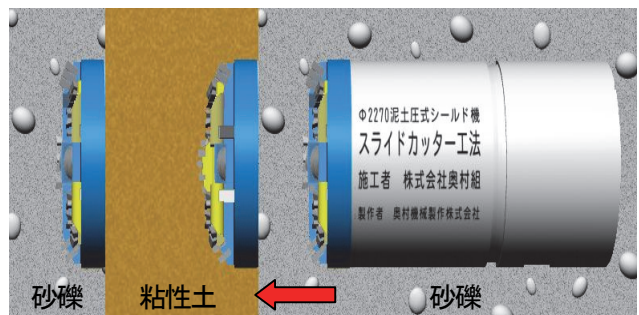


図-2 地盤変化対応型の適用例

\*関西支社機械部 \*\*関西支社土木技術部 \*\*\*関西支社土木部



最初の砂礫層ではスライドスポークはチャンバー内に後退させ、固定スポークを前面に出して玉石をローラービットで破碎しながら掘進する。そして、粘性土が出現した時点でスライドスポークを固定スポークより前方にスライドさせ、この粘性土掘削用ビットで粘性土の掘削を行う。

このように土質ごとに上述のようにカッターヘッドを対応させることでシールド掘進を効率的に行うことができ、繰り返し変化する地層にも対応が可能である。

## 2.2 長距離対応型シールド機

長距離対応型シールド機は、写真-1に示すようにカッターヘッドとなる固定スポークおよびスライドスポークの両方に土砂用ビットを取付けた構造である。固定スポークのビットが摩耗すると、スライドスポークを前方にスライドさせることにより、カッター寿命の延命を図る。

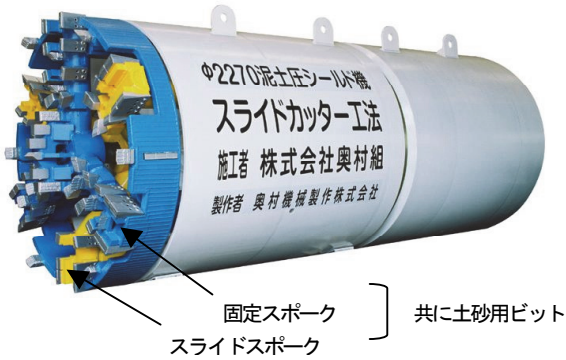


写真-1 長距離対応型シールド機

## 2.3 特長

スライドカッター工法の特長を以下に示す。

- i. 地盤の変化に対して短時間で、最適なカッタースポークに変更することができ掘進作業の効率化を図ることができる。
- ii. ビット交換に伴う地盤改良や立坑築造が不要となり、工期短縮とコストダウンを図ることができる。
- iii. ビット交換のための切羽作業が不要になるので安全性が向上する。
- iv. 対象地盤および施工距離に適合した合理的なシールド機的设计ができる。

## 2.4 適用範囲

従来、カッタービット交換を機械的に行うことが困難とされた小口径シールド（シールド機外径φ2,000mmクラス）への適用も可能である。適用範囲を以下に示す。

- ・適用径 φ2000mm～φ6000mm
- ・適用土質
  - 長距離対応型：粘性土～玉石混じり礫層
  - 地盤変化対応型：土質の変化が激しい地盤

## 3. スライド機構の性能確認実験

スライドカッター工法の開発にあたり、実物大の模擬カッターヘッドを製作し、スライド機構の強度および作動状況を調べた。

### 3.1 スライド機構の強度確認

スライド機構の強度は、掘進中にスライドスポークを作動させることを考慮し、スライドスポークに掘進方向及び回転方向の負荷をかけ、各部材のひずみ量を計測することにより強度を確認した。

#### a. スライドスポークへの作用荷重

スライドスポークの構造を図-3に示す。シールド推力は通常 1000 kN/m<sup>2</sup>程度であり、そのうち 60～70%がスキンプレートと土やセグメントとの摩擦で消費されることから、カッターヘッドに加わる推力を 400 kN/m<sup>2</sup>とした。

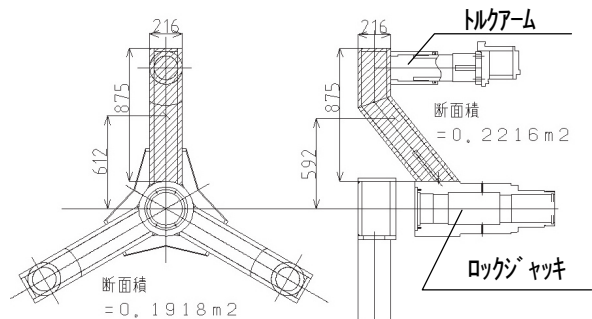


図-3 スライドスポーク単体図

スライドスポークの投影面積、荷重は次の通りである。

#### 投影面積

$$\text{正面 (推進方向)} : A_1 = 0.1918 \text{ m}^2$$

$$\text{側面 (回転方向)} : A_2 = 0.2216 \text{ m}^2$$

#### スポーク 1 本に作用する荷重

$$\text{正面} : W_1 = 400 \text{ kN/m}^2 \times 0.1918 \text{ m}^2 = 76.72 \text{ kN}$$

$$\text{側面} : W_2 = 400 \text{ kN/m}^2 \times 0.2216 \text{ m}^2 = 88.64 \text{ kN}$$

#### b. 実験条件

スライドスポークの載荷位置はスポークの面積重心に作用させるのが妥当であるが、載荷治具の制約から以下のように設定した。



(a) 推進方向の荷重

カッター中心軸より 0.875 m の位置 (重心 : 0.612 m) に 5 kN ピッチで荷重を加えてひずみを測定した。最大荷重は前述した作用荷重よりも大きい 120 kN とした。

(b) 回転方向の荷重

カッター軸より 0.825 m の位置 (重心 : 0.592 m) に 5kN ピッチで荷重を加えてひずみを測定した。最大荷重は前述した作用荷重よりも大きい 100 kN とした。ひずみゲージ取付け位置を図-4 に示す。

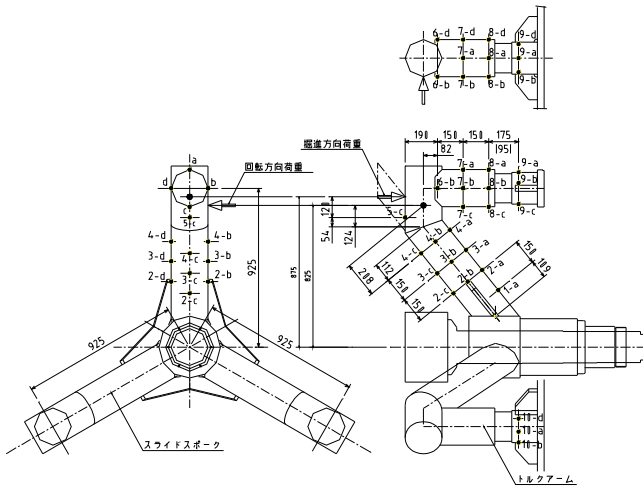


図-4 ひずみゲージ取付け位置図

c. 実験結果

スライドスポークのストロークを 0 mm、80 mm とし、最大荷重をかけた時の応力測定結果を表-1 に示す (スポークの断面係数  $Z=722.63 \text{ cm}^3$ )。

表-1 曲げ応力測定結果

No.	荷重方向	荷重		スポーク最大応力		トルクアーム最大応力	
		ストローク mm	kN	位置	$\text{N/mm}^2$	位置	$\text{N/mm}^2$
1-1	掘進方向	80	120	1-a	-57.8	7-a	-11.6
1-2	掘進方向	80	120	1-a	-57.6	7-a	-11.8
2-1	掘進方向	0	120	1-a	-54.0	7-a	-18.8
2-2	掘進方向	0	120	1-a	-55.6	7-a	-18.0
3-1	回転方向	80	100	2-d	-34.8	9-b	-19.8
3-2	回転方向	80	100	2-d	-34.4	9-b	-19.6
4-1	回転方向	0	100	2-d	-35.2	9-b	18.0
4-2	回転方向	0	100	2-d	-35.2	9-b	18.0

カッタースポークではセンターに近い部分に最大圧縮応力  $57.8 \text{ N/mm}^2$ 、トルクアームではスライドスポークの根元側で最大引張応力  $19.8 \text{ N/mm}^2$  が生じた。いずれの応力も許容応力  $140 \text{ N/mm}^2$  以内であり、十分な強度を保有することを確認した。

3.2 スライド機構の作動確認

スライド機構の作動は、掘削中にカッターを回転しながらスライドすることを想定し、スライドスポーク 3本にパワージャッキで回転方向の荷重を加えた状態

でスライドし、ロックジャッキの押し引きの油圧を測定してスライド抵抗を求めることにより、確認した。

パワージャッキの接点における摩擦係数を  $\mu=0.2$  とした時のスライド抵抗を表-2 に示す。

表-2 スライド抵抗測定結果

回転方向荷重 kN/1本	摩擦力 kN	平均油圧 MPa	ジャッキ推力 kN	スライド抵抗 kN
0	0	4.2	109.2	0
10	6	5.8	150.8	35.6
20	12	6.1	158.6	37.4
30	18	6.3	163.8	36.6
40	24	6.5	169.0	35.8
50	30	6.8	176.8	37.6
平均				36.6

回転方向の荷重に関係なくスライド抵抗が一定であること、また、この時のスライド抵抗力は約 35kN となり、カッタースポークを作動させるには問題がないことを確認した。

4. 現場適用

4.1 概要

長距離対応型のスライドカッター工法を下記のシールド工事の現場に適用し、工法の検証を行った。また、従来工法と摩耗量を比較するために隣接工区の段差ビットを取付けたシールド機のビットを同時に調査した。工事概要を表-3、スライドカッターシールド機の仕様および基本構造を表-4、図-5 に示す。

表-3 適用工事の概要

	スライドカッター適用工区	隣接対比工区
シールド外径	$\phi 2,270\text{mm}$	
セグメント内径	$\phi 2,000\text{mm}$	
掘進延長	L=2,374m	L=2,424m
土質	玉石混じり礫質土層	粘性土混じり礫質土層

表-4 スライドカッター機本体主要諸元

項目	諸元値
型式	泥土圧シールド機
外径	$\phi 2,270\text{mm}$
機長	5,550mm
本体シェル長	4,290mm
カッタートルク	常用353kN・m ( $\alpha=30.2$ )
カッター回転数	2.3 r.p.m. ( $v=16.4\text{m/min}$ )
駆動モータ	油圧 27.8kN・m $\times$ 35MPa $\times$ 2台
シールドジャッキ	4,800kN (8本) ストローク 1,150mm
中折れジャッキ	4,000kN (4本) ストローク 125mm
オーバーカッタージャッキ	ストローク 50mm $\times$ 2本
カッタースライドジャッキ	300kN $\times$ 2台
スクリュコンベア	$\phi 450\text{mm}$ (リボン+軸付)
開口率	61.2%
本体重量	35 t

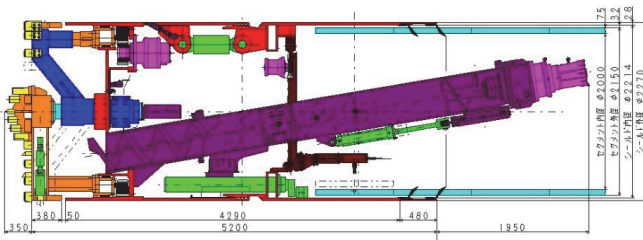


図-5 スライドカッター機基本構造図

スライドカッターシールド機と隣接工区のシールド機ビット段差量の比較を図-6、ビットの取付け状況の比較を表-5に示す。

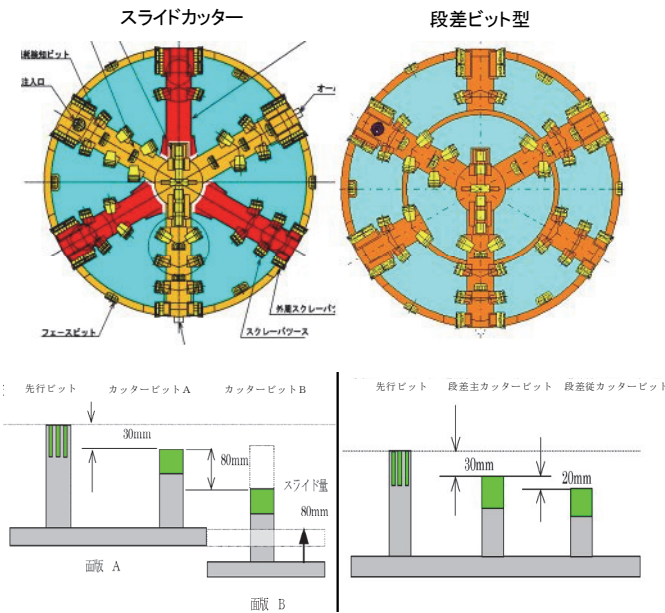


図-6 シールド機面版比較図

表-5 ビット取付け比較

項目	スライドカッター	段差ビット型
ビット个数	先行ビット 19個 カッタービット 46個	先行ビット 19個 カッタービット 46個
先行ビット高さ	130 mm	130 mm
カッタービット高さ	100 mm	100mm、80mm
パス数	外周3パス 内周1パス(2重)	外周6パス 内周2パス

#### 4.2 検証項目

現場での調査項目を以下に示す。

- i. カッタービットの摩耗量
- ii. スライド機構の作動
- iii. チャンバー内の掘削土砂の流動性

#### 4.3 検証結果

##### a. 土質

スライドカッターシールド機が通過する土質は、全体的に沖積礫質土層 (A g) であった。発進位置から190m 地点までは φ200mm~φ250mm の玉石を含む地質で、その後1,100m~1,900m 区間ではN値が4程度、粒度組成は礫分3.2%、砂分11.9%、シルト分

48.5%、粘土分36.5%で粘性土の割合が多い土質であった。一方、隣接する比較工区の土質は、粘性土混じり沖積礫質土層 (A g) であり、全体的に玉石が点在する程度であった。発進位置から1,260m 地点までは、粘性土 (N値3~5) と砂質土 (N値5~27) の互層が連続し、到達位置に近づくにつれ洪積礫質土 (D g) が出現した。

##### b. カッタービットの摩耗量

両工区とも、先行ビットの摩耗量は許容摩耗量以下であり、シールド機が到達するまで主に先行ビットで掘削を行った。到達時における両工区のビット摩耗量の測定結果を図-7、図-8に示す。

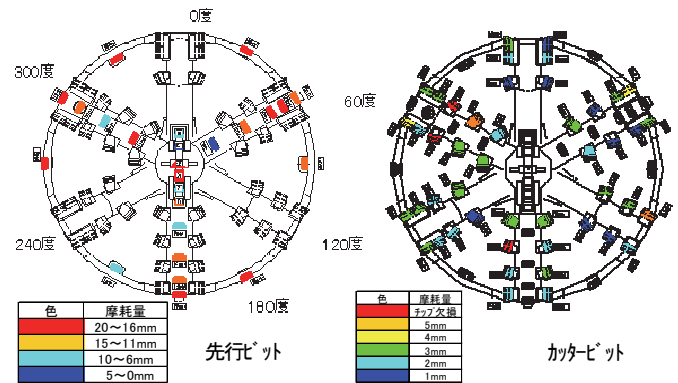


図-7 スライドカッター機摩耗量

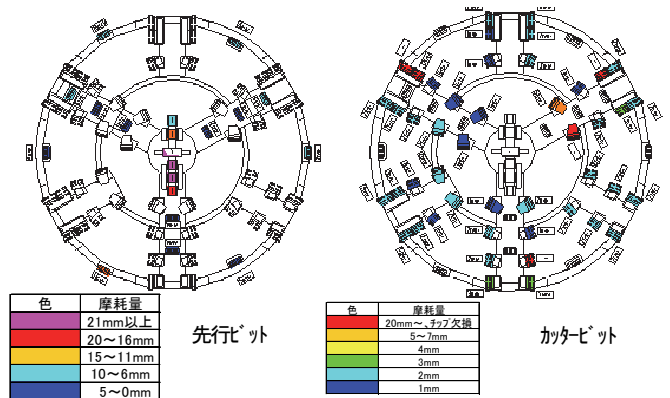


図-8 段差ビット型機摩耗量 (比較工区)

今回の施工では、以下に述べるビット摩耗量の算定式を用いた。単位摺動当りの摩耗量は、パス数を考慮せず材質が同じであればビットの形状 (先行ビット、カッタービット) によって摩耗が変わらないものと仮定した。

地山を掘削する先行ビットの摩耗量  $M_a$  はビットの単位摺動距離当たりの摩耗量  $M_t$  にビットの摺動距離を乗じて求められる。

$$Mt = N \cdot m \cdot k \quad (1-1)$$

$$Ma = \frac{Mt \cdot n \cdot \pi \cdot D \cdot L}{V} \quad (1-2)$$

$$L = \frac{Ma \cdot V}{Mt \cdot n \cdot \pi \cdot D} \quad (1-3)$$

Ma : 各土質での摩耗量 (mm)  
 Mt : 単位摺動距離当たりの摩耗量 (mm/m)  
 L : 各土質での掘削延長 (m)  
 N : N 値  
 m : 材質による摩耗量 (mm/m)  
     超硬チップ (SG30) :  $0.243 \times 10^{-5}$   
 k : 土質区分による摩耗負荷係数  
 n : 回転数 (r. p. m.)  
 D : シールド機外径 (m)  
 V : 平均掘進速度 (cm/min)

先行ビットより後方の位置にあるビットは補助的な掘削と掘削した土砂を攪拌してチャンバー内に導くことが主な働きとなり、先行ビットに比べて摩耗量が少なくなる。このことから、後方のビットの単位摺動距離当たり摩耗量  $Mt'$  は  $Mt$  に「摩耗換算率  $\alpha$ 」を乗じた以下の式で求めることとした。

$$Mt' = \alpha \cdot N \cdot m \cdot k \quad (2-1)$$

先行ビットが許容摩耗量に達すると掘削機能がなくなり、次に後方のビットで地山を掘削することになる。この時の後方ビットの単位摺動距離当たり摩耗量は  $Mt$  (式1-1) で求められる。

以上の算定式を用いたスライドカッター工法の掘進距離と摩耗量の関係を図-9に示す。図-6から先行ビットおよび後方の面盤Aのビットが摩耗すると、面盤Bのスポークを切羽までスライドし、面盤Bのビットで地山を掘削することで長距離施工が可能になる。

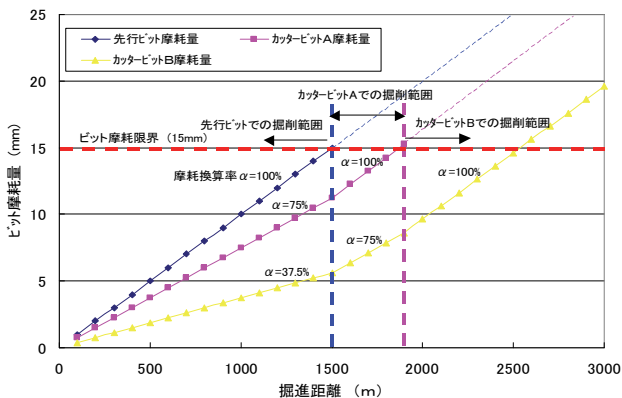


図-9 掘進距離と摩耗量

スライドカッター式の摩耗量および「摩耗換算率  $\alpha$ 」を表-6に示す。計画時の推定摩耗量と実績摩耗量に大きな差が生じた。スライドカッター式の摩耗量は、段差ビットの段差量 20 mm に対して 80 mm の段差量があることから、計画時には「摩耗換算率  $\alpha$ 」を

表-6 計画摩耗量と実績摩耗量 (スライドカッター)

	ビット種別	先行ビット	面盤A カッタービット	面盤B カッタービット
計画	計画での摩耗量	9.9mm	7.4mm	3.7mm
	摩耗換算率 $\alpha$	100%	75%	37.5%
実績	実績摩耗量	14.6mm	5.3mm	2.5mm
	摩耗換算率 $\alpha$	147%	54%	25%

表-7 計画摩耗量と実績摩耗量 (段差ビット)

	ビット種別	先行ビット	段差主 カッタービット	段差従 カッタービット
計画	計画での摩耗量	3.2mm	2.4mm	2.4mm
	摩耗換算率 $\alpha$	100%	75%	75%
実績	実績摩耗量	6.9mm	3.6mm	2.5mm
	摩耗換算率 $\alpha$	218%	114%	80%

先行ビット 100%、面盤カッタービット 75%、面盤カッタービット 37.5%として摩耗量を推定した。

推定摩耗量に比べて実績摩耗量が大きくなったことから、実施工で確認した掘削土の土質と実掘進速度のデータを使用して実績摩耗量から「摩耗換算率  $\alpha$ 」を求めた。算出した各ビットの実績摩耗量の「摩耗換算率  $\alpha$ 」は先行ビット 147%、面盤Aカッタービット 54%、面盤Bカッタービット 25%になった。

また、隣接工区の段差ビット方式についても到達時の摩耗調査結果から同様な方法で「摩耗換算率  $\alpha$ 」を求めた結果を表-7に示す。

両工区の摩耗結果をまとめると以下のようなものである。

- i. スライドカッター式では、先行ビットの摩耗量は実績値の方が多く、また、後方の面盤ビットの摩耗量は実績値の方が少なくなった。
- ii. 段差ビット方式では、先行ビットについてはスライドカッター式と同じ傾向が見られたが、後方の段差主ビットについてはスライドカッター式に比べて「摩耗換算率  $\alpha$ 」が高く、両方式に差が見られた。これは、スライドカッター式では、段差ビット式に比べてカッタースポークの構造が地山の掘削土砂をチャンバー内に取り込みやすい構造であることから、ビットの摩耗が少なくなったと思われる。
- iii. スライド式の面盤Bカッタービットと段差ビット式の段差従カッタービットの「摩耗換算率  $\alpha$ 」(実績値)を比べると、先行ビットからの段差量の少ない後者の摩耗換算率が高くなった。このことより、先行ビットで地山を掘削している時は段差ビット方式よりもスライドカッター式の方がビットの摩耗量が少ないことが分かる。
- c. スライドカッター工法の掘進可能距離の推定

今回のビット摩耗量の実績値から得られた表-8に示す「摩耗換算率 $\alpha$ 」を用いてスライドカッター工法の掘削可能距離を推定した。

表-8 摩耗換算率  $\alpha$

ビット種別	先行ビット	面版A カッタービット	面版B カッタービット
摩耗換算率 $\alpha$	150%	60%	30%

代表的な土質を表-9に示す5種類とし、各層の比率で掘進距離を区分し、代表的なN値と摩耗負荷係数からビットが許容摩耗量に達するまでの掘進距離を求めた。ここで、ビットの交換時期は、各ビットがばらついた摩耗状態になっても効率的な掘削状況を保持するために、先行ビットは15mm、カッタービットは許容刃先摩耗量の半分の15mmを目安とした。平均掘進速度は、5cm/minとし、土質区分による摩耗負荷係数については玉石層と玉石混じり砂礫層に区分した。

表-9 設定土質と掘進可能距離

玉石層	砂礫層 玉石混じり	砂礫層	砂質土層	粘性土層	ビット交換前の 距離(m)	ビット交換後の 距離(m)	掘進可能距離 (m)
○		○	○	○	2,324	832	3,156
	○	○	○	○	2,972	1,072	4,044
	○	○	○		2,214	771	2,985
	○	○			1,636	590	2,226
		○	○		4,340	1,660	6,000

計算結果から、スライドカッター工法ではビット交換を行わない従来のシールド機よりも掘進距離を約35%伸ばす事が可能であると推定される。

d. スライド機構の作動確認

掘進途中の2,025mの地点でスライド機構の作動確認(ビット交換)を行った。最初はカッターヘッドを回転させずにスライド機構の作動を試みたが、切羽の前面抵抗が大きいためスライドスポークを前方にスライドできなかった。次に、カッターヘッドを回転させると容易にスライドさせることができた。切羽側へのスライド時間は9秒、チャンバー側に戻す時間は6秒であり、短時間でビット交換が可能であることが分かった。図-10にビット交換前後の掘進速度とカッタートルクの関係を示すが大きな変化はなかった。

e. チャンバー内の流動性確認

従来の泥土圧シールド機ではチャンバー内の塑性流動化を促進するために、隔壁に固定翼、カッタースポークに回転翼を取付けることが多い。

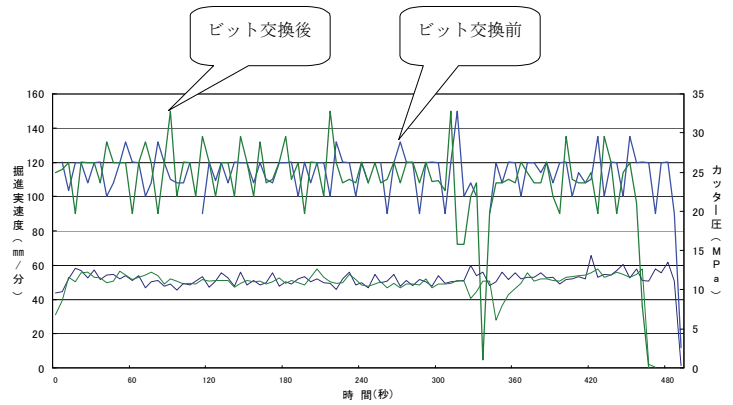


図-10 掘進速度とカッタートルク

今回、スライドスポークの中央部を傾斜することで、掘削土砂の取り込みを容易にするのと同時にチャンバー内の攪拌効率の向上を図った。掘削土の排土状況および到達時のカッタースポークおよびチャンバー内の掘削土砂の付着状況を調べた結果、十分な攪拌効果が得られることが分かった。

5. まとめ

現場適用の成果をまとめると以下の通りである。

- i. スライドスポークを作動させることでカッタービットの交換が可能となり、安全性の向上と大幅な工期短縮ができる
- ii. 従来のシールド機よりも掘進距離を約35%伸ばすことができる
- iii. スライドスポークの中央部を傾斜させることで、掘削土の取り込みが容易になり、チャンバー内の掘削土砂の攪拌効率が向上する

6. あとがき

今回の現場適用では、スライド状況や掘削性能、ビットの摩耗等の貴重なデータを収集するとともに、従来型のシールド機を同一現場で施工する機会に恵まれ、ビット摩耗量を比較することができた。

今後は、地盤変化対応型シールド機による適用を図り、本工法の完成度を高めていきたい。

謝辞：最後に本工事の計画から施工にわたり、終始御指導いただいた大阪ガス(株)、新日本製鐵(株)に謝意を表します。



# 奥村式スラリー連続脱水システムの開発

## —ダム湖堆積土浚渫後の連続脱水方法—

石橋則秀\* 戸澤清浩\*\*  
白石祐彰\*\*\* 福士健太郎\*\*\*

### 1. まえがき

ダム貯水池計画には、100年間に堆積する土砂量を貯水容量に予め見込んでいるが、完成後の経過年数の長いダムでは、計画堆砂量を超える例も多く見られる。このようなダムでは堆積土砂が増加することによる、ダムの機能障害が大きな懸案となっている。このため、ダム貯水池の治水・利水機能の維持、貯水容量の確保、流砂系を考慮した下流への土砂供給、堆積土の有効利用などを理由に、ダム湖の堆積土砂の処理が急がれている。

1997年に実施された、全国のダムのうち580箇所  
のダム堆砂に関する調査では、毎年400万 $\text{m}^3$ 程度の土砂採取が確認されている。その当時の全ダムの貯水池総堆砂量が、約2000万 $\text{m}^3$ 程度であることから、20%程度以上の土砂が毎年採取されていることとなる。

土砂採取量約400万 $\text{m}^3$ の約60%がコンクリート骨材や盛土材料として有効利用されているが、木片等の異物の混入や微細粒子成分の存在により、有効利用に限界があることも示唆されている<sup>1)</sup>。

堆砂の土質分布は、堆砂体積比で見ると、約55%がシルト以下の成分であり、そのうち20%は粘土成分である。従って、仮に有効利用を推進しても採取作業のコストダウンや脱水技術の向上が課題である<sup>1)</sup>。

従来は、浚渫した土砂を天日乾燥する方法やセメント系固化材等を用いて土質改良する方法などが一般的に用いられていた。また、天日乾燥するヤードが狭小な場合などは、フィルタープレスを用いた脱水方式が採用された例もある。しかし、天日乾燥の場合には、非常に広い処理スペースが必要となることや、フィルタープレスでは、連続処理ができず作業効率が悪いことから、施工コストが嵩むなどの課題があった。そこで、縦型スクリープレスを用いた「奥村式スラリー連続脱水システム」を開発し、設置スペースの縮小化

への対応、処理土の品質確保、省力化、処理コストの低減を実現した。本報では、その概要を報告する。

### 2. 奥村式スラリー連続脱水システム

#### 2.1 システム概要

##### a. システムの構成

今回開発した「奥村式スラリー連続脱水システム」のシステム構成としては、主に一次スクリーン、凝集反応槽、縦型スクリープレス、土砂ホッパーの機器から構成されている。以下にシステムの特徴を示す。

##### b. システムの特徴

- (a) 縦型スクリープレスの採用によって、処理スペースが、天日乾燥に比べて1/10、フィルタープレスに比べて1/2となり、狭い場所にも適用可能である
- (b) フィルタープレスを用いた脱水方式に比べ、連続処理が可能で、効率化、省力化が図れコストダウンとなる
- (c) 幅広い土質に適用できるとともに、処理した土砂の再利用が可能である

##### c. システムフロー

本システムのフローを以下に概説し、**図-1**にシステムフロー図を示す。

- (a) ダム湖より浚渫された浚渫土に含まれる礫や砂などを一次スクリーンで分級する
- (b) 分級後のスラリーに、凝集脱水に必要な凝集剤を加え凝集攪拌槽にて攪拌する
- (c) 縦型スクリープレスの下部から、凝集ブロックを生成したスラリーを投入する
- (d) 設定されたコーン指数の脱水ケーキが縦型スクリープレスの上部から排出され、土砂ホッパーに貯蔵される

\*東京支社機械部 \*\*関西支社機械部 \*\*\*技術研究所

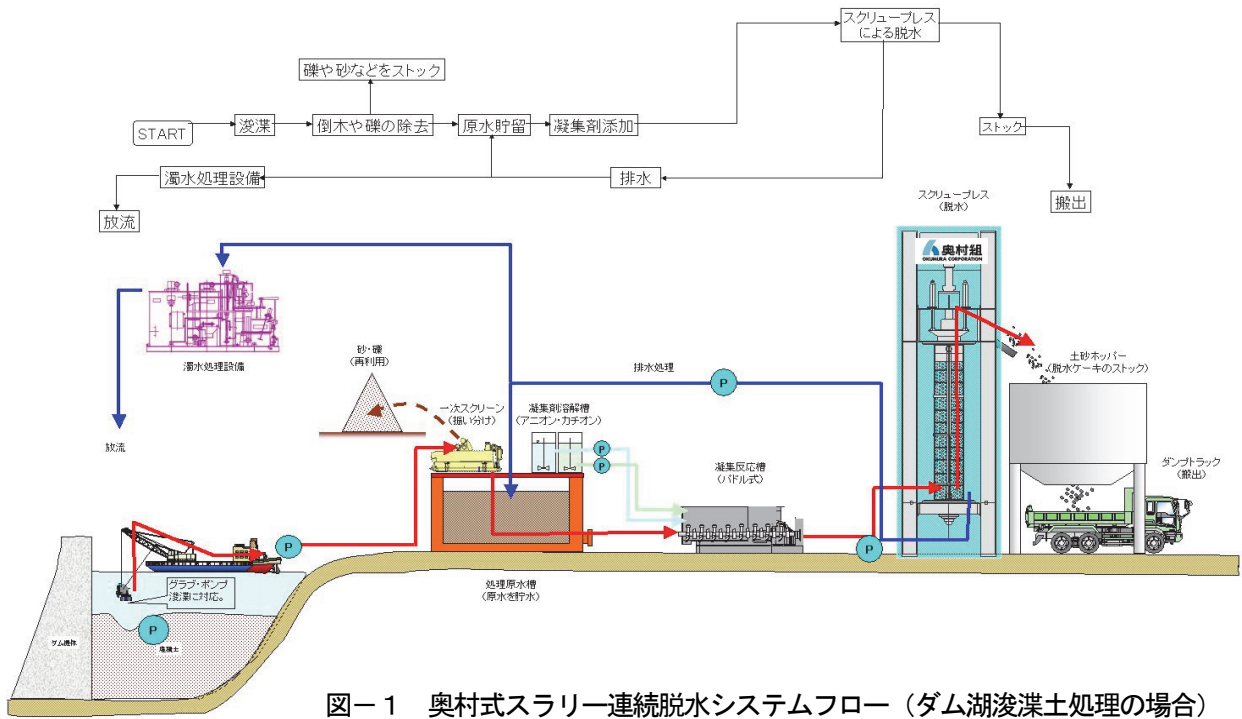


図-1 奥村式スラリー連続脱水システムフロー（ダム湖浚渫土処理の場合）

- (d) 土砂ホッパーより、搬出先にダンプトラックにて搬出・運搬する。
- (e) 縦型スクリープレスより排出される濾水は、濁水処理設備にて処理を行い、ダム湖へ放流する。

2.2 スクリュープレスの構造・仕様

a. スクリュープレスの構造

スクリープレスは、内部のテーパー状のスクリー軸が回転することでスラリーが移送され、外筒スクリーンとスクリー軸との間の容積が徐々に小さくなり、スラリーが圧縮・脱水される。

スクリープレスの構造図を、図-2に示す。

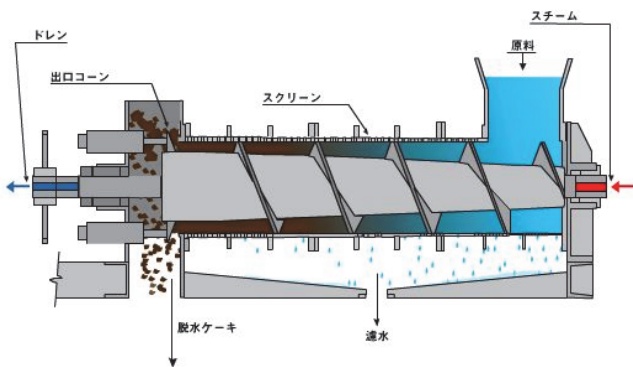


図-2 スクリュープレス構造図

b. スクリュープレスの特徴

スクリープレスの特徴を以下に示す。

- (a) 連続処理なので、前後設備も連続となり、難しい制御操作が不要である
- (b) 構造がシンプルで、運転は低速回転であり、なおかつ駆動部が少ないため、消耗品がほとんど無く、メンテナンス費用が安価である
- (c) 低速回転運転なので、騒音や振動の問題が少なく据付架台も構造が簡単である
- (d) 低速回転運転なので、動力が小さく、ランニングコストが低減できる
- (e) シンプルな構造なので、調節、点検箇所が少なく、維持管理も容易である
- (f) 簡単に密閉構造に出来るので臭気対策やガス回収が容易にできる

3. スクリュープレス実験機の設計・製作

3.1 スクリュープレス実験機の設計条件

スクリープレス実験機（以下実験機と記述）の設計条件として、現場への適用や同業他社の動向等などを考慮して、以下のような条件とした。

- ・ 標準型（水平）、縦型の両方で脱水可能な構造

- ・ 狭小ヤードで施工可能な構造
- ・ 脱水と土砂搬送を兼用できるような構造
- ・ 既存技術と差別化できる仕様や構造

### 3.2 実験機の仕様

実験機は、通常の標準型（水平）と重力での処理効率の向上を目的とした特殊型（縦型原泥下投入・縦型原泥上投入）を、実験に合わせて変更できる構造・仕様とした。

スクリーンの形状は、標準型（水平）での設計実績しかないため、特殊型（縦型原泥下投入・縦型原泥上投入）での形状は、重力での脱水メカニズムなどを考慮して、以下の通りとした。

実験機および付属機器の仕様を、表-1に示す。また、実験機のスクリーン形状を、図-3および写真-1に示す。

表-1 実験機および付属機器の仕様

機器名	仕様・性能	数量
特殊型スクリープレス	HX-200×1.5ML	1台
	サイクロ減速機:1.5KW	
	カバー付、SUS304	
パドル型凝集反応槽	可変減速機:0.75KW	1台
標準型(水平)スクリー	Φ200,圧縮比:5.01,ピッチ:9	1本
特殊型(縦下投入)スクリー	Φ200,圧縮比:2.71,ピッチ:15	1本
特殊型(縦上投入)スクリー	Φ200,圧縮比:4.15,ピッチ:11	1本
原泥ポンプ	チューブポンプETK-42:1.5KW	1台
	吐出量:690リットル/h	
	吐出圧:0.9Mpa	
凝集剤溶解槽	攪拌機0.2KW×2	1基
凝集剤注入ポンプ	CR-5DN	2台
	吐出量:420~4200cc/min	
	吐出圧:0.5Mpa	

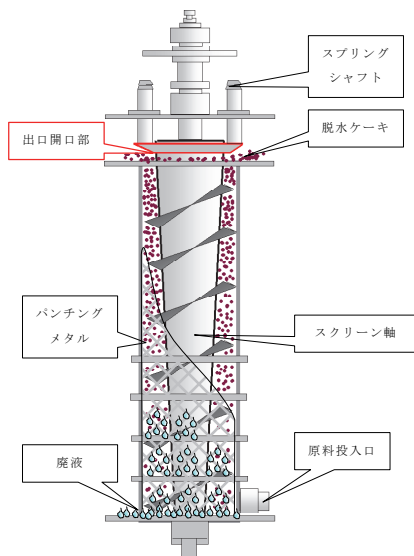


図-3 スクリュープレス図  
(縦型原泥下投入)

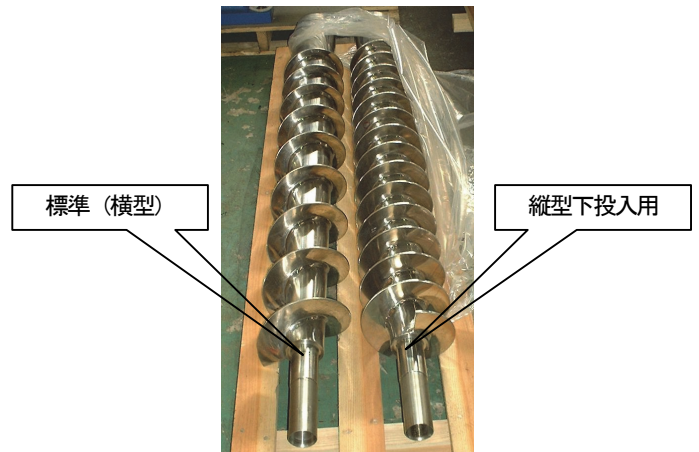


写真-1 スクリューの形状

## 4. 脱水性能確認を目的とした要素実験

### 4.1 脱水実験①スクリー回転数と脱水性能

#### a. 実験方法

愛知県牧尾ダムの堆積土を当社技術研究所に搬入し脱水実験に用いた。供試土の物性値を表-2に示す。

供試土に加水し振動ふるい等によって石や枝を取り除いた。供試土に加水し夾雑物を取り除いたものをここでは原泥と呼ぶ。この原泥の単位体積重量はおよそ12kN/m<sup>3</sup>であるが、この原泥を沈降させた後、上澄水を除去することにより単位体積重量15kN/m<sup>3</sup>の原泥を別途作製した。これら2種類の原泥を脱水実験に用いた。また、砂分含有量の大きいスラリーが凝集フロックを生成されると強靱で脱水性が良いと推定されるので、原泥に1.2mm以下の山砂を加えた試験ケースも設けた。

