

高靱性繊維補強セメント複合材料の材料特性

Material Properties of Strain-Hardening Cementitious Composites

細矢 博* 起橋孝徳* 河野政典*

要 旨

近年、高層集合住宅では、センターコア壁形式の建物が増加しつつあるが、コア壁を連結する梁は短スパン梁になることが多く、大地震時には高い応力が発生し、かつ大きな変形角が生じる。そこで、連結梁に、従来のRC梁よりもせん断耐力と変形性能に優れた高靱性梁を適用する試みが行われている。この高靱性梁には、モルタルにビニロン繊維を混入した高靱性繊維補強セメント複合材料SHCCが用いられる。しかし、SHCCは従来のコンクリートとは組成が異なる材料であり、物性が十分に把握されているとは言い難い。そこで、材料特性ならびに耐久性について検討した。その結果、SHCCのヤング係数、引張強度などの評価式を提案できた。また、促進中性化試験や凍結融解試験の結果から、SHCCは建物において要求される性能を発揮することが確認できた。

キーワード：高靱性繊維補強セメント複合材料、SHCC、材料特性、耐久性

1. まえがき

近年、高層集合住宅では、センターコア壁形式のチューブ構造の建物が増加しつつある。しかし、センターコアをコア壁で構成した場合、コア壁とコア壁を連結する梁は短スパン梁になることが多く、大地震時には高い応力が発生し、かつ大きな変形角が生じる。そのため、連結梁は脆性的なせん断破壊を引き起こす恐れがある。そこで、筆者らは、コア壁の連結梁に、従来のRC梁よりもせん断耐力と変形性能に優れ、さらにはエネルギー吸収能力にも優れる高靱性梁を適用する試みを行っている。

この高靱性梁には、モルタルにビニロン (Polyvinyl Alcohol ; PVA) 繊維を混入した高靱性繊維補強セメント複合材料 (Strain-Hardening Cementitious Composites、以下、SHCC と記す) を用いる。

しかし、SHCC は従来のコンクリートとは組成が大きく異なる材料であり、高靱性繊維補強セメント複合材料については、文献 2) などにその物性が解説されているものの、SHCC の物性は充分には把握されているとは言い難い。そこで、この SHCC を対象として、基本的な材料特性ならびに耐久性について検討した。

2. 使用材料および調合、フレッシュ試験結果

本報で対象とする SHCC に使用した材料を表-1に、SHCC の調合を表-2に示す。また、ビニロン繊維の諸元を表-3に、ビニロン繊維の外観を写真-1に示す。

調合は、設計基準強度の目標値を 30、48N/mm² に設

定し、水結合材比(W/B)を 50%と 37%の 2 水準とした。結合材(B)としては、普通ポルトランドセメントにフライアッシュを重量の 30%、膨張材を 20kg/m³内割り混入した。また、収縮低減剤を結合材重量の 2.0%混入した。さらに、SHCC の流動性(粘性)の確保と繊維を均一に分散させるためにセルロース系の増粘剤を混入した。

表-1 SHCC の使用材料

種類	記号	名称	物性値、種類
セメント	C	普通ポルトランドセメント	密度:3.16
細骨材	S	珪砂7号	密度:2.65
混和材	FA	フライアッシュII種	密度:2.20
	ex	膨張材	密度:3.14
混和剤	SP	高性能減水剤	密度:1.03~1.07
	ae	AE剤	密度:1.02~1.06
	sr	収縮低減剤	密度:1.00~1.03
	Cel	増粘剤	セルロース系
繊維	PVA	ビニロン	密度:1.3

表-2 SHCC の調合

W/B (%)	単位量(kg/m ³)					sr	Cel	PVA	
	W	B			S				(kg/m ³)
		C	FA	ex					
50	400	540	240	20	619	16.0	2.0	26	
37	330	604	268	20	718	17.8	1.0	26	

W:水、B:結合材、その他の記号は表-1参照

表-3 ビニロン繊維の諸元

直径 (mm)	長さ (mm)	引張強度 (N/mm ²)	切断伸度 (%)	ヤング率 (kN/mm ²)
0.04	12	1600	6	40

*技術研究所



写真-1 ビニロン繊維

本調合の SHCC には、硬化後に部材の靱性（変形性能）とせん断強度を確保するため、既往の研究³⁾を参考に、ビニロン繊維を体積比で 2.0%混入した。

SHCC のフレッシュ試験結果を表-4に、スランプフロー試験状況例を写真-2に示す。練り上りの目標値は、SHCC の流動性、混和性の確保の観点から、スランプフローを 52.5±7.5cm、凍結融解抵抗性能の確保の観点から、空気量を 8.0±2.0%としたが、W/B=50%、37%、いずれの調合もその目標値を満足していた。

3. 材料物性

3.1 圧縮強度と材齢との関係

W/B=50%、37%の調合でのSHCCの圧縮強度と材齢との関係を図-1に示す。図中では、標準水中養生のほか、封緘養生（20℃恒温）の場合も示している。標準水中養生では、W/B=50%の調合の圧縮強度は、材齢28日で 33N/mm²、材齢91日で46N/mm²になった。一方、W/B=37%の調合では、材齢28日で43N/mm²、材齢91日で62N/mm²になった。本調合では、フライアッシュを30%内割りしているので、長期に渡り圧縮強度の増進がみられた。また、封緘養生における圧縮強度は、標準水中養生の場合と同様な傾向を示した。

3.2 ヤング係数

ヤング係数と圧縮強度との関係を図-2に示す。本調合の SHCC のヤング係数は、図中に示すコンクリートを対象とした既往の式 E_{c1} ⁴⁾、ならびに高靱性繊維補強セメント複合材料 HPCRCC を対象とした式 E_{c2} ²⁾では評価できないことがわかる。そこで、HPCRCC のヤング係数の式 E_{c2} を参考に、その係数と指数を修正した下式を SHCC のヤング係数の評価式とした。

$$E_c = 2.19 \times 10^4 \times (\gamma/18.5)^{1/2} \times (\sigma_B/60)^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (1)$$

γ : 単位体積重量(=18.7kN/m³)

本調合における SHCC の材料試験の平均値

σ_B : SHCC の圧縮強度(N/mm²)

3.3 圧縮強度時ひずみ度

圧縮強度時ひずみ度（圧縮強度に至ったときのひずみ度）と圧縮強度との関係を図-3に示す。

表-4 SHCC のフレッシュ試験結果

W/B (%)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)	SHCC温度 (°C)	気温 (°C)
50	53.0×51.5	7.8	28	25
37	47.0×47.0	7.6	32	25