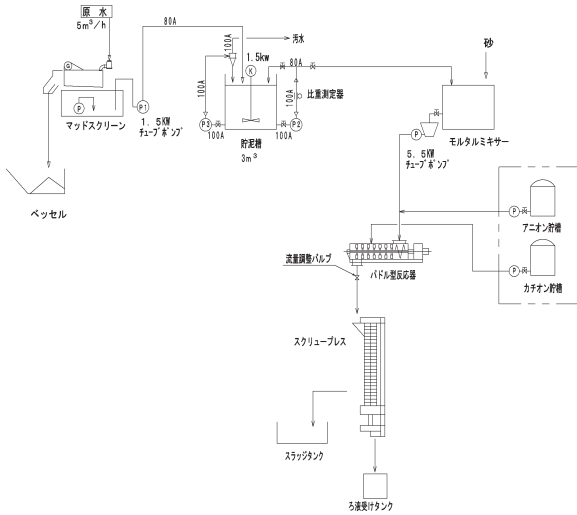
原泥(または原泥+山砂)をグラウトミキサーで攪拌しながらモノポンプで凝集反応槽へ送り、凝集反応槽で高分子凝集剤を添加、攪拌混合しフロックを生成させてスクリープレスに投入した。実験のフロー図を図-4に示す。

スクリープレス機を水平に設置したときは投入口は水平に、縦型に設置したときには投入口を下(出口開口部が上)、またはスクリープレス機を逆さにして投入口を上(出口開口部が下)とした。ここではそれぞれ、水平投入、縦型下投入、縦型上投入と呼ぶ。

水平投入、縦型下投入および縦型上投入で圧縮比の異なる3種類のスクリーを用いて回転数を3段階(1.0rpm、2.0rpm、2.6rpm)に設定して脱水実験を実施した。試験条件を表-3に示す。

表一 2 供試土(脱水実験①)の物性値

採泥場所	土粒子の密度 (g/cm <sup>3</sup> )	含水比 (%)	含水率 (%)	粒 度 (%)					最大粒径 (mm)	均等係数
				石分	礫分	砂分	シルト分	粘土分		
牧尾ダム	2.607	49.9	33.3	0.0	0.0	32.2	58.4	9.4	2.0	11.6



図一 4 脱水実験フロー図

表一 3 脱水実験①の試験条件

原泥の単位体積重量	12 kN/m <sup>3</sup> 、15 kN/m <sup>3</sup>
原泥の含水率	70~90%、45~55%
砂分の追加	なし、山砂 (<1.2mm)
スクリュープレスの形状	水平、縦型
投入口	水平、縦型の下、縦型の上
投入方式	ホッパー
スクリュープ圧縮比	2.71、4.15、5.01
回転数 (rpm)	1.0、2.0、2.6

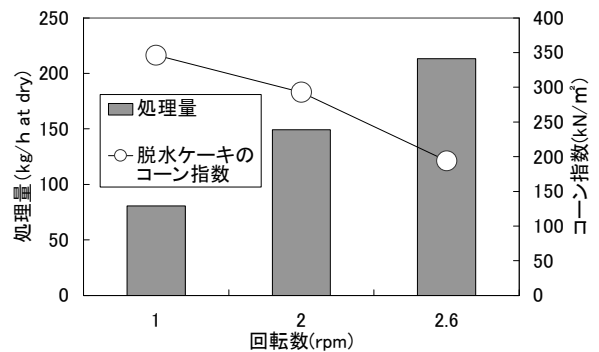
高分子凝集剤はあらかじめジャーテストによって選定し、アニオン系はダイヤブロック AP825C、カチオン系 KP204B が最適と判断して使用した。

b. 実験結果

代表例として、原泥（単位体積重量 15 kN/m<sup>3</sup>、含水率 45%）に山砂を加えたスラリーを水平投入し、スクリュープ圧縮比 2.71 で脱水した試験ケースの結果を図一 5 に示す。

回転数の増加にともない時間当たりの処理量は増加するが、脱水ケーキのコーン指数は減少することが分かった。回転数が増加するという事は、投入されたスラリーの移動速度が大きくなるということである。

したがって、スラリーを一定量連続投入した場合には出口の開口部に到達するスラリーの量、すなわち処理量は回転数が増加するほど多くなる。またスラリーの移動速度が速いということは、スラリーが圧縮・脱水される時間が短いということである。そのため回転数が増加すると脱水ケーキのコーン指数は小さくなる。



図一 5 単位時間当たりの処理量と脱水ケーキのコーン指数

水平投入では多くの試験ケースで図一 5 のような傾向が認められた。しかし、縦型上投入ではどの回転数においても脱水ケーキのコーン指数は小さく脱水性能は著しく低いと判断した。

一方、縦型下投入は、水平投入に比べ処理量は劣るものの、脱水ケーキのコーン指数は水平投入と同等であった。縦型下投入の処理量が少なかったのは、水平投入に比べて時間当たりに投入されたスラリー量が少なかったためであると推定された。したがって、縦型下投入に適した投入方法を見出す必要あると考えられた。この一連の実験によって回転数と処理量の関係は把握できたので、回転数は2段階に設定して投入方法を新たに提案した実験を実施した。

4.2 脱水実験②縦型下投入の脱水性能

a. 実験方法

奈良県池原ダムの堆積土を当社技術研究所に搬入し脱水実験に用いた。供試土の物性値を表一 4 に示す。実験方法は脱水実験①とほとんど同じであった。



表-4 供試土(脱水実験②)の物性値

採泥場所	土粒子の密度 (g/cm <sup>3</sup> )	含水比 (%)	含水率 (%)	粒 度 (%)					最大粒径 (mm)	均等係数
				石分	礫分	砂分	シルト分	粘土分		
池原ダム	2.62	45.1	31.3	0.0	1.6	12.6	66.7	19.1	9.5	23.1

ただし、供試土が異なったため単位体積重量は 12kN/m<sup>3</sup> と 14kN/m<sup>3</sup> であった。また 1.2mm 以下の山砂の代替としてけい砂 5号を用いた。投入方法は従来のホッパー式のほかにエアースクションポンプ(ダイヤフラム式)による加圧式を採用した。回転数は 1.5rpm と 3.0rpm の2段階に設定し、水平投入および縦型下投入で脱水実験を実施した。試験条件を表-5に示す。

高分子凝集剤はジャーテストによってアニオン系はダイヤフロック AP519C、カチオン系 KP208BH が最適と判断して使用した。

表-5 脱水実験②の試験条件

原泥の単位体積重量	12 kN/m <sup>3</sup> 、14 kN/m <sup>3</sup>
原泥の含水率	45~55%、70~90%
砂分の追加	なし、けい砂 5号
スクリープレスの形状	水平、縦型
投入口	水平、縦型下投入
投入方式	ホッパー、加圧
スクリー圧縮比	2.71、4.15、5.01
回転数 (rpm)	1.5、3.0

b. 実験結果

代表例として、原泥(単位体積重量 12kN/m<sup>3</sup>、含水率 70~88%)にけい砂 5号を加えたスラリーを加圧式で縦型下投入した、圧縮比 2.71 および 4.15 のスクリーを使用して脱水した試験結果を図-6に示す。スクリー圧縮比 2.71 および 4.15 の両者とも回転数の増加にともない時間当たりの処理量は増加する。一方、脱水ケーキのコーン指数は減少した。しかし、前者は後者に比べコーン指数の減少の程度は小さかった。

回転数 3rpm においてスクリー圧縮比 4.15 ではコーン指数が 180kN/m<sup>2</sup>を示したが、スクリー圧縮比 2.71 では 520kN/m<sup>2</sup>と良好な値を示した。時間当たりの処理量は、両者とも 180kg/h 前後であったことからスクリー圧縮比 2.71 のほうが圧縮比 4.15 よりも脱水性能が優れていた。したがって、加圧式の縦型投入では圧縮比 2.71 のスクリーを用いることが適切であることが分かった。また、投入方式をホッパー式から加圧式に変更したことによって、スラリーの時間当たりの処理量を水平投入に近づけることができた。

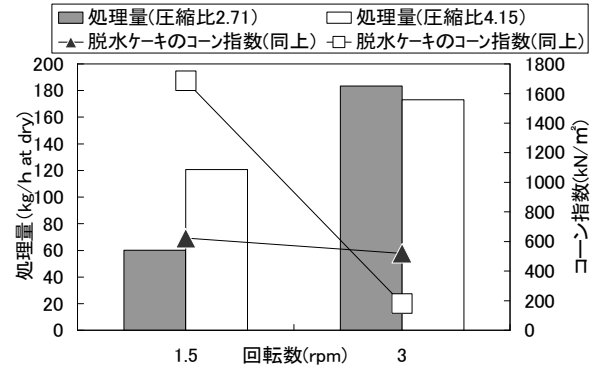


図-6 縦型下投入での処理量とコーン指数との関係

5. 脱水品質管理手法の確立

脱水実験②において水平投入した各試験ケースでのスクリーの回転数と時間当たりのスラリー処理量との関係を図-7に、脱水ケーキのコーン指数との関係を図-8に示す。

図-7および図-8に示すように、スクリーの回転数が高ければ、処理量は増えるが、コーン指数が低下する。逆に回転数が下がると処理量が減るが、コーン指数は高くなる。効率よく所定のコーン指数を得るためには、回転数の制御が課題である。

脱水実験②を実施していたときに出口開口量を測定した結果、出口開口量とコーン指数との間に図-9のような相関性があることが判明した。したがって出口開口量を測定し、回転数を制御すれば所定のコーン指数を任意に得ることができると考えられた。

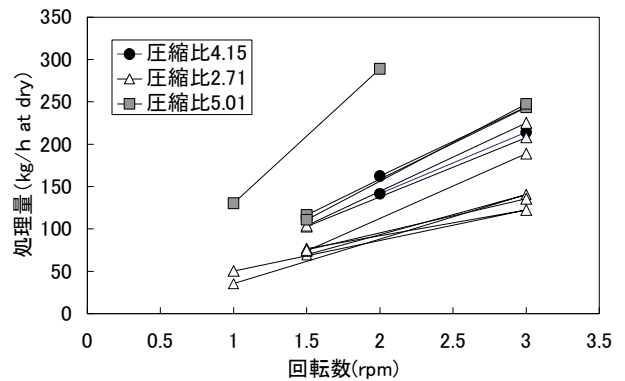


図-7 スクリュー回転数とスラリー処理量の関係

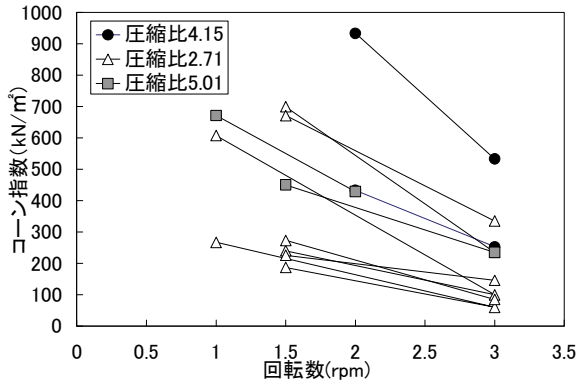


図-8 スクリュー回転数と脱水ケーキのコーン指数の関係

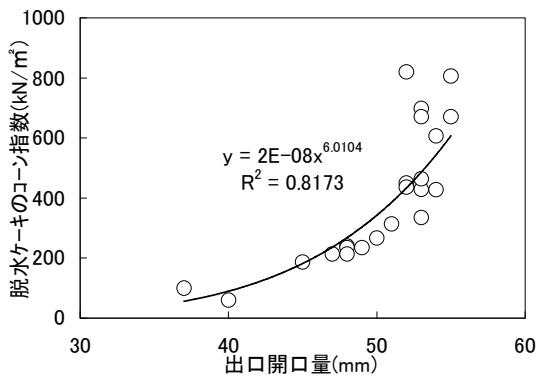


図-9 出口開口量と脱水ケーキのコーン指数との関係

ここで、建設発生土は、表-6に示すようにコーン指数により区分されている。そこで、ある区分の発生土を得るためには所定のコーン指数が必要になる。

図-10のようにシャフトの変位量を測定して、図-11のようなシステムで回転数をインバーター制御するシステムを採用した。よって、要求品質を確保しながらスムーズな回転数の制御が可能となり、脱水システムの効率化、省力化により低コスト施工が可能になる。

表-6 建設発生土の種類とコーン指数の関係

区分	コーン指数 q <sub>c</sub> : kN/m <sup>2</sup>
第1種建設発生土	—
第2種建設発生土	800以上
第3種建設発生土	400以上
第4種建設発生土	200以上
泥土	200未満

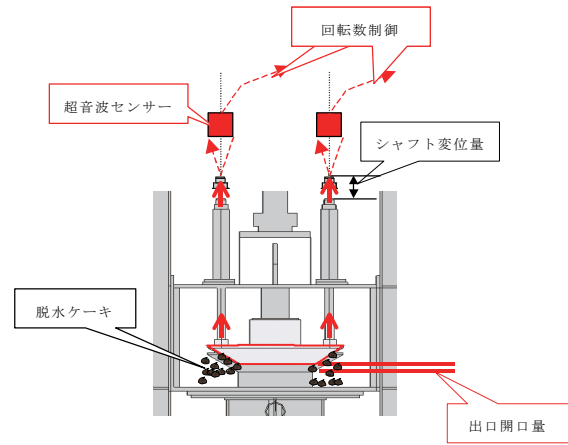


図-10 センサー設置図

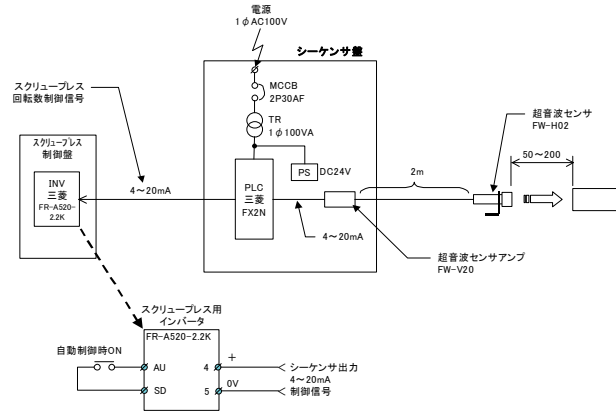


図-11 コーン戻り量計測と回転数の制御方法

## 6. あとがき

実施工段階までには、実機の新規設計や実験により得たデータの実機での変化や、スケールアップすることによる新たな問題が出現することも考えられる等、解決すべき課題が残されているが、実プロジェクトで対応していきたいと考えている。

今後は本システムの実現場への適用を実施していくとともに、積極的な技術提案を行い、実現場での適用に向けて鋭意努力していきたい。また、本システムの適用範囲を拡大するために、泥土圧シールド工法で排出される掘削土砂の減容化や泥水シールド工法の泥水処理設備への応用など、他工種での実験を今年度中に実施していく予定である。

### 【参考文献】

- 1) 柏井条介、「堆砂対策によるダム貯水池の持続的利用」、月刊土木技術資料、Vol. 47、NO. 1、pp46～51、2005. 1

# 膨張材を用いたマスコンクリートの収縮低減効果の研究（その2）

## －膨張履歴の解析手法の検討－

東 邦和\* 中村敏晴\* 増井 仁\*

### 1. はじめに

膨張コンクリートをマッシュなコンクリート構造物にひび割れ防止対策として適用する場合には、その効果の大きさを適切に評価することが必要である。膨張材による収縮低減効果の評価方法が研究されているが<sup>1)2)</sup>、定量的な評価方法で大型の構造物に適用する場合に用いることのできる手法は確立されていないのが現状である。

著者らは膨張コンクリートの応力履歴を解析し、収縮低減効果を検討することを目的として、これまでにマスコンクリートを模擬した温度履歴を与えた拘束膨張試験を行い、FEM 解析に初期の有効ヤング係数補正係数と膨張材による膨張ひずみ（JIS 拘束膨張試験および無拘束膨張試験による膨張率）を与える方法を提案している<sup>3)4)</sup>。ここでは構造物中の膨張ひずみは、拘束に応じて3次的に変化し、同一要素でも拘束方向によって自由膨張に近い大きいひずみから拘束による小さいひずみとなることを実験により明らかにする。次に、解析で与える膨張ひずみの大きさを JIS 拘束膨張試験のものと無拘束膨張試験によるものの2種類を用いて壁状構造物モデルと拘

束試験体モデルに適用して、膨張材の膨張履歴の解析手法を検討するものである。

### 2. 拘束膨張試験

#### 2.1 試験方法

膨張コンクリートの膨張量は拘束度およびコンクリートの温度変化に影響されることから、拘束度と温度履歴を設定した試験を行った。拘束試験装置を図-1に示す。拘束試験装置の拘束鋼管は、一定温度水により温度変化に起因するひずみを発生させず、コンクリートの長さ変化の拘束から生じるひずみを測定できるものである。試験体中にひずみ計を埋設し、拘束方

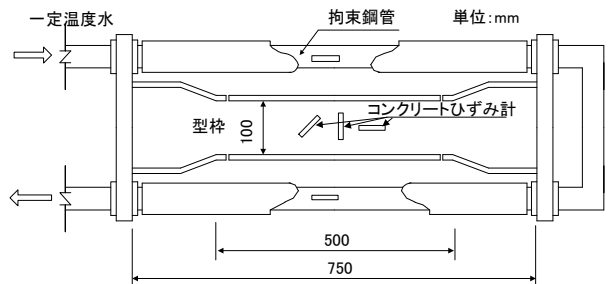


図-1 拘束試験装置

表-1 使用材料

使用材料	種類・諸元
セメント	普通ポルトランドセメント、密度:3.16g/cm <sup>3</sup>
細骨材	富津産山砂、表乾密度:2.62 g/cm <sup>3</sup> 、吸水率:1.04%
粗骨材	岩瀬産砕石、Gmax20mm、表乾密度 2.66 g/cm <sup>3</sup> 、吸水率:0.59%
AE 減水剤	リグニンスルホン酸化合物標準形
膨張材	石灰系（構造用） 低添加型 密度:3.16g/cm <sup>3</sup> 、粉末度 3450cm <sup>2</sup> /g

表-2 コンクリートの配合

配合名	水結合材比 (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )					AE 減水剤 (kg/m <sup>3</sup> )
			水 W	セメント C	膨張材 E	細骨材 S	粗骨材 G	
膨張 (NE)	55	43.8	166	282	20	796	1036	0.981

\*技術研究所

向および 45° 方向、直角方向のコンクリートひずみを測定した<sup>3) 4)</sup>。コンクリートの使用材料を表-1に、配合を表-2に示す。拘束試験装置の拘束の大きさは2水準とした。拘束試験装置の諸元を表-3に示す。試験ケースを表-4に示す。

2.2 拘束膨張試験結果

温度可変室内に置いた試験体の温度履歴<sup>3)</sup>のピーク値は 55°Cである。試験ケース1、2の拘束鋼管に生じたひずみを図-2に示す。拘束大、小の最大膨張ひずみはそれぞれ  $43.8 \times 10^{-6}$ 、 $100.8 \times 10^{-6}$  が得られた。ひずみに拘束鋼管の合計断面積とヤング係数を乗じ、コンクリート断面積で除して求めたコンクリート応力を図-3に示す。拘束大、小の圧縮応力ピークはそれぞれ  $-3.21 \text{N/mm}^2$ 、 $-1.80 \text{N/mm}^2$  が得られた。埋込んだコンクリートひずみ計による実ひずみを図-4に示す。拘束方向のひずみは、拘束大、小でそれぞれ  $84.8 \times 10^{-6}$ 、 $183.6 \times 10^{-6}$  が得られた。この値はそれぞれ拘束鋼管から得られたものより 1.9 倍、1.8 倍である。拘束鋼管より得られたひずみは全体の平均ひずみであるが、コンクリートひずみ計は長さ 30mm で部分的な値であり、硬化初期のひずみ値の精度が良くないことから違いが生じたものと考えられる。拘束直角方向のひずみは、拘束大、小ともに  $800 \sim 950 \times 10^{-6}$  の値が得られた。この値は、無拘束膨張試験のひずみに近い大きさである<sup>2)</sup>。コンクリートのひずみは拘束方向と拘束直角方向に大きな違いがあり、45° 方向は中間の値を示した。拘束の方向によって膨張ひずみの大きさが異なることが確認された。

3. 壁体構造物モデルの規模による解析精度の検討

3.1 解析方法

膨張材無添加のコンクリート (NP) の有効ヤング係数の補正係数  $\phi$  を一定値で与え、膨張ひずみを要素最小主応力 (圧縮拘束圧) で低減して付加する方法を行った。本解析では、与える膨張ひずみを JIS 拘束膨張試験<sup>3)</sup> による膨張ひずみとした。膨張ひずみの最大値は  $184 \times 10^{-6}$  である。解析モデルを図-5、図-7に示す。マッシュな RC スラブの上に打設された壁体を模擬している。解析におけるコンクリートの圧縮強度と材齢の関係および有効ヤング係数  $E_c$  は、土木学会コンクリート標準示方書式<sup>5)</sup>を基本とした。解

表-3 拘束試験装置の諸元

拘束	拘束鋼管 (各4本)	コンクリート断面積
大*1	外径 42.7mm 内径 26.7mm 合計断面積 3488mm <sup>2</sup>	10,000mm <sup>2</sup>
小*2	外径 42.7mm 内径 39.4mm 合計断面積 851mm <sup>2</sup>	

\*1 拘束度 0.78 (各々ヤング係数比 10 の場合)

\*2 拘束度 0.46 JIS 原案準拠

表-4 試験ケース

試験ケース	温度履歴	拘束	配合名
1	高 55°C	大	膨張 (NE)
2		小	

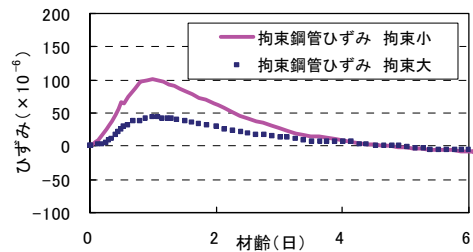


図-2 軸方向鋼管ひずみ測定結果

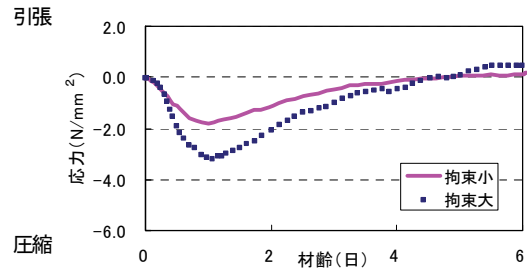
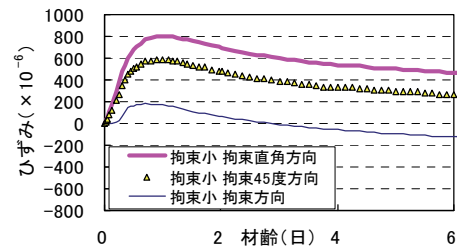
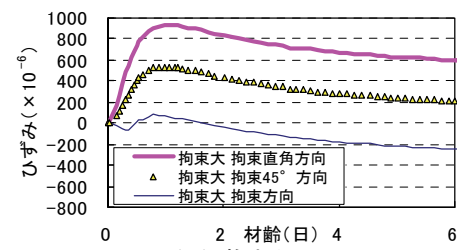


図-3 軸方向応力測定結果 (拘束大、小)



(a) 拘束小



(b) 拘束大

図-4 コンクリートひずみ測定結果



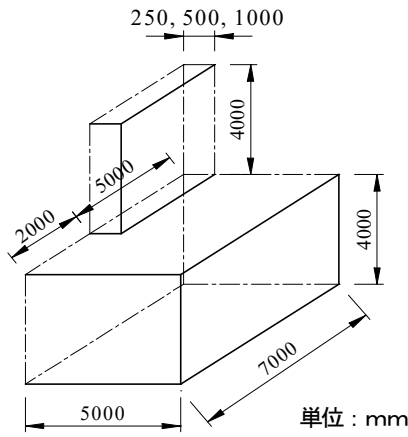


図-5 壁状構造物解析モデル (1/4 モデル)

析ケースとモデルの寸法、配筋量および有効ヤング係数の補正係数を表-5に示す。温度ピーク材齢に合わせて補正係数の低減期間を設定した。解析条件を表-6に示す。

3.2 解析モデル

本項では双曲線式を用いて、JIS 拘束膨張試験による膨張ひずみの増分を拘束圧 (要素最小主応力) に従って低減し、各解析ステップにおいて要素に与えて計算する。解析に用いた膨張ひずみの拘束圧依存性モデルを図-6に示す。双曲線式を式(1)に示す。

$$\epsilon_c = (\epsilon_0 - \epsilon_f) / (1 + a\sigma) + \epsilon_f \quad (1)$$

ここに、

$\epsilon_0$  : JIS 拘束膨張試験の膨張ひずみ

$\epsilon_f$  : 拘束無限大の膨張ひずみ

$a$  : 拘束圧依存パラメータ

$\sigma$  : 拘束圧 (N/mm<sup>2</sup>)

表-5 構造物解析ケース

ケース	構造寸法	配合名	解析条件
1-1	0.5m×10.0m×4.0m 縦筋 D19@100	NE	φ0.34(材齢 1.26日まで)
1-2	横筋 D13@100	NP	
2-1	1.0m×10.0m×4.0m 縦筋 D25@100	NE	φ0.34(材齢 1.54日まで)
2-2	横筋 D19@100	NP	
3-1	2.0m×10.0m×4.0m 縦筋 D38@100	NE	φ0.34(材齢 1.85日まで)
3-2	横筋 D29@100	NP	

\*材齢5日 φ1.0 間は直線補完

表-6 解析条件

項目	入力値
初期温度 (°C)	20
比熱 (kJ/kg°C)	1.15
熱伝導率 (W/m°C)	2.70
密度 (kg/m <sup>3</sup> )	2300
熱伝達率 (W/m <sup>2</sup> °C)	14 (型枠面)
断熱温度上昇式	Q <sub>∞</sub> 46.0、γ1.425

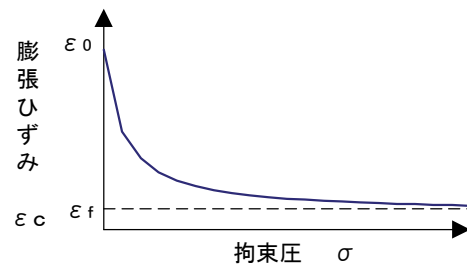


図-6 膨張ひずみの拘束圧依存性

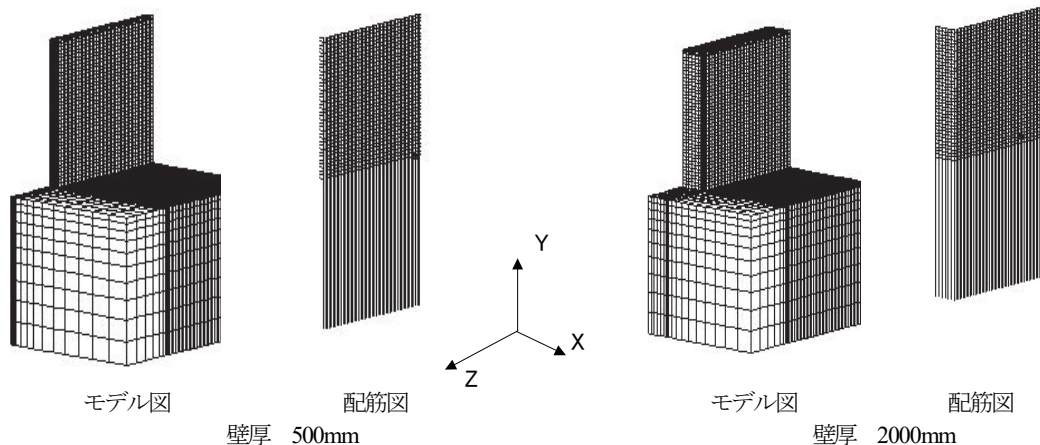


図-7 解析モデル (1/4 モデル 小、大)

ここでは膨張試験から得られた膨張ひずみを近似して双曲線パラメータを  $\varepsilon_f/\varepsilon_0 = 0.05$ 、 $a = 5$  とした。また、膨張ひずみを拘束しないと考えられる引張応力側に移行した時のひずみ増分は低減していない。モデル小（壁厚 0.5m）、モデル中（壁厚 1.0m）、モデル大（壁厚 2.0m）では、規模に合わせて配筋の量を変えている。配筋の位置はコンクリート表面から縦筋で 10cm、横筋で 5cm 入った位置にある。

3.3 解析結果

解析結果は断面中央で底版から 500mm の高さの位置で評価した。温度ピークはケース 1~3 でそれぞれ 47℃、56℃、62℃である。ケース 1~3 の応力解析結果を図-8に示す。発生最大応力はケース 1-1 NE の場合に、圧縮で-0.46N/mm<sup>2</sup>、引張最終値 1.59N/mm<sup>2</sup> となった。ケース 2-1 NE では、圧縮で-0.75N/mm<sup>2</sup>、引張で 3.20N/mm<sup>2</sup>、ケース 3-1 の NE では、圧縮で-1.02N/mm<sup>2</sup>、引張で 5.43N/mm<sup>2</sup> となった。図に示すようにケース 1、2 では、NP と比較して NE の引張応力低減が大きい。ケース 3 ではピーク温度が高く圧縮応力が大きいこと、膨張ひずみが発生する材齢に対してピーク材齢が遅いこと、および解析着目方向と膨張ひずみ低減に用いる最小主応力方向が異なってくることが理由に挙げられる。解析で

与えた膨張ひずみ  $184 \times 10^{-6}$  に対して、要素応力度により低減したひずみの最終値は、ケース 1~3 で、それぞれ  $89.7 \times 10^{-6}$ 、 $84.7 \times 10^{-6}$ 、 $60.5 \times 10^{-6}$  となった。解析より得たコンクリートの最大主応力と最小主応力（モデル小、モデル大）を図-9に示す。ここでの最小主応力とは、圧縮側の最小要素応力（解析上マイナスの値の場合は絶対値が大きい応力）をいう。モデル小では圧縮力（マイナス符号）が初期に作用しており、これによって要素の膨張ひずみが低減されている。それに直交する最大主応力は小さい値である。また、最小主応力が引張側に移行した場合は、膨張ひずみは低減しないとしている。解析で着目する応力に直行する応力が圧縮で最小主応力になってもその絶対値が小さい場合は、解析ステップにおいて要素に与える膨張ひ

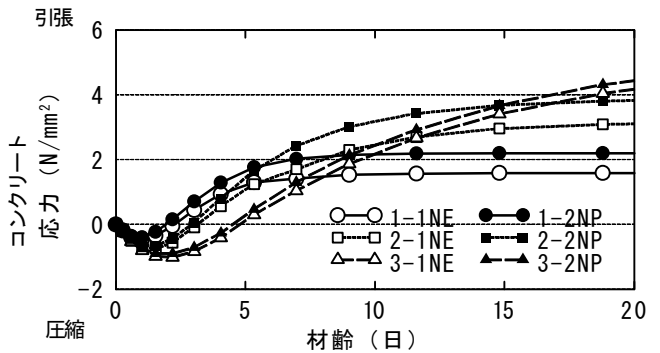
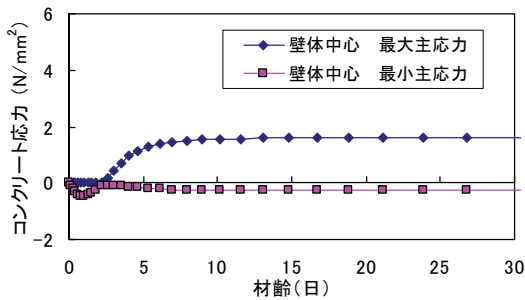
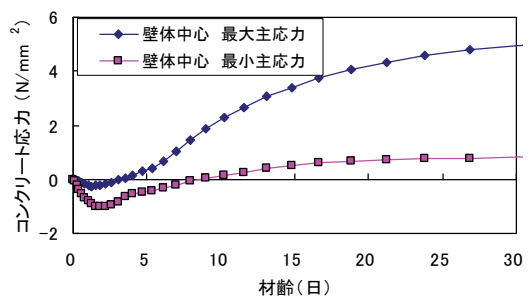


図-8 壁長さ方向応力解析結果（ケース 1、2、3）

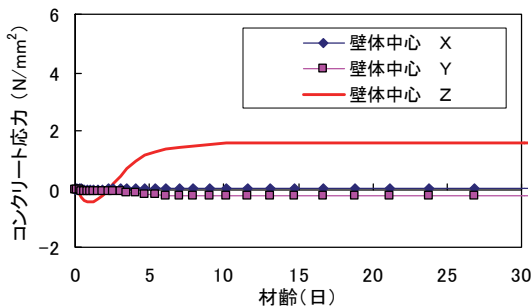


(a) モデル小

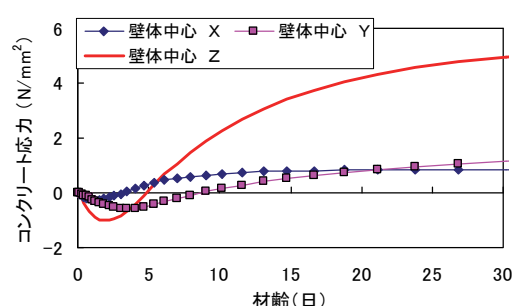


(b) モデル大

図-9 最大主応力と最小主応力（モデル小、モデル大）鉄筋有り

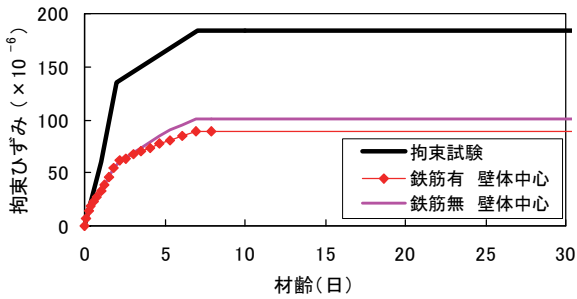


(a) モデル小

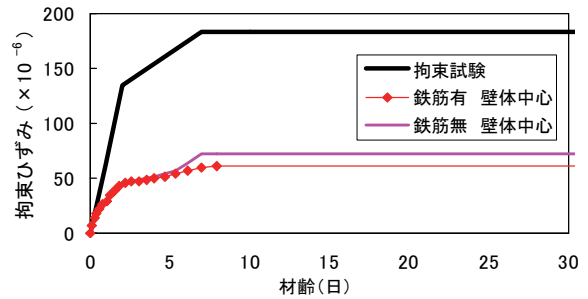


(b) モデル大

図-10 X方向（壁厚さ）Y方向（壁高さ）Z方向（壁長さ）応力、鉄筋有り



(a) モデル小 鉄筋有無



(b) モデル大 鉄筋有無

図-11 解析に与えた膨張ひずみ(拘束膨張試験)と要素応力により低減された膨張ひずみ

ひずみの低減量は小さく、着目する方向の解析応力の精度は満足されていると考えられる。また、壁の直交する X 方向(壁厚さ) Y 方向(壁高さ) Z 方向(壁長さ)の 3 方向の応力度の解析結果を図-10 に示す。モデル小では、壁の長さ方向(z 方向)の応力が圧縮から引張に移行する最小および最大主応力に相当することから、解析応力は実験で行った一軸方向の拘束膨張試験の履歴と整合していることが示された。

一方、モデル大の場合は、最小主応力が材齢 10 日程度まで圧縮側にあるので、膨張ひずみの低減が行われる。図-10 (b) に示すように、Z 方向(壁長さ)の応力度が圧縮側から材齢 5 日で引張側に移行するが、Y 方向(壁高さ)方向が圧縮側で最小主応力となるために、膨張ひずみはそれによって低減される結果となり、Z 方向の解析に影響している。JIS 拘束膨張試験の膨張ひずみと要素応力により低減された膨張ひずみを図-11 に示す。鉄筋モデル化の影響については、鉄筋の有無によってコンクリートの応力履歴は大きくは変わらない。本モデルでは鉄筋は壁体の Z 方向(壁長さ)に対しては大きく拘束しないためである。

4. 拘束試験体モデルの解析精度の検討

4.1 解析方法

本項での解析に用いた膨張ひずみの拘束圧依存性モデルは、無拘束膨張試験から得られた無拘束膨張ひずみ  $\epsilon_0 = 700 \times 10^{-6}$  を用いた。双曲線パラメータは壁体の解析に用いたものと同じ  $\epsilon_f / \epsilon_0 = 0.05$ 、 $a = 5$  とした。双曲線式を用いて、膨張試験による時間軸における膨張ひずみの増分をモデルの各軸方向の拘束圧に従って低減して計算する。双曲線式を式(2)に示す。

$$\epsilon_{ci} = (\epsilon_0 - \epsilon_f) / (1 + a\sigma_i) + \epsilon_f \quad (2)$$

ここに、

- $\epsilon_{ci}$ : i 方向の膨張ひずみ
- $\epsilon_0$ : 無拘束膨張試験の膨張ひずみ
- $\epsilon_f$ : 拘束無限大の膨張ひずみ
- $a$ : 拘束圧依存パラメータ
- $\sigma_i$ : i 方向の拘束圧 (N/mm<sup>2</sup>)

4.2 解析モデル

拘束試験体解析モデルを図-12 に示し、解析ケースと有効ヤング係数の補正係数を表-7 に示す。また、

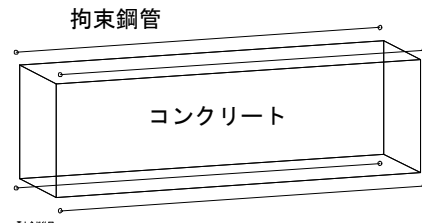


図-12 解析モデル (3次元)

表-7 解析ケース

ケース	モデル	解析条件
1	拘束大	温度履歴と膨張ひずみを与える。 φ0.73(材齢1.2日まで)*
2	拘束小	

\*材齢5日 φ1.0 とし直線補間

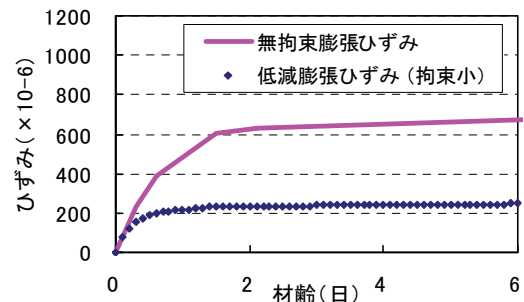


図-13 無拘束膨張ひずみと低減膨張ひずみ

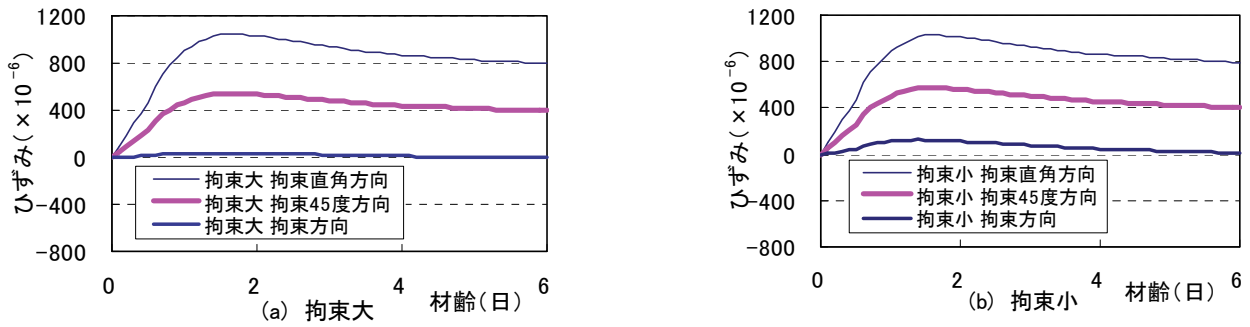


図-14 コンクリートひずみ解析結果 (拘束大、小)

壁体の解析と同様に膨張ひずみを拘束しないと考えられる引張側に移行した時のひずみ増分は低減していない。

#### 4.3 解析結果

膨張ひずみの拘束圧依存性を考慮して与えた無拘束膨張ひずみと要素応力により低減された解析結果の膨張ひずみを図-13 に示す。膨張ひずみ低減量を無拘束  $0.0\text{N}/\text{mm}^2$  から要素圧縮応力  $3.0\text{N}/\text{mm}^2$  程度の範囲で表すことは、温度と材齢の関係を吟味して詳細な検討が必要と考えられる。本解析では  $\epsilon_0$  に対して累加で約  $270 \times 10^{-6}$  と約 40% の膨張ひずみに低減された。コンクリートひずみの解析結果を図-14 に示す。拘束大および拘束小のコンクリート拘束方向ひずみ解析結果は  $37.3 \times 10^{-6}$ 、 $124 \times 10^{-6}$  である。本解析モデルでは拘束鋼管とコンクリートは同じひずみであるので、この値は拘束鋼管の測定結果 (図-2) の値に近い。拘束直角方向のひずみは拘束大小でそれぞれ  $1050 \times 10^{-6}$ 、 $1030 \times 10^{-6}$  である。この値は温度変化と膨張ひずみおよびポアソン効果を含んだものである。

有効ヤング係数補正係数  $\phi$  を一定値で与え、膨張ひずみを解析モデル各軸の要素応力 (圧縮拘束圧) で低減して付加する方法は、拘束が無いと考えられる方向では、無拘束膨張の値を示し現象を良く表しているといえる。一方、膨張ひずみに JIS 拘束膨張試験による膨張ひずみの値を用いた場合は、無拘束に近い状態の膨張ひずみを表現することはできないが、要素最小主応力による低減ができることから、拘束方向に配慮すれば膨張履歴の解析精度は良いと考えられる。

#### 5. まとめ

本研究の範囲内で次の結果が得られた。

- (1) 拘束膨張試験においてひずみ計の膨張量は拘束方向に比べて、拘束直角方向では無拘束膨張量に近い値を示し、 $45^\circ$  方向では中間の値を示した。
- (2) 有効ヤング係数補正係数を一定値で与え、解析プログラムで膨張ひずみを拘束に応じて低減させて、構造物の膨張履歴を計算することで膨張材の効果を検討できる。
- (3) 壁体構造物で壁厚の小さい場合は、最小主応力 (圧縮力) の方向は壁体長さ方向と一致しており、膨張ひずみ低減に良好な精度が得られるが、壁厚の大きい場合には、低減の適用に主応力の方向と低減の大きさについて検討が必要である。
- (4) 拘束試験体モデルにおいて、無拘束膨張ひずみを用いて、解析プログラムで膨張ひずみを各軸方向の要素応力 (圧縮拘束圧) により低減して、膨張履歴を表現できる。

#### 【参考文献】

- 1) 保利彰宏、玉木俊之、萩原宏俊「膨張材を添加したコンクリートの物理的性状に関する実験的検討」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21、No.2、pp.571-576、1999.6
- 2) 三谷裕二ほか「膨張コンクリートのマス養生温度履歴を考慮した膨張応力算定法」、コンクリート工学年次論文集、Vol.27、No.1、pp.1141-1146、2005.6
- 3) 東 邦和、中村敏晴、増井 仁、梅原秀哲「膨張材を用いたマスコンクリートの収縮低減効果の研究」、奥村組技術研究年報、Vol.30、pp.51-56、2004
- 4) 東 邦和、中村敏晴、増井 仁、梅原秀哲「膨張材を用いたマスコンクリートの収縮低減効果の解析手法の適用性に関する研究」、コンクリート工学年次論文集、Vol.27、No.1、pp.1147-1152、2005.6
- 5) 土木学会コンクリート標準示方書 施工編、2002



# 建物に設置された積層ゴムの経年変化

安井健治\* 早川邦夫\* 山上 聡\*

## 1. はじめに

免震構造に用いられる積層ゴムの経年変化は、本構造の実用化が始まって 20 年程度にしか過ぎず、その実態を知るには、長期的な追跡調査を行う必要がある。

本報告では、竣工から約 20 年が経過した免震建物を対象として実施した、積層ゴム経年変化の試験結果について報告する。本試験では、試験機等の影響が小さい実免震建物における、静的加力試験および自由振動試験により、積層ゴムの経年変化を調べている。また、本建物では、竣工以来、強震観測を継続して実施しており、地震時の応答記録を用いて経年変化を検討する。



写真-1 対象建物

## 2. 対象建物および免震装置

対象となる免震建物は、つくば市内に建設された、当社の技術研究所管理棟（鉄筋コンクリート造4階）で 1986 年 9 月に竣工している。対象建物を写真-1 に示す。免震装置は、天然ゴム系積層ゴム 25 個と、鋼棒製ダンパー12 基を使用している。建物概要と免震装置諸元を表-1 に、免震装置の配置を図-1 に示す。なお、本建物は、2005 年 6 月から 8 月にかけて、リニューアル工事を実施しており、経年時の試験は、工事終了後に実施している。ただし、リニューアル工事に際し免震装置の変更は行っていない。

表-1 建物概要と免震装置

項目	諸元	
構造	鉄筋コンクリート造4階	
高さ	15.5m	
建築面積	348.18m <sup>2</sup>	
延べ床面積	1,330.1m <sup>2</sup>	
軒高	13.75m	
基礎	場所打ちコンクリート杭	
免震装置	積層ゴム	天然ゴム系積層ゴム φ500×25
	ダンパー	鋼棒製ダンパー φ50×12

## 3. 試験方法

試験は、建物北側に構築された反力体に載荷装置を設置し、油圧ジャッキ（最大荷重：2,000kN）2 台を用いて実施した。加力位置を図-1 に、載荷装置を図-2 に示す。試験に際しては、耐圧盤から各油圧ジャッキ加力点近傍の上部構造に対し変位計を設置し、

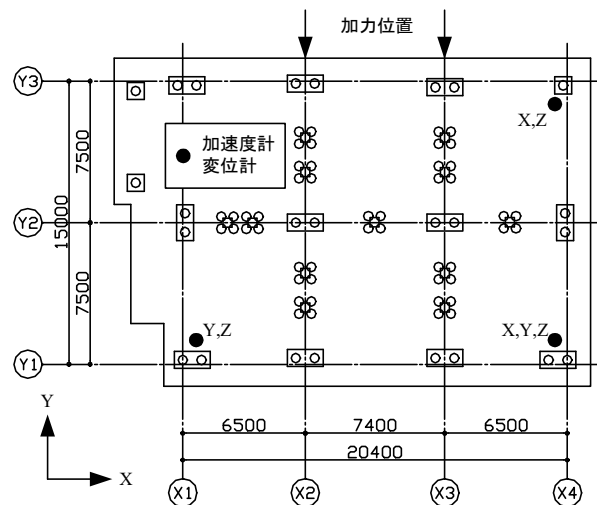


図-1 免震装置配置図

\*技術研究所

耐圧盤と上部構造の相対変位を制御した。試験は、竣工時（1986年9月）、経年時（2005年9月）とも、同じ荷重装置を用いて実施している。荷重装置の設置状況を、写真-2に示す。竣工時と経年時における試験条件の差異として、試験時の気温、建物重量等が考えられる。しかし、気温については、試験の実施時期がいずれも8月中旬から9月であり、大きく異なることはない。

### 3.1 静的加力試験

静的加力試験は、荷重装置をセットした状態で、油圧ジャッキ2台を使用し実施した。加力は、建物が振れないように2台の油圧ジャッキの相対変位を制御し、さらに油圧ジャッキ2台の荷重の合計が、所定の荷重となるよう荷重制御した。目標とした最大荷重は、3,000kN（ダンパー無し）、2,500kN（ダンパー有り）であり、変形は、約100mm（積層ゴムせん断変形率 $\gamma$ =約100%）を超えないものとした。荷重は、油圧ジャッキに取り付けられた圧力計より、ピストン面積を乗じて求めた。

### 3.2 自由振動試験

自由振動試験は、荷重装置をセットした状態で、油圧ジャッキを用いて上部構造を所定の変位（100mm）移動させた後に、解放ジャッキにより荷重装置を急解放し、上部構造を自由振動させた。

### 3.3 計測システム

静的加力試験については、各荷重ステップ時に、加力点の相対変位と各油圧ジャッキの圧力を計測し、荷重に変換し計測している。変位、荷重とも、それぞれ

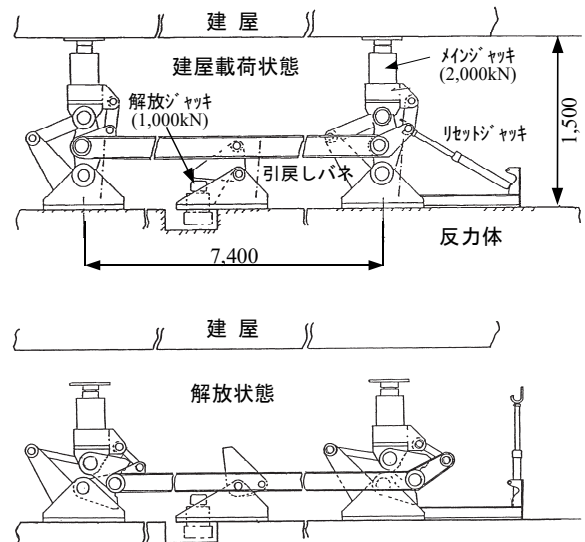


図-2 荷重装置

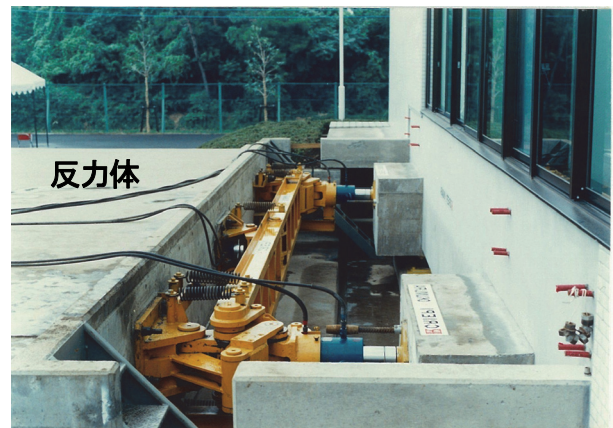


写真-2 荷重状況

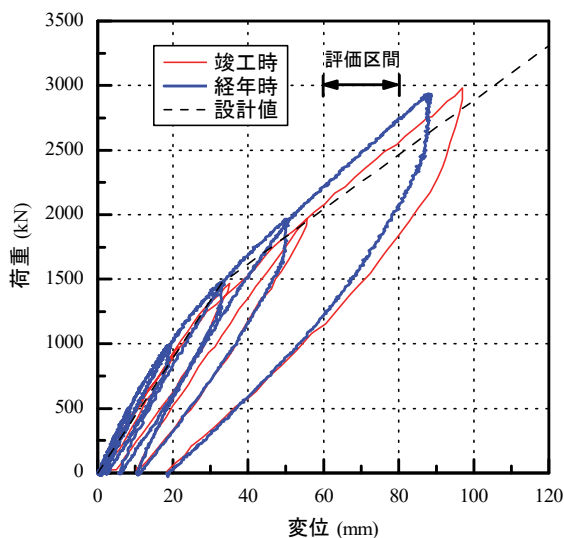


図-3 (a) 静的加力（ダンパー有り）

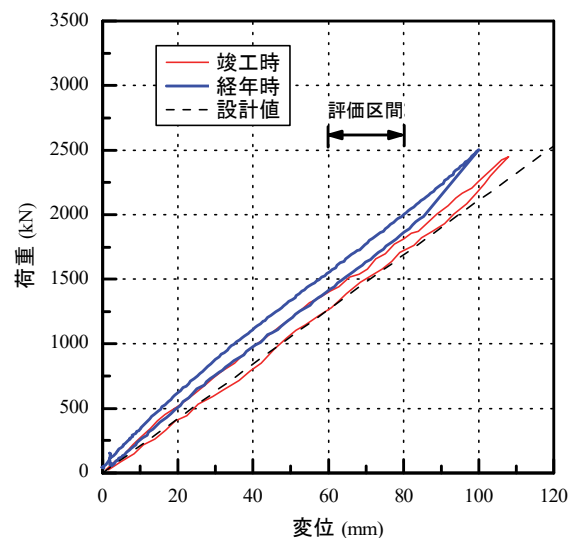


図-3 (b) 静的加力（ダンパー無し）

2加力点の値を平均したものを用いている。

自由振動試験については、加力点の相対変位および加力点上部に設置した加速度計より加速度を、サンプリング周波数 100Hz で収録している。変位、加速度とも、それぞれ2地点の平均を用いる。

#### 4. 試験結果

##### 4.1 静的加力試験

静的加力試験について、ダンパー有りの結果を図-3(a)に、ダンパー無しの結果を図-3(b)に示す。

60mm~80mm の区間で求めた剛性は、ダンパー有りの状態で、竣工時の剛性 25.0kN/mm に対して、経年時の剛性 26.6kN/mm となっている。また、ダンパー無しの状態では、竣工時の剛性 21.3kN/mm に対して、経年時の剛性 22.6kN/mm となっており、いずれも約6%剛性が高くなっている。

各変位における積層ゴムの剛性変化を評価するため、ダンパー無しの試験結果より、ゼロ-正側ピーク加力時の変位-荷重の関係を3次式に近似し、求めた近似式の変位-荷重関係より各変位における剛性を求めた。求めた各変位における積層ゴムの剛性を図-4に示す。各変位における剛性は、経年時が高くなっている。図-5には、各変位における竣工時と経年時の剛性の比率を示す。60mm 付近の比率は、比較的小さいが、変位が大きくなるにつれて、大きくなる傾向にある。0~100mm 間で平均すると約6%高くなっている。

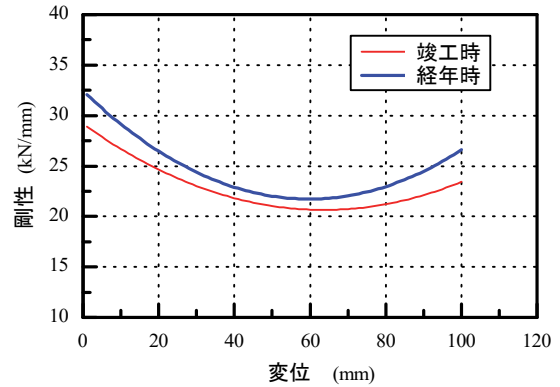


図-4 剛性 (ダンパー無し)

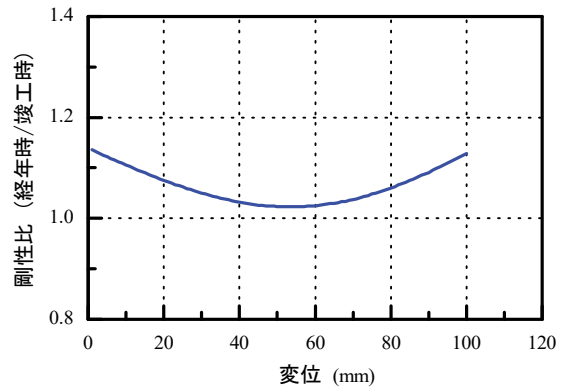


図-5 剛性比 (ダンパー無し)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (1)$$

$T$  : 周期、 $m$  : 建物質質量、 $k$  : 積層ゴムの剛性

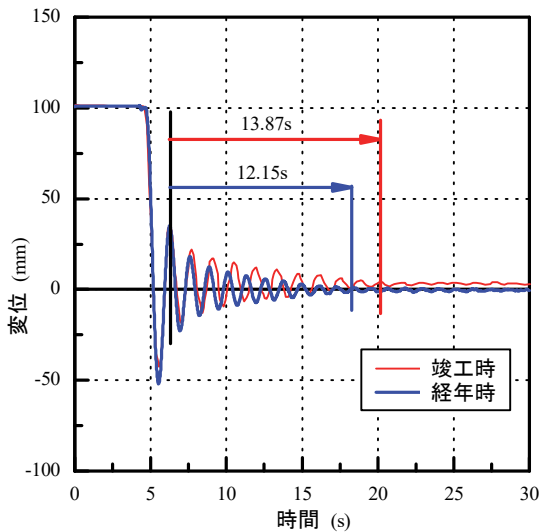


図-6(a) 自由振動試験 (ダンパー有り)

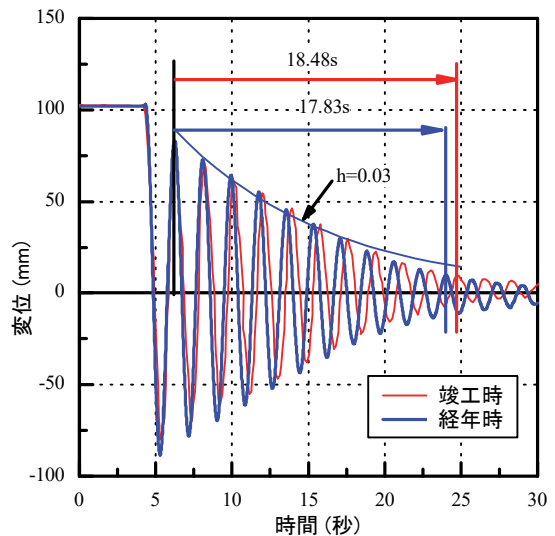


図-6(b) 自由振動試験 (ダンパー無し)

試験方法が異なるため直接比較できるものではないが、竣工後、約10年で実施した別置き積層ゴムの特性確認試験<sup>1)</sup>では、積層ゴムの水平剛性の変化は、5%以内となっている。

#### 4.2 自由振動試験

自由振動試験の結果（振れ成分を除去）について、ダンパー有りの状態を図-6(a)に、ダンパー無しの状態を図-6(b)に示す。初期変位の影響を除くため、初期サイクルを除く自由振動10回繰り返しに要した時間を用いて周期を評価する。ダンパー有りの場合、竣工時では、13.87秒であったが、経年時には、12.15秒となっており、約12%短くなっている。ダンパー無しの場合、竣工時には、18.48秒であったが、経年時には17.83秒となり、約4%短くなっている。

ダンパー有りの状態における周期の変化は、積層ゴムの剛性変化に加え、変位が小さな状態における、鋼棒製ダンパーの効き具合が異なっていることが原因と考えられる。

積層ゴムの剛性変化を評価するため、ダンパー無しの状態において、免震建物を1質点の振動系とし、(1)式における積層ゴムの剛性のみが変化すると仮定すると、自由振動10回繰り返し時の積層ゴムの変位、約9cmから2cmまでの区間で、積層ゴムの剛性は、平均して約7%高くなっている。

各変位レベルにおける、積層ゴムの剛性の変化を評価するために、各サイクルにおける周期と振幅を、図-7のように求める。ダンパー無しの試験結果を用いて、1/2 サイクル毎に周期を評価したものを図-8に示す。各振幅(a)における周期(T)は、振幅が小さくなるにつれて、周期も短くなる傾向にある。竣工時と経年時の各振幅における周期の比率は、ややばらつきが見られるものの概ね4%程度短くなっており、(1)式における、積層ゴムの剛性の変化として評価すると約7%硬くなっている。

1/2 サイクル毎に全振幅を用いて評価した対数減衰率を図-9に示す。変位60mm以上ではおおよそ $h=0.02$ 程度、それ以下では振幅が小さいほど減衰が大きくなる傾向にあり20mm程度では $h=0.04$ 程度と評価される。竣工時と経年時では、ほぼ同じ性状であり大きな変化はみられない。図-6(b)には10サイクルの範囲における各ピークで評価した対数減衰率 $h=0.03$ を示す。

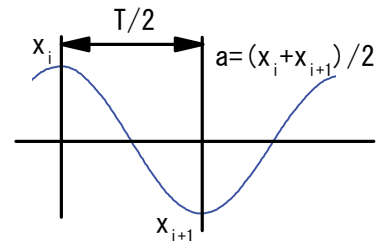


図-7 周期と振幅の評価

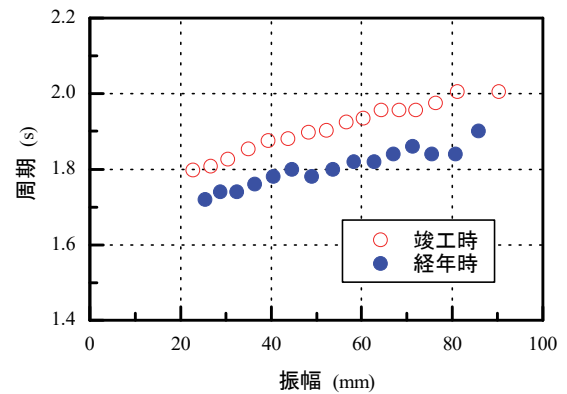


図-8 周期の変化（ダンパー無し）

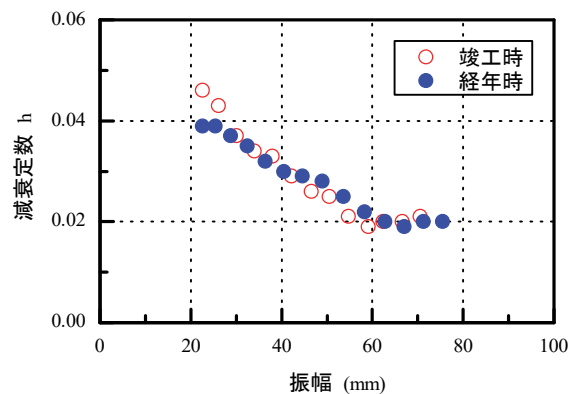


図-9 減衰の変化（ダンパー無し）

#### 6. 強震観測

本建物では1986年の竣工以来、強震観測を継続して実施している。1階加速度計と免震層変位計配置を図-1に併せて示す。サンプリング周波数は、100Hzである。当初は、耐圧盤上の加速度記録が、震度1程度以上の記録を対象とし、計測された加速度の最大値が $1.0\text{cm/s}^2$ 以上の記録を対象としていたが、記録数が100を超えた、1994年以降、1998年までの期間は、処理する観測記録の対象を震度4相当以上とし、耐圧盤上で計測された加速度の最大値が $24\text{cm/s}^2$ 以上としている。そのため、この期間は、建物の応答が比較的



大きい場合の記録となる。また、1998年後半から、収録システム故障のため、一時観測を中断している。1999年に計測点数を縮小し、収録システムを更新したが、観測機器等に変更はなく、それ以降は、再び耐圧盤上の加速度記録より算定した震度階が1以上のものを対象として観測している。

観測開始以来、2005年9月までの期間に、対象となった地震記録は、234記録であった。各地震の震央位置を図-10に示す。これまで観測した記録で最も大きく建物が応答したのは千葉県東方沖地震(1987.12.17)で、その時計測された免震層の最大変位は、29mmであり、設計上は、鋼棒製ダンパーの弾性領域である。そこで、観測記録を用い、免震建物の固有振動数の変化を求めることにより、免震層の変化(積層ゴムの剛性変化)を検討する。対象とする期間は、建物の供用が始まった後(1986年10月)よりリニューアル工事前(2005年6月)までであり、その間、人員の増減はあったものの、建物質量に比すれば大きな変化は無い。

各観測記録の耐圧盤加速度記録と1階応答加速度記録(振れ成分除去)より求めた、フーリエ・スペクトル比より1次固有振動数を求めた。フーリエ・スペクトル算定に際してはバンド幅0.2HzのParzen Windowを用いて平滑化処理を行った。図-11に観測年月日と求めた固有振動数を、また、直近の気象台(土浦)における月平均気温を併せて示す。固有振動数の変化は気温との相関があり、温度が低くなるにつれて振動数が大きくなる傾向が見られる。また、全期間を通じてみれば、竣工後、年月が経過するにつれて、振動数が大きくなる傾向が見られる。

建物の応答変位(振れ成分除去)と固有振動数の関

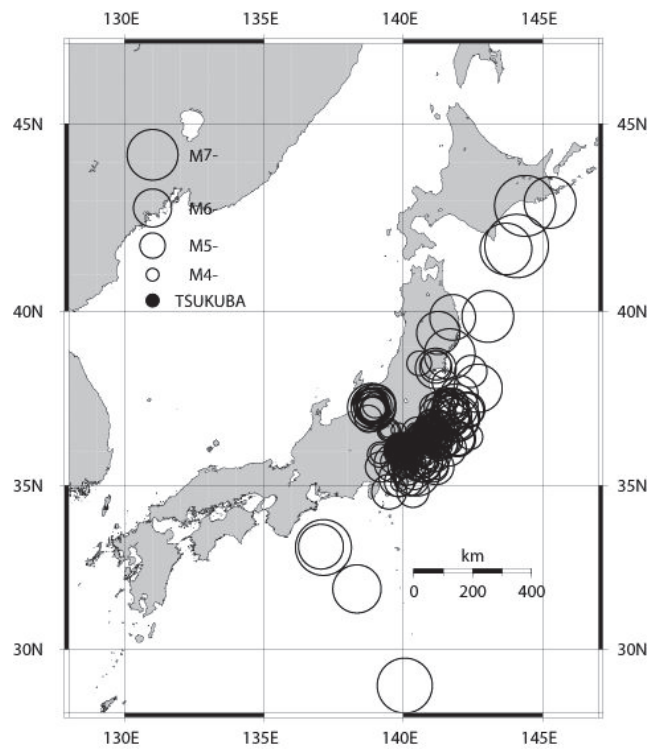


図-10 観測地震(1986年-2005年)

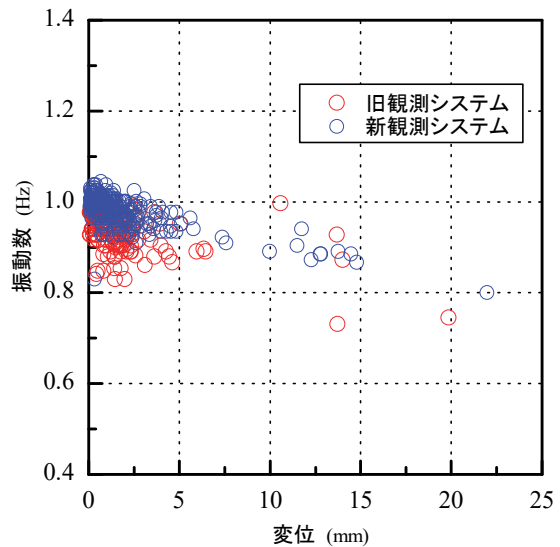


図-12 変位-振動数

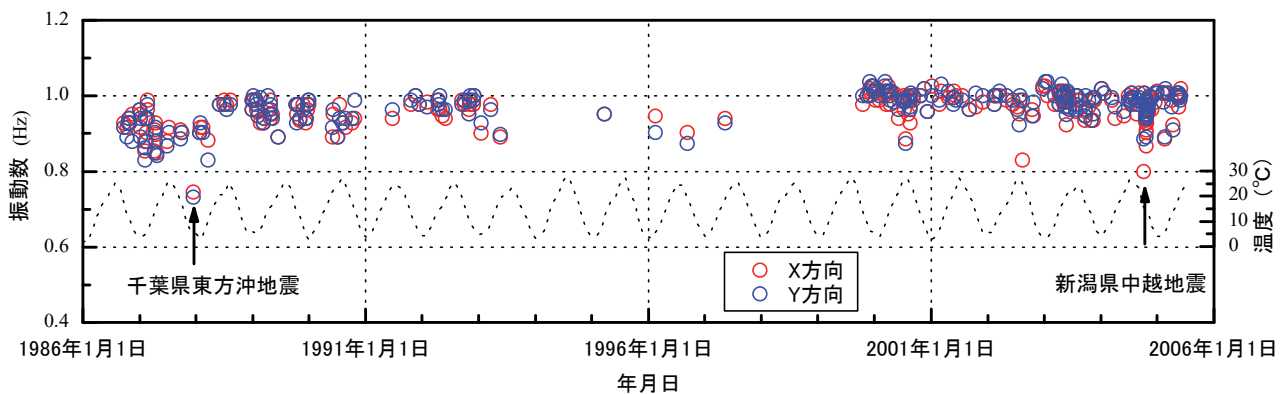


図-11 固有振動数と気温

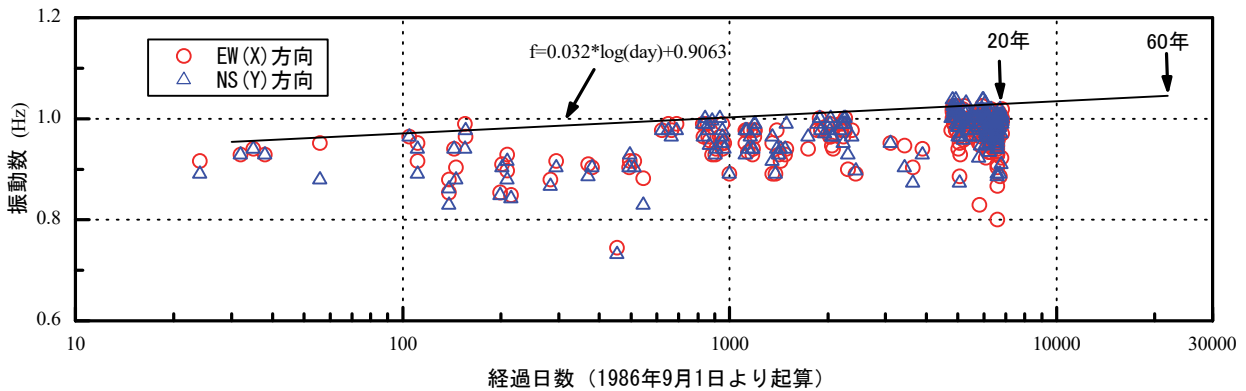


図-13 竣工後の経過日数と固有振動数

係を図-12 に示す。免震建物の固有振動数は、建物の応答変位が大きくなれば、小さくなる傾向にある。また、1998 年まで旧収録システムでの観測記録と、1999 年以降の収録システムとの観測記録を比較すると、新しい収録システムで観測された記録の振動数が、やや大きい傾向にある。図-13 には、1986 年 9 月 1 日からの経過日数を対数軸にとった場合を示す。経過日数が大きくなるにつれて、振動数が高くなる傾向がよくわかる。そこで、観測の対象が大きな記録となっている 1994 年から 1998 年までの期間を除き、各年の観測記録の中で最も振動数が大きかった記録を抽出し、対数軸上で近似式を求め、その推移を検討する。抽出された記録における免震層の変位はいずれも 2mm 以下であった。求めた対数近似式を(2)式に示す。

$$\text{振動数 (Hz)} = 0.032 \times \log(\text{経過日数}) + 0.9063 \quad (2)$$

対数近似した場合、固有振動数は、初期の変動を除くため、1年経過時と20年経過時を比較すると4.2%高くなっており、60年経過時には5.8%高くなると推定される。自由振動試験と同様に、免震層の剛性のみが変化したものとし、建物を1質点と仮定すると、その剛性は、20年で8.6%、60年で11.7%、堅くなると推定される。ちなみに設計時には、60年で20%の硬化を想定している。

## 6. まとめ

供用期間が、約20年経過した免震建物を対象として、静的加力試験および自由振動試験を実施した。また、継続して実施してきた強震観測の記録を用いて、免震層の水平剛性の経年変化について検討した。これらの結果を纏めると、以下の通りである。

- i) 静的加力試験および自由振動試験によれば、積層ゴムの水平剛性は6～7%程度硬くなっている(100mm程度の変形時)
- ii) 自由振動試験によれば、減衰性能に大きな変化は、無かった
- iii) 強震観測記録を用いた検討では、約20年間で、免震層の水平剛性は8～9%程度硬くなったと評価される(2mm以下の変形時)

## 7. あとがき

実免震建物における静的加力試験、自由振動試験および強震観測記録より、免震層の経年変化を評価することができたのは、有意義であった。本建物は、日本で最初に実用化された免震建物であり、今後も引き続き検討を続ける予定である。

### 謝辞

強震観測記録は、(財)電力中央研究所との共同研究「免震建屋地震観測」による。記して謝意を表します。

### 【参考文献】

- 1) 早川他「積層ゴムの経年変化」、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 569-570、1997年9月

# 柱とスラブからなるフラットプレート架構の構造性能

## —その1 水平加力実験—

岸本 剛\*  
岡 靖弘\*\*

早川邦夫\*  
平松一夫\*\*\*

### 1. まえがき

近年、超高層住宅において建物の長寿命化に伴い住戸プランの変更を可能とするため室内に梁型を出さない大型スラブを用いた計画が増加している。対応する工法として、**図-1**に示すように梁材が無く柱に緊結されたスラブを利用する構造形式（以下：フラットプレート構造）がある。フラットプレート構造では梁が無いいため自由な空間構成が可能となるが、一般的なスラブのみでは、地震力に対して十分な剛性と耐力が確保できないためコア壁などの他の耐震要素を併用した設計がされているのが現状である。

地震力の負担が可能なフラットプレート構造が使用できれば他の耐震要素を出来る限り少なくし、梁型のないシンプルな架構が実現できる。しかしスラブを偏平な梁とみなした場合の耐力式の精度など終局強度設計で不明な点が多い。また、梁が無いことにより柱とスラブの接合部で地震時の脆性的な破壊であるパンチング破壊を生じやすいが、それを防止する補強方法が不明であるなど問題点が多いのが現状である。

そこで本報ではそれらを明らかにするため実施した架構実験について報告する。

### 2. 実験計画

#### 2.1 試験体

**図-2**に試験体形状を、**表-1**に試験体諸元を示す。試験体は約 1/2 縮尺の柱とスラブで構成される十字形架構 7 体およびト字形架構 1 体の計 8 体で、十字形架構には柱周りに支板は設けず、柱とスラブからなるフラットプレート構造としている。また、ト字形架構には建物外周部を想定しスラブ厚さの 1.5 倍のせいを持つ直交梁を設けている。実験因子はスラブ筋量と配筋方法および補強筋量と補強筋形状である。

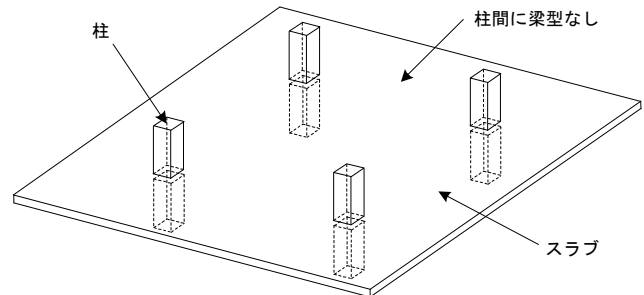


図-1 フラットプレート構造

#### a. スラブ筋量および配筋方法

N-1~4はスラブ筋を全スラブ幅内に等間隔に均等配筋した試験体であり、N-1~N-3の全スラブ幅に対する引張鉄筋比 ( $p_2$ ) は1.13%で、せん断余裕度は約1.4とスラブの曲げ破壊を想定したものである。また、N-4では1.77%でせん断余裕度は約0.9とパンチング破壊を想定したものである。なお、ト字形架構であるG-1の配筋方法やスラブ筋量はN-4と同じであり、スラブ筋の定着方法は直交梁内に上端筋、下端筋とも折り曲げ定着で、水平定着長は上端筋は $21d$  ( $d$ : 鉄筋径)、下端筋は $20d$ 、折り曲げ後の余長は上端筋は $10d$ の曲げ下げ定着、下端筋は余長は $6d$ の曲げ上げ定着としている。これに対しN-5は配筋方法の違いによる影響を検証するためN-1と全スラブ幅内のスラブ筋量は同程度であるがスラブ筋を柱幅近傍 ( $B_c+D_s$ ) に集中配筋した試験体である。ここで、 $B_c$ は柱幅、 $D_s$ はスラブ厚。また、N-6、7はN-5と同じ集中配筋タイプであるが、N-5に対しスラブ筋量を増やした試験体である。これらのせん断余裕度はN-5で約1.7、N-6、7で約1.2とスラブの曲げ破壊を想定したものである。

#### b. 補強筋量と補強形状

各試験体とも柱面よりスラブ厚さ分の長さの範囲にはパンチング破壊を防止することを目的にパンチング補強筋を配置している。補強筋比 ( $p_{wp}$ ) は柱周りの補強面積に対する補強筋の総断面積で定義し、各試験体

\*技術研究所 \*\*東京支社建築設計部 \*\*\*技術本部建築部

とも  $p_{wp}=0.45\%$ 程度である。補強筋形状は片端  $90^\circ$  フック、他端  $135^\circ$  フックで、スラブ上、下端筋に掛ける形式としているが、比較のため N-2 は両端を  $135^\circ$  フックとしている。

また、柱よりスラブ厚の範囲以外では幅を柱幅としたせん断補強筋を一定区間配置している。せん断補強

筋比( $p_w$ )は  $p_w=0.2\%$ を基準とし、比較のため N-3、N-7 は  $0.4\%$ としている。形状はパンチング補強筋と同じである。なお、試験体形状は柱断面寸法( $B_c \times D_c$ )は  $450 \times 450\text{mm}$ 、スラブ幅は柱幅の 3 倍の  $1350\text{mm}$ 、スラブ厚( $D_s$ )は N-1~N-5、G-1 は  $180\text{mm}$ 、N-6、7 は  $140\text{mm}$  である。