写真-2 スランプフロー試験状況例

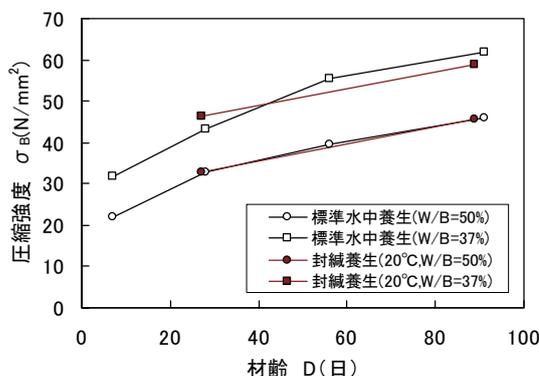


図-1 圧縮強度-材齢関係

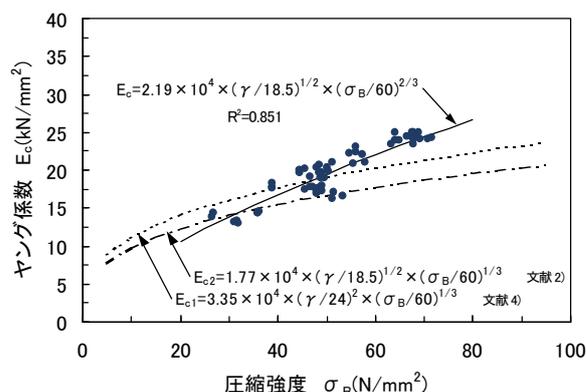


図-2 ヤング係数-圧縮強度関係

SHCC の圧縮強度時ひずみ度は、圧縮強度が大きくなるにつれて小さくなるというコンクリートとは異なる傾向を示した。SHCC は圧縮強度が小さいほど、より圧縮靱性があるといえる。圧縮強度時ひずみ度は、部材の曲げ強度を求めるため断面解析を行うときに S-S 曲線の設定に必要なので、試験値を下式のように回帰した。

$$\varepsilon_0 = -1012 \cdot \ln(\sigma_B) + 8027 \quad (\times 10^{-6}) \quad (2)$$

σ_B : SHCC の圧縮強度(N/mm²)

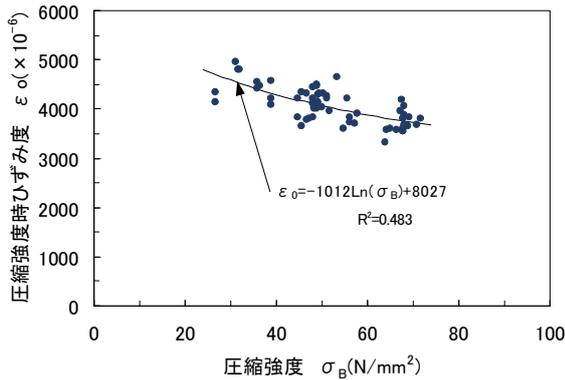


図-3 圧縮強度時ひずみ度-圧縮強度関係

3.4 引張強度

高靱性繊維補強セメント複合材料の引張試験は、様々な試験方法が提案されているが定まった方法はない。そこで、SHCCを対象に、建築研究所引張試験方式⁹⁾(以下、建築研究所方式と記す)と一軸引張試験方式(以下、一軸引張試験に用いる供試体がドッグボーンに似ていることからドッグボーン方式と記す)の引張強度の関係を把握する試験を行った。

建築研究所方式による引張試験の状況を写真-3に示す。供試体は、φ100×L200mmの円柱供試体であり、その引張試験方法は文献5)に詳しい。一方、ドッグボーン方式による引張試験に用いる供試体の形状・寸法を図-4に示す。また、ドッグボーン方式の引張試験の状況を写真-4に示す。本方式の引張試験における供試体の支持条件は、上端ピン、下端固定である。

建築研究所方式の引張試験により得られた引張強度と圧縮強度との関係を図-5に示す。引張強度は、圧縮強度が大きくなると大きくなる傾向があることがわかるが、増加度合いは緩慢であり、かたばらつきが若干みられる。ここで、SHCCの圧縮強度と引張強度との関係式を求める。図-5に示す文献6)で推奨されているコンクリートの圧縮強度と割裂引張強度との関係式σ_{t1}を参考に、その係数を修正した下式をSHCCの引張強度の評価式とした。

$$\sigma_t = 0.069 \sigma_B^{0.75} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3)$$

σ_B: SHCCの圧縮強度(N/mm²)

3.5 建築研究所方式とドッグボーン方式による引張強度の関係、ならびに引張応力度-ひずみ度曲線の比較

建築研究所方式で得られた引張強度とドッグボーン方式で得られた引張強度との相関を図-6に示す。建築研究所方式で得られた引張強度は、ドッグボーン方式で得られた引張強度に対し25~45%程度小さかった。近似式を次式に示す。

$$A \sigma_t = 0.936_B \sigma_t^{0.270} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4)$$

A σ_t: 建築研究所方式による引張強度(N/mm²)

B σ_t: ドッグボーン方式による引張強度(N/mm²)

一方、筆者らは、既往の研究¹⁾において、SHCC梁のせん断強度を算出する際、建築研究所方式により得ら

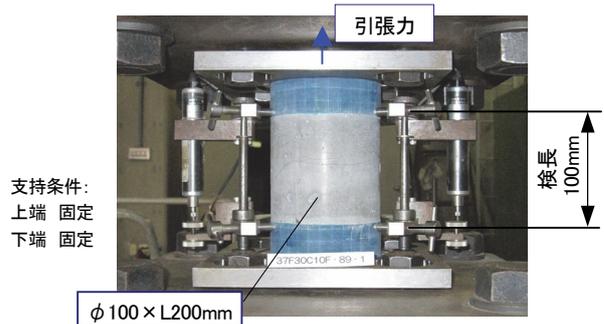


写真-3 建築研究所方式の引張試験

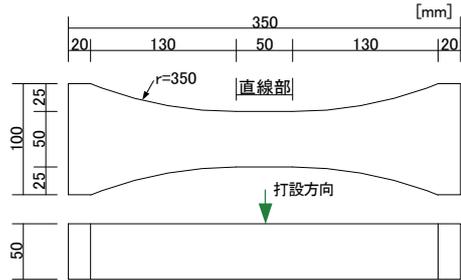
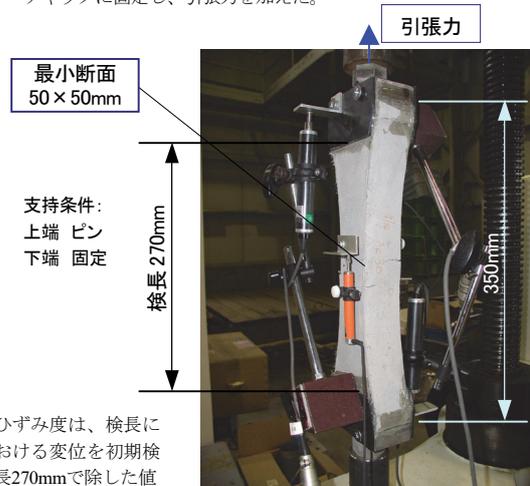