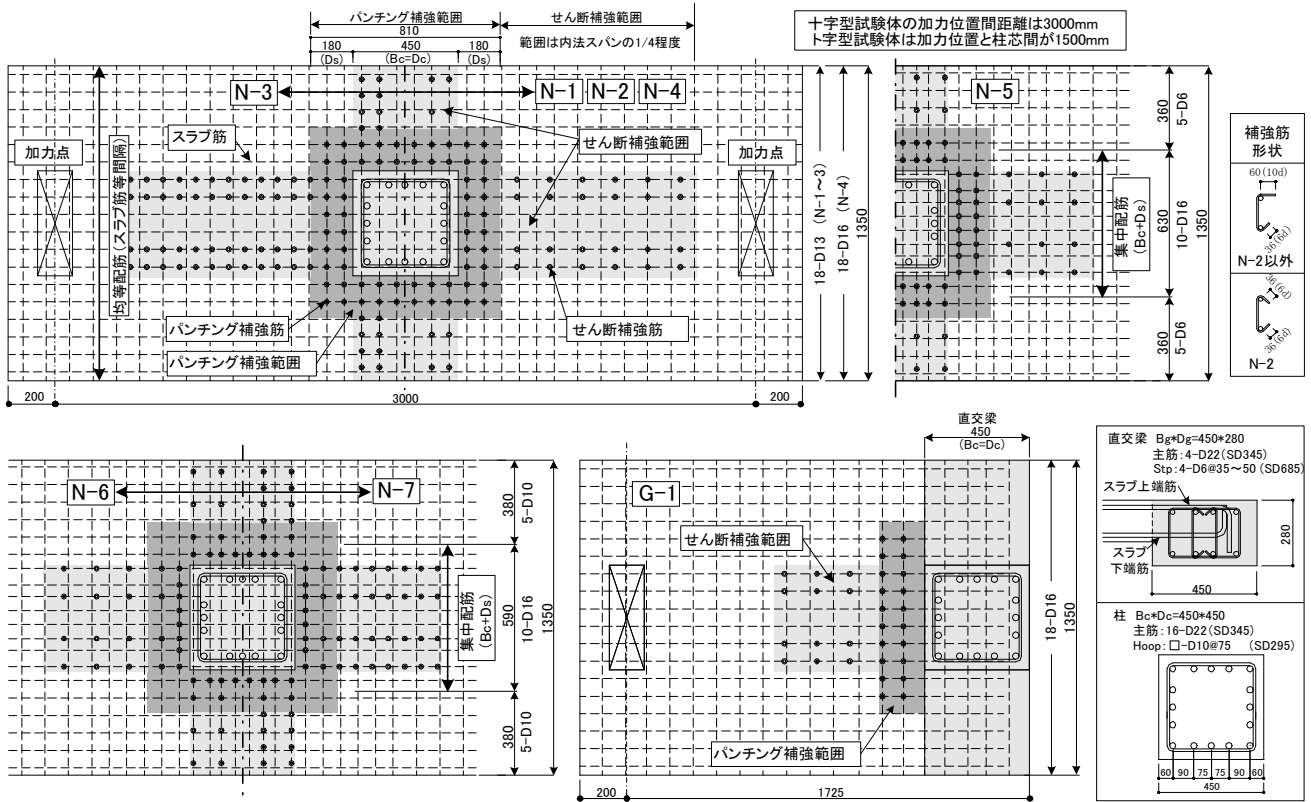


図-2 試験体形状

表-1 試験体諸元

記号	配筋方法	スラブ厚	$p_{t1} (\%)^1$	$p_{t2} (\%)^2$	$p_w (\%)^3$	$p_{wp} (\%)^4$	主筋集中率 ( $B_c+D_s$ )	せん断余裕度 $P_p/P_{mu}^5$	配筋				特記			
									スラブ筋		補強筋 (SD295A)					
								$B_c+D_s$ 内	$3B_c$ 内	鋼種	せん断補強筋	パンチング補強筋				
N-1	均等	180	1.08	1.13	0.2	0.44	0.44	1.42	8-D13	18-D13	SD295A	4-D6@140	64-D6	均等配筋 基準試験体		
N-2									0.4	0.44	1.70	18-D16			SD390	4-D6@140
N-3					0.2									0.44		
N-4									1.68	1.77	0.2	0.89			8-D16	18-D16
N-5	集中	140	3.07	1.82	0.4	0.46	0.74	1.22	10-D16	10-D16 +10-D6	D6, D16共 SD295A	4-D6@140	64-D6	集中配筋 (スラブ筋量はN-1と同じ)		
N-6									0.4	0.46	1.70	18-D16	D16⇒SD345 D10⇒SD295A	4-D6@70	48-D6	スラブ筋量多
N-7																
G-1	均等	180	1.68	1.77	0.2	0.43	0.44	1.70	8-D16	18-D16	SD390	4-D6@140	20-D6	ト字型 基準試験体		

1)  $p_{t1}=a_{t1}/(B_c+D_s)/d$   $a_{t1}$ :  $B_c+D_s$ 内引張鉄筋断面積、 $B_c$ :柱幅、 $D_s$ :スラブ厚、 $d$ :有効せい

2)  $p_{t2}=a_{t2}/3B_c/d$   $a_{t2}$ :  $3B_c$ 内引張鉄筋断面積、 $B_c$ :柱幅

3)  $p_w=a_w/B_c/S$   $a_w$ :  $B_c$ 内せん断補強筋断面積、 $S$ :ピッチ

4)  $p_{wp}=a_{wp}/((B_c+D_s) \cdot (D_c+D_s)-B_c \cdot D_c)$   $a_{wp}$ :柱面よりスラブ厚  $D_s$ の範囲内に配置した鉛直筋断面積

5) 主筋集中率:  $B_c+D_s$ 内に配置された総主筋断面積を  $3B_c$ 内に配置された総主筋断面積で除した値

6)  $P_p$ :パンチング破壊時のスラブ先端荷重、 $P_{mu}$ :スラブ曲げ破壊時のスラブ先端荷重、せん断余裕度は表-2の材料試験結果による、G-1のパンチング耐力算定においてはねじれの項  $M_t$ にてスラブ厚を直交梁せいとした



## 2.2 載荷方法

図-3に載荷方法を示す。載荷は柱に一定軸力(0.1B<sub>c</sub>D<sub>c</sub>σ<sub>B</sub>)を与えた状態で、上下柱の先端部をピン・ローラー支持しスラブ両端部の加力点変位を逆対称に制御して行った。載荷履歴は、層間変形角を R=±1/400、1/200、1/100、1/67、1/50、1/33、1/25rad を2サイクルずつ繰り返し R=+1/10rad までの片押しとした。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊状況

図-4に N-1、5 最終ひび割れ状況を示す。N-1 のスラブ上面では R=+2.5×10<sup>3</sup>rad 以降にスラブの危険断面位置に曲げひび割れが発生し、加力方向に対し柱側面のスラブ上面(A)では R=+10~15×10<sup>3</sup>rad に柱の角部より斜めひび割れが発生した。スラブ側面(B)には、R=+15×10<sup>3</sup>rad にせん断ひび割れが発生し、その後スラブ筋に沿って進展した。N-5 のこれらのひび割れは N-1 と比較して発生量、幅とも小さいものであった。

試験体 G-1 では、正加力時にはスラブの危険断面位置で発生した曲げひび割れが進展し、加力の進行とともにそのひび割れは直交梁上面から直交梁入り隅部(C)へ向かっていった。また、直交梁側面では正加力時に入り隅部に向かうひび割れとともにスラブ上端筋に沿うひび割れが進展し(D)、負加力時には直交梁入り隅部で発生した曲げひび割れがスラブ下端筋に沿って水平方向に伸びた。直交梁背面では R=8.5×10<sup>3</sup>rad 時に直交梁のねじれによるひび割れ(E)が発生したが、最終的にはスラブ危険断面位置に発生した曲げひび割れが大きく開いた。

表-2 材料試験結果

(a)鉄筋材料強度

呼び名	鉄筋		使用箇所	降伏強度 σ <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 σ <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
	種類	試験体				
D6	SD295A	N-1~N-4	補強筋 スラブ筋	404	558	23
	SD295A	N-5~N-7, G-1		372	547	26
	SD685	G-1	直交梁せん断 補強筋	704	924	18
D10	SD295A	N-6, N-7	スラブ筋	378	529	26
D13	SD295A	N-1~N-3		347	491	29
D16	SD295A	N-5		362	517	30
	SD345	N-6, N-7		389	575	21
	SD390	N-4	442	603	23	
		G-1	452	613	24	

(b)コンクリート材料強度

設計基準強度 F <sub>c</sub>	試験体	圧縮強度 σ <sub>B</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 E <sub>c</sub> (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 σ <sub>t</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時 ひずみ ε <sub>∞</sub> (×10 <sup>-3</sup> )
36	N-1~N-4	40.0	28.4	3.69	2.33
36	N-5~N-7, G-1	39.6	28.4	3.52	2.33

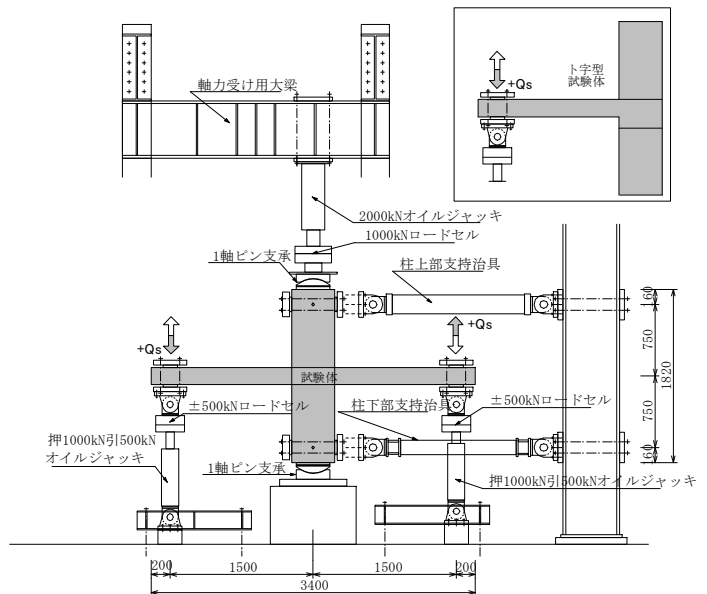


図-3 加力装置

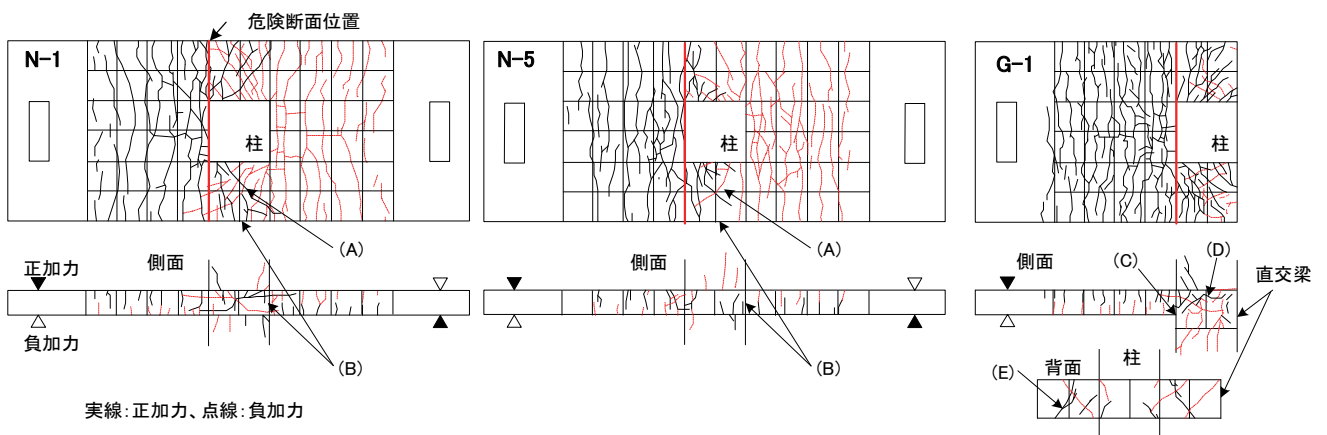


図-4 最終ひび割れ状況

### 3.2 荷重変形関係

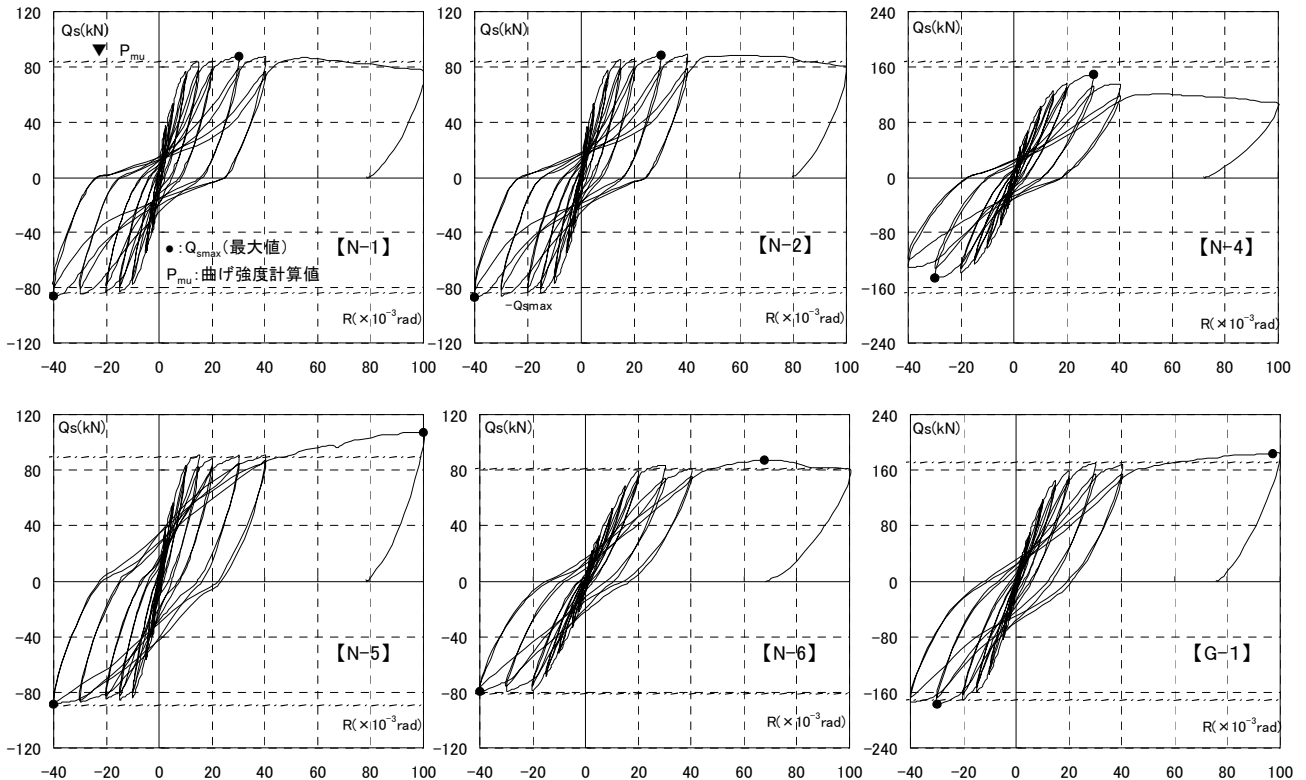
各試験体の  $Q_s$ - $R$  関係を図—5に示す。ここで  $Q_s$  はスラブ先端に作用させた荷重、 $R$  は層間変形角である。各試験体とも、スラブ危険断面位置近傍に曲げひび割れが発生した後、同危険断面と直交するスラブ主筋が柱芯よりスラブ側面側に向かい順次降伏し徐々に剛性が低下し、その後スラブ全幅内のスラブ主筋が降伏することにより最大荷重に到達した。試験体 N-1 では、 $R=+5 \times 10^{-3} \text{rad}$  以降まず柱幅内のスラブ危険断面位置で主筋が降伏し、 $R=+15 \times 10^{-3} \text{rad}$  までにスラブ側面位置まで全ての主筋が降伏して最大荷重近傍まで荷重は上昇している。最大荷重後は緩やかに荷重は低下し急激な低下はみられなかった。このことより試験体 N-1 の破壊形式はスラブの曲げ破壊であると考えられる。N-2、N-3 も同様であった。また N-5 では  $R=+10 \times 10^{-3} \text{rad}$  までに、N-6、N-7 では  $R=+20 \times 10^{-3} \text{rad}$  までに全ての位置でスラブ筋が降伏している。今回 N-1～N-3 では、せん断補強筋量 (N-1 と N-3)、パンチング補強筋とせん断補強筋形状 (N-1 と N-2) を実験因子としたが、破壊性状、荷重変形関係に与える影響はみられなかった。同様にせん断補強筋量をパラメーターとした N-6、7 においても顕著な差はみられなかった。試験体 N-4 では  $R=+10 \times 10^{-3} \text{rad}$  で柱芯近傍のスラ

ブ危険断面位置の主筋が降伏したが、 $R=+15 \times 10^{-3} \text{rad}$  で主筋降伏が確認されたのは柱幅内までであった。最大荷重時の  $R=+30 \times 10^{-3} \text{rad}$  ではスラブ側面位置の主筋のひずみ度は降伏ひずみ度には達していなかった。最大荷重後はスラブ側面のせん断ひび割れやスラブ上面の柱角部より柱側面側に伸びた斜めひび割れが大きく開き荷重は急激に低下した。このことより試験体 N-4 の破壊形式はスラブの曲げ降伏後のパンチング破壊であると考えられる。

ト字形試験体のG-1では主筋量がN-4と同じであるが、スラブ筋の定着破壊、スラブおよび直交梁のせん断破壊、直交梁のねじれ破壊などによる急激な耐力の低下は発生せず、ほぼ最終変形時に最大耐力に到達した。これより今回の定着方法は妥当であったといえる。

### 3.3 最大耐力

表—3に最大耐力を、図—6に  $Q_{smax}/P_{mu} - P_p/P_{mu}$  関係を示す。スラブが曲げ破壊した試験体N-1～N-3、N-5～7、G-1ではスラブ曲げ破壊時の計算値( $P_{mu}$ )に対する実験値( $Q_{smax}$ )の比( $Q_{smax}/P_{mu}$ )は1.08～1.21と比較的良好に対応し、また、安全側に評価していることにより今回の実験の範囲では文献2)による曲げ耐力式は、フラットプレート架構におけるスラブの曲げ耐力を評価できると考えられる。また、スラブ曲げ降伏後パンチ



図—5 荷重変形関係

ング破壊した試験体N-4では文献1)によるパンチング破壊時の計算値( $P_p$ )に対する実験値( $Q_{smax}$ )の比( $Q_{smax}/P_p$ )は0.99と、こちらも良く対応していた。ここで、 $Q_{smax}$ は正載荷時最大荷重実験値のスラブ先端荷重である。

### 3.4 スラブ筋のひずみ度の推移

試験体N-1、4、5、G-1の危険断面位置におけるスラブ上端筋のスラブ幅方向の分布を図-7に示す。スラブ筋を全幅に均等に配筋した試験体N-1、N-4、G-1では $R=+2.5 \times 10^3 \text{rad}$ 時、ひずみ度の分布は一様であるが、変形角の増加に伴い柱芯側のスラブ筋のひずみ度が大きくなっており、N-1では $R=+10 \times 10^3 \text{rad}$ で柱内が、 $R=+15 \times 10^3 \text{rad}$ のスラブ側面までの全てのスラブ筋が降伏ひずみ度に達している。また、N-4では前出のようにスラブ側面のスラブ筋は $R=+40 \times 10^3 \text{rad}$ 時においても降伏ひずみ度には達していないが、G-1では $R=+20 \times 10^3 \text{rad}$ で全てが降伏ひずみ度に達している。これはG-1では直交梁を設けたことによりねじれに対する抵抗が大きくなりスラブ側面の鉄筋の応力を接合部に伝達できることが可能になったと考えられる。また、N-5では初期の段階から柱中央側のスラブ筋のひずみ度が大きい傾向がみられた。その後、 $R=+10 \times 10^3 \text{rad}$ で柱中央側のスラブ筋が降伏ひずみ度に達し、順次柱軸から離れた位置のひずみ度も降伏ひずみ度に達した。N-5ではC,D,E位置でのひずみ度は危険断面

表-3 最大耐力一覧

記号	計算値			実験値 最大荷重	比較		破壊形式
	パンチング 耐力	スラブ 曲げ耐力	接合部せん断 余裕度		$Q_{smax}/P_{mu}$	$Q_{smax}/P_p$	
	$P_p$ kN	$P_{mu}$ kN	$P_p/P_{mu}$				
N-1	119	84	1.42	88	1.05	0.74	F
N-2	119	84	1.42	89	1.05	0.74	
N-3	119	84	1.42	87	1.04	0.73	
N-4	150	168	0.89	149	0.89	0.99	FP
N-5	151	89	1.71	107	1.21	0.71	F
N-6	99	81	1.22	87	1.07	0.88	
N-7	99	81	1.22	87	1.08	0.88	
G-1	260	171	1.51	176	1.03	0.68	

破壊形式 F:スラブ曲げ破壊型、  
FP:スラブ曲げ降伏後接合部パンチング破壊型

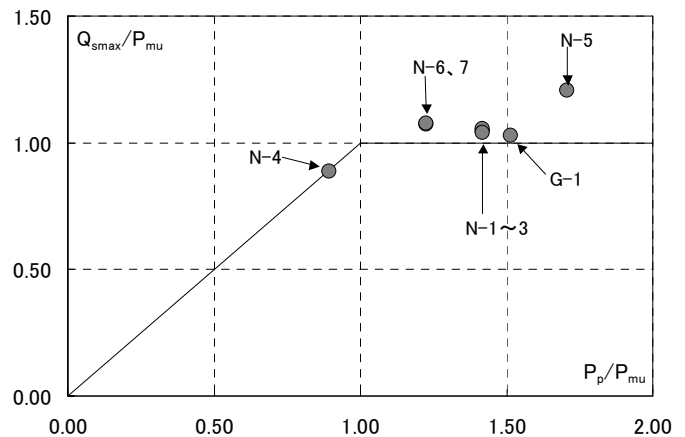


図-6  $Q_{smax}/P_{mu}-P_p/P_{mu}$  関係

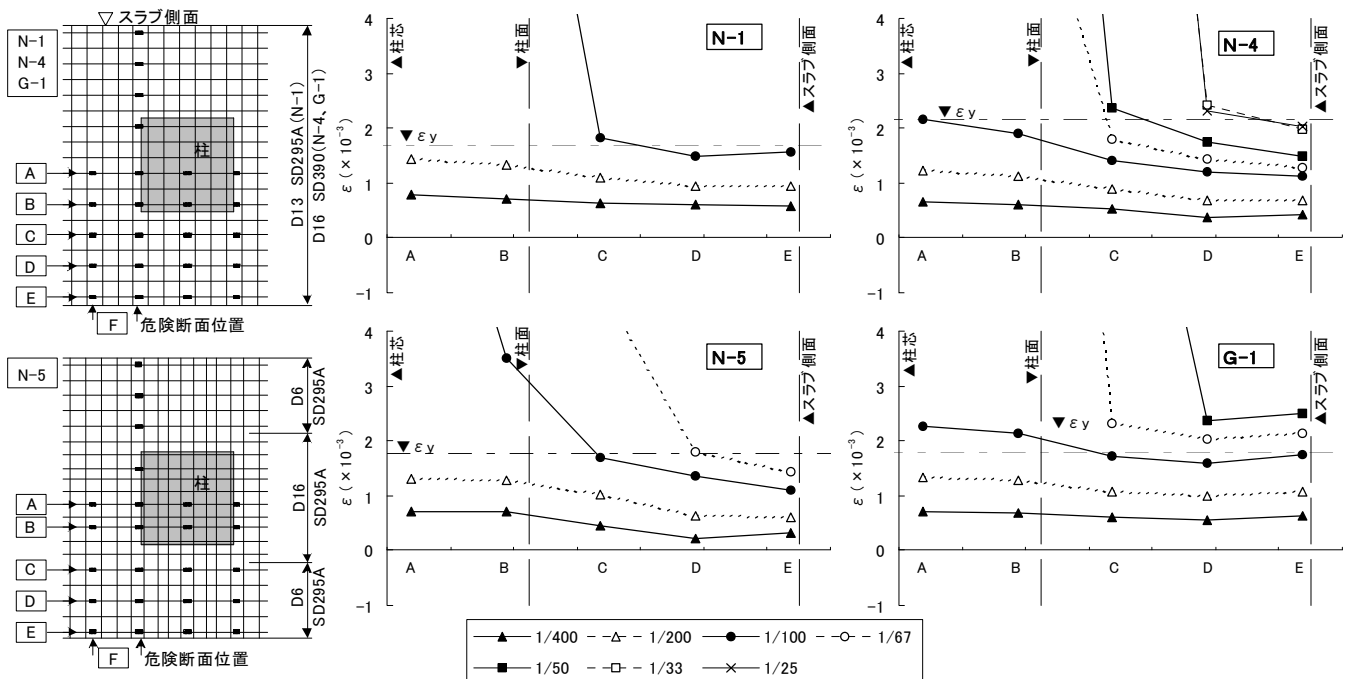


図-7 スラブ筋のひずみ度分布

位置より加力位置側（図中F位置）のひずみ度が大きくなっていた。

### 3.5 補強筋のひずみ度の推移

図—8に最終変形時 ( $R=+100 \times 10^{-3} \text{rad}$ ) におけるパンチング補強筋、せん断補強筋のひずみ度分布を示す。スラブ筋の曲げ降伏後パンチング破壊したN-4ではスラブが曲げ破壊したN-1よりもパンチング補強筋が受けるひずみ度が大きい傾向がみられ、加力方向に対し柱前後面や柱側面に配置した補強筋のひずみ度はいずれも大きかった。また、N-1では加力方向に対し柱前面側よりも柱側面側の補強筋のひずみ度が大きい、N-5では柱前面のひずみ度が大きくなる傾向がみられた。これはスラブ筋を柱幅近傍に集中配筋することにより柱側面のスラブのねじれによるモーメントが小さくなり、スラブ前後面の曲げモーメントやせん断力により伝達される力が大きくなったと考えられる。

柱前後面側のせん断補強筋はいずれも最終変形まで弾性域に留まった。これより、せん断補強筋比は0.2%程度で十分であると考えられる。N-1およびN-4では柱側面側のせん断補強筋のひずみ度は測定していないが均等配筋とした場合、スラブ側面でせん断ひび割れが大きく開いたことから同位置に配置したせん断補強筋は大きな引張ひずみ度を受けたと考えられる。

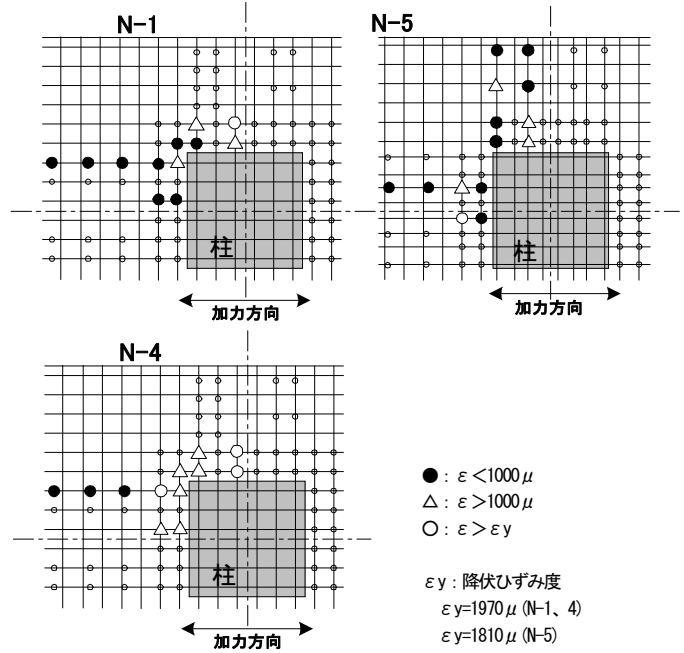
### 3.6 各変形成分の割合

N-1、N-5の層間変形角( $R$ )ごとのスラブ、柱、接合部の変形成分の割合を図—9に示す。各試験体とも概ねスラブの変形成分が全体変形の大半を占めており、最終変形 ( $R=100 \times 10^{-3} \text{rad}$ ) 時で全体変形の90%以上を占めていた。

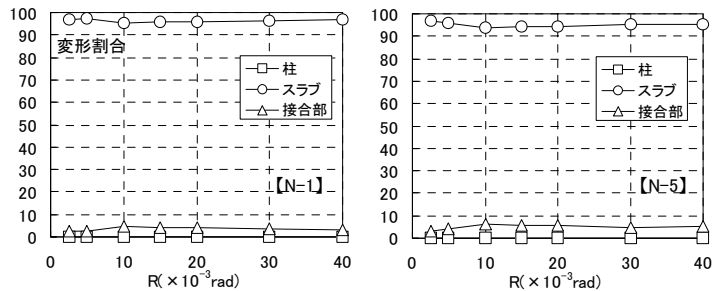
## 4. まとめ

柱とスラブからなるフラットプレート架構の水平加力実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- i. せん断余裕度を1.0以上とした試験体においてはいずれも文献2)による曲げ耐力計算値を上回り、急激な耐力低下のない変形性能を示した
- ii. せん断余裕度を0.9としたN-4はスラブが曲げ降伏後パンチング破壊したが、最大荷重は文献1)による計算値とほぼ一致した



図—8 補強筋のひずみ度



図—9 各変形成分の割合

- iii. せん断余裕度が1.2~1.4程度である今回の試験体では、補強筋形状や補強量が破壊性状、荷重変形関係に与える影響はみられなかった
- iv. スラブ筋量と同じ場合、スラブ筋を均等に配置するよりも柱近傍に集中配置の方が復元力特性は優れていた

## 5. あとがき

本年度はフラットプレート架構が水平力を受ける場合の構造性能について報告した。今後は、水平力と鉛直力を同時に受ける場合の構造性能について報告する予定である。

### 【参考文献】

- 1) 日本建築学会、「RC構造計算基準・同解説1999」
- 2) 日本建築センター、「建築物の構造規定」



# パイルド・ラフト基礎の実験的研究

## —その1 原位置載荷試験結果—

秦 雅史\* 舟木秀尊\*

### 1. はじめに

パイルド・ラフト基礎とは、一般に布基礎やべた基礎などの直接基礎と杭基礎を併用した基礎形式であり、図-1に示すように荷重に対して直接基礎と杭基礎が複合して抵抗するものをいう。従来、建築基準法では異種基礎の併用は禁止されていた。しかし、近年になって性能設計への移行に伴う除外規定が制定され、構造計算で確認すれば併用ができることになった。

杭基礎の設計では基礎スラブ底面の地盤の抵抗力を無視するのが原則であるが、パイルド・ラフト基礎では、ある程度の沈下を許容したときに基礎底面における地盤の抵抗力が期待できる場合について、この抵抗力を積極的に利用して基礎の合理化を図ることができる。支持地盤が深くなるにつれて、支持杭基礎は高価なものとなるが、直接基礎と杭を併用して建物荷重を支持することによって、コストパフォーマンスに優れた基礎構法となる。

ただし、本構法は直接基礎と同様にある程度の沈下を許容して地盤となじませる基礎形式であるため、過大な沈下を起こさず鉛直荷重および水平荷重に対する目標性能を確認する詳細な検討が必要となり、適切な杭径、杭長、杭配置を設定することが要求される<sup>1)</sup>。

解析法の妥当性の検証に用いる基礎データ（杭—地盤—ラフト間での相互作用・荷重分担率などの特性）を取得することを目的とし、パイルド・ラフト基礎、摩擦杭基礎および直接基礎試験体について原位置において押込み、水平載荷試験を実施した。本報では載荷試験の概要と結果について述べる。

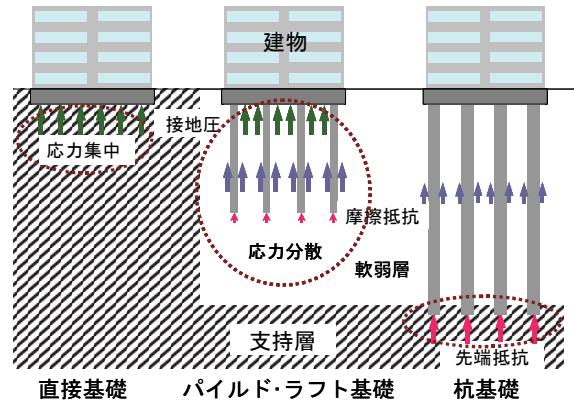


図-1 パイルド・ラフト基礎の支持機構

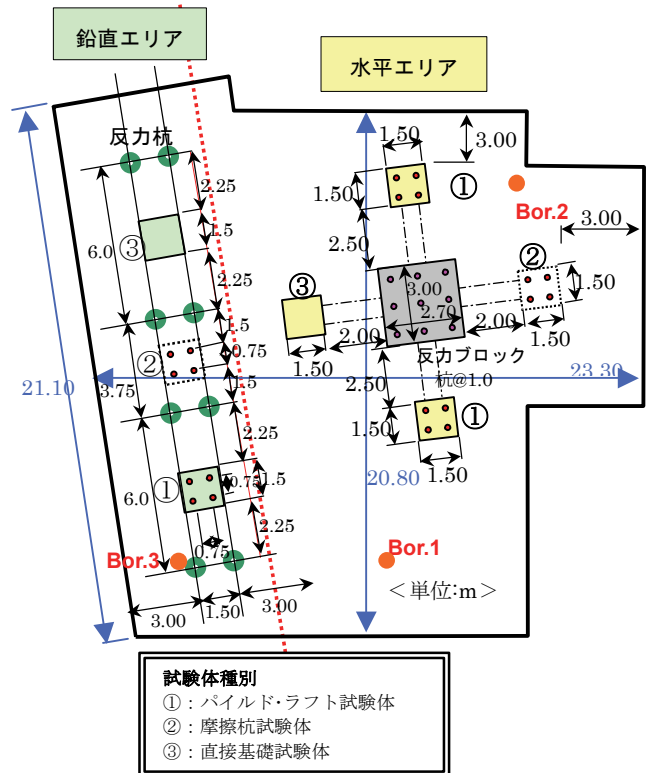


図-2 試験体配置図

より埋土、ローム、凝灰質粘土、砂、粘土、砂で構成されている。しかし、埋土層は腐植物や植物根などが混入しており、含水状態も異なっているため性状が非

### 2. 試験概要

試験地は茨城県南西部であり、「常総台地」に位置している。試験体の配置を図-2に示す。地盤は上層

\*技術研究所

常に不均質である。そのため、試験範囲の埋土を掘削除去しローム層を表出させてから試験体を製作した。掘削にあたり地下水位が床付け面以下となるように注意して行った。試験体と各土層との位置関係、層別沈下量、間隙水圧の測定位置等について図-3に示す。

室内土質試験から求めた土質定数を表-1に、PS検層で測定されたせん断波速度から算定した初期地盤弾性係数を表-2に示す。N値は杭の全長にわたって概ね1~2程度であるが、深度2.8mまでの地層は間隙比および圧密降伏応力度  $P_c$  が大きく典型的な関東ロームである。

中空ねじりせん断試験によりローム質シルト層の動的特性の歪依存性を求めた。建築基準法の新告示では、表層地盤の増幅率を求める際、地盤の歪レベルに対応した剛性低下特性が粘性土と砂質土についてそれぞれ設定されている。告示の粘性土の剛性低下特性と試験結果を比較して図-4に示す。両者は1%程度の歪レベルまでほぼ一致している。

試験体はパイルド・ラフト基礎を用いた実建物の杭径  $D$  を  $\phi 500\text{mm}$ 、杭長  $15\text{m}$ 、杭間隔を  $7.5D$  と仮定した  $1/5$  縮尺モデルである。鉛直試験体、水平試験体の断面をそれぞれ図-5、図-6に示す。杭は、一般構造用炭素鋼管 STK400、径  $\phi 101.6\text{mm}$ 、肉厚  $t=4.2\text{mm}$  (公称)、杭長  $L=3.0\text{m}$  を  $0.75\text{m}$  間隔で圧入により打設した。基礎スラブはRC造として、底面に6号珪砂を  $30\text{mm}$  敷き、その上に幅  $1.5\text{m} \times 1.5\text{m}$ 、高さ  $0.5\text{m}$  の形状に製作した。なお、載荷試験は杭設置から3週間以上経過後に実施した。載荷方法は地盤工学会の試験法<sup>2)</sup>に準拠して行い、試験体毎の荷重増減速度が同程度になるようにした。載荷試験状況を写真-1に示す。

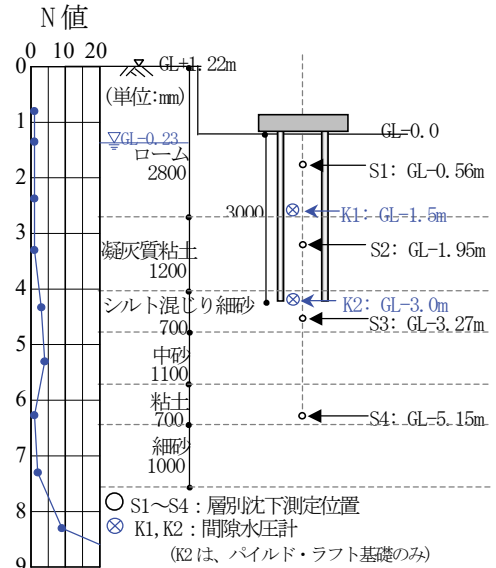


図-3 層別沈下、間隙水圧計設置位置図

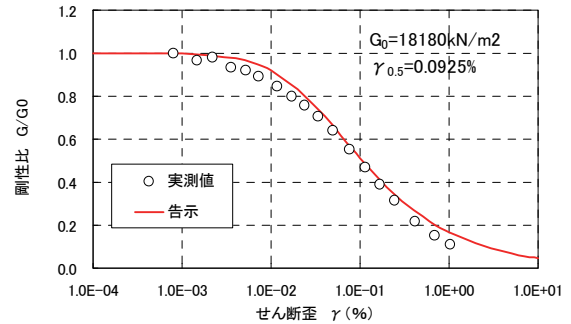


図-4 中空ねじりせん断試験結果

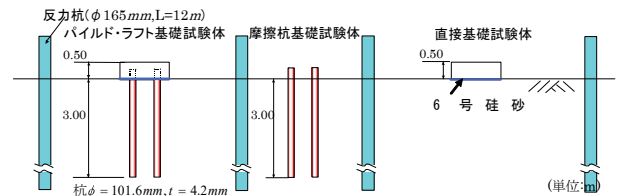


図-5 鉛直試験体断面

表-1 土質試験結果

土質名	深度 (m)	含水比 $W_n$ (%)	間隙比 $e$	圧密試験		3軸UU試験		
				$C_c$	$P_c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$C_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\phi$ (度)	$E_{50}$ ( $\text{kN/m}^2$ )
埋土	1.1							
ローム	1.7	156.2	4.262	1.89	217.3	50.6	5.7	5940
ローム質シルト	2.8	139.3	3.730	1.62	120.6	36.9	0	8880
凝灰質粘土	4	76.8	2.027	0.98	114.9	67.4	1.2	10700
シルト混じり細砂	4.7	49.3	1.387	0.39	328.2	54.9	2.1	-
中砂	5.8	28	1.332	-	-	8.64	26.9	-
粘土	6.5	61.4	1.620	0.38	158.7	20.8	4.3	2290

表-2 PS 検層結果と地盤弾性係数

土質名	PS検層		湿潤密度 $\rho_t$ ( $\text{g/cm}^3$ )	せん断剛性 $G$ ( $\text{kN/m}^2$ )	弾性係数 $E$ ( $\text{kN/m}^2$ )
	$V_s$ (m/sec)	$V_p$ (m/sec)			
埋土	70	1200	1.40		
ローム	105	1350	1.32	14850	44460
ローム質シルト	105	1350	1.53	17210	51530
凝灰質粘土	105	1350	1.53	17210	51530
シルト混じり細砂	180	1470	1.7	56200	167700
中砂	180	1470	1.7	56200	167700
粘土	130	1520	1.63	28110	84120
細砂	220	1550	1.80	88900	264900

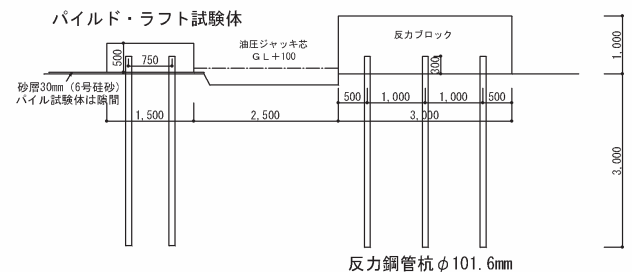


図-6 水平試験体断面

### 3. 鉛直試験結果

各試験体の荷重と沈下量関係を図-7に示し、パイ

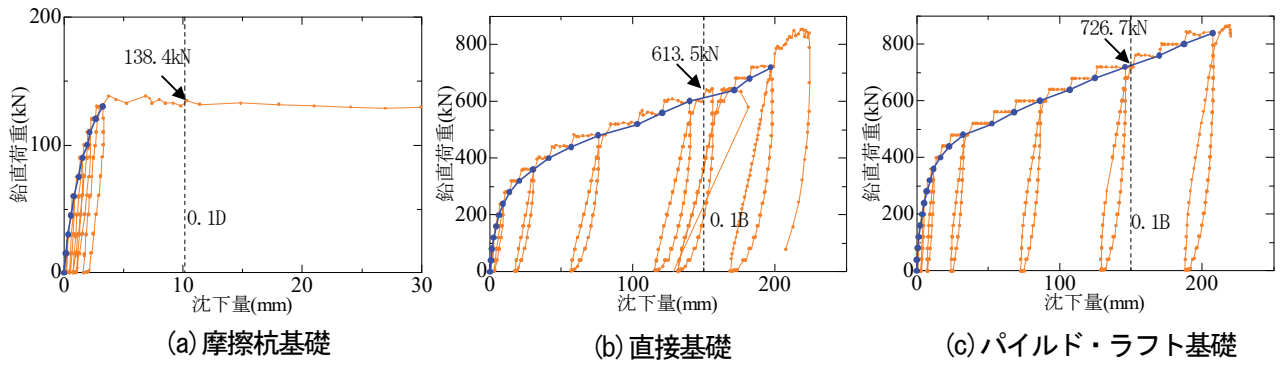


図-7 荷重-沈下量関係



写真-1 載荷試験状況

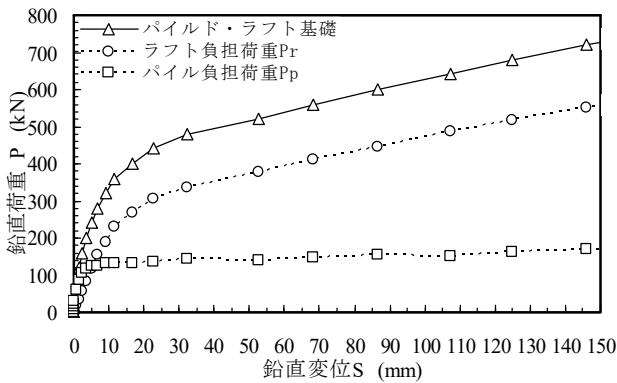


図-8 鉛直荷重-沈下量関係

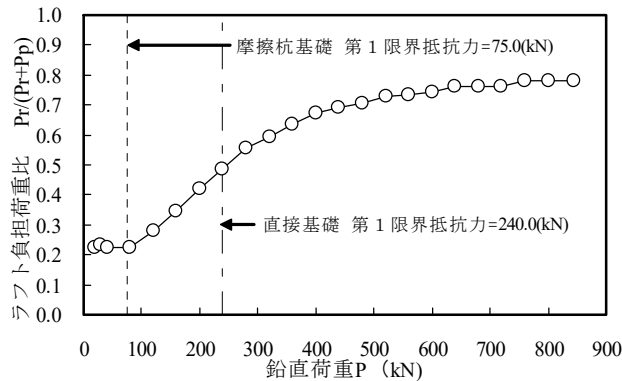


図-9 ラフト負担荷重比

ラフト・ラフト基礎における鉛直荷重 P とパイル負担荷重 Pp、ラフト負担荷重 Pr (Pr=P-Pp) 関係を図-8に、

鉛直荷重に対するラフトの負担荷重比  $Pr/(Pr+Pp)$  を図-9に示す。パイル負担荷重 Pp は杭頭部に取付けた歪みゲージからの算定値である。

表-3に各試験体での第1限界抵抗力と第2限界抵抗力を示す。表中、第2限界抵抗力は単杭と摩擦杭基礎では沈下量 0.1D における荷重とした。直接基礎、パイルド・ラフト基礎では沈下量の増加に伴い荷重が漸増するため、沈下量 0.1B(B:基礎幅=1.5m) 時の値を採用した。

ラフトの負担荷重比は初期に0.2であり、摩擦杭基礎の第1限界抵抗力75.0(kN) 以降ではラフト負担が増加し、最終的には直接基礎と摩擦杭基礎の第2限界抵抗力の総和に対する直接基礎の抵抗力の比  $613.5\text{kN}/(138.4\text{kN}+613.5\text{kN})=0.82$  の支持力分担比に近づき一定値に収束する。パイルド・ラフト基礎におけるラフトと杭の各負担荷重 Pr、Pp と直接基礎、摩擦杭基礎の関係を比較して図-10(a)、(b)に示す。

ラフト負担分 Pr の沈下剛性は直接基礎より初期から最終に至るまで小さい。また、パイル負担分 Pp の沈下剛性は摩擦杭基礎とほぼ同じであった。本試験ではラフトからパイルに与える影響よりも、パイルからラフトへ与える影響の方が大きかったと考えられる。

パイルド・ラフト基礎下部の層別沈下測定結果を図-11に示す。鉛直荷重と層内平均ひずみ度の関係では、直接基礎の第1限界抵抗力=240(kN) までは、0.00m~3.27m 層は同程度で、それ以降においても、0.00m~1.95m までは同値であるが、杭先端 (GL-3.0m) 付近の計測値 1.95m~3.27m では違いが見られ

表-3 各試験体での限界抵抗力

試験体名	第1限界抵抗力(kN)	第2限界抵抗力(kN)
単杭	22.5	36.2
摩擦杭基礎	75.0	138.4
直接基礎	240.0	613.5
パイルド・ラフト基礎	400.0	726.7

る。杭先端付近を除き、パイルド・ラフト基礎直下の杭に囲まれた地盤では、直接基礎の第1限界抵抗力まで平均的なひずみ度を示すことから、鉛直荷重が杭長の範囲まで有効に伝達されていると考えられる。

4. 水平試験結果

水平荷重は表-4に示すように重錘重量により試験体の総重量を変えたパイルド・ラフト基礎試験体2体、直接基礎試験体および摩擦杭基礎試験体の計4体について実施した。

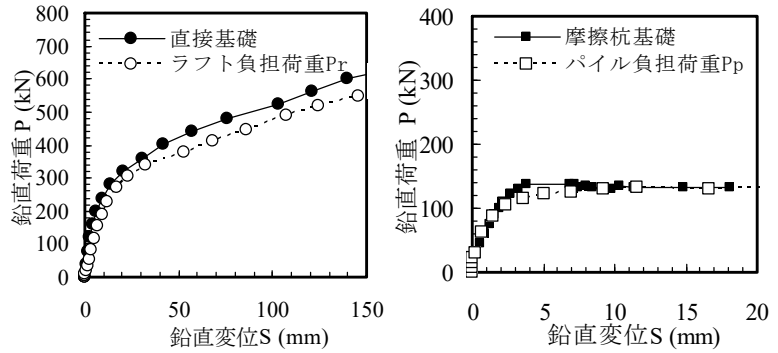
直接基礎およびパイルド・ラフト基礎では、ラフト底面の摩擦抵抗を調整するために6号硅砂を貼り付けている。試験時と同程度の相対密度において、事前に硅砂の定圧一面せん断試験を実施し、ラフト部底面と硅砂の摩擦係数が0.7であることを確認した。試験終了後、敷設した硅砂を取り出して含水比を計測したところ平均約3%であった。摩擦杭基礎では、ラフトと地盤の間に30mmの隙間を設けた。

試験体の重量はパイルド・ラフト基礎試験体①(重量  $W_1=80\text{kN}$ ) ではパイル負担重量が極限周面摩擦に対する長期許容荷重(約  $50\text{kN}$ ) に、パイルド・ラフト基礎試験体②(重量  $W_2=145\text{kN}$ ) では短期許容荷重(約  $100\text{kN}$ ) になるようにそれぞれ設定した。なお、パイルとラフトの分担率は①で  $72\%:28\%$ 、②で  $80\%:20\%$  であった。直接基礎の重量はパイルド・ラフト基礎②のラフト負担重量になるように設定し、摩擦杭基礎の重量については重量の影響がほぼ無いと考えられるので、試験体の早期ロッキングを防止するために重量を調整せずにラフト部の重量  $27\text{kN}$  とした。水平荷重方法は文献<sup>3)</sup>に準拠し、段階荷重方式の一方多サイクルとした。

各試験体の荷重-水平変位関係を図-12に示す。直接基礎試験体は滑動開始前は弾塑性的な挙動を示している。ラフト滑動直後( $30.2\text{kN}$ )に載荷荷重を完全に除荷した後、再載荷を行い水平変位量が  $80\text{mm}$  に達するまで載荷したが、ロッキングは発生しなかった。

摩擦杭基礎載荷試験では  $H_0=120\text{kN}$  でロッキング挙動が卓越して、水平荷重を増加しても変位が増加しなくなった。

摩擦杭基礎試験体の杭体曲げモーメント分布を図-



(a) 直接基礎とラフト負担荷重 Pr (b) 摩擦杭基礎とパイル負担荷重 Pp

図-10 直接基礎、摩擦杭基礎と Pp、Pr の比較

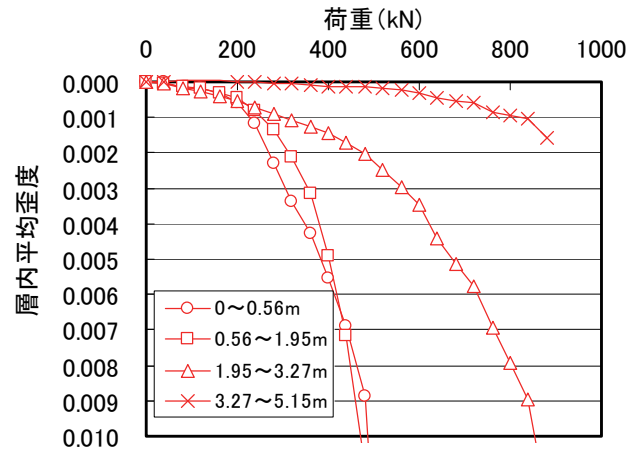


図-11 層別歪

表-4 水平試験体の概要

	直接基礎	摩擦杭基礎	パイルド・ラフト基礎	単杭
ラフト仕様	幅1.5m×長さ1.5m×高さ0.5m			
パイル仕様	φ101.6mm(t=3.9mm) : 実測値 杭長3m (根入れ長さ3m、ラフト埋込み長さ0.3m) 4本 (単杭は1本)			
最大載荷荷重	$H_{max}=30.2\text{kN}$ (重量: $31\text{kN}$ )	$H_{max}=120.6\text{kN}$ (重量: $27\text{kN}$ )	①: $H_{max}=210.7\text{kN}$ (重量: $80\text{kN}$ ) $W_p: W_r=72\%:28\%$ ②: $H_{max}=240.7\text{kN}$ (重量: $145\text{kN}$ ) $W_p: W_r=80\%:20\%$	$H_{max}=36.8\text{kN}$
載荷方法	2サイクル6段階	7サイクル21段階	①: 7サイクル21段階 ②: 8サイクル24段階	4サイクル8段階

※①: 杭周面摩擦抵抗が長期許容荷重、②: 杭周面摩擦抵抗が短期許容荷重  
鉛直荷重分担率:  $W_p$ -パイル分、 $W_r$ -ラフト分

13に示す。P1とP2(後方杭:加力点側)およびP3とP4(前方杭)はそれぞれほぼ同様の挙動であったので、代表してP1とP3のみを示した。各杭共通で最大モーメントは杭頭部で発生した。このモーメント分布は一様地盤での杭頭固定度は0.7程度に相当する。なお、いずれの杭も鋼材試験結果から求めた降伏曲げモーメント  $M_y=10.1\text{kNm}$  には達していなかった。摩擦杭基礎試験体の変動軸力分布を図-14に示す。P1杭



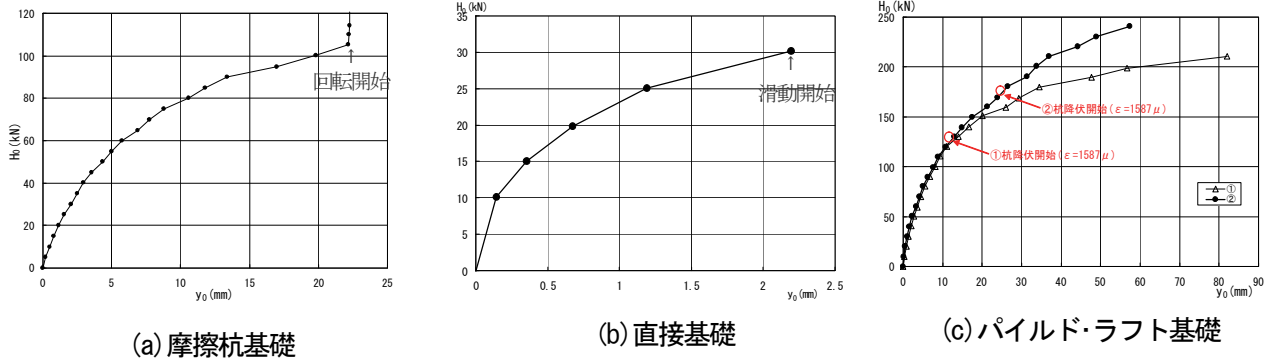


図-12 荷重-水平変位関係

には水平力の増加に伴い引張力が、P3 杭には圧縮力が作用している。このため摩擦杭基礎試験体では摩擦力が限界に達してロッキングが発生したと考えられる。

パイルド・ラフト基礎試験体①、②の杭体モーメント分布を図-15 に示す。なお、モーメント分布は降伏モーメントで頭打ちにして表した。試験体①と②において、同一荷重時では①の方が全体的にモーメントは大きい。また、①は地中部においても  $M_y$  に達していた。地中部モーメントの第1ゼロ点深さおよび地中部最大モーメント深さは、①と②でほぼ同じであった。

パイルド・ラフト基礎試験体①および②の変動軸力分布を図-16 に示す。①および②共に P1 では引張力が作用し、P3 側では小さかった。これは P3 側が試験体のロッキングによる押し込み挙動となり、ラフト底面

も杭と共にロッキングに抵抗するためと考えられる。

図-17 に水平荷重分担率を示す。試験体①および②共に載荷初期ではラフトの負担が杭に比べて大きく、後に杭の負担が増加して逆転する。なお、杭の摩擦力を長期状態とした①の方が早期に分担率が逆転した。

パイルド・ラフト基礎におけるラフトと杭の各負担荷重と直接基礎、摩擦杭基礎の関係を比較して図-18(a)、(b)に示す。パイルド・ラフト基礎試験体②のラフト負担分の剛性は接地圧を等しくした直接基礎試験体と同程度で、パイルド・ラフト基礎試験体①よりも大きくなっている。ラフト下部の珪砂の剛性に依存していると考えられる。直接基礎試験体の耐力は滑動で決定されているが、パイルド・ラフト試験体では直接基礎の滑動耐力をかなり上回る。これはラフトの接地

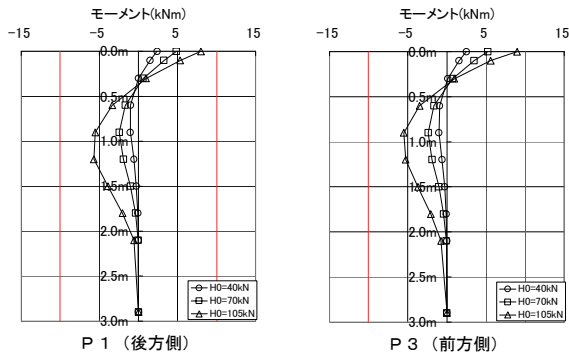


図-13 曲げモーメント分布 (摩擦杭基礎)

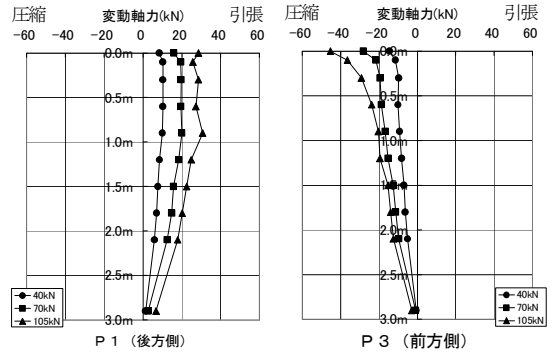


図-14 軸力分布 (摩擦杭基礎)

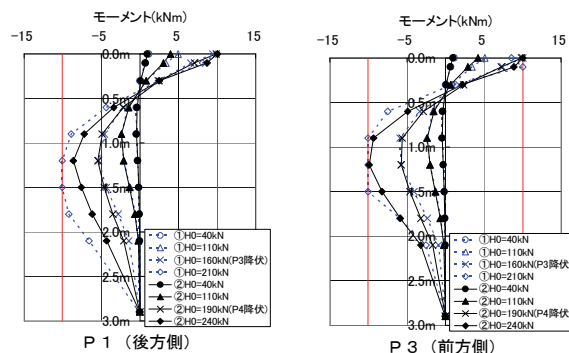


図-15 曲げモーメント分布 (パイルド・ラフト基礎)

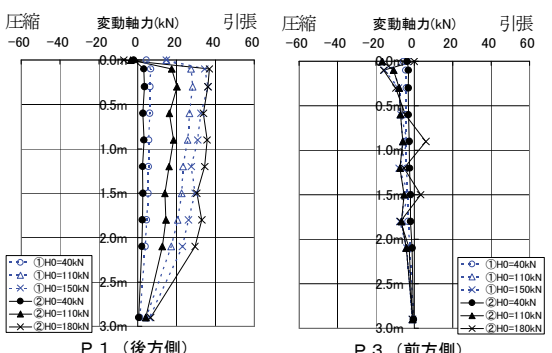


図-16 軸力分布 (パイルド・ラフト基礎)

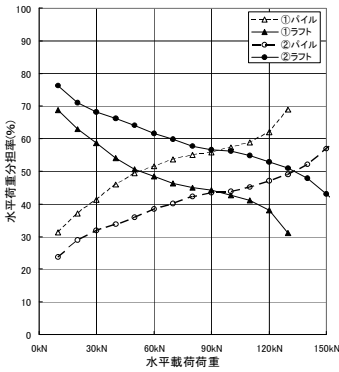
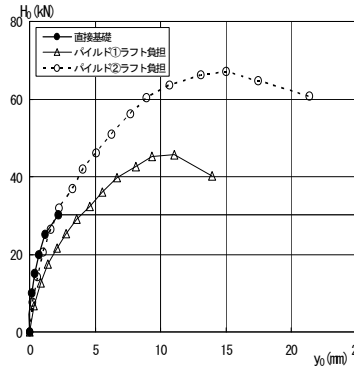
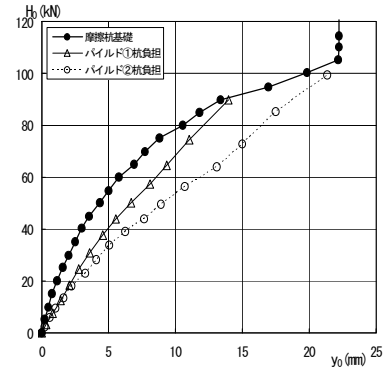


図-17 水平荷重分担率



(a) 直接基礎とラフト負担荷重



(b) 摩擦杭基礎とパイル負担荷重

図-18 直接基礎、摩擦杭基礎と負担荷重の比較

圧が影響していると考えられる。

杭負担分の剛性は摩擦杭基礎試験体>パイルド・ラフト基礎試験体①>パイルド・ラフト基礎試験体②となった。これは、試験体重量が軽いほど接地圧が小さくなり、これに伴ってラフト底面摩擦が減り、杭の負担が増加するためと考えられる。

各試験体の荷重～水平変位関係と直接基礎と摩擦杭基礎の単純和により得られた関係を比較して図-19に示す。初期ではパイルド・ラフト基礎より単純和の耐力が大きい、水平変位が8mm以上では逆転する。同様の傾向が文献<sup>4)</sup>でも報告されている。これは、パイルド・ラフト基礎のラフトが負担する耐力が直接基礎よりも大きくなるためと考えられる。

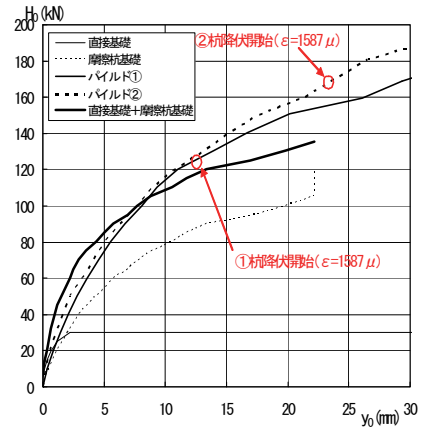


図-19 荷重の重ね合わせ

### 5. まとめ

今回の試験の結果、パイルド・ラフト基礎の鉛直・水平挙動に関して、以下のことが確認された。

- i. 鉛直荷重の分担は初期段階では杭が80%程度を負担するが、最終段階では杭とラフトの耐力比に応じて分配される
- ii. 水平挙動に関してパイルド・ラフト基礎のラフトが負担する耐力が直接基礎より大きくなるため、パイルとラフト耐力の単純和よりも大きくなる
- iii. パイルとラフトの水平荷重分担率は、ラフト底面接地圧が大きい程、ラフトの負担率が大きくなる

### 6. おわりに

関東ローム地盤においてパイルド・ラフト基礎模

型試験体の原位置載荷試験を実施し、解析法の妥当性の検証に用いる基礎データとして杭-地盤-ラフト間の相互作用、荷重分担率などの特性が得られた。なお、本研究は浅沼組、銭高組、前田建設工業、松村組との共同研究で行った。

#### 【参考文献】

- 1) (社)日本建築学会、「建築基礎構造設計指針」、2001
- 2) (社)地盤工学会、「杭の鉛直載荷試験方法・同解説第一回改訂版」、2002
- 3) (社)地盤工学会、「杭の水平載荷試験方法・同解説」、1983
- 4) 長尾・桑原・小林・渡邊、「小型基礎の原位置実験より得られたパイルド・ラフト基礎の水平挙動、日本建築学会構造系論文集、No. 559、pp. 121～127、2002. 9.

# 高強度材料を用いたプレキャスト鉄筋コンクリート柱の 構造性能に関する研究

細矢 博\* 岡 靖弘\*\* 山上 聡\*

## 1. はじめに

近年、超高層RC造建物は、高強度材料を用いたプレキャスト鉄筋コンクリート部材により構築される場合が多い。プレキャスト(以下、PCa)部材の構造性能については、これまでに多数の研究が行われてきたが、高強度材料を用いた高軸力を受けるPCa柱については、その研究は未だ十分とは言い難い。このため、本報告では、30~40階建て超高層建物を対象として、高強度材料を用いたフルPCa柱の構造性能について検討した。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体

試験体の諸元を表-1に、形状寸法、配筋例を図-1に示す。試験体は11体で、No.6~No.10、No.12~No.16は曲げ破壊型、No.11はせん断破壊型である。各試験体とも実物の約1/3で、断面は300×300mmである。

せん断スパン比は、曲げ破壊型が2.0、せん断破壊型が1.2である。試験体の特徴ならびに実験因子は以下の通りである。No.6~No.8では横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ を

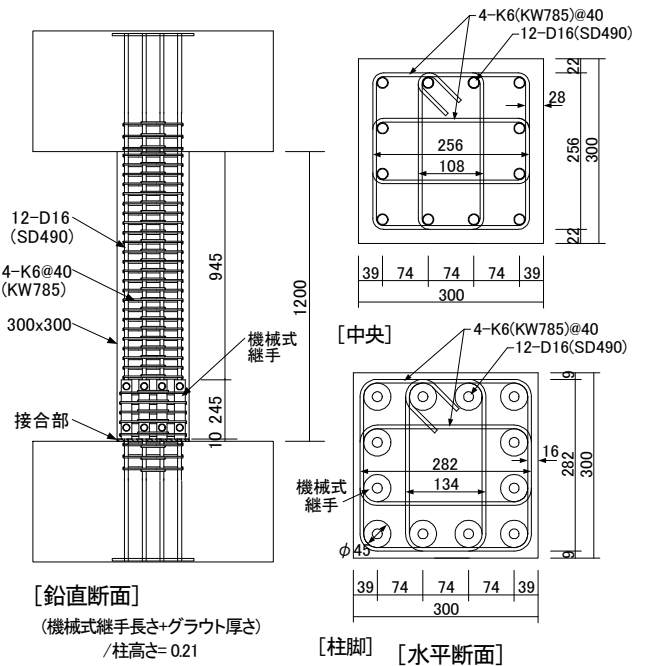


図-1 試験体の形状寸法、配筋例 (No. 7)

表-1 試験体諸元

試験体名	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13	No.14	No.15	No.16
目標破壊形式	曲げ破壊型			曲げ破壊型		せん断	曲げ	曲げ破壊型		曲げ破壊型	
柱高さ H(mm)	1200			1200		720	1200	1200		1200	
柱幅×柱成 b×D(mm)	300×300										
シアスパン比 M/QD	2.00			2.00		1.20	2.00	2.00		2.00	
柱主筋	12-D16										
横補強筋	4-K6@31	4-K6@40	4-K6@57	4-K6@40		4-K6@80	4-D6@35	4-K6@40	4-K6@80	4-K6@40	4-K6@80
補強筋比 $p_w = A_w / (s \cdot b)$ (%)	1.29	1.00	0.70	1.00		0.50	1.14	1.00	0.50	1.00	0.50
コンクリート設計基準強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	70			70		70	70	48		70	
柱主筋の種類 $\sigma_{sy}$	SD490										
横補強筋の種類 $\sigma_{wy}$	KW785			KW785		KW785	SD345	KW785		KW785	
計画時横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	10.13	7.85	5.50	7.85		3.93	3.93	7.85	3.93	7.85	3.93
計画時圧縮側軸力比 $\eta_c$	0.55			0.60		0.30	0.55	0.55		0.30	
計画時引張側軸力比 $\eta_t$	-			-0.70		-	-	-		-	
特徴	$p_w \sigma_{wy}$ の影響			打継ぎ: 縞鋼板	打継ぎ: 平板	せん断破壊型	横補強筋: SD345	$F_c: 48\text{N/mm}^2$		$\eta_c: 0.30$	

$\eta_c = N_c / bDF_c$ ,  $\eta_t = N_t / A_g \sigma_{sy}$ ,  $N_c$ : 圧縮軸力,  $N_t$ : 引張軸力,  $A_g$ : 柱主筋断面積,  $\sigma_{sy}$ : 柱主筋規格降伏強度

\*技術研究所 \*\*東京支社建築設計部

3水準とっている。また、No.9、No.10では軸力を変動軸力とし、柱脚部底面(接合面)の型枠には縞鋼板(No.9)と平板(No.10)の2種類用いている。No.12では横補強筋にSD345の普通強度鉄筋を用いている。No.13、No.14ではコンクリート設計基準強度( $F_c$ )を48N/mm<sup>2</sup>とし、No.15、No.16では軸力比( $\eta_c$ )を0.3としている。

全ての試験体では、柱脚部でグラウト充填機械式継手により柱主筋を継いでいる。

### 2.2 使用材料

コンクリート、ならびに継手に充填したグラウトの材料試験値を表-2に、鉄筋の材料試験値を表-3に示す。

### 2.3 加力方法

加力装置を図-2に、水平方向の加力スケジュールを図-3に、変動軸力の加力ルールを図-4に示す。アクチュエータおよび油圧ジャッキにより軸力を加えた状態で、アクチュエータにより水平方向に正負交番漸増繰り返し加力を行い、試験体の柱区間に逆対称曲げモーメントを作用させた。導入した軸力は、曲げ破壊型のNo.6~No.8、No.12では $\eta_c=0.55$ (一定)、No.9、No.10では $\eta_c=0.60 \sim \eta_c=0.70$ (変動)、No.13、No.14では $\eta_c=0.55$ (一定)、No.15、No.16では $\eta_c=0.30$ (一定)とした。また、せん断破壊型のNo.11では $\eta_c=0.30$ (一定)とした。変動軸力を与えたNo.9、No.10では、図-4に示すように、予め長期軸力( $N_L$ )に相当する軸力を加力した後、 $N_L - N'_E < N < N_L + N_E$  ( $N$ : 軸力、 $N_E$ 、 $N'_E$ : 地震時軸力)の間は層せん断力に対応する軸力を加力し、 $N = N_L - N'_E$  または  $N = N_L + N_E$  に達した後は、これを一定に保持させた。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊状況

最終破壊状況の例を写真-1に、材料試験値を用いて求めた実験因子を表-4に示す。  
[曲げ破壊型試験体] No.6~No.10、No.12、No.15、No.16の内、軸力比  $\eta = N/(bD \sigma_B)$  が0.48の高軸力を受けたNo.6、 $\eta = 0.57 \sim 0.62$ の変動軸力を受けたNo.9、No.10では、 $p_w \sigma_{wy}$  が約9~12N/mm<sup>2</sup>配筋されているが、これらは柱頭および柱脚側の継手直上で降伏ヒンジが形成された。モーメント分布を考えると柱脚打継ぎ部

表-2 コンクリート材料試験値

試験体	設計基準強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 $\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時ひずみ度 $\epsilon_{c0}$ ( $\times 10^{-6}$ )	弾性係数 $E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
No.6~No.12 No.15, No.16	70	82.1	2890	38.1	4.59
No.13, No.14	48	46.4	2370	31.9	3.48
グラウト	—	98.5	3370	39.4	6.11

表-3 鉄筋材料試験値

部位	呼び名	種類の記号	降伏強度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ度 $\epsilon_y$ ( $\times 10^{-6}$ )	弾性係数 $E_s$ (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び $\epsilon$ (%)
柱主筋	D16	SD490	554	2760	201	748	15.9
横補強筋	K6	KW785	904	4720	192	906	10.4
	D6	SD345	451	2160	209	536	19.0

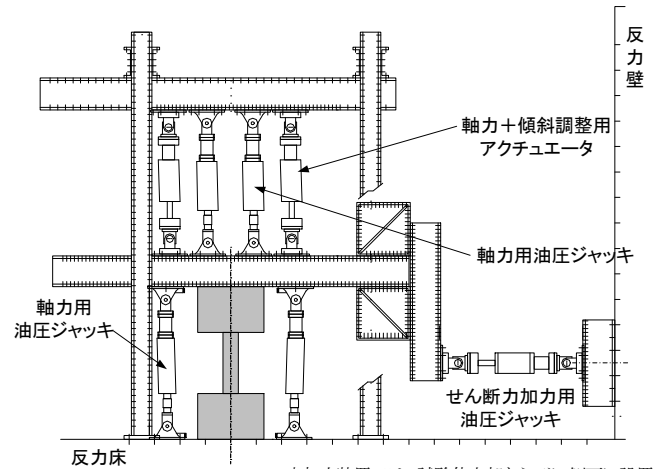


図-2 加力装置

本加力装置では、試験体上部ならびに側面に設置した油圧ジャッキにより導入される軸力で生じる付加せん断力は互いに相殺され、その結果として、試験体に対しては、N- $\delta$ 効果は無視できるほど小さい。

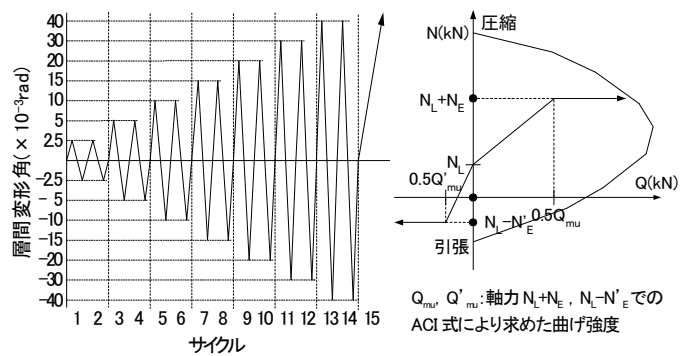


図-3 加力スケジュール

図-4 変動軸力のルール

で降伏ヒンジが形成されるはずであるが、本実験シリーズでは、その位置よりも上部に形成される結果となった。一方、 $p_w \sigma_{wy}$  が9.0N/mm<sup>2</sup>のNo.7、5.1~6.3 N/mm<sup>2</sup>のNo.8、No.12では、横補強筋の拘束効果が小さいため、柱主筋降伏後、中間主筋に沿う縦ひび割れが卓越する傾向を示した。 $\eta = 0.26$ の軸力を受けたNo.15では、 $p_w \sigma_{wy}$  が9.0N/mm<sup>2</sup>配筋されているが、このとき、柱頭および柱脚で降伏ヒンジが形成された。



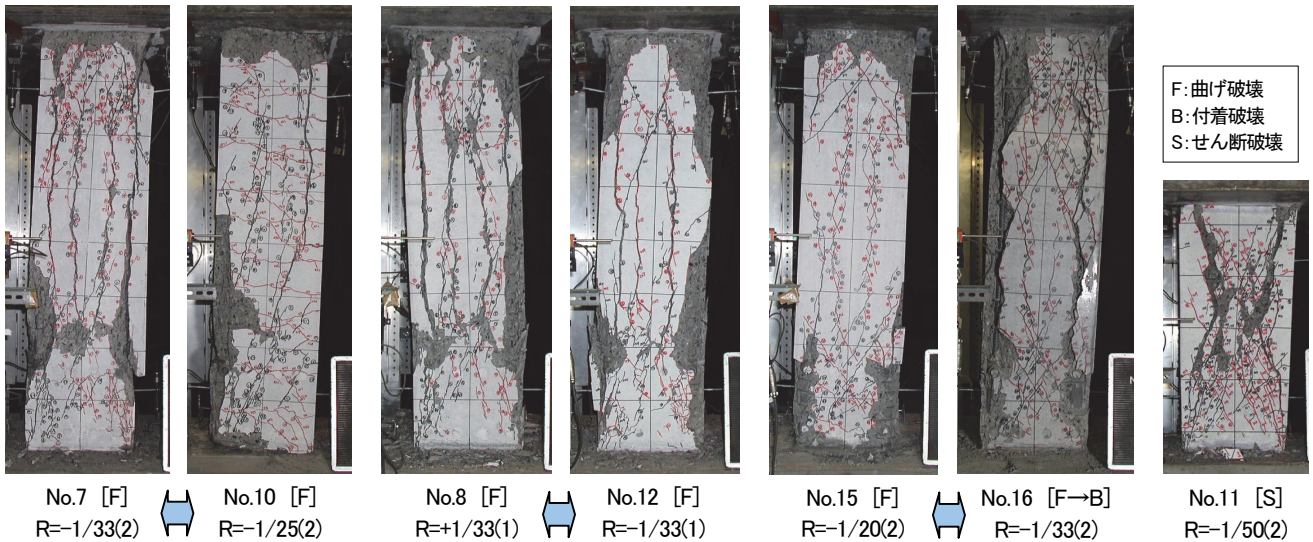


写真-1 最終破壊状況

これに対し、 $p_w \sigma_{wy}$ が $4.5\text{N/mm}^2$ 配筋されているNo.16の場合には、後述するように付着余裕度 $\tau_{bw}/\tau_{rl}$ は1.29と1.0以上であったものの、最終的には付着破壊に至った。コンクリート圧縮強度( $\sigma_B$ )が $46\text{N/mm}^2$ で、 $\eta = 0.57$ の高軸力を受けたNo.13、No.14では、 $p_w \sigma_{wy}$ が $4.5 \sim 9.0\text{N/mm}^2$ 配筋されていたが、柱主筋降伏後中間主筋に沿う縦ひび割れが卓越する傾向を示した。

本実験では、 $\eta = 0.48 \sim 0.57$ の高軸力を受けた試験体は、 $\eta = 0.26$ の軸力を受けた試験体よりも継手直上の損傷が顕著であった。これは、軸力レベルが高い場合には、継手が埋設されている柱脚部付け根は圧縮され可撓性が低下し、相対的に剛性が弱い継手直上で変形し、降伏ヒンジが形成されたことによると考えられる。

[せん断破壊型試験体] No.11では、柱頭、柱脚の隅角部を結ぶ対角線状にせん断ひび割れが発生したが、継手埋設部のコンクリートでは細い斜めひび割れのまま拡大せず、実質的にはシアスパンが継手直上から柱頭までとするせん断破壊性状を示した。

### 3.2 層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係

層せん断力－層間変形角関係の例を図-5に示す。 $\eta = 0.48$ の軸力を受け、 $p_w \sigma_{wy} = 9.0 \sim 11.7\text{N/mm}^2$ であるNo.6、No.7では、Q-R曲線は紡錘形であり、エネルギー吸収力に富んでいた。最大強度以

表-4 実験因子

試験体	破壊形式	$\sigma_B$	$\sigma_{wy}$	$P_w \sigma_{wy}$	$P_w \sigma_{wy} / \sigma_B$	N (kN)	$\eta$
		(N/mm <sup>2</sup> )					
No.6	F	82.1	904	11.66	0.14	3511	0.48
No.7				9.04	0.11		
No.8				6.33	0.08		
No.9				9.04	0.11		
No.10				9.04	0.11		
No.12		46.4	904	5.14	0.06	3511	0.48
No.13		9.04	0.19	2388	0.57		
No.14		4.52	0.10				
No.15		9.04	0.11				
No.16		F→B	82.1	904	4.52	0.06	1915
No.11	S	82.1	904	4.52	0.06	1915	0.26

※ 値は材料試験値による。軸力比 $\eta$ : 圧縮側  $\eta = N/bD\sigma_B$ 、引張側  $\eta = N/A_g\sigma_y$