図-4 ドッグボーン方式の供試体の形状・寸法

M24のボルトを溶接した鋼板をエポキシ樹脂系接着剤で供試体上下端面に接着させ、上端ではボルトにユニバーサルジョイントを装着し、一方、下端ではボルトを直接に試験機のヘッドチャックに固定し、引張力を加えた。



ひずみ度は、検長における変位を初期検長270mmで除した値

写真-4 ドッグボーン方式の引張試験

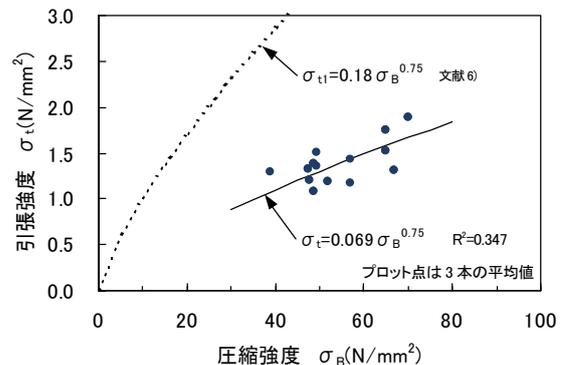


図-5 引張強度-圧縮強度関係

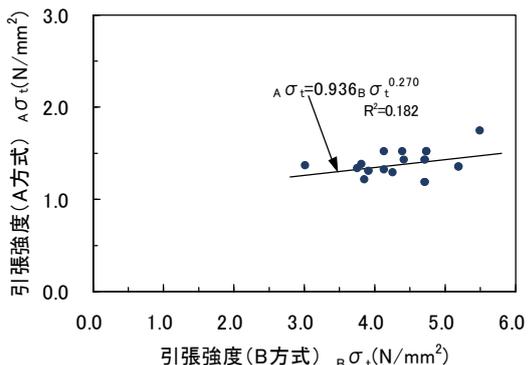


図-6 建築研究所(A)方式の引張強度試験値と
ドッグボーン(B)方式の引張強度試験値との関係

れた SHCC の引張強度を用いて、終局強度型耐震設計指針のせん断強度式の修正式によりせん断強度を求め、その計算値が実験値と概ね良い対応を示すことを確認している。このことから、SHCC 部材における引張強度としては、ドッグボーン方式の引張強度より建築研究所方式の引張強度を用いる方が適合性が良いと考えられる。

W/B=50%の調合による SHCC について、供試体 3 体の引張応力度(σ_t)—ひずみ度(ε_t)曲線を代表例として図-7、図-8 示す。ここで、図-7は建築研究所方式の引張試験により得られた曲線、図-8はドッグボーン方式の引張試験により得られた曲線である。

建築研究所方式の曲線では、ひずみ硬化域が明瞭に出ておらず、最大引張強度時のひずみ度の平均値は 0.44%であった。一方、ドッグボーン方式の曲線では、高靱性繊維補強セメント複合材料特有のひずみ硬化域が明瞭にみられ、最大引張強度時のひずみ度の平均値は 0.87%であった。試験方法によって、σ_t—ε_t 曲線が異なり、最大引張強度、最大強度時ひずみ度が異なることがわかる。これは、供試体の形状、SHCC の打設方向・打設方法、支持条件の違い等による影響が大きいとされる。

3.6 ドッグボーン方式による引張強度と曲げ試験から導出した引張強度との関係

ドッグボーン方式により得られた引張強度の試験値と、土木学会規準の試験方法⁷⁾により得られた曲げ強度の試験値から計算して導出した引張強度の計算値⁸⁾との関係を図-9に示す。その際の曲げ試験の状況を写真-5に示す。また、W/B=50%と 37%の調合による SHCC 供試体各 3 体の曲げ試験で得られた曲げモーメント(M)—曲率(φ)曲線の一例を図-10に示す。なお、曲げ試験の供試体寸法は B100×D100×L400mm である。

図-9から、ドッグボーン方式の引張強度の試験値と曲げ試験から求めた引張強度の計算値には相関関係がみられた。以上の結果より、回帰すると下式が得られた。

$$B\sigma_t = 0.955_c\sigma_c \quad (5)$$

Bσ_t: ドッグボーン方式による引張強度(N/mm²)

cσ_c: 曲げ試験から導出した引張強度(N/mm²)

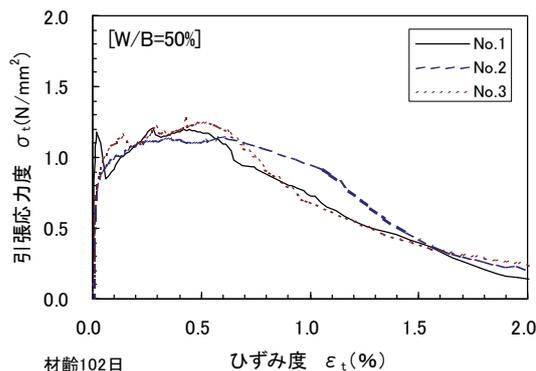


図-7 引張応力度—ひずみ度曲線 (建築研究所方式)

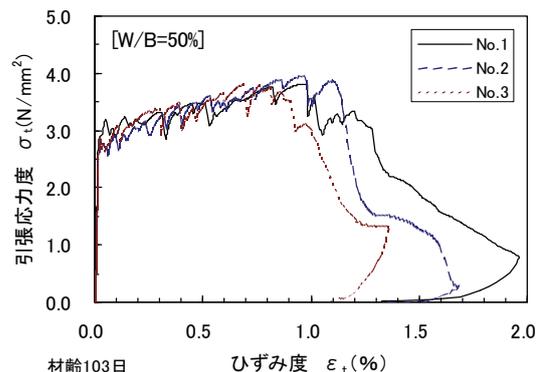


図-8 引張応力度—ひずみ度曲線(ドッグボーン方式)

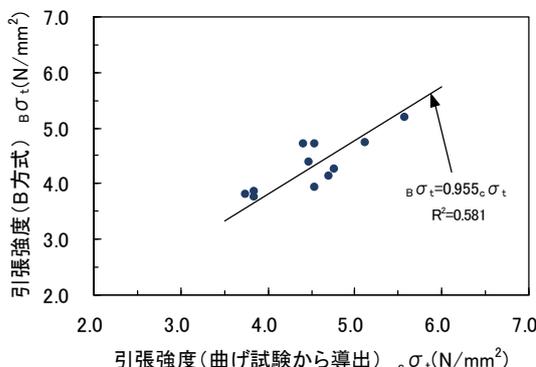


図-9 ドッグボーン(B)方式の引張強度試験値と
曲げ試験から導出した引張強度計算値との関係

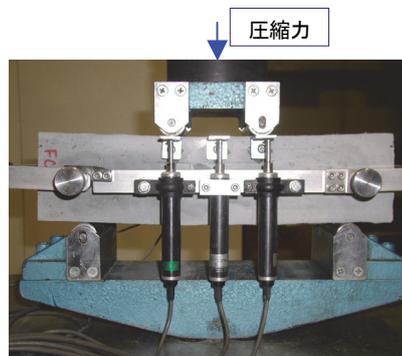


写真-5 曲げ試験

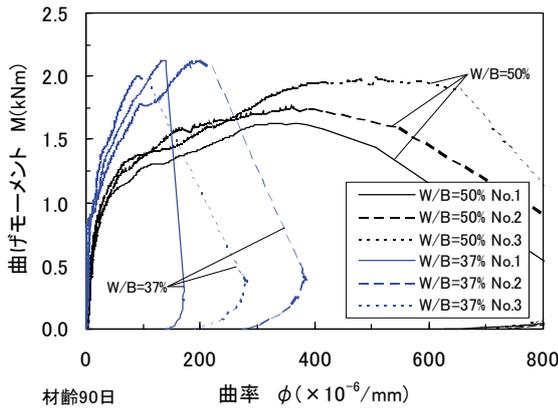


図-10 曲げモーメント-曲率曲線

また、図-10 から、W/B=50%の調合の SHCC の M-φ 曲線においてはたわみ硬化がみられ、曲げひび割れが発生した後も耐力が低下することなく曲率が增大し、最大強度時の曲率の平均値は $400 \times 10^{-6}/\text{mm}$ にも及ぶことがわかる。しかし、それに対し W/B=37%の調合の SHCC の M-φ 曲線では、曲げ強度は増大するが最大強度時の曲率は低下するという現象がみられた。これにより、SHCC の場合には、強度が増大すると靱性が低下するという傾向があることがうかがえる。これは、前述した様に、圧縮強度が増大すると圧縮強度時ひずみ度が低下することに対応している。

4. 耐久性試験

4.1 乾燥収縮

表-2 に示した W/B=50%と W/B=37%の調合の SHCC 供試体について乾燥収縮試験を行った。乾燥収縮ひずみ度と乾燥材齢との関係を図-11 に示す。

乾燥収縮ひずみ度は、基本的に JIS A 1129-3 に準拠して計測した（初期の水中養生は材齢 7 日まで行った）。乾燥収縮ひずみ度は、材齢 26 週で、W/B=50%では $\epsilon = 1407 \times 10^{-6}$ 、W/B=37%では $\epsilon = 890 \times 10^{-6}$ であった。

これとは別に、φ100×L200mm の SHCC 供試体を製作し、この中に埋め込み型のひずみ計を設置して JIS A 1129-3 による基長測定までの膨張量を計測した。その結果、初期膨張ひずみ度は、W/B=50%では $\epsilon = 217 \times 10^{-6}$ 、W/B=37%では $\epsilon = 288 \times 10^{-6}$ であった。上記の材齢 26 週での乾燥収縮ひずみ度に初期膨張ひずみ度を加味すると、乾燥収縮ひずみ度は、W/B=50%、37%の調合で、それぞれ $\epsilon = 1190 \times 10^{-6}$ 、 $\epsilon = 602 \times 10^{-6}$ となる。材齢 26 週の乾燥収縮ひずみ度は、W/B=50%の調合の場合、JASS 5 で示されている計画供用期間の長期、超長期の乾燥収縮率の指標⁹⁾である $\epsilon = 800 \times 10^{-6}$ を上回る結果となった。このことから、SHCC は、水結合材比(W/B)が大きい調合では、乾燥収縮ひび割れ発生の可能性が高いと判断され、拘束を受ける部材に使用する場合には、ひび割れ発

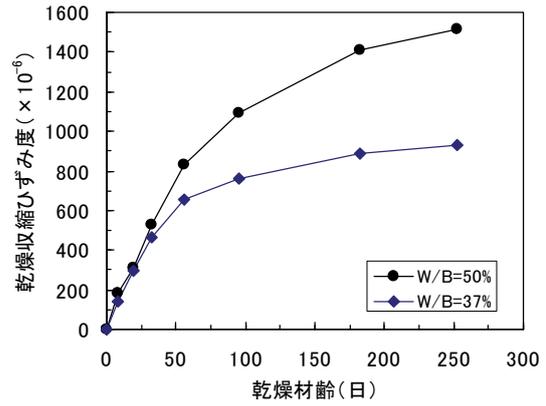


図-11 乾燥収縮ひずみ度-乾燥材齢関係

生の防止対策が必要になるといえる。

4.2 中性化速度

W/B=50%と W/B=37%の調合の SHCC 供試体の促進中性化試験を JIS A 1153 に準拠して行った。中性化深さと促進中性化材齢との関係を図-12 に示す。

中性化深さは、促進中性化材齢が 194 日で、W/B=50%では 19.9mm、W/B=37%では 2.3mm であった。促進中性化試験は CO₂ 濃度 5%で行っており、大気中の CO₂ 濃度を 0.05%と仮定すると、促進中性化材齢 194 日は、実建物の材齢では約 53 年に相当すると想定される¹⁰⁾。この中性化速度からすれば、W/B=50%の調合の場合でも、建物の供用期間を 100 年とすると、中性化深さは 28mm 程度と推定され¹⁰⁾、その中性化深さは、建物の設計被り厚さを 40mm とすると、許容の範囲内に収まるといえる。

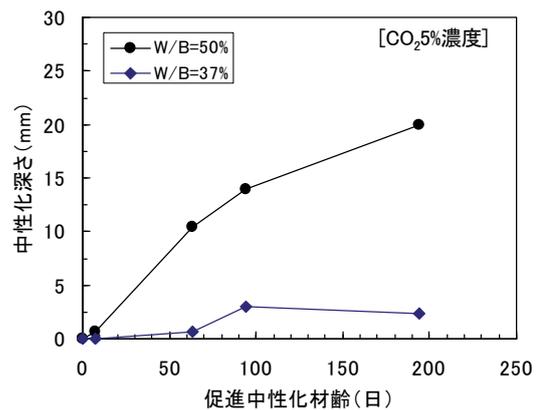


図-12 中性化深さ-促進中性化材齢関係

4.3 凍結融解抵抗性

W/B=50%と W/B=37%の調合の SHCC 供試体について凍結融解試験を JIS A 1148 に準拠して行った。相対動弾性係数と凍結融解サイクル数との関係を図-13 に示す。

W/B=50%の調合では、相対動弾性係数は、サイクル

数が300サイクルで85%を満足していた。一方、W/B=37%の調合では、相対動弾性係数はサイクル数が増加しても低下することなく、ほぼ100%もしくはそれを上回っており、十分な凍結融解抵抗性能を保持していることがわかった¹¹⁾。このことから、W/B=50%、W/B=37%のいずれの調合も空気量の目標値を $8.0 \pm 2.0\%$ と設定しているが、その妥当性を確認した。