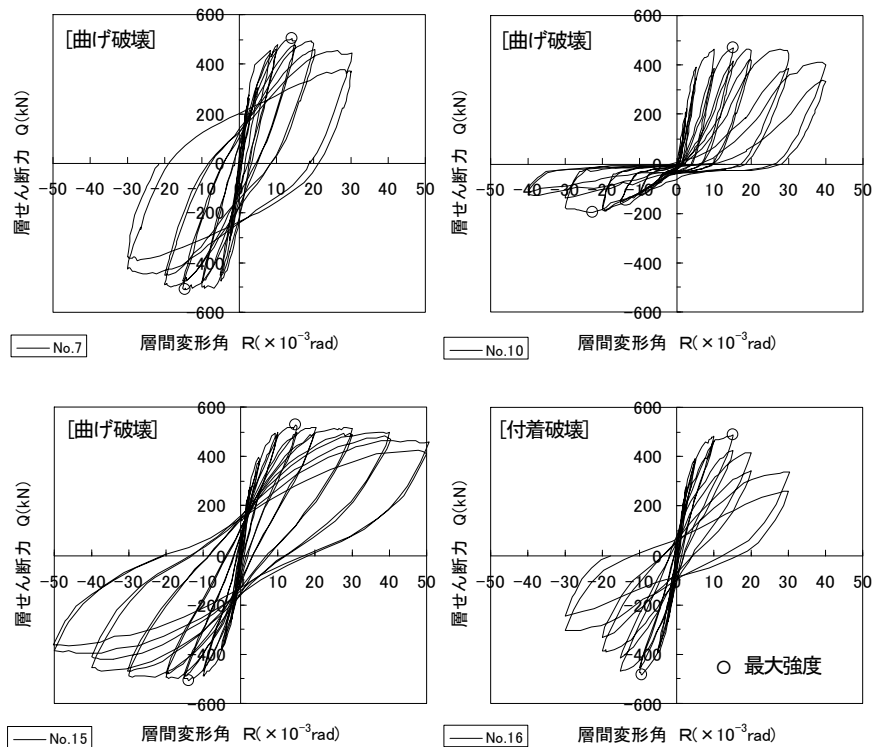


図-5 層せん断力－層間変形角曲線

降も急激な荷重の低下はみられなかった。 $\eta=0.52\sim-0.62$ の変動軸力を受けたNo.9、No.10では、 $p_w \sigma_{wy}=9.0\text{N/mm}^2$ であったが、圧縮側は最大強度以降の荷重の低下は小さく、引張側は $R=30\times 10^{-3}\text{rad}$ に至るまで荷重の増加がみられ、安定した履歴を示した。また、 $\eta=0.26$ の軸力を受け、 $p_w \sigma_{wy}=9.0\text{N/mm}^2$ であるNo.15では、最大強度以降の荷重低下は小さく、安定した履歴を示した。これに対し、 $p_w \sigma_{wy}=4.5\text{N/mm}^2$ であるNo.16では、柱主筋の降伏後に付着破壊に至ったため、荷重の低下が著しいことがわかる。

本実験の曲げ破壊型試験体では、柱脚側の継手直上で降伏ヒンジが形成され、実質的にはシアスパン比が $M/QD=2$ から $M/QD=1.58$ に減少したと考えられるが、この条件下でも、横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ がおおよそ $9\text{N/mm}^2$ ( $p_w \sigma_{wy}/\sigma_B=0.11$ )以上であれば、脆性的な破壊には至らず、安定した復元力特性を有するといえる。

### 3.3 Q-R曲線の包絡線

実験因子別にQ-R曲線の包絡線を図-6に示す。横補強筋比のみが異なるNo.6~No.8(図-6(a))では、 $p_w$ が大きくなると変形性能が良くなることが明確にわかる。同図(b)で変動軸力を受けたNo.9とNo.10を比較すると、両者に差異はほとんどなく、柱脚の接合面の平滑度の差による影響は認められない。また、一定軸力を受けたNo.7と比較すると、最大強度ならびに

$R=1/67\text{rad}$ までの荷重は幾分低いものの、 $R=1/50\text{rad}$ 以降では荷重を維持しており、変動軸力と一定軸力を受ける試験体の変形性能はほぼ同等といえる。同図(c)で $p_w \sigma_{wy}=6.3\text{N/mm}^2$ のNo.8と $p_w \sigma_{wy}=5.1\text{N/mm}^2$ のNo.12を比較すると、両者のQ-R関係は似ている。No.12では、横補強筋にSD345を用いているものの、横補強筋をNo.8に比べ密に配筋しているため、 $p_w \sigma_{wy}$ が幾分小さくとも同等のQ-R関係を示したものと考えられる。よって、 $p_w \sigma_{wy}$ を等量配筋するのであれば高強度鉄筋より普通鉄筋を用いたほうが構造性能は向上するといえる。同図(d)、(e)で横補強筋量のみが異なる $\sigma_B=46\text{N/mm}^2$ のNo.13とNo.14、 $\eta=0.26$ のNo.15とNo.16を比較すると、横補強筋量が小さい試験体の変形性能は劣っている。特に、軸力比 $\eta=0.26$ の場合、その影響が顕著に出ている。No.16は曲げ破壊から付着破壊に移行したためである。同図(f)で、軸力比のみが異なるNo.7とNo.15を比較すると、変形性能が大きく異なっている。また、コンクリート強度のみが異なるNo.7とNo.13を比較すると、コンクリート強度が高いNo.7ではNo.13に比べ最大強度は大きいものの、その後の荷重低下が大きく、靱性に劣っている。軸力比が同じでも軸力の絶対値が大きい高強度コンクリート柱の場合、変形性能が低下することがわかる。

### 3.4 柱脚接合面の滑り量

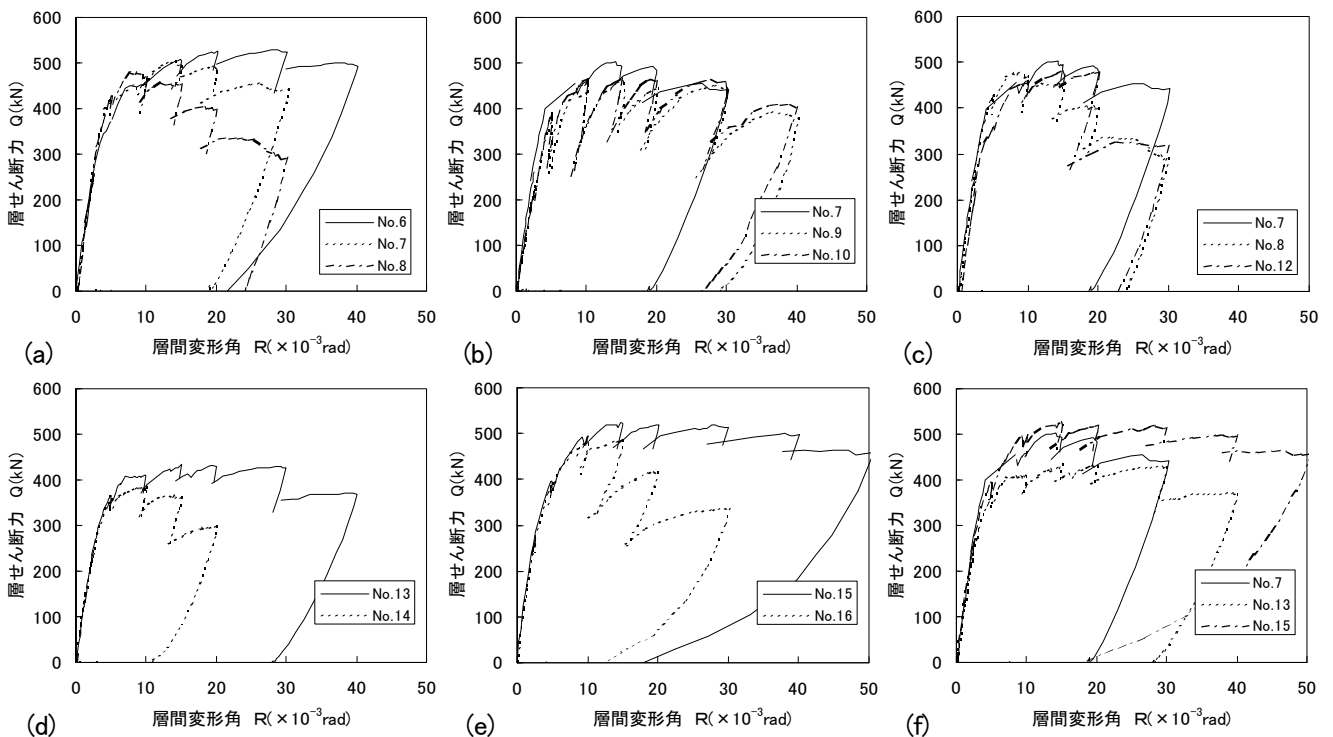


図-6 層せん断力-層間変形角曲線の包絡線

柱脚接合面の水平方向の滑り量と層間変形角との関係を図-7に示す。一定軸力を与えたNo.7( $\eta=0.48$ )とNo.15( $\eta=0.26$ )の滑り量を比較すると、軸力比が小さいNo.15はNo.7に比べ滑り量は大きく、軸力レベルに影響を受けるといえる。一方、変動軸力を与えたNo.9(縞鋼板)とNo.10(平板)の滑り量を比較すると、両者に大きな差はみられない。柱脚接合面の平滑度(凹凸)の差は滑り量にさほど影響を与えないといえる。しかし、変動軸力を受けるNo.9、No.10の滑り量は、一定軸力を受けるNo.7の滑り量に比べ大きく、軸力の変動、履歴が滑り量に影響を与えることがわかる。

### 3.5 柱主筋のひずみ度

柱主筋の正方向加力時における鉛直方向のひずみ度分布を図-8に示す。一定軸力を受け曲げ破壊した試験体では、継手の直上で $R=1/200\sim 1/100$ で圧縮降伏している。曲げモーメントの分布からすれば材端部で降伏するはずであるが、継手の影響で柱脚部の剛性が高くなり、柱脚部より相対的に弱い継手直上でヒンジが形成されたものと考えられる。変動軸力を受け曲げ破壊したNo.9、No.10でも、ひずみ度分布は一定軸力の試験体の場合と良く似ていた。一方、最終的に付着破壊したNo.16では、中央部でひずみ度が増大し降伏に至っている。他の試験体と異なるひずみ分布は、柱主筋に沿う付着ひび割れが卓越したことに起因している。

本実験の高軸力を受ける試験体では、柱主筋は柱脚の他、継手直上で降伏し、降伏ヒンジを形成している。フルPCa柱の設計時には、シアスパンを柱脚～柱頭にとり構造的な検討をする他、継手直上～柱頭にとり、諸強度の再確認を行う必要があるといえる。

### 3.6 最大強度の実験値と計算値の比較

最大強度の実験値と計算値を表-5に、それらの関係を図-9に示す。用いた計算式としては、曲げ強度式はACIストレスブロック法<sup>1)</sup>(以下、ACI式と記す)、New Zealandストレスブロック法<sup>2)</sup>(以下、NZ式と記す)、せん断強度式は靱性保証型耐震設計指針<sup>3)</sup>(以下、靱性保証指針と記す)のせん断強度式である。このせ

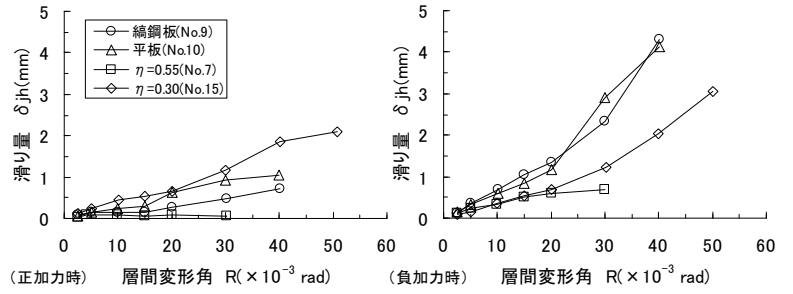


図-7 柱脚接合面の滑り量

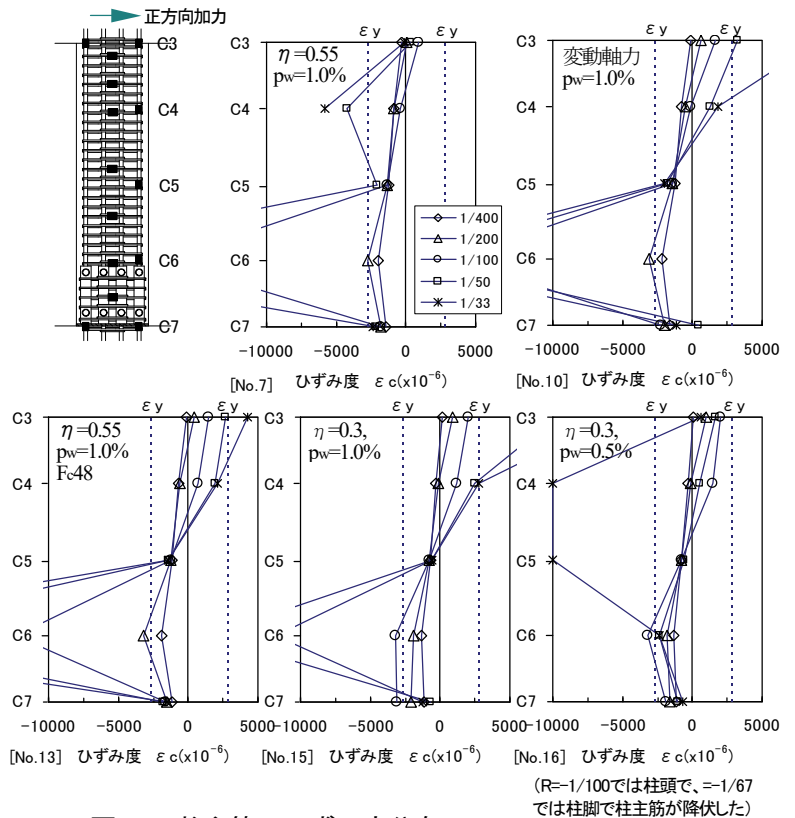


図-8 柱主筋のひずみ度分布

ん断強度式でせん断強度を求める際は、(a) 横補強筋の降伏強度として材料試験値を用い、コンクリート有効圧縮強度係数としてCEB式<sup>4)</sup>を用いる場合と、(b) 横補強筋の降伏強度として、New RC設計ガイドライン<sup>5)</sup>に示されている有効降伏強度式から得られた有効降伏強度を用い、かつコンクリート有効圧縮強度係数としてCEB式を用いる場合の2ケースとっている。

一定軸力を受けた曲げ破壊型試験体(No.6～No.8、No.12～No.16)の場合、ACI式から得られた曲げ強度の計算値は、実験値を危険側に評価する場合があったが、NZ式から得られた計算値は全試験体に対し安全側に評価した。一方、変動軸力を受けた試験体(No.9、No.10)の場合も、圧縮側は上記の結果と同様であった。引張側の曲げ強度の計算値は実験値を45%程度過小に評価した。せん断破壊型試験体(No.11)の場合には、



表一五 最大強度の実験値と計算値との比較

試験体	破壊形式	実験値	計算値				実験値/計算値				
		最大強度 Q <sub>max</sub> (kN)	曲げ強度		せん断強度		曲げ強度		せん断強度		
			ACI式 ACIQ <sub>mu</sub> (kN)	NZ式 NZQ <sub>mu</sub> (kN)	靱性保証型式 IDQ <sub>su1</sub> (kN)   IDQ <sub>su2</sub> (kN)		Q <sub>max</sub> / ACIQ <sub>mu</sub>	Q <sub>max</sub> / NZQ <sub>mu</sub>	Q <sub>max</sub> / IDQ <sub>su1</sub>	Q <sub>max</sub> / IDQ <sub>su2</sub>	
No.6	F	528	488	432	965	897	1.08	1.22	0.55	0.59	
No.7		502	488	432	882	829	1.03	1.16	0.57	0.61	
No.8		478	488	432	785	748	0.98	1.11	0.61	0.64	
No.9		459	480	419	882	829	0.96	1.10	0.52	0.55	
		187	111	109	882	829	1.69	1.71	0.21	0.23	
No.10		467	480	419	882	829	0.97	1.12	0.53	0.56	
		195	111	109	882	829	1.76	1.79	0.22	0.24	
No.12		482	488	432	785	785	0.99	1.12	0.61	0.61	
No.13		435	316	316	655	594	1.38	1.38	0.66	0.73	
No.14		386	316	316	519	473	1.22	1.22	0.74	0.82	
No.15		525	485	447	882	829	1.08	1.18	0.60	0.63	
No.16		F→B	488	485	447	703	600	1.01	1.09	0.69	0.81
No.11		S	697	809	744	703	620	0.86	0.94	0.99	1.12

F: 曲げ破壊, B: 付着破壊, S: せん断破壊

(注) No.6を除く他の曲げ破壊系試験体では、機械式継手直上に降伏ヒンジが明確に形成される以前の1/100~1/50radの層間変形角で最大強度に至っている。このため、最大強度の算出にあたっては、シアスパンを通常のとおり柱脚~柱頭にとって計算し、その計算値と実験値とを比較している。

No.9, No.10の最大強度の欄において、上段は正方向加力時の最大荷重、下段は負方向加力時の最大荷重。他の試験体では、全て正方向加力時の最大荷重。

靱性保証型耐震設計指針式でせん断強度を求める際は、終局限界状態でのヒンジ領域の回転角R<sub>p</sub>を0としている。

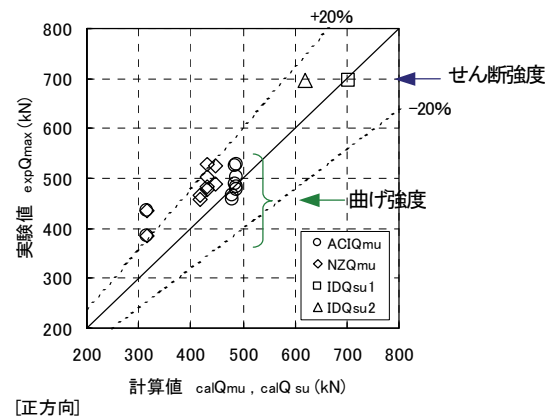
靱性保証指針せん断強度式から得られたせん断強度の計算値は実験値を僅かに危険側に評価したが、横補強筋の降伏強度として、New RC設計ガイドラインによる有効降伏強度を用いたときには、計算値は実験値を安全側に評価した。このことから、高強度横補強筋を用いた場合には、せん断強度の評価の際は、コンクリート強度に連動した有効降伏強度を用いた方が良いといえる。

3.7 付着応力度と付着強度との関係

No.16では継手直上で柱主筋が降伏した後、付着破壊へ移行した。そこで、付着応力度の計算値と付着強度の計算値との比較を表一六に示し検討する。付着強度を算出する際は、靱性保証指針の付着強度式を用いた。ここで、付着応力度については、ひずみ度の計測結果から柱頭ならびに柱脚または継手直上で柱主筋の引張降伏もしくは圧縮降伏が認められたので、それらの位置で降伏しているとして2ケース算出した。

柱主筋が柱頭、柱脚で降伏しているとし付着応力度τ<sub>f</sub>を求めた場合、付着強度τ<sub>bu</sub>を下回っている。全ての試験体で付着破壊に至る可能性は小さいといえる。一方、柱頭と継手直上で柱主筋が降伏しているとし付着応力度τ<sub>f</sub>'を求めた場合、No.14とNo.16ではτ<sub>f</sub>'はτ<sub>bu</sub>を上回っており、付着破壊する可能性があることがわかる。このことから、No.16では曲げ破壊型から付着破壊型に移行したものと考えられる。また、No.14では柱主筋に沿う縦ひび割れが卓越したが、それは付着ひび割れと融合したものである可能性が高い。

以上から、フルPCa柱の付着設計時には、シアスパンを継手直上~柱頭にとり、付着応力度と付着強度と



図一九 最大強度の実験値と計算値との関係

表一六 付着応力度の実験値と付着強度の計算値との比較

試験体	破壊形式	付着応力度		付着強度 τ <sub>bu</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	付着強度/付着応力度		
		τ <sub>f</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	τ <sub>f</sub> ' (N/mm <sup>2</sup> )		τ <sub>bu</sub> /τ <sub>f</sub>	τ <sub>bu</sub> /τ <sub>f</sub> '	
No.6	F	4.72	6.48	9.75	2.07	1.50	
No.7		4.72	6.48	9.84	2.08	1.52	
No.8		4.72	6.48	7.02	1.49	1.08	
No.9		4.72	6.48	8.40	1.78	1.30	
No.10		4.72	6.48	8.40	1.78	1.30	
No.12		4.72	6.48	9.07	1.92	1.40	
No.13		4.72	6.48	7.47	1.58	1.15	
No.14		4.72	6.48	5.15	1.09	0.79	
No.15		4.72	6.48	8.40	1.78	1.30	
No.16		F→B	4.72	6.48	6.08	1.29	0.94

ここで、  
 $\tau_f = d_b \times 2 \sigma_y / (4(L-d))$ ,  $\tau_f' = d_b \times 2 \sigma_y / (4(L'-d))$   
 d<sub>b</sub>: 柱主筋径, σ<sub>y</sub>: 柱主筋降伏強度実測値, L: 柱内法高さ, L': 柱内法高さ- (機械式継手長さ+グラウト厚さ), d: 柱有効高

の関係も検討する必要があるといえる。

4. 変形性能

4.1 限界変形角評価式

限界変形角の実験値と代表的な実験因子(p<sub>w</sub> σ<sub>wy</sub>/σ<sub>B</sub>,



$p_w \sigma_{wy} / \tau_{max}$ 、 $p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$ )との関係を表一七ならびに図一十に示す。ここで、本実験に用いた加力装置ではN- $\delta$ 効果は無視できるほど小さいため、限界変形角を以下のように定義する。すなわち、限界変形角 $R_u$ は、層せん断力-層間変形角曲線の包絡線上で、荷重が最大強度の95%に低下した時点での層間変形角とする。一方、N- $\delta$ 効果が生じる加力装置で行われた既往の実験では、限界変形角 $R_u'$ は荷重が最大強度の80%に低下した時点での層間変形角と定義されることが多い。この点に関し、参考文献6)では、 $R_u$ と $R_u'$ は良い対応が認められることを示し、N- $\delta$ 効果は無視できる場合には、限界変形角を荷重が最大強度の95%に低下したときの層間変形角とすれば、従来の限界変形角とほぼ同じ扱いができると述べている。このため、本報告でもこれに従うこととした。

既往の研究<sup>7)</sup>では、在来一体打ちRC柱の場合、 $p_w \sigma_{wy} / \sigma_B$ と $R_u$ とは相関関係がみられると述べられているが、本実験の範囲では、図一十(a)に示すように $p_w \sigma_{wy} / \sigma_B$ と $R_u$ とはほとんど相関関係は認められない。これゆえ、 $p_w \sigma_{wy} / \sigma_B$ だけでは $R_u$ を評価できないといえる。また、同図(b)の $p_w \sigma_{wy} / \tau_{max}$ の場合も明確

な相関関係はみられない。柱に入力されたせん断力と横補強筋量との関係、すなわち、せん断余裕度と限界変形角との相関関係はさほど強くないことを示している。これに対し、同図(c)の $p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$ と $R_u$ との関係では、変動軸力を受けたNo.9とNo.10、普通強度横補強筋を配筋したNo.12を除くと相関関係が認められる。

筆者は、外殻PCa柱ならびに在来一体打ちRC柱においてもこの傾向を認め、参考文献8)で下記の簡便な限界変形角評価式を提案している。すなわち、

[中央値評価式]

$$0 < p_w \sigma_{wy} / \sigma_0 < 0.15 \text{ のとき}$$

$$R_{cu} = 110 (p_w \sigma_{wy} / \sigma_0) \times 10^3 \quad (rad) \quad (1)$$

$$0.15 \leq p_w \sigma_{wy} / \sigma_0 < 1.2 \text{ のとき}$$

$$R_{cu} = (20 \ell_n (p_w \sigma_{wy} / \sigma_0) + 54.44) \times 10^3 \quad (rad) \quad (2)$$

[下限値評価式] …………… 中央値の70%

$$0 < p_w \sigma_{wy} / \sigma_0 < 0.15 \text{ のとき}$$

$$R_{lu} = 77 (p_w \sigma_{wy} / \sigma_0) \times 10^3 \quad (rad) \quad (3)$$

$$0.15 \leq p_w \sigma_{wy} / \sigma_0 < 1.2 \text{ のとき}$$

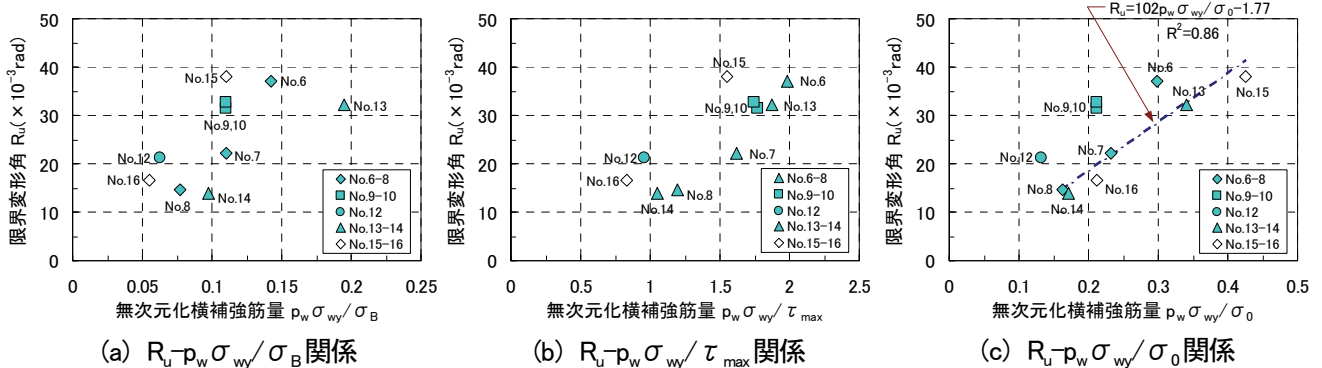
$$R_{lu} = (14 \ell_n (p_w \sigma_{wy} / \sigma_0) + 38.11) \times 10^3 \quad (rad) \quad (4)$$

表一七 限界変形角の実験値と実験因子との関係

形破式壊	試験体	限界変形角 $R_u$ ( $\times 10^{-3}$ rad)	$\sigma_B$ ( $N/mm^2$ )	$p_w$ (%)	$\sigma_{wy}$	$p_w \sigma_{wy}$	$\tau_{max}$ ( $N/mm^2$ )	$\sigma_0$ =N/(bD)	$p_w \sigma_{wy} / \sigma_B$	$p_w \sigma_{wy} / \tau_{max}$	$p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$	$ID_{Q_{su1}} / ACI_{Q_{mu}}$
F	No.6	37.1	82.1	1.29	904	11.66	5.87	39.0	0.142	1.99	0.299	1.98
	No.7	22.1	82.1	1.00	904	9.04	5.58	39.0	0.110	1.62	0.232	1.81
	No.8	14.7	82.1	0.70	904	6.33	5.31	39.0	0.077	1.19	0.162	1.61
	No.9	31.4	82.1	1.00	904	9.04	5.10	42.6	0.110	1.77	0.212	1.84
	No.10	32.7	82.1	1.00	904	9.04	5.19	42.6	0.110	1.74	0.212	1.84
	No.12	21.2	82.1	1.14	451	5.14	5.36	39.0	0.063	0.96	0.132	1.61
	No.13	32.2	46.4	1.00	904	9.04	4.83	26.5	0.195	1.87	0.341	2.07
	No.14	13.9	46.4	0.50	904	4.52	4.29	26.5	0.097	1.05	0.170	1.64
F→S	No.16	16.7	82.1	0.50	904	4.52	5.42	21.3	0.055	0.83	0.212	1.45
S	No.11	6.8	82.1	0.50	904	4.52	7.75	21.3	0.055	0.58	0.212	0.87

ここで、 $R_u$ : 正方向加力時の限界変形角、 $p_w \sigma_{wy}$ : 横補強筋量、 $\tau_{max}$ : 正方向最大強度時のせん断応力度、 $\sigma_0$ : 軸応力度、 $ID_{Q_{su1}} / ACI_{Q_{mu}}$ : せん断余裕度の計算値 ( $ID_{Q_{su1}} / ACI_{Q_{mu}}$  は表一五による)

F: 曲げ破壊、B: 付着破壊、S: せん断破壊



図一十 限界変形角と実験因子との関係 (曲げ破壊系の試験体を対象とした)

ここで、 $p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$ は、参考文献8)に示すように、無次元化横補強筋量( $p_w \sigma_{wy} / \sigma_B$ )をさらに軸力比  $\eta (= \sigma_0 / \sigma_B)$  で規準化した  $\{(p_w \sigma_{wy} / \sigma_B) / (\sigma_0 / \sigma_B)\} = p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$  から導出されたものである。

#### 4.2 限界変形角の実験値と計算値との比較

上記評価式のフルPCa柱への適用性を検証するため、本実験試験体を対象に、限界変形角の計算値を求め実験値と比較した。実験値と計算値との関係を図-11に示す。限界変形角の中央値を評価するため提案された式(1)、(2)により得られた計算値は、フルPCa柱の場合もほぼ中央値を示し、計算値の実験値に対する比の平均値は1.05、変動係数は0.25であった。一方、下限値を評価するために提案された式(3)、(4)により得られた計算値の実験値に対する比の平均値は1.51、変動係数は0.25であった。計算値が実験値を上回った割合は0%であった。フルPCa柱の場合においても、計算値は下限値を示した。

以上のことから、既報において、外殻PCa柱および一体打ちRC柱を対象に、それらの限界変形角の中央値評価式として提案した式(1)、(2)、下限値評価式として提案した式(3)、(4)は、幾分ばらつきはあるものの、フルPCa柱の限界変形角の中央値ならびに下限値の評価式としても適用可能であることを確認できた。

#### 5. まとめ

- i.  $p_w \sigma_{wy} = 9\text{N/mm}^2$  ( $p_w \sigma_{wy} / \sigma_B = 0.11$ )以上の横補強筋が配筋されている場合、軸力比の違いによらず限界変形角は  $R=1/25 \sim 1/40\text{rad}$  程度であり、十分な変形性能を確保できた。また、Q-R曲線の形状は紡錘形であり、エネルギー吸収能力に優れていた。
- ii. 柱脚の接合面の平滑度(凹凸)の差は、柱脚の水平方向の滑り量に大きな影響を与えなかった。
- iii. ACI式は曲げ強度を危険側に評価する場合があったが、NZ式は安全側に評価した。靱性保証型耐震設計指針式は、せん断強度を僅かに危険側に評価したが、同式を用いかつ横補強筋の降伏強度としてNew RC設計ガイドラインの有効降伏強度式による降伏強度を用いると安全側に評価した。
- iv. 既報で提案した限界変形角評価式(式(1)~(4))は、フルPCa柱の限界変形角の評価にも適用できる。

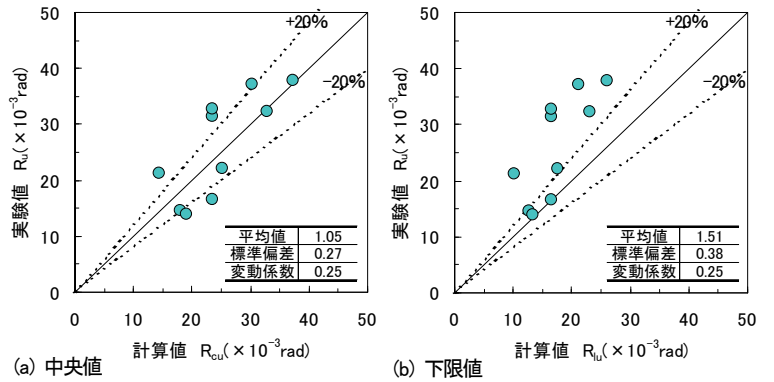


図-11 限界変形角の実験値と計算値との関係

#### 6. おわりに

高強度材料を用いたフルPCa柱の構造性能を把握するとともに、最大強度ならびに変形性能の評価法について検討することができた。今後は、得られた知見をもとに、フルPCa柱を超高層建物に適用していきたい。

#### 【謝辞】

本加力実験は、当社が(財)国際科学振興財団に委託し、筑波大学の今井研究室で行われたものです。今井 弘教授はじめ関係された方々に謝意を表します。

#### 【参考文献】

- 1) American Concrete Institute, 「Building Code and Commentary ACI 318-95/318R-95」, 1995
- 2) Standard New Zealand, 「Concrete Structures Standard Part 1 - The Design of Concrete Structures, Part 2 - Commentary on The Design of Concrete Structures」, 1995
- 3) 日本建築学会, 「鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」, pp.142~161, 1999年版
- 4) Comité Euro-International du Béton/Fédération Internationale de la Précontraint, 「CEB-FIP Model Code for Concrete Structures 1987」
- 5) 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軽量化・超高層化技術の開発 平成4年度構造性能分科会報告書」, (財)国土開発技術センター, pp.V-6, V-15, 1993.3
- 6) 近藤祐輔, 今井 弘, 佐藤智也, 細矢 博, 山上 聡, 岡 靖弘, 「高強度材料を用いたプレキャスト柱の構造性能に関する研究(その4)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp.191~192, 2005.9
- 7) 木村秀樹, 菅野俊介, 長嶋俊雄, 「高強度コンクリートを用いたRC柱の強度と変形性能に関する研究」, 竹中工務店技術研究報告, 第51号, pp.161~177, 1995.11
- 8) 細矢 博, 「 $F_c=70\text{N/mm}^2$ 級外殻 PCa 柱の構造特性と外殻 PCa 柱の変形性能評価」, 奥村組技術研究年報, No.31, pp.55~62, 2005

# 空調設備リニューアルにおける 種々の吹き出し方式の適用と省エネ手法の効果

茂木正史\*

## 1. はじめに

技術研究所の研究管理棟は我が国初の本格的免震ビルとして1985年に建設され、築後20年を経た、2005年6月から3ヶ月間にわたり、リニューアル工事を実施した。リニューアルの発端は設備の老朽化であったが、リニューアル項目は、免震ビルの機能維持を中心に建物の内装、外装に及び、屋上緑化や遮熱フィルムの採用など建築的な省エネ手法も採用した。

本報では、採用した設備システムの概要とその運転状況を紹介する。また、これまでに得られたエネルギーデータの分析、パッシブリスティング空調とその省エネルギー効果、階ごとに変えて適用した種々の吹き出し方式における室内環境など設備関連のリニューアル結果について報告する。さらに、建築的な省エネ手法として、当社開発の屋上緑化システム、窓ガラスに施工した遮熱フィルムの効果についても述べる。

## 2. 建物の概要とリニューアル項目

建物の概要を以下に示す。

建物名称 株奥村組技術研究所 研究管理棟  
 所在地 茨城県つくば市大砂 387  
 建物構造 RC造 (免震構造)  
 階数 地上4階  
 敷地面積 27000m<sup>2</sup>  
 建築面積 348 m<sup>2</sup>  
 延床面積 1371 m<sup>2</sup>

械室を研究スペースとして利用できるようになった。1階は置換空調、3階、4階は床吹き出し方式とし、1階、3階および4階には当社が共同開発したパッシブリスティング空調<sup>1)</sup>を適用した。



写真-1 建物外観

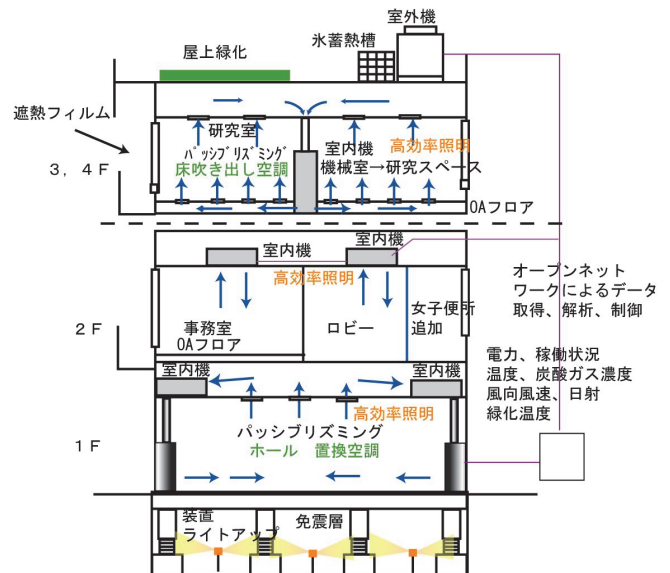


図-1 省エネ対策項目

写真-1に建物外観を示す。図-1に建物内に配置した省エネ対策項目を示す。空調方式を単一ダクト方式から個別パッケージ方式に変更したことにより、リニューアル前に4階に配置されていた45 m<sup>2</sup>の空調機

## 3. 空調設備概要

以下にリニューアル後の空調設備概要を示す。

\*技術研究所

空調システム	個別分散型氷蓄熱ビル用マルチエアコン (空気熱源とヒートポンプ空調機)	
屋外機	13HP (氷蓄熱)	2台
	10HP (氷蓄熱)	4台
	5HP (非氷蓄熱、外気用)	4台
室内機		
1F	天井埋込み (置換空調)	3台
	置換空調給気ユニット	3台
	天井カセット	1台
2F	天井カセット	9台
3F	下吹きユニット (床吹出し)	2台
	床吹出しファンユニット	30台
4F	下吹きユニット (床吹出し)	2台
	床吹出しファンユニット	30台

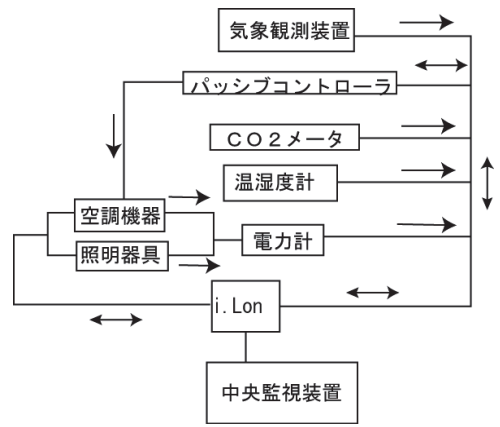


図-2 オープンネットワークシステムの模式図

リニューアルにより全体で 30%程度の省エネルギーが実現しており、以下の省エネ対策が有効に機能していると考えられる。

- ・パッシブリズミング空調の採用
- ・高効率空調機の採用
- ・高効率照明器具の採用
- ・空調、照明のスケジュール運転
- ・単一ダクト方式から個別空調への変更
- ・屋上緑化、遮熱フィルムによる断熱性能向上

4. 計測制御設備概要

リニューアル前は建物全体の電力のみ測定していたが、リニューアルを期に各階ごとに動力と電灯の消費電力を自動計測できるようにした。LonWorks によるオープンネットワークシステムを設置し、空調や照明のコントロールと各種計測を行っている。表-1に計測制御項目の一覧を、図-2にオープンネットワークシステムの模式図を示す。

表-1 計測、制御項目一覧

対象	測定	制御	備考
空調機器	○	○	1, 3, 4Fはパッシブリズミング制御
照明機器	○	○	
室内温度	○		パッシブ制御に利用
室内CO <sup>2</sup>	○		パッシブ制御に利用
室内湿度	○		
風向風速	○		
降雨量	○		
日射量	○		
外気温湿度	○		
緑化表面温度	○		
日報、月報、トレンドグラフの表示と出力			

5. エネルギー測定結果

以下ではリニューアル工事が終了した 2005 年9月から 2006 年2月までの電力測定結果を示す。

図-3はリニューアル前後の電力量の比較である。

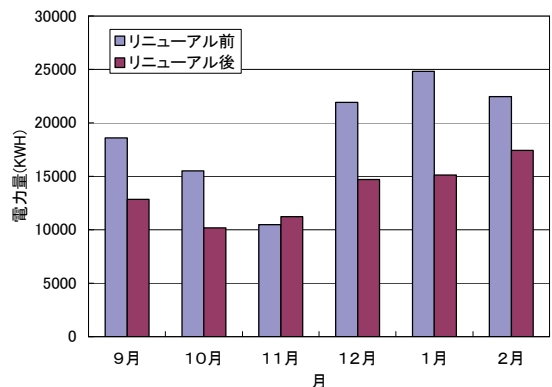


図-3 リニューアル前後の電力量の比較 (空調、電灯)