なお、上記の調合試験に先立ち、予備試験として、空気量4%、8%、12%の3水準の調合試験を行い、それぞれの凍結融解試験を行った。その結果、空気量8%、12%では、300サイクルに至っても相対動弾性係数は90%以上であったが、空気量4%では、70サイクルで相対動弾性係数は急激に低下して40%を下回り、目標性能を満足できなかった。このため、本報で対象とするSHCCの調合では、空気量の目標値を $8.0 \pm 2.0\%$ に設定した。

5. まとめ

モルタルにビニロン繊維を2.0vol%混入した高靱性繊維補強セメント複合材料SHCCの材料特性を検討した。その結果、対象としたSHCCの調合の範囲では、以下の知見が得られた。

- i. SHCCのヤング係数は、式(1)により評価できる
- ii. 建築研究所方式による引張試験から得られる引張強度は、式(3)により概ね評価できる
- iii. SHCCの曲げ試験から求めた引張強度の計算値により、ドッグボーン方式による引張強度、さらには建築研究所方式による引張強度を推定できる
- iv. 促進中性化試験では、中性化深さは、促進中性化材齢194日で20mm程度であった。この中性化速度では、供用期間中(100年)の建物におけるSHCC部材の中性化深さは28mm程度となり、被り厚さの範囲以内に収まると推定される
- v. 空気量を8%程度とした場合、SHCCは十分な凍結融解抵抗性能を保持する

6. あとがき

SHCCの材料特性ならびに耐久性を把握することができた。今後、超高層建物のコア壁の連結梁にSHCCを適用できるように、構造的な面も含め、さらに検討を進めていきたい。

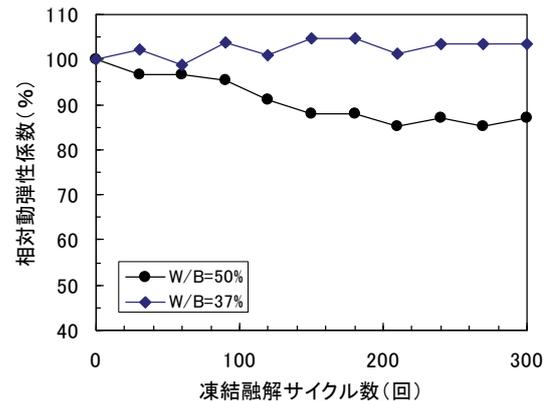


図-13 相対動弾性係数-凍結融解サイクル数関係

【参考文献】

- 1) 細矢 博、福山 洋、岸本 剛、河野政典、「高靱性繊維補強セメント複合材料を用いた梁の構造実験」、日本建築学会技術報告集、第16巻、第32号、pp.133-138、2010.2
- 2) 土木学会、「複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計施工指針(案)」、コンクリートライブラリー、No.127、2007.3
- 3) 清水克将、金久保利之、閑田徹志、永井 覚、「PVA-ECCのひび割れ面でのせん断伝達機構と部材のせん断耐力評価」、日本建築学会構造系論文集、第619号、pp.133-139、2007.9
- 4) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、pp.50-52、2010
- 5) 佐藤幸博、福山 洋、諏訪田晴彦、「高靱性セメント系複合材料の一軸引張-圧縮繰返し試験方法の提案」、日本建築学会構造系論文集、第539号、pp.7-12、2001.1
- 6) 日本建築学会、「マスコンクリートの温度ひび割れ制御設計・施工指針(案)・同解説」、pp.68-70、2008
- 7) JSCE-G552-1999、「鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度および曲げタフネス試験方法、コンクリート標準示方書[規準編]」、土木学会規準および関連規準、2005
- 8) JCI-S-003-2005、「繊維補強セメント複合材料の曲げモーメント-曲率曲線試験方法」、JCI規準
- 9) 日本建築学会、「建築工事標準仕様書・同解説、JASS 5、鉄筋コンクリート工事 2009」、pp.185-190、2009
- 10) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針(案)・同解説」、pp.92-108、2004
- 11) 日本建築学会、「建築工事標準仕様書・同解説、JASS 5、鉄筋コンクリート工事 2009」、pp.616-619、2009

プレキャスト柱梁接合部のグラウト充填実験

Grouting Tests of Precast Reinforced Concrete Beam-Column Joint

河野政典* 小竹琢雄** 浜崎憲一*** 岸本 剛*

要 旨

プレキャスト柱梁接合部におけるグラウト充填性について検討するため、各種銘柄のグラウト材を用い、下層階柱との接合面目地部を模擬した平板試験体による充填要素実験、および実大柱梁接合部を模擬した試験体による充填施工実験を実施した。充填要素実験の結果、接合面目地部を模擬した平板表面のグラウト充填率は、J14 ロート時間が 8 秒以上で、パイプレータ加振を行った場合、96%以上となることを確認した。また、充填施工実験の結果、グラウト材によって充填性は異なるものの、接合面目地部および主筋貫通孔のグラウト充填は不具合なく施工できることを確認した。

キーワード：柱梁接合部、プレキャストコンクリート、グラウト、貫通孔

1. まえがき

近年、高層鉄筋コンクリート造建物の建設において、工期短縮、施工の省力化から、柱および梁部材のプレキャスト（以下、PCa と称す）化が一般的に行われている。PCa 部材同士の接合方法は、建物の形状や施工条件に応じ、様々な組合わせがあるが、柱梁接合部は配筋が複雑となるため、施工の合理化から接合部の PCa 化が採用される機会が増えつつある¹⁾。また、PCa 化においては、主筋の継ぎ手方法や、鉄筋のコンクリートへの定着方法が施工の合理化のポイントとなる。

柱梁接合部の PCa 化においては、図-1 に示すように接合部内にあらかじめ柱主筋の貫通孔を設け、現場にて柱主筋を挿入、貫通させたあと、貫通孔にグラウト材を充填し、接合部と柱主筋を一体化させる方法が提案されている²⁾。柱主筋と柱梁接合部の一体化を図るうえでは、施工上、グラウト材の密実な充填が必要となる。

一方、グラウト材は強度レベルに応じ、各種銘柄のグラウト材が製造されており、フレッシュ性状も銘柄ごとに異なると考えられるため、実施工に際しては、グラウト材の充填状況を事前に把握し、確実に充填できる施工方法、および管理方法の確立が必要である。

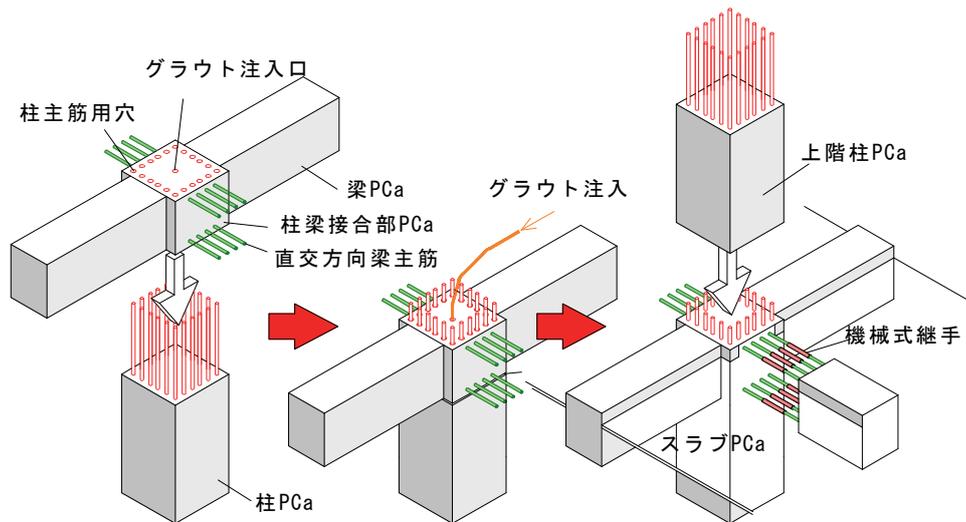


図-1 柱梁接合部のPCa化工法の一例（概念図）

*技術研究所 **東日本支社建築工務部 ***西日本支社建築工務部

そこで、各種銘柄のグラウト材の基本的充填性を確認し、施工方法および管理方法に関する資料を得るため、下層階柱と柱梁接合部の接合面目地部を模擬した平板試験体による充填要素実験と、実大柱梁接合部を模擬した実大試験体による充填施工実験を実施した。本報では、それらの結果について報告する。

2. 工法概要

本工法では、図-1に示すように一軸方向のみの梁が柱梁接合部と一体化し PCa 化されている。柱梁接合部内に柱主筋を通すため貫通孔としてシーブ管を設置する。現場では、柱梁接合部 PCa を、下層階の柱主筋を貫通孔に通して設置する。柱梁接合部と下層階柱の接地面は、グラウト充填接合のため、15mm 程度の目地を設ける。

想定したグラウト充填の概念図を図-2に示す。グラウトの充填については、あらかじめ柱梁接合部の中央に設けたグラウト注入用の孔から、下層階柱との接合面目地に向けグラウト材を流込み、まず、接合面目地部をグラウト充填する。その後、さらにグラウト材を流込み、柱主筋貫通孔の下部から天端までグラウト材を上昇させ、主筋貫通孔を充填する。

3. 充填要素実験

3.1 実験概要

a. 試験体と評価方法

充填要素実験では、各種銘柄のグラウト材について充填状態の横並び評価を目的とした。前述したように、グラウト充填では、まず、下層階柱との接合面目地部を充填する。そこで、接合面目地部を模擬した平板試験体を作成し、目地部の充填状況を確認することとした。試験体形状を図-3に示す。平面 1500×800mm、厚さ 100mm の PC 床板を用い、PC 床板のコンクリート打込み面を、740×640mm の 2 箇所に分け、周囲に厚さ 15mm の目地棒を配置し、グラウトの流動および充填状況を目視確認するため上部にアクリル板を用いて、接合面目地部を模擬した平板試験体を作成した。アクリル板にはグラウト材の注入口と排出口を設け、注入口は柱梁接合部の中央を、排出口は柱コーナー主筋位置を想定し配置した。なお、充填時はアクリル板を角パイプとアングルで補強した(写真-1、2)。

充填状態の評価は、充填後の表面気泡の発生量で行い、試験体平板面積から表面気泡を除いた面積を、試験体平板面積で除した充填率で表した。

試験に用いたグラウト材の一覧を表-1に示す。グラウト材は、メーカーカタログから圧縮強度ごとに 3 グループに分け、比較した。

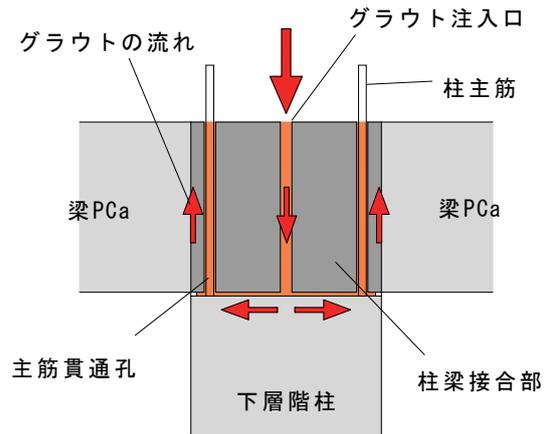
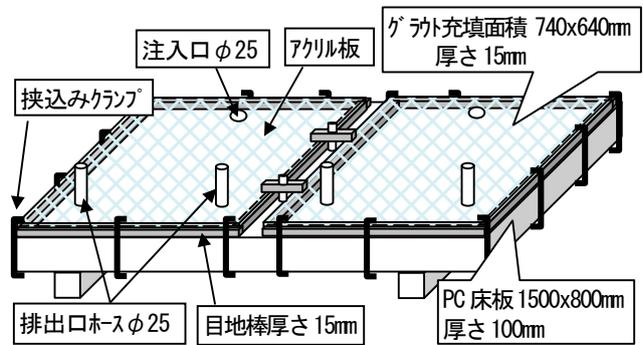


図-2 グラウト充填の概念図



[充填実験時はアクリル板を角パイプとアングルで補強した]

図-3 充填要素実験の試験体形状

表-1 材料一覧

強度レベル	60 N/mm ²	80 N/mm ²	120 N/mm ²
銘柄数	4	4	2
記号	60A, 60B, 60C, 60D	80E, 80F, 80G, 80H	120E, 120F

表-2 グラウト材試験項目

対象	項目	試験方法
フレッシュ	ロート	J14 ロート
	フロー	JIS R 5201 凝結試験用ペースト容器
		JASS15M-103 φ50×h51mmの塩ビパイプ
		φ50×h100mmの塩ビパイプ
温度	JIS A 1156	
硬化	圧縮強度	φ5×10cm 標準水中養生 材齢 28 日 現場封緘養生 材齢 7・28 日

表-3 フレッシュ試験結果と圧縮強度試験結果

グラウト材 記号	パイ レー タ 加振の 有無	フレッシュ試験				圧縮強度 (N/mm ²)		
		J14 ロート (sec)	フロー (mm)			封緘養生		標準養生 28 日
			JIS R 5201 ペースト容器*	JASS15M-103 φ50x51	φ50x100	7 日	28 日	
60A	無	11.6	252x250	200x199	250x255	57.1	69.3	71.1
	有	12.7	233x230	184x183	242x235			
60B	無	8.2	270x266	220x221	278x270	53.6	58.3	66.6
60C	無	11.7	285x280	225x220	288x280	58.3	68.1	69.4
60D	無	7.4	245x240	190x185	260x265	65.9	73.9	82.9
80E	無	12.7	175x175	130x126	190x188	74.6	83.9	99.0
80F	無	13.7	290x285	220x215	280x278	91.3	115.8	121.5
	有	10.7	282x280	228x220	290x290			
80G	有	9.9	315x315	241x236	310x306	82.5	92.3	96.9
80H	無	6.6	242x248	196x196	260x265	93.1	94.5	101.3
120E	有	17.4	216x218	160x162	226x228	117.9	118.7	135.5
120F	有	33.6	231x236	182x188	230x232	123.1	126.4	134.5