図-4は用途別電力量の推移を示したものである。換気ファン電力と電灯電力は通年でほぼ一定であり空調電力は季節に応じた変化をしている。

図-5は休日を除く日平均外気温 (夜間を含む) と1日の空調用電力量の関係を示したものである。外気温 15°C付近を下限に冷房領域と暖房領域に分かれており比較的まとまった対応をしている。通年を1つの2次式で近似することができる。



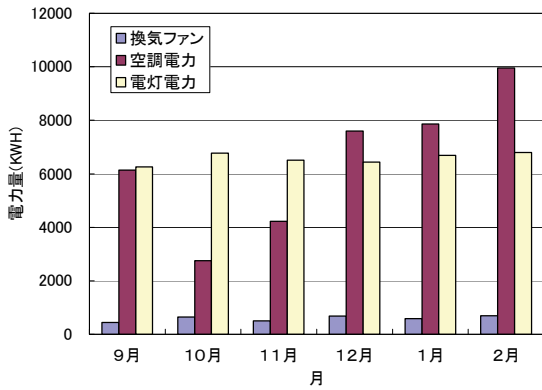


図-4 用途別電力量の推移

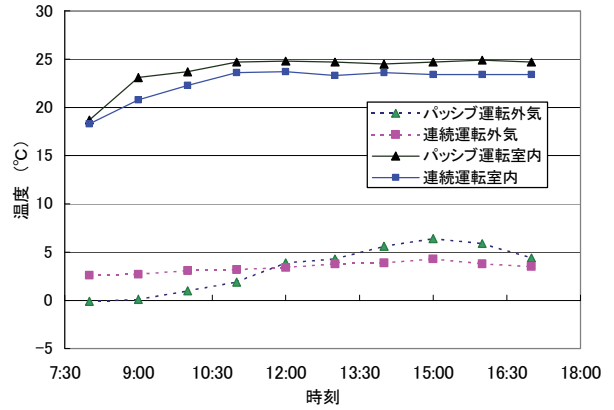


図-6 比較日の外気温度と室内温度

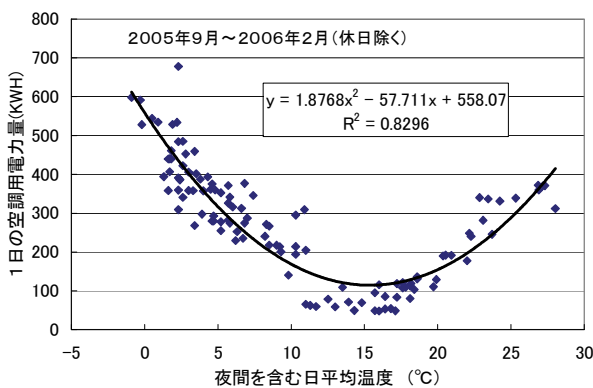


図-5 外気温度と空調電力量

6. パッシブリズミング空調<sup>1)</sup>

パッシブリズミング空調の特長は室内温度を一定に保つために空調機を常時運転する従来の空調方式とは異なり、温度と二酸化炭素濃度を監視しながら空調機を断続的に運転させることにより空調用エネルギーを削減させるものである。1階ロビーの置換空調、3階および4階研究室の床吹き出し方式においてパッシブリズミング空調を適用し、その制御は次のように行った。

- ・パッシブ運転時間帯 9:00～18:00
- ・運転パターン 45分運転+15分休止
- ・制御対象 室外機、室内機、床吹き出しファン

パッシブ運転と連続運転の比較のために外気温度が類似の日(暖房)を選定した。図-6に比較日(共に晴れ)の外気温度と室温の変化を示す。上記の運転パターンでは、躯体の熱容量のために明確な温度変化は生じておらず、パッシブ運転と連続運転の室温はほぼ同じとなっている。

図-7に比較日におけるパッシブ運転と連続運転の空調電力を示す。午前は負荷が大きく、午前11時以降は負荷が小さく(日射量が多いため)最低出力運転となっている。

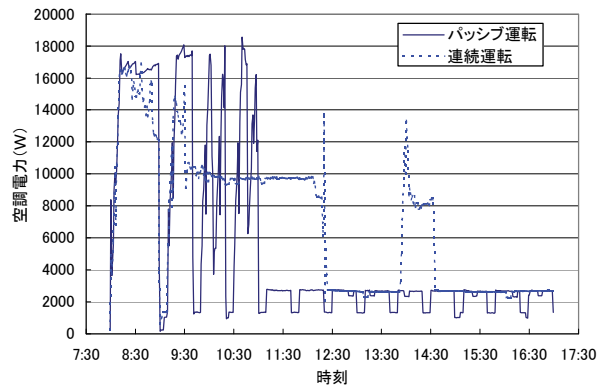


図-7 パッシブ運転と連続運転の空調電力

表-2に時間帯別の電力量を示す。ON時の起動電力によりパッシブリズミングの効果がでにくいとの懸念があったが、今回の比較では、負荷が大きい時間帯も小さい時間帯もパッシブリズミングによるエネルギー削減効果が現れている。1日を通じた電力量はパッシブリズミング空調の方が連続空調よりも30%程度少なくなっている。

表-2 パッシブ運転と連続運転の時間帯別電力量

	(KWH)		
時間帯	9時～11時	11時～17時	9時～17時
①パッシブ運転	22.2	13.8	36.0
②連続運転	28.8	22.4	51.2
①/②×100(%)	77	62	70

## 7. 各種吹き出し方式

空調の吹き出し方式は天井吹き出しのほか、置換空調と床吹き出し方式を採用した。

### 7.1 置換空調

図-8に1階のホールに適用した置換空調の給気口位置、温度測定点を示す。当室の主な用途は打ち合わせと展示である。給気口は南側に2台、北側コーナーに1台設置した。

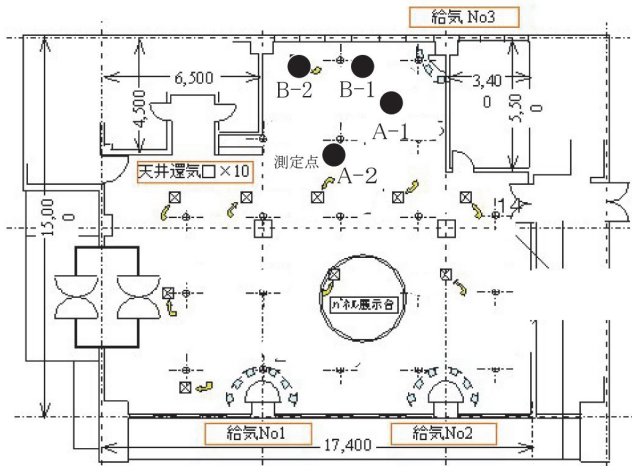


図-8 置換空調給気口の配置と測定点位置 (1F)

写真-2に置換空調給気口との発煙試験の状況を示す。給気風速は0.3m/sec程度であるが冷気が床部全体に広がっている。その後、成層を形成してゆっくりと上昇した。一方、窓面では暖められ急上昇している。また、給気口1からの冷気は対面する壁まで十分届いていることが確認されている。

図-9に置換空調の上下温度分布を示す。吹き出し口から遠いA-2の方が近いA-1よりも低い温度となっており、冷気は室内全体に届いていることを示す。窓近傍(B-1、B-2)も内部とくらべて極端な温度上昇は見られない。

### 7.2 床吹き出し空調

図-10に床吹き出しを適用した4階研究室の平面と温度測定点を示す。西側の壁に2台の床吹き出し用空調機を設置し、高さ100mmのOAフロア内に給気している。床吹き出しファンユニットから吹き出した空気は居室内を回って空調機にもどされている。図-11は床下空気の流れの解析結果である。渦状の流れがほぼ全域に及んでいる。

図-12に床吹き出し方式の上下温度分布を示す。



写真-2 置換空調給気口と発煙試験状況

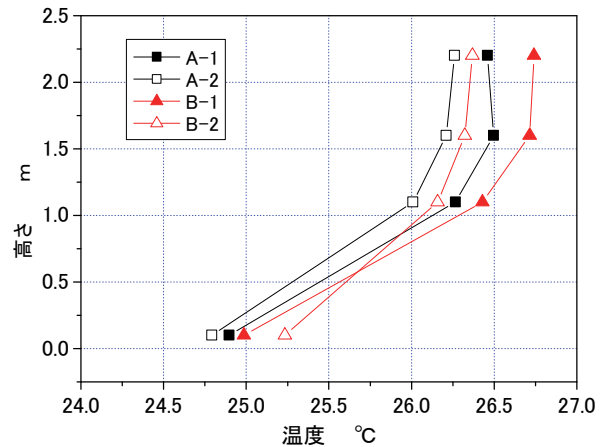


図-9 置換空調の上下温度分布 (冷房)

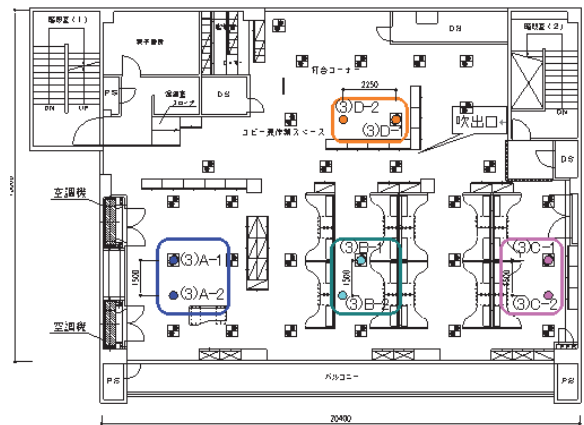


図-10 床吹き出し空調適用室と測定位置(4F)

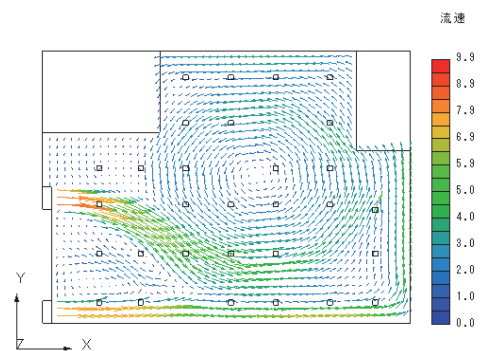


図-11 床下空気の流れ (解析結果)

いずれのゾーンでも吹き出しファン近傍の気温が低めになっている。空調機に近い A ゾーンの吹き出しファン近傍は特に低い温度となっているが、その他では水平方向の気温のばらつきは 1.5℃弱となっている。最も気温が高いのは C ゾーンであるが、解析結果でも床下の流れの領域からはずれており、冷気が届きにくい部分であると考えられる。

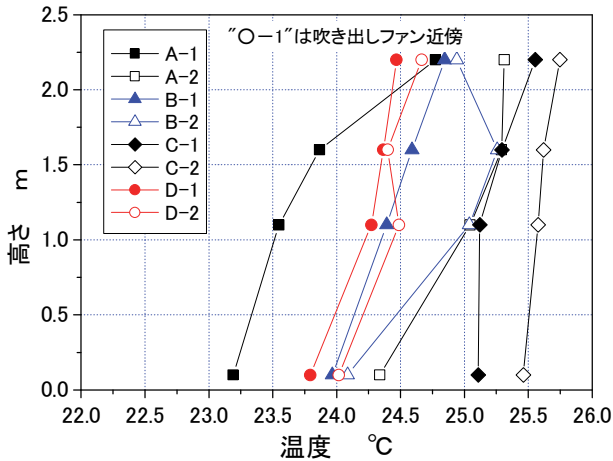


図-12 床吹き出し方式の上下温度分布 (冷房)

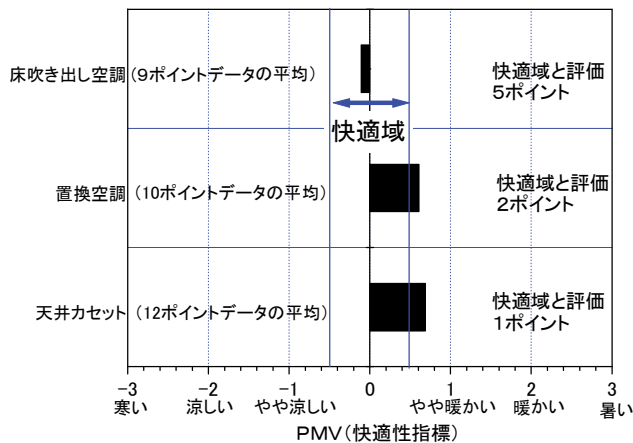


図-13 空調方式と快適性指数 (PMV)

各空調方式の快適性 (PMV: 快適性指数) を評価した結果を図-13 に示す。床吹き出し空調の快適性が最も良く、置換空調、天井吹き出し方式の順となったがいずれも許容範囲であった。

### 8. 屋上緑化システム

憩いの場の提供と断熱性能の向上を目的に屋上庭園を設けた。適用した緑化工法とその特長を以下に示す。

#### i. ミドリンラップ R

当社緑化工法の基本で、連続気泡を有するポリスチレンの上部に土壌と植栽を配置したものを容器に入れたユニット式で底面灌水方式である。

#### ii. ミドリンラップ R-low

ミドリンラップ R の低コストバージョンでユニット化をせず、灌水は上面で行う。

#### iii. ミドリンラップ R-light

特殊な不織布の上に直接植栽する工法で軽量であることが特長である。

図-14 に緑化工法の配置を、写真-3 に屋上庭園の状況を示す。低木以外のエリアの植栽は芝で、歩行可能である。休憩時の社員や来客の憩いの場として活用されている。また、図-14 の階段上部の屋根の雨水を貯留して灌水に利用している

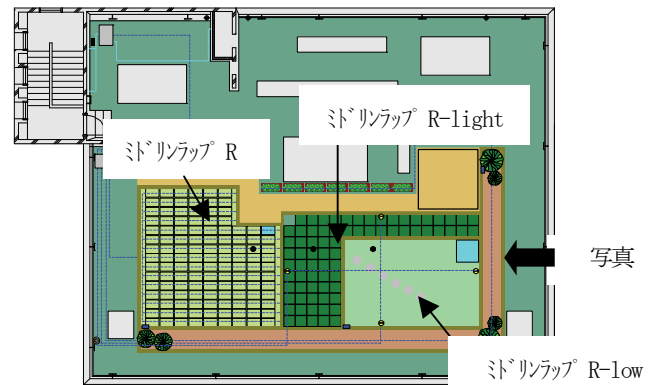


図-14 緑化工法の配置

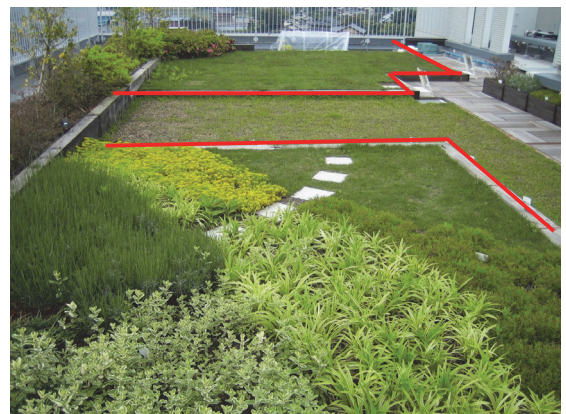


写真-3 屋上庭園の状況

図-15 に緑化による屋根面温度の低減効果を示す。図では、防水面表面 (緑化システム下部) の温度を緑化無しも含めて比較している。表面温度は緑化システムを設置していない部分では、日射量が最大の時に 50℃を超えているが、緑化した部分では最大が 22℃程度で 30℃近くの温度低減効果がある。下室の室温 (一定に制御) と表面温度の差に比例して熱が進入す

るので室温設定 26℃とすれば、最大日射時は約 50%の省エネ効果があるといえる。

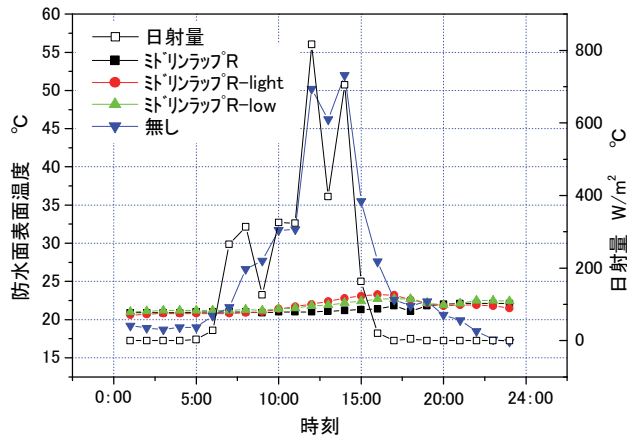


図-15 緑化による屋根面温度の低減効果

### 9. 遮熱フィルムの効果

図-16 に遮熱フィルムの効果測定平面図を示す。遮熱フィルムを施工したのは南面と西面の窓全面と北面の1階の窓である。図中に測定ポイントを示す。図-17 に遮熱フィルムの有無による室温とグローブ温度(輻射温度)を示す。室温については両者ほぼ同様であるがグローブ温度は3℃程度フィルムがある方が低く、遮熱フィルムが輻射熱を削減していることがわかる。快適性評価指標であるPMVで比較すると遮熱フィルム有りは快適、無しはやや暖かいの評価であり、遮熱フィルムは窓面の快適性向上に有効である。

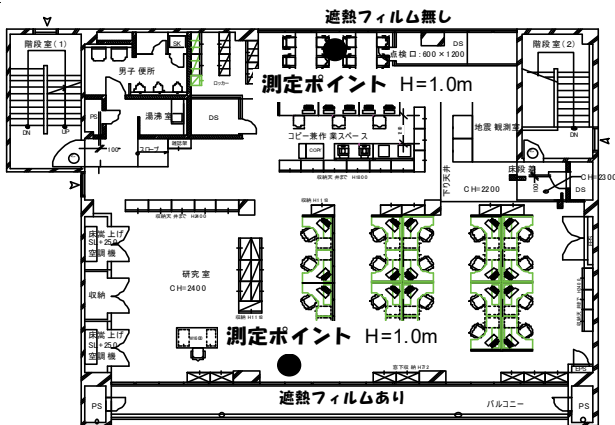


図-16 遮熱フィルムの効果確認状況(4階)

### 10. まとめ

建設後 20 年経過した建物のリニューアル工事終了後に実施した主な検証結果を以下に示す。

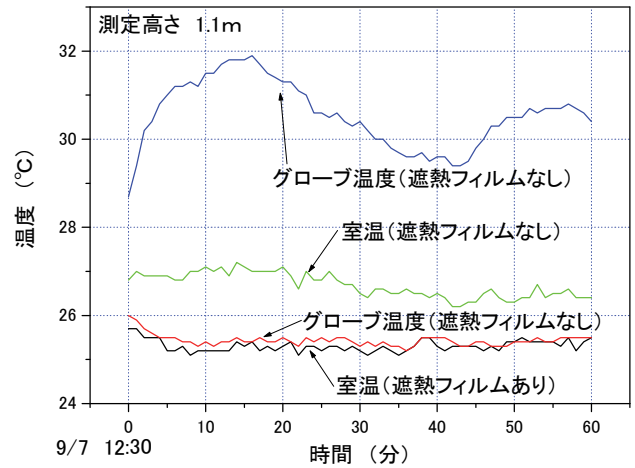


図-17 遮熱フィルムの有無と室温、グローブ温度

- i. リニューアル前と比べてトータル電気量の削減は約 30%である
- ii. パッシブリスミング空調をビルマルチエアコンに適用した例は少ないが運転休止時間に見合ったエネルギー削減効果が得られている。
- iii. 3種類の吹き出し方式を採用し、床吹き出し、置換空調、天井吹き出しの順に快適性能が良かった
- iv. 屋上緑化や遮熱フィルムなどの建築的省エネ手法の効果も確認できた

### 11. おわりに

省エネ対策を施したリニューアル工が完了して8ヶ月余り経過したが、省エネルギーの実現が確認できている。種々のデータ測定や機器の運転スケジュールの調整が容易にできる環境が整ったので、今後更にデータを蓄積してゆくとともに、運転方法でも省エネのための改良をすすめてゆきたい。

パッシブリスミング空調は(独)建築研究所、(株)三機工業と共同開発したもので、第6回国土技術開発優秀賞を受賞したシステムである。

#### 【参考文献】

- 1) 坊垣、角谷他「パッシブリスミング空調にける快適性と省エネルギーに関する研究 第1報」、空調和・衛生工学会論文集 No. 64、1997年1月



# 床衝撃音予測手法に関する研究

## －その2 床仕上げ、内装仕上げの影響について－

稲留康一\*

### 1. はじめに

共同住宅に求められる居住環境性能の中で、上階での歩行や物の落下に対する床衝撃音遮断性能は、エンドユーザーから重要視される性能の一つとなっている。床衝撃音遮断性能の中でも、子どもの飛び跳ねや走り回りなどに伴い発生する“重量床衝撃音遮断性能”は、躯体スラブ厚さがその基本的な性能を決定する要素となる。最近では、スラブの大型化やアウトフレーム構法の採用等、重量床衝撃音に対して有効に作用する梁部材の効果を得られ難い状況にあり、スラブ厚が増大する傾向にある。

そこで、床衝撃音関連の詳細な検討を行うために、センターコア形式の一部分を模擬した実大試験スラブ（以下、試験スラブと称す）を製作し、前報<sup>1)</sup>では試験スラブの概要および裸スラブにおける実験結果の一例を報告した。

次の段階の研究として、試験スラブに受音室を設置

し、その受音室内に内装仕上げ（外壁、間仕切壁、天井仕上げ）を行い、受音室内装仕上げの影響について検討を行った。また、床仕上げを施工した場合における、二重床の壁際処理方法（際根太の種別、巾木の接触の有無）についても検討を行った。本稿では、それらの結果について報告する。

### 2. 試験スラブの概要<sup>1)</sup>

試験スラブの概要を図-1、写真-1に示す。スラブは矩形中空ボイドスラブ 300mm 厚（等価厚さ 271mm）で梁は長辺方向（AおよびB通り）にのみ配置されている一方向版である。梁間方向の約 6 : 4 の位置には、スラブ段差（C-C' 断面図参照）を設けている。なお、試験スラブの段差詳細や裸スラブでのインピーダンス測定結果などについては、参考文献 1) を参照していただきたい。

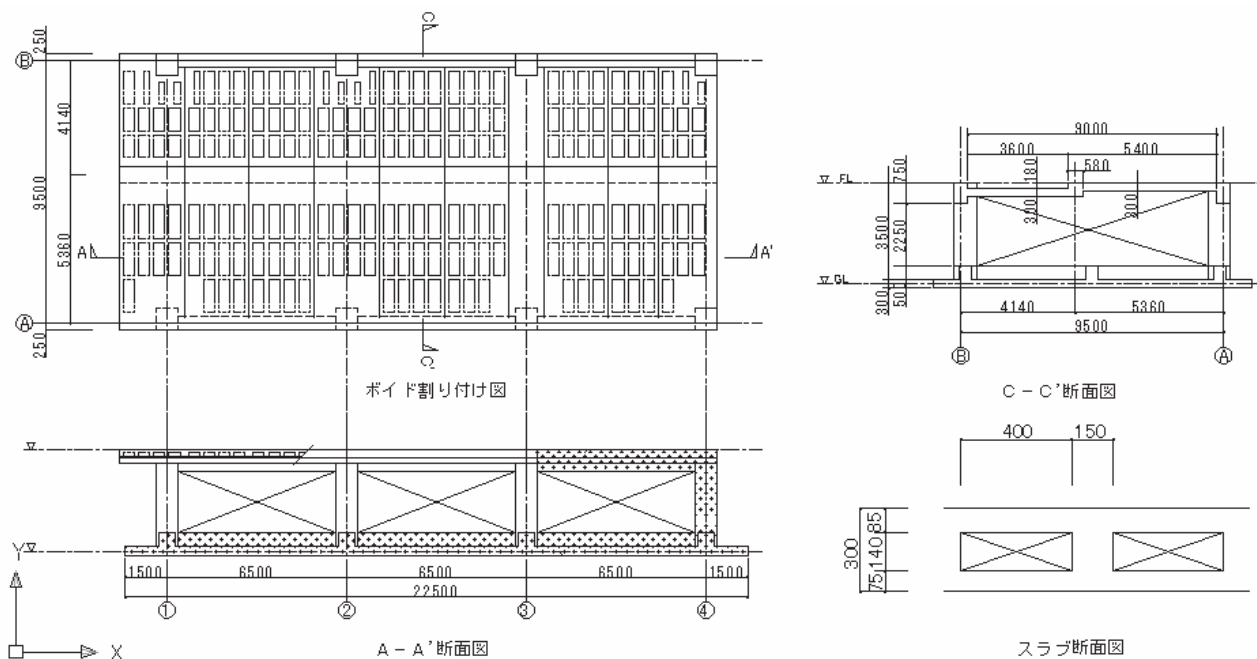


図-1 試験スラブの概要

\*技術研究所



写真-1 試験スラブの全景

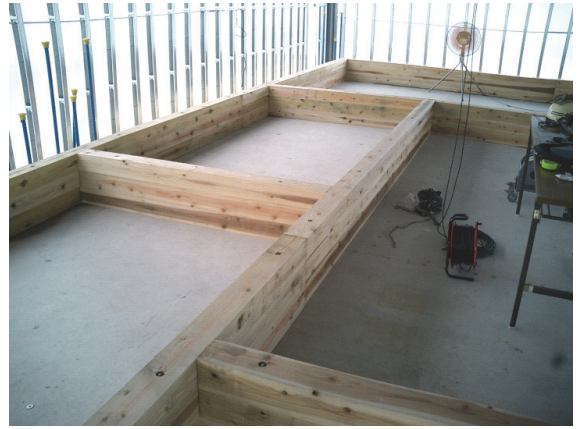


写真-2 木框の設置状況

### 3. 受音室および床下地材の概要

受音室の概要を図-2に示す。スラブの下部に受音室を設置し、各室の外壁部（ALC版100mm）の下地構成を変えた。また、各室には、天井仕上げ（鋼製下地

にPB9.5mm、懐100mm）を設けている。本稿では、これらの中でも、C室（外壁・柱・梁に直貼り工法にてボード仕上げ）とE室（外壁・柱・梁にLGS下地にてボード仕上げ）における結果を中心に報告する。

音源側（スラブ上）には、乾式二重床を施工するた

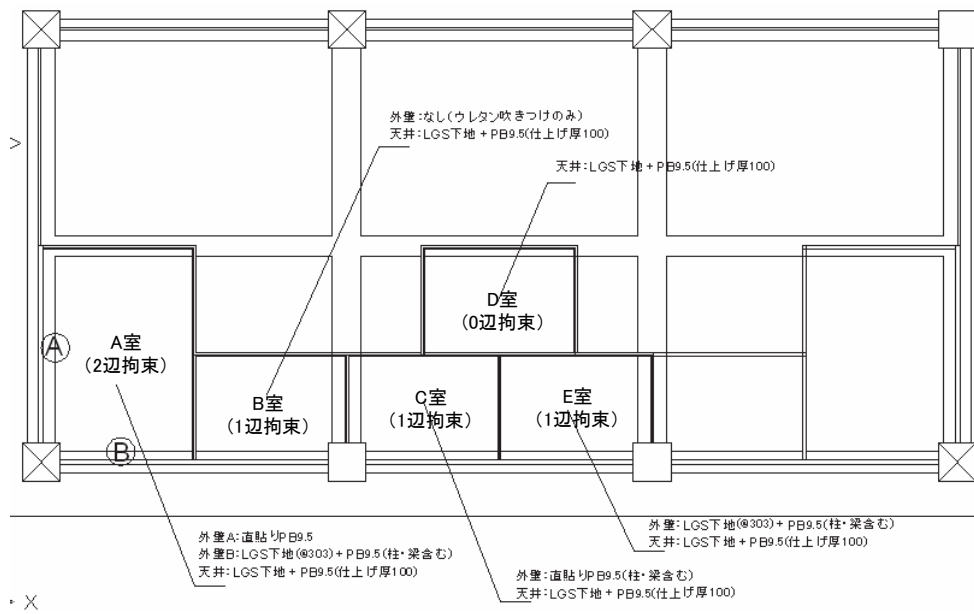


図-2 受音室の概要

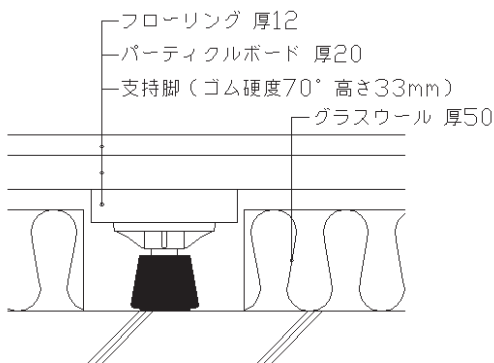


図-3 床下地の概要

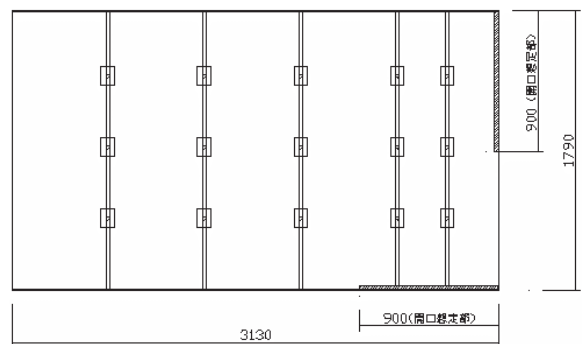


図-4 CASE2における在来根太の設置位置

Type	Type1	Type2	Type3	Type4	Type5
概念図					
壁際支持	在来際根太	在来際根太	システム根太	システム根太	システム根太
巾木	なし(テープ塞ぎ)	あり(接触)	なし(テープ塞ぎ)	あり(接触)	あり(隙間2mm)
CASE	CASE1(全周在来際根太)		CASE2(システム根太を基本とし一部在来際根太) CASE3(全周システム根太)		

図-5 壁際納まり

めに受音室の区画壁直上位置に写真-2に示すような木框を設置した。なお、木框はスラブにアンカー止めとし、隙間からの空気漏れがないように目張り処理をしている。なお、乾式二重床下地は図-3に示すような一般的なものを施工した。

乾式二重床の壁際納まりは、現場で採用されることの多い3ケースとした。その概要を以下に示す。

CASE 1 : 全周囲を在来際根太

CASE 2 : 一部(扉下や開口部と取り合う部分を想定: 図-4)を在来際根太とし、その他をゴム支持脚(硬度 70°, 10mm 厚)で支持した根太材: 以下、システム根太と称す)

CASE 3 : 全周囲をシステム根太

また、巾木とフローリングの納まりを図-5に示す。接触、非接触(3mm 程度の隙間)、巾木なし(テープ塞ぎ)の3タイプとした。

#### 4. 実験結果

##### 4.1 外壁側内装仕上げの影響

内装仕上げ・床下地なしの状態(裸スラブ)におけるC室、E室の重量衝撃音、軽量衝撃音(受音室の等価吸音面積で規準化した軽量衝撃音レベル)測定結果を図-6に示す。スラブ厚、拘束条件が同様であるため、重量衝撃・軽量衝撃ともほぼ同等の性能が得られている。

各室に内装仕上げを行った状態(床下地はなし)における床衝撃音測定結果を図-6に示した内装仕上げなしの状態と比較して図-7、図-8に示す。

C室(外壁内装仕上げ:直貼り工法)では、重量衝撃音、軽量衝撃音とも仕上げ後に衝撃音が増幅している周波数帯域のあることがわかる。重量衝撃については性能の決定周波数となりやすい63Hz 帯域で3dB程度、軽量衝撃では125Hz~500Hz 帯域で2~5dB程度の増幅量である。直貼り工法では、モルタル団子のピッチやボード躯体の間の空気層厚さの影響により、250Hz~500Hz 帯域での振動増幅が大きいことで知ら

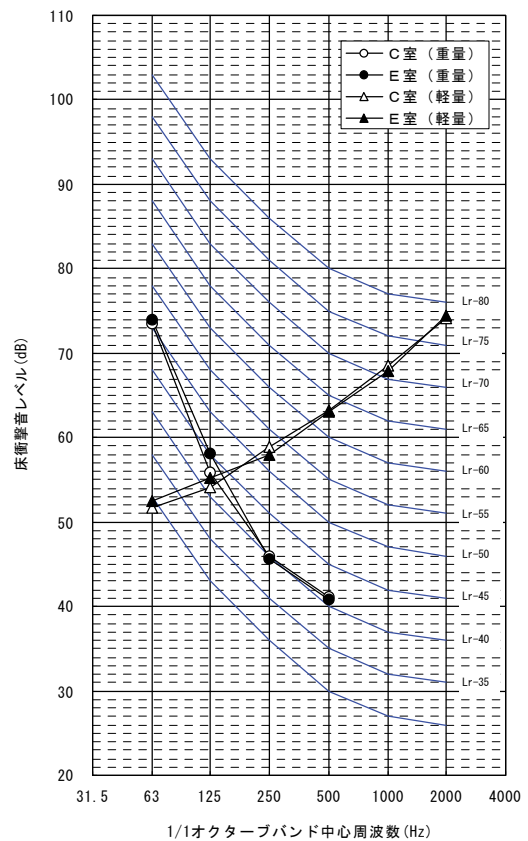


図-6 内装仕上げなし時の床衝撃音測定結果

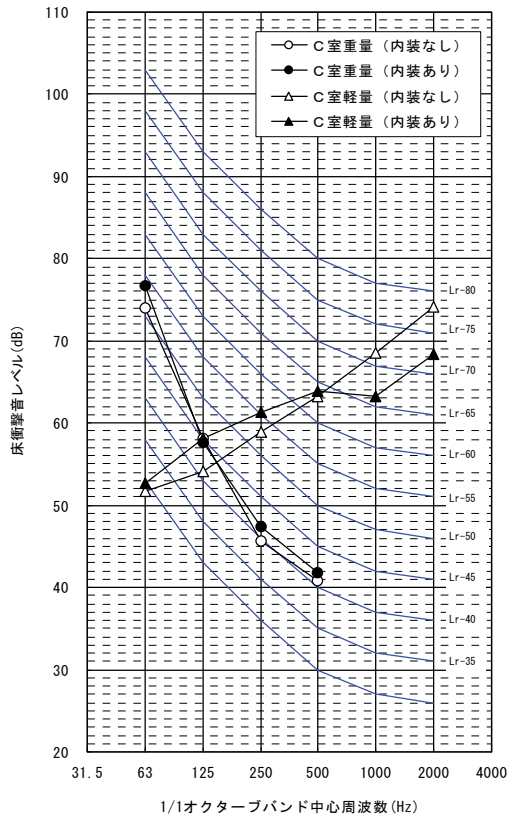


図-7 内装後の床衝撃音測定結果 (C室)

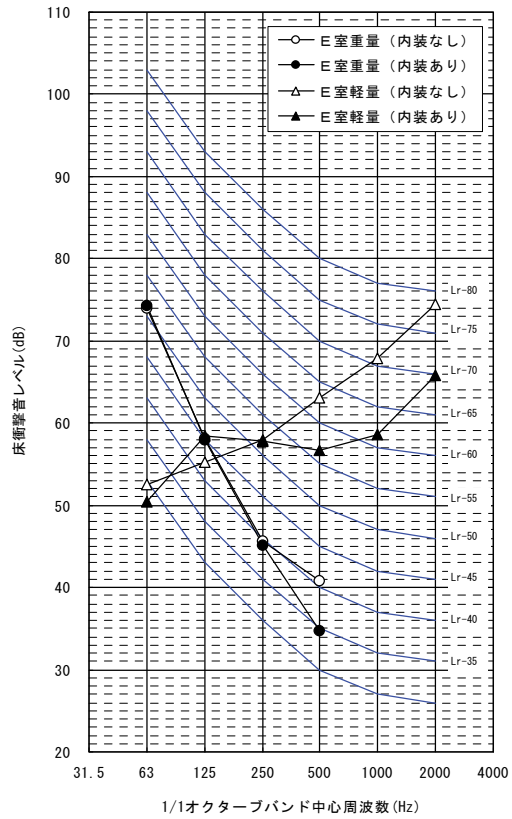


図-8 内装後の床衝撃音測定結果 (E室)

れており、軽量衝撃での増幅が見られた周波数と一致している。

E室 (外壁内装仕上げ : LGS 下地) では、重量衝撃音が 63Hz 帯域で 1dB、軽量衝撃音が 125Hz 帯域で 3dB 程度の増幅は見られるものの、C室に比べれば増幅の程度は小さいことがわかる。

なおC室、E室とも天井仕上げ (懐 100mm) があるが、これまで、重量衝撃音については、天井仕上げの懐空気層厚さによっては大きな増幅があることが指摘されてきた。今回の測定結果では、外壁側の内装下地仕様以外の仕上げを両室とも同様としているため、ここでみられた差は、外壁側の下地仕様による差であるといえる。天井と壁は通常の場合、連続することになるので、天井からの振動が壁にも伝わり壁からの放射音に影響することが考えられ、内装仕上げも考慮する必要があるといえる。軽量衝撃に対しては、中・高音域での天井仕上げの効果が得られることが多いが、重量衝撃と同様、内装仕上げ (下地) によって得られる効果が異なる

ことがわかった。

#### 4.2 床下地材の壁際納まりの影響

##### a. 重量衝撃音

床衝撃音レベル低減量は、受音室内装仕上げありの状態の裸スラブでの床衝撃音レベルと床仕上げ後の床衝撃音レベルの差とした。

CASE 1における重量床衝撃音レベル低減量測定結果を図-9に示す。重量床衝撃音遮断性能の決定周波数である 63Hz 帯域に着目すると、両室とも巾木の有無に関わらず同程度の床衝撃音レベル低減量を示してい

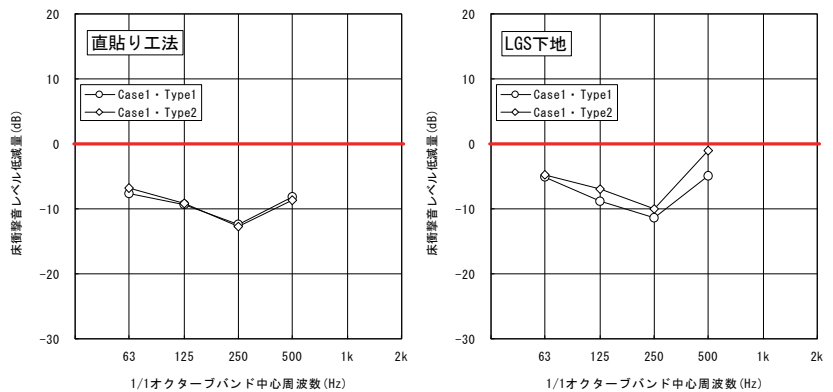


図-9 CASE 1における重量床衝撃音レベル低減量測定結果



る。直貼り工法とLGS下地での結果を比較すると、両者には3dB程度の差があり、床下地なしでの比較と同様の結果となっている。

CASE 2における重量床衝撃音レベル低減量測定結果を図-10に示す。システム根太を基本とし一部在来際根太を使用した場合には、巾木とフローリングの状況で差が現れている。両室とも、巾木が接触している方が低減量が小さくなっている。また、巾木とフローリングの間に隙間を設けた場合には、250Hz帯域での床衝撃音レベル低減量が悪化している。これは、床加振時に床材端部が浮き上がり巾木とフローリングが衝突することによる二次的な発生音であると考えられる。一般的には、巾木とフローリングの間に隙間を設けると床加振時に隙間から空気が抜けることで悪影響が少なくなると言われているが、本結果ではそのような傾向は見られない。これは、室の面積が狭いため、床加振時に床材端部が浮き上がることで、床下からの空気が巾木とフローリングの隙間を抜けないことが想定され、空気抜けを有効にするためには、際根太の固定方法や隙間の大きさなどに対する検討が必要であるといえる。