*セメント物理試験方法、凝結試験用セメントペースト容器

b. 充填試験方法

グラウト材の練混ぜ方法については、各グラウト材で指定されている練混ぜ方法に準じた。練混ぜおよび充填実験は、環境温度 20±3℃の室内で行った。混ぜ水量については、各グラウト材の指定水量の中央値とした。フレッシュ試験項目を表-2に示す。J14 ロートの他、フロー試験は3種類実施した。

モルタルポンプには、吐出能力 5.75ℓ/min のものを用い、フレッシュ試験後、グラウト材をモルタルポンプに投入し、筒先から 10 秒間グラウト材を排出した後、平板試験体の注入口に筒先を接続し、充填を開始した。グラウト材が排出口のホースを 20cm 立ち上がった時点で充填を終了した。充填 24 時間後、アクリル板を取外し、表面気泡状態を確認した。

c. 充填率の算出方法

充填率の測定にあたり、まず、グラウト表面を黒スプレーで塗布し、乾燥後、白色系の7号珪砂で気泡部分を埋めた。その状態をデジタルカメラで撮影し、画像を二値化し、表面積の比から充填率を求めた。

3.2 実験結果

a. フレッシュ性状と充填状況

フレッシュ試験結果と圧縮強度試験結果を表-3に示す。圧縮強度が大きいグラウト材ほど、J14 ロート時間が長くなる傾向にあった。

充填状況の一例を写真-1、2に示す。J14 ロート時間が短いグラウト材 60D では、充填時において、アクリル天端面に接するグラウト位置に対して、グラウト底面が先行して流動した。一方、J14 ロート時間が長いグラウト材 80E では、グラウトのアクリル天端接地面とグラウト底面の位置が近接する傾向にあることが確認さ



写真-1 グラウト材 60D



写真-2 グラウト材 80E

れた。

b. 表面気泡発生状況と充填率

硬化後のグラウト材 60D の表面状態を写真-3に、二値化した画像を写真-4に示す。J14 ロート時間が短い60D、80Hのグラウト材においては、表面に比較的大きい空隙が生じた。グラウト注入口からグラウトが平板に落下する際、気泡が巻込まれている状況が目視により観察され、その気泡がグラウト表面に現れたものである。

グラウト材 60A の表面状態を写真-5に示す。グラウト材 60A においては無数の小さい空隙が生じた。こ

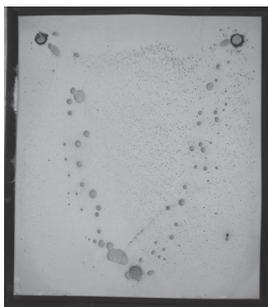


写真-3 グラウト材 60D
表面状態



写真-4 グラウト材 60D
二値化画像

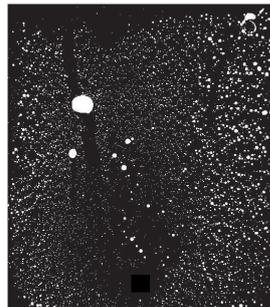


写真-5 グラウト材 60A
(パイプレータなし)



写真-6 グラウト材 60A
(パイプレータあり)



写真-7 グラウト材 80E

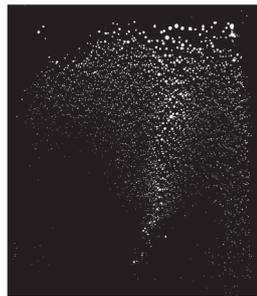


写真-8 グラウト材 80F
(パイプレータあり)



写真-9 グラウト材 120E

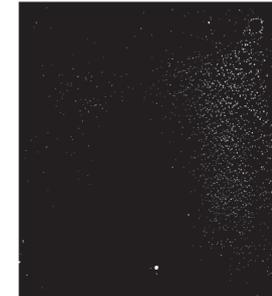


写真-10 グラウト材 120F

これは、グラウト材を練混ぜる際に、巻き込んだ気泡と考えられた。そこで、無数の小さい空隙が生じたグラウト材については、練上がり後、棒状パイプレータを用いて90秒間加振し気泡を除去した後に、充填実験を行うこととした。パイプレータ加振を行ったグラウト材 60Aの表面の状態を写真-6に示す。パイプレータ加振を行うことで、空隙が減少することが確認された。グラウト材 60Bについても、パイプレータ加振を実施したところ、材料分離が生じた。したがって、グラウト材に応じてパイプレータ加振の実施についての適否を判断する必要がある。

グラウト材 80E、80Fの表面状態を写真-7、8に、グラウト材 120E、120Fの表面状態を写真-9、10に示す。J14 ロート時間が長いグラウト材(80E、80F、120E、120F)は、平板のグラウト注入口を塞ぎながら流動するため、平板に空気が流入せず、表面に空隙泡が発生しにくいことが確認された。

60N/mm² シリーズグラウト材の充填率を図-4に、80N/mm² シリーズを図-5に示す。グラウト材 80Hは、他銘柄と比較して充填率が小さかった。J14 ロート時間と充填率の関係を図-6に示す。J14 ロート時間が8秒以上で、パイプレータ加振を行えば、充填率は96%以上となることが確認された。