CASE 3における重量床衝撃音レベル低減量測定結果を図-11に示す。全周をシステム際根太とした場合には、図-10の結果に比べ、巾木とフローリングの間に隙間を設けた仕様（Type 5）で250Hz帯域での床衝撃音レベル低減量が悪化している。これは、一部に在来際根太を設置した場合に比べ、全周システム根太では床材端部の浮き上がりが大きくなることが考えられる。ただし、63Hz帯域については同程度の値を示している。

**b. 軽量衝撃音**

床衝撃音レベル低減量は、重量衝撃音と同様、内装

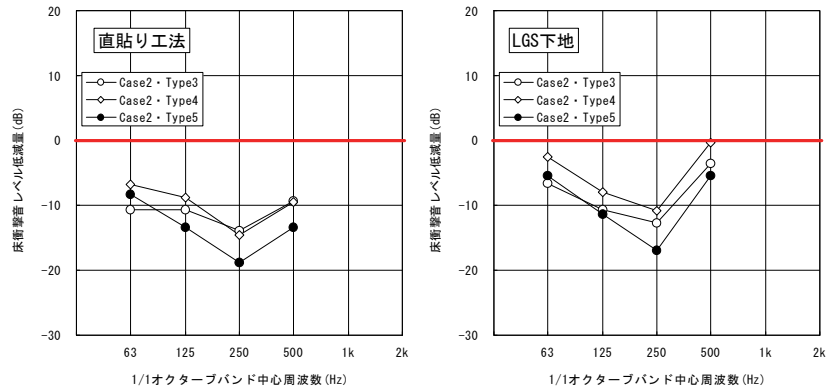


図-10 CASE 2における重量床衝撃音レベル低減量測定結果

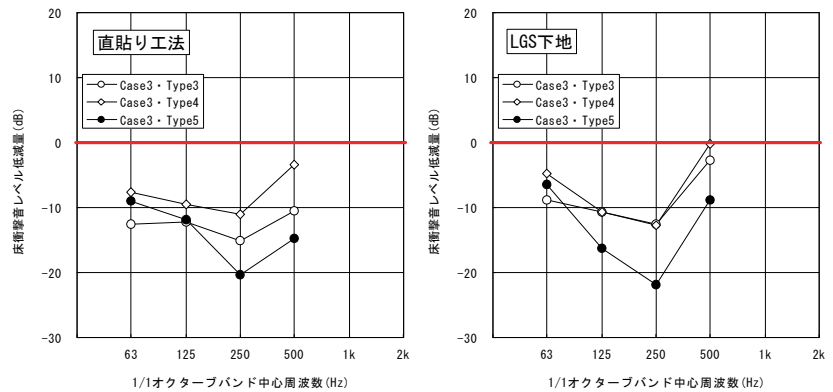


図-11 CASE 3における重量床衝撃音レベル低減量測定結果

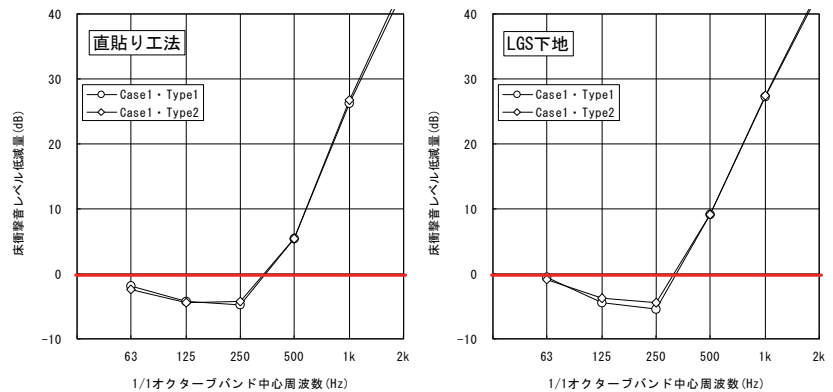


図-12 CASE 1における軽量床衝撃音レベル低減量測定結果

仕上げ（壁、天井）の施工前における裸スラブの床衝撃音レベルと内装仕上げおよび床仕上げ後の床衝撃音レベルの差とした。

CASE 1における軽量床衝撃音レベル低減量測定結果を図-12に示す。全周在来際根太の場合、巾木の有無にかかわらず、ほぼ同じ特性を示しており差はほとんどない。また、直貼り工法による床衝撃音レベルの増幅は、500Hz帯域付近で若干見られる程度である。

CASE 2における軽量床衝撃音レベル低減量測定結果

を図-13 に示す。システム根太を基本とし一部在来際根太を使用した場合、直貼り工法室では、巾木の接触による低減量の低下量は少ないが、LGS 下地室の場合には大きな低下となっている。巾木が非接触または無しの場合を比較すると、125Hz～500Hz 帯域で3～15dB 程度、直貼り工法室の低減量が悪くなっており、内装仕上げの影響を受けている。

CASE 3における軽量床衝撃音レベル低減量測定結果を図-14 に示す。全周システム際根太の結果では、図-13 に示した CASE 2 (システム根太を基本とした一部在来際根太)と同様、巾木を接触させてしまうと非接触時に比べ低減量が大幅に低下している。直貼り工法とLGS 下地の結果を比較すると、CASE 2に比べれば両者の差は少ないが、125Hz、250Hz 帯域で内装仕上げの影響を受ける結果となっている。

図-15 に各 CASE の低減量を比較して示す。なお、巾木とフローリングの状況は CASE 1は Type 1、CASE 2, 3 は Type 5 の結果である。直貼り工法室では、際根太の種別により、軽量床衝撃音遮断性能の決定周波数となりやすい250Hz 帯域で、CASE 1と CASE 2 では5dB 程度、CASE 2と CASE 3 では10dB 程度の差が生じている。しかし、LGS 下地室では、CASE 2と CASE 3の差が直貼り工法室に比べ小さくなっている。直貼り工法室の場合では、部分的に在来際根太を採用した場合でも、大きなレベル低下を引き起こす可能性があることがわかる。

5. あとがき

本稿では、実大試験スラブによる受音室内装仕上げおよび乾式二重床の壁際納まりの影響に関する実験結果を報告した。

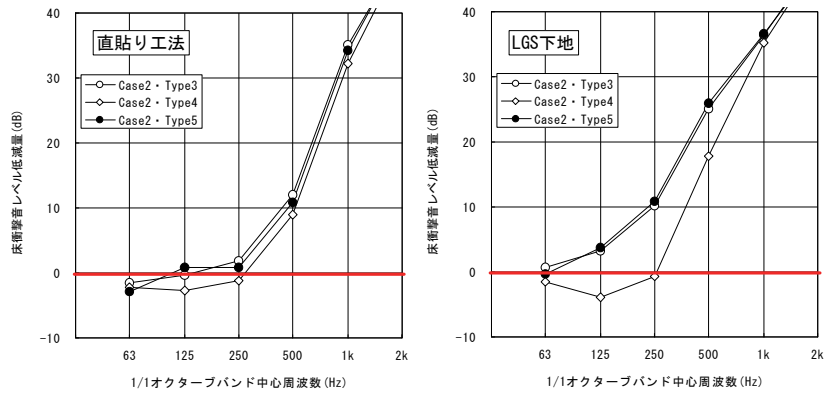


図-13 CASE 2における軽量床衝撃音レベル低減量測定結果

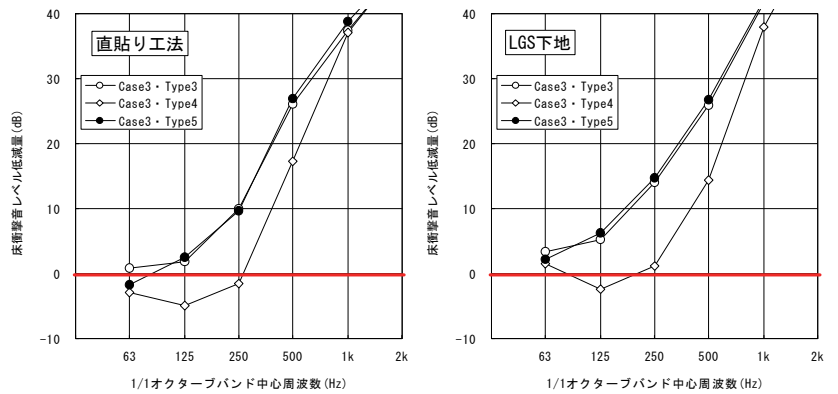


図-14 CASE 3における軽量床衝撃音レベル低減量測定結果

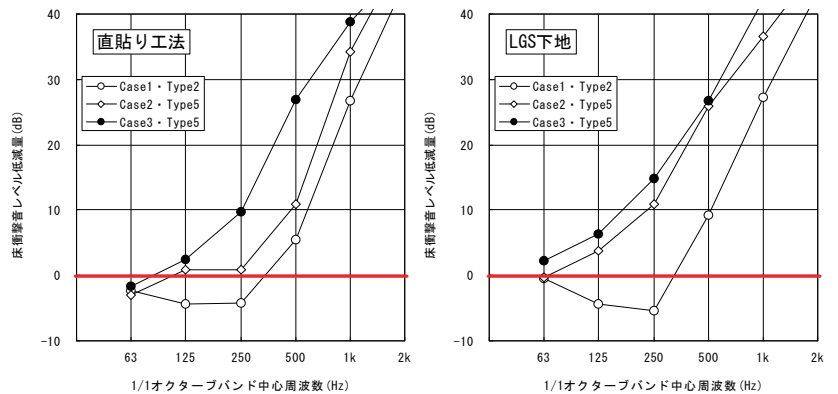


図-15 際根太の影響

今後も試験スラブを用いて、乾式二重床を仕上げを中心とした床衝撃音遮断性能に関する研究を継続して実施していく予定である。

【参考文献】

- 1) 稲留康一、山上聡：「床衝撃音予測手法に関する研究－実大試験床版の概要および実験結果－」，奥村組技術研究年報 No. 31, 2005. 8

# 外装仕上材の汚れ防止性能の評価

## — その1 暴露6ヶ月までの試験結果 —

茂木正史\* 小河義郎\* 中村裕介\*

### 1. はじめに

建築用塗料の歴史を概観すると、溶剤系では塩化ビニル樹脂塗料からアクリル樹脂塗料、次にアクリルウレタン塗料へと耐候性向上の流れがあり、20年ほど前からはアクリルシリコン樹脂塗料やふっ素樹脂塗料などの超高耐候性機能を有する塗料が生み出されてきた。水系でも水性ペイントからエマルジョンペイントへと耐候性の向上が図られた。一方、耐候性能の向上により塗り替え時期の延長が可能になると、美観維持の観点から長期間でも汚れない機能が望まれるようになった。そのため、近年、耐久性だけではなく汚れ防止の性能を付加された材料が材料が開発、市販されるようになった。本研究では各社から市販されている低汚染型材料について、その汚れ防止性能の程度や銘柄間のばらつきを評価した。本論は低汚染型塗料の暴露6ヶ月までの試験結果について報告する。

### 2. 低汚染化の原理

図-1に低汚染化の原理を示す。低汚染型塗料は通常樹脂と複合したセラミック成分や光触媒作用により塗膜表面が親水化され、塗膜表面に付着した水接触角が小さくなっている。写真-1に水接触角の異なる塗装表面の水滴の状態を示す。水接触角が小さくなると

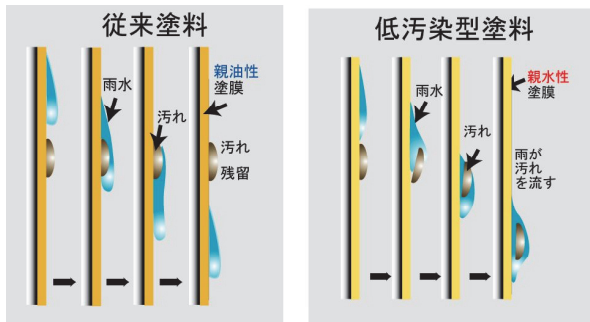


図-1 低汚染化の原理 (雨ががりの外壁)

雨水が汚れ物質の下に入り込み汚れを浮かして流してしまうので汚れにくくなる。また、低汚染化塗料は表面が低帯電性となっており、静電気を帯びた汚れを寄せ付けにくい機能も持っている。

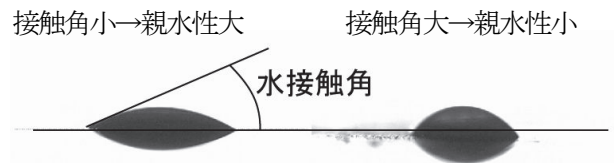


写真-1 水滴の水接触角

### 3. 試験概要

#### 3.1 試験対象塗料

表-1に試験対象塗料と以下の説明で使用する記号名を示す。建築用塗料として一般的に用いられているものから6メーカー、53種類を選定した。アクリルウレタン樹脂系、アクリルシリコン樹脂系、ふっ素樹脂系を中心とし、溶剤系については比較のために非低汚染塗料も含めた。また、環境面を配慮した弱溶剤系や水系も選んだ。光触媒は5メーカーの5種類である。

表-1 試験対象塗料と記号名

	樹脂種類	溶剤	種類数	記号
低汚染型	ふっ素樹脂	溶剤系	5	FO1~FO5
	ふっ素樹脂 (弾性)	溶剤系	2	FOD1、FOD2
	ふっ素樹脂	弱溶剤系	1	Fo1
	ふっ素樹脂	水系	3	FW1~FW3
	アクリルシリコン樹脂	溶剤系	5	SO1~SO5
	アクリルシリコン樹脂(弾性)	溶剤系	1	SOD
	アクリルシリコン樹脂	弱溶剤系	2	So1、So2
	アクリルシリコン樹脂	水系	6	SW1~SW6
	アクリルウレタン樹脂	溶剤系	5	UO1~UO5
	アクリルウレタン樹脂(弾性)	溶剤系	2	UOD1、UOD2
	アクリルウレタン樹脂	弱溶剤系	6	Uo1~Uo6
	アクリルウレタン樹脂	水系	3	UW1~UW3
	アクリル樹脂・ウレタン樹脂	水系	2	AU1~AU2
	光触媒	-	5	P1~P5
	セラミックハイブリッドアクリルシリコン樹脂	水系	1	SH
非低汚染型	ふっ素樹脂	溶剤系	3	FN1~FN3
	アクリルシリコン樹脂	溶剤系	3	SN1~SN3
	アクリルウレタン樹脂	溶剤系	2	UN1~UN2
	水性エマルジョン	水性	1	EN
	合計		58	

\*技術研究所

### 3.2 試験体

試験体は JIS K 5600-1-4 に準じアルミ板を用いた。

図-2に試験体の形状を示す。傾斜を設けて雨筋汚れが発生しやすい形状とした。色は白色である。

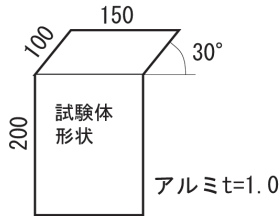


図-2 試験体形状

### 3.3 暴露方法

暴露地はつくばと相模原とした。表-2に暴露試験場所の条件を示す試験体はステンレス製の架台に設置した。つくばにおける暴露状況を写真-2に示す。

表-2 暴露試験場所の条件

場 所	茨城県つくば市	神奈川県相模原市
方 位	南 向 き	南 向 き
周辺環境	畑地が多く砂埃を中心とする汚れが多い	工場地帯で道路にも近くばい煙や排気ガスの汚れが多い



写真-2 暴露状況 (つくば)

### 3.4 評価項目

評価項目は以下とした。

- ・表面観察
- ・明度差 (汚れ評価)
- ・水接触角 (親水性評価)
- ・光沢残存率 (耐久性評価)

## 4. 試験結果

### 4.1 表面観察

写真-3に汚れ状況の例を示す、暴露6ヶ月を経て光触媒 P3 はまったく汚れてない。一方アクリルウレタン系 Uo5 は斜め部に汚れが蓄積しており、垂直部には雨だれ跡が観察される。なおアクリルウレタン系の下部で汚れていないのは、光沢残存率の測定のために洗浄している部分である。



写真-3 つくば暴露6ヶ月の試験体表面 (例)

### 4.2 明度差

本検討では汚れを初期の明度に対する明度差 ( $\Delta L^*$ ) で評価した。以下に示す各タイプの塗料について両暴露地とも3ヶ月まで時間とともに明度差が下がるが6ヶ月では上昇し、汚れが回復する傾向が見られる。この傾向は暴露後3ヶ月までの降雨量に比べ暴露4ヶ月からの雨量が多くなったため、降雨による洗浄効果が大きく働いたためと考えられる。図-3に暴露後のつくばと相模原の雨量を示す。

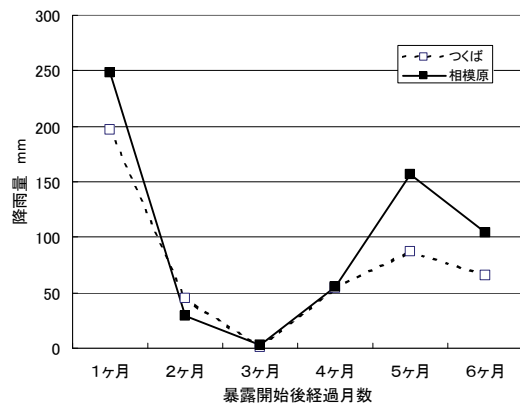


図-3 暴露開始後の降雨量 (アメダス)



暴露3ヶ月までと比べ、それ以降の雨量が多くなっていて、特に4ヶ月目の雨量が多かった。図-4にはつくばで暴露しているふっ素系塗料の非洗浄部の光沢残存率を示す。図-5に示した明度差と同様に6ヶ月で光沢の回復が見られるのは、暴露3ヶ月までに塗料の表面に蓄積した汚れがそれ以後の降雨のために洗浄されたと考えられる。

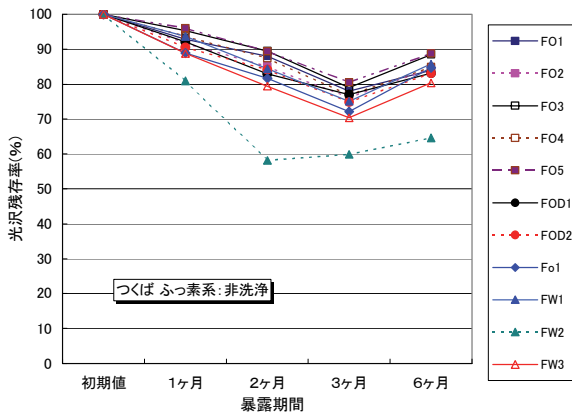


図-4 ふっ素系塗料の光沢残存率の変化

a. ふっ素系塗料の明度差

図-5につくば暴露におけるふっ素系塗料の明度変化、図-6に相模原暴露におけるふっ素系塗料の明度変化を示す。つくば暴露と相模原暴露での明度差の変化は同様の傾向を示している。FW2（水系）の明度の低下が著しいが、その他は暴露6ヶ月で $\Delta L^*$ が-5から-0.5までの幅に分散している。溶剤系と水系を比較すると水系の方が明度の低下が大きく、汚れやすいという結果となっている。溶剤系の中で弱溶剤系は1種類（Fo1）であるが、明度の低下が大きい。また、溶剤系の中で弾性タイプは明度の低下が中位置を占めて

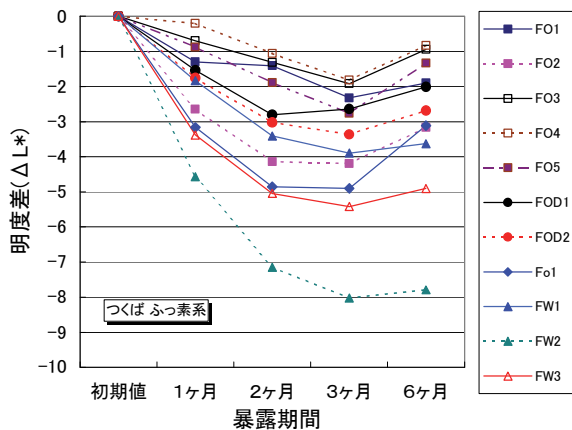


図-5 ふっ素系の明度差の変化（つくば）

おり、この結果では非弾性タイプと同等と言える。

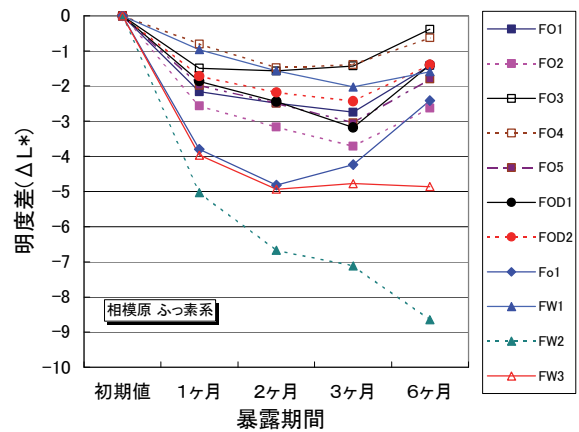


図-6 ふっ素系塗料の明度差の変化（相模原）

b. アクリルシリコン系塗料の明度差

図-7につくば暴露におけるアクリルシリコン系塗料の明度変化、図-8に相模原暴露におけるアクリルシリコン系塗料の明度変化を示す。両暴露地での各塗料の明度差の順位は同一傾向を示している。暴露6ヶ月でつくば暴露の明度差は-6から-2、相模原暴露の明度差は-6から-1に分布しており、つくば暴露ではSo1とSo3が他より目だって明度の低下が少ない結果となっている。溶剤系と水系を比較すると、暴露6ヶ月における明度差の平均値は、つくばで溶剤系が-3.8、水系が-5.3であり、相模原では溶剤系が-3.2、水系が-4.6で、共に溶剤系より水系の方が汚れやすい結果となった。溶剤系の中で弱溶剤系は2種類あるが、So1はアクリルシリコン系塗料全体の中で上位の群に、So2は下位の群に属している。溶剤系の中で弾性タイプは1種類のみ（SOD1）であるが、非弾性タイプより明度の低下が大きい結果となった。

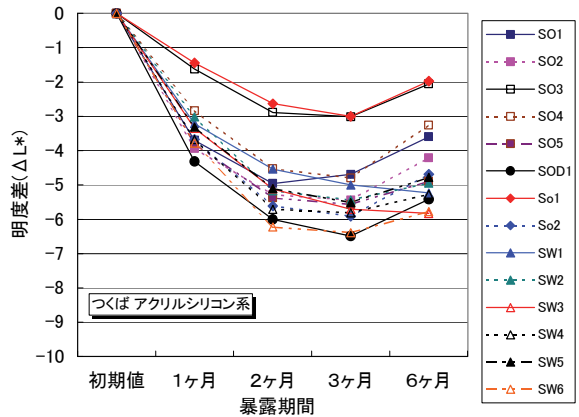


図-7 アクリルシリコン系の明度差の変化（つくば）

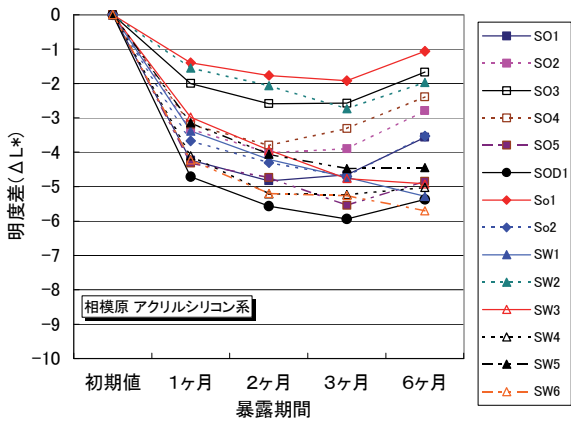


図-8 アクリルシリコン系の明度差の変化 (相模原)

c. アクリルウレタン系塗料の明度差

図-9につくば暴露におけるアクリルウレタン系塗料の明度差の変化、図-10に相模原暴露におけるアクリルウレタン系塗料の明度差の変化を示す。

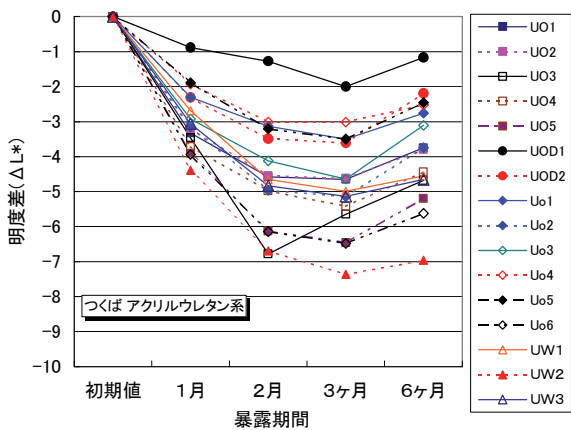


図-9 アクリルウレタン系の明度差の変化 (つくば)

両暴露地での各塗料の明度差の順位は同一傾向を示している。暴露6ヶ月でつくば暴露、相模原暴露とも明度差は-7から-1の範囲に分布している。溶剤系と水系を比較すると、暴露6ヶ月における明度差の平均値は、つくばで溶剤系が-3.5、水系が-5.4であり、相模原では溶剤系が-3.0、水系が-5.7となっており、共に溶剤系より水系の方が汚れやすい結果となった。溶剤系13種類の中で弱溶剤系は6種類あるが、暴露6ヶ月における明度差の平均値は、つくばでは非弱溶剤系が-3.6、弱溶剤系が-3.4、相模原では非弱溶剤系が-3.2、弱溶剤系が-2.7となっており、共に弱溶剤系の方が通常の溶剤系よりも明度差の低下が少なかった。溶剤系の中で弾性タイプは2種類(UOD1、UOD2)であるが、つくば暴露、相模原暴露の双方でアクリルウレ

タン系塗料全体のなかで最も明度差の低下が小さく、汚れにくい結果となった。

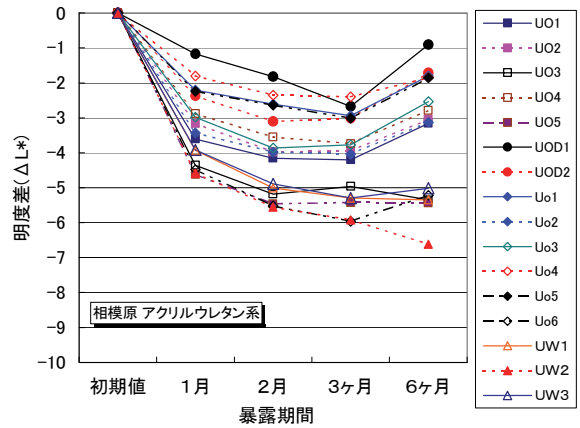


図-10 アクリルウレタン系の明度差の変化 (相模原)

d. 光触媒の明度差

図-11につくば暴露における光触媒の明度差の変化、図-12に相模原暴露の光触媒の明度差の変化を示す。

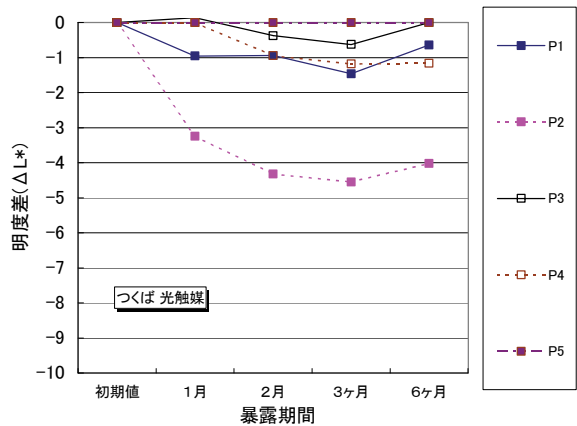


図-11 光触媒の明度差の変化 (つくば)

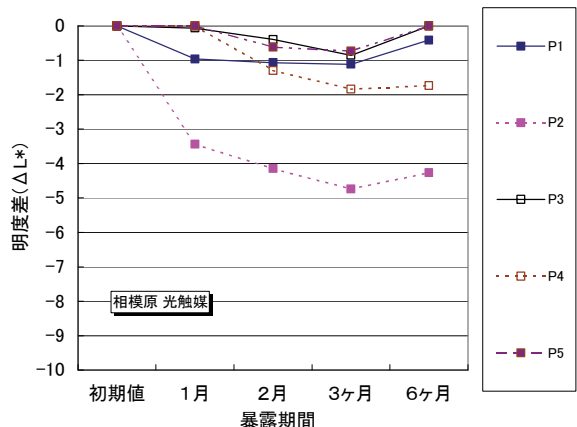


図-12 光触媒の明度差の変化 (相模原)

5種類の材料を試験しているが、P2が他と比べて明度の低下が大きくなっている。それ以外の明度の低下は前に述べた塗料系材料と比べて小さく、暴露6ヶ月の明度差はつくば、相模原とも-2以上に留まっている。

e. 樹種別の明度差

図-13に樹種別明度差の比較(つくば・6ヶ月)、図-14に樹種別明度差の比較(相模原・6ヶ月)を示す。図では最大-最小の幅と平均を示している。つくばと相模原で同じ傾向となっている。平均値では、光触媒、ふっ素系、アクリル系、アクリルシリコン系の順に明度差小さい。サンプル数も少ないが光触媒はばらつきが少なく、アクリルウレタン系は最大最小の幅が大きく、最大はアクリルシリコンの最大よりも大きいし、最小はアクリルシリコンの最小よりも小さい。

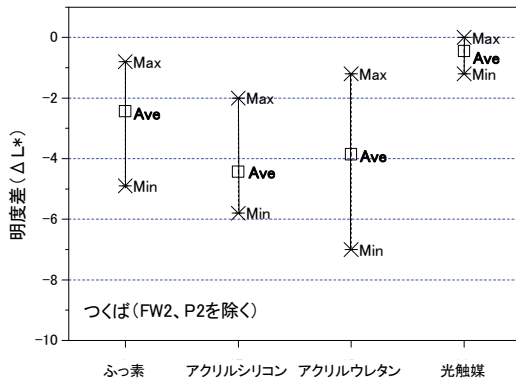


図-13 樹種別明度差の比較(つくば・6ヶ月)

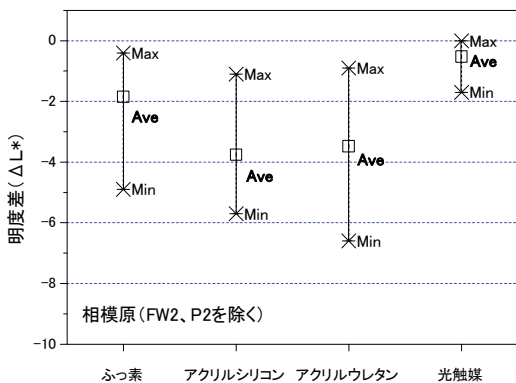


図-14 樹種別明度差の比較(相模原・6ヶ月)

4.3 低汚染塗料と通常塗料の比較

図-15に低汚染塗料と通常塗料の比較(つくば・6ヶ月)、図-16に低汚染塗料と通常塗料の比較(相模原・6ヶ月)を示す。すべての系統の塗料についてその平均値は、低汚染タイプの方が通常タイプよ

り明度差が小さい。しかし、低汚染タイプの塗料で通常タイプの塗料よりも明度差が大きく汚れやすい銘柄も存在する。

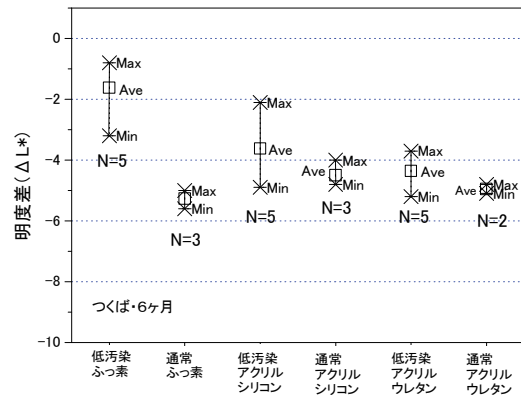


図-15 樹種別明度差の比較(つくば・6ヶ月)

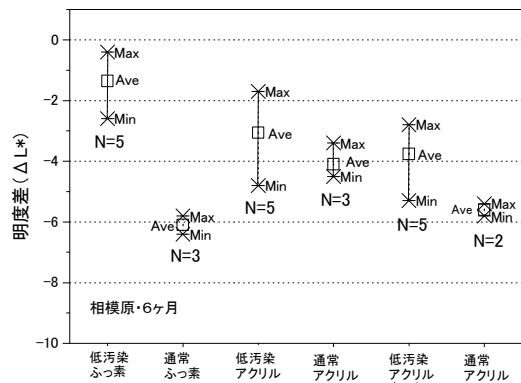


図-16 低汚染と通常塗料の比較(つくば・6ヶ月)

4.4 水接触角の影響

図-17につくば暴露におけるふっ素系塗料の水接触角の変化を示す。水接触角の初期値は60度~85度の範囲にあり、時間の経過とともに低下している。全体的な傾向として暴露初期(1~2ヶ月)における水接触角の低下速度が大きいものが多い。図-5に示したつくば暴露のふっ素系の明度差の変化で、FW2やFW3の明度の低下が大きい(汚れやすい)が図-17で水接触角が大きく親水性が小さいことと対応している。

図-18につくば暴露におけるふっ素系塗料の水接触角の平均値と暴露6ヶ月の明度差の関係を示す。水接触角は暴露期間中の変化を考慮して平均値で評価した。図-18より水接触角と明度差(汚れ)は明らかに相関があり、水接触角が大きいほど明度差が小さく(汚れが大きく)なっている。

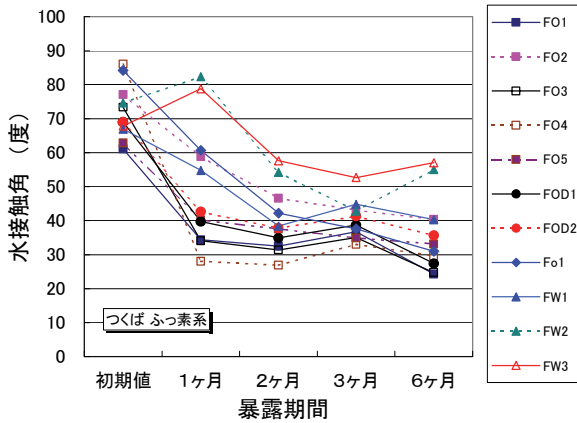


図-17 水接触角の変化 (つくば・ふっ素系)

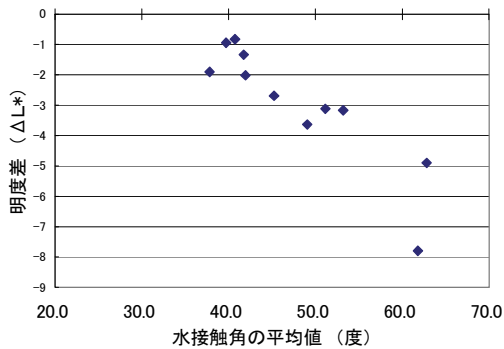


図-18 水接触角と明度差 (つくば・ふっ素系塗料)

図-19 につくば暴露におけるふっ素系の低汚染型塗 (F0) と通常塗料 (FN) の水接触の変化を示す。

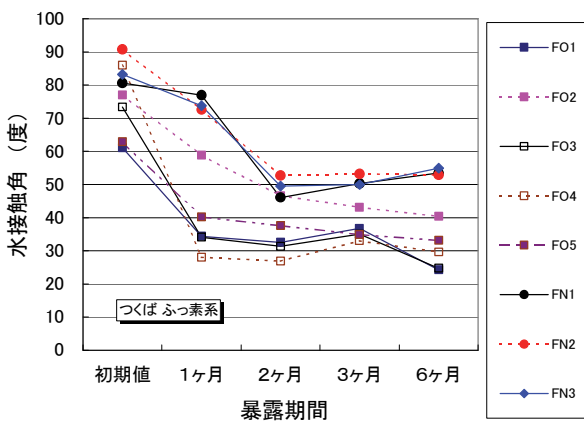


図-19 水接触角と明度差 (つくば・ふっ素系塗料)

低汚染型の F02 の水接触角がやや大きいですが、水接触角の値は低汚染型塗料のグループと通常塗料のグループに分かれており、低汚染型塗料の方が小さい値で推移している。また、時間とともに水接触角が小さくなる傾向はフッ素系塗料に関しては、低汚染型塗料が1ヶ月で大きく低下するのに対して通常塗料は2ヶ月

を要して大きく低下し、その後ほぼ一定値を保っている。

### 5. まとめ

通常塗料を含めた低汚染型塗料 53 種類と、光触媒 5 種類の汚染防止性能を評価するために実施した 6 ヶ月間の暴露試験で以下の結果を得た。

- i. つくばと相模原で各樹脂種類の塗料の汚れが進行する状況は類似の傾向であった
- ii. 環境配慮から VOC 対策のために、弱溶剤系や水系の塗料の普及が活発であるが、汚染防止性能では弱溶剤系は樹脂種類によって溶剤系は勝るものと劣るものがあるが水系はすべて溶剤系より劣っている
- iii. 樹脂種別に汚染防止性能を比較すると、光触媒の性能が圧倒的に良く、ついでふっ素系樹脂、アクリルウレタン系塗料、アクリルシリコン系塗料の順であった
- iv. 樹脂種類ごとに低汚染型塗料と通常塗料を比較すると、その平均値はすべての樹脂で低汚染型塗料の方が通常塗料よりも汚染防止性能が高かったが、低汚染型塗料で通常塗料よりも汚れやすい銘柄もあった
- v. 水接触角と明度差には明らかな相関関係があり、水接触角が小さいと汚れにくい

### 6. おわりに

持続的社會に対応する建築を成立させるためには、外装材料の美装機能を長期化させることが重要であり、開発が進んでいる低汚染型材料の性能と特性を見極めて効果的に利用してゆく必要がある。今後さらに長期の性能を調べるとともに、促進試験の有効性についても検討する予定である。

最後に資料の提供や試験の実施に助言をいただいた材料メーカー担当の方々に謝意を表する。

#### 【参考文献】

- 1) 茂木、矢野他「外壁用塗料の耐候性能評価に関する研究 その 33 屋外暴露 7 年までの試験結果 (暴露地：つくば市)」、建築学会学術講演梗概集、p. 847、1997 年