4. 充填施工実験

4.1 実験概要

a. 試験体と評価方法

施工実験に用いた実大柱梁接合部試験体の形状・寸

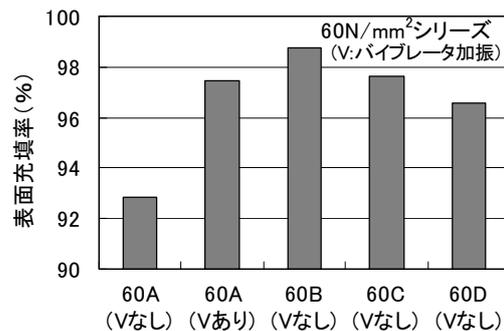


図-4 60N/mm² シリーズの充填率

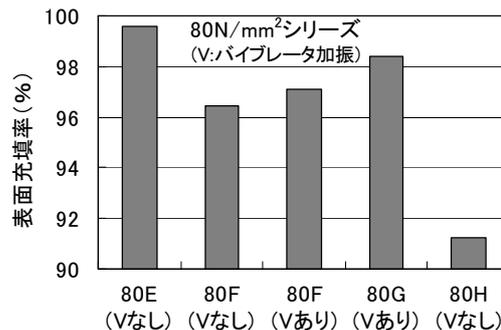


図-5 80N/mm² シリーズの充填率

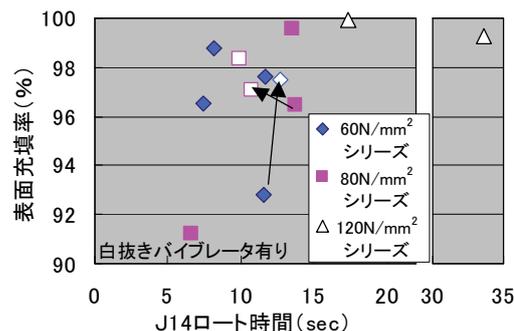


図-6 J14 ロート時間と充填率の関係

法を図-7に、充填実験前の試験体状況を写真-11に示す。実大柱梁接合部の PCa を想定し、試験体断面寸法を 1000×1000mm、高さを 1500mm とし、主筋 D38（外径 43mm）の芯筋を 8 本、外周筋を 28 本配した断面形状とした。主筋貫通孔にはシーブ管を模擬したアクリルパイプ（内径 58mm）を用い、グラウト材の注入口は、柱梁接合部の上部中央に設け、注入口の径は内径で 54mm とした。下層階柱との柱梁接合部の目地部分の厚さを 15mm とした。グラウト材は表-1に示す 60A、60B、60C、80E、80F、80G、120F を用いた。

充填状態の評価は、シーブ管を想定した各アクリルパイプ内のグラウト上昇量で評価した。すなわち、均一に天端近くまで充填されれば、充填性が良好であるグラウト材であると評価できる。

b. 充填試験方法

グラウト材の練混ぜ方法については、各グラウト材で指定されている練混ぜ方法に準じた。練混ぜ水量については、各グラウト材の指定水量の中央値とした。フレッシュ試験項目は表-2に示すとおりである。

フレッシュ試験結果から練混ぜ時間を決定し、所要数量のグラウト材を練混ぜた。その後、要素実験と同じモルタルポンプを用いて、グラウト材をモルタルポンプに投入し、筒先から 10 秒間グラウト材を排出した後、充填を開始した。芯筋位置のアクリルパイプの天端からグラウトが流出した時点で充填を終了した。

測定項目として、充填時間、および充填後の充填高さを記録した。

4.2 実験結果

a. フレッシュ性状と充填施工状況

フレッシュ試験結果を表-4に、充填状況を写真-12に示す。上部の注入口から投入したグラウトは、まず、下層階柱との接合面目地部にあたる底板面を充填しつつ流動し、その後、注入孔脚部からグラウトヘッドが上昇するに伴い主筋貫通孔のグラウトが上昇した。今回用いたモルタルポンプ、および試験体において、主筋貫通孔のグラウト上昇速度は、概ね毎分 100mm であった。ただし、J14 ロート時間が長かった 120F の上昇速度は、

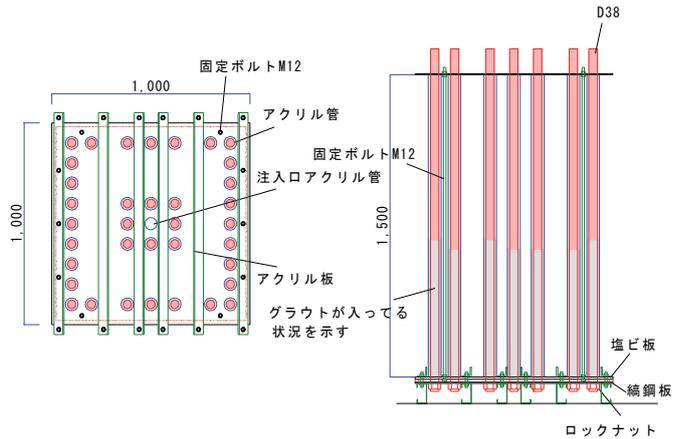


図-7 実大柱梁接合部試験体

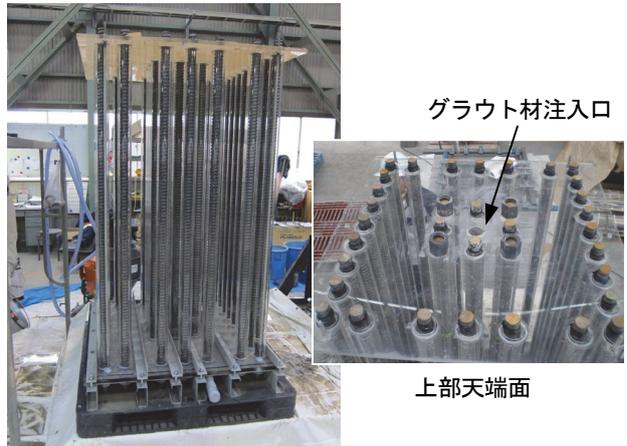


写真-11 実大グラウト充填実験の試験体



写真-12 実大グラウト充填実験の充填状況

表-4 フレッシュ試験結果

材料名	J14 ロート (sec)	フロー (mm)			温度 (°C)
		JIS R 5201 ペースト容器	JASS15M-103 φ50x51	φ50x100	
60A	13.5	281x278	212x215	288x281	18
60B	12.5	243x235	201x201	248x243	18
60C	13.9	280x262	207x197	275x275	16
80E	10.2	163x161	133x132	168x167	25
80F	14.4	280x280	204x188	258x255	16
80G	11.5	296x285	226x224	315x302	26
120F	31.4	268x262	184x180	246x235	30

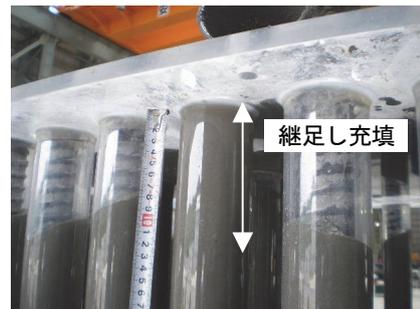


写真-13 グラウト材の継足し状況

他のグラウト材よりやや遅かった。

80E のグラウト材を用いた試験体においては、外周筋貫通孔のグラウトの充填高さが天端から 160mm 下がりとなったものがあつた。その部分については、貫通孔の上部からグラウト材の継足し充填を行った。その結果、目視観察から空隙なくグラウトが充填できることを確認した(写真-13)。160mm 程度の下がりであれば、目視で上部からグラウトの天端が確認でき、継足し作業に問題のないことが確認できた。

b. 充填比較

グラウト充填完了時の四隅鉄筋位置のグラウトの充填高さと同外周筋の最小充填高さを図-8に示す。80F、120F は天端からの下がりが 50mm 以内であり良好な充填性を有していることが確認された。60 シリーズでは 60A が最も充填高さが高かつた。

四隅鉄筋位置のグラウト天端下がり区分ごとの、各グラウト材のフレッシュ試験における J14 ロート時間と JIS R 5201 セメントペースト容器によるフロー値との関係を図-9に示す。グラウト天端下がり が 100mm を超えたグラウト材の J14 ロート時間は短いものの、フロー値は最も小さかつた。柱梁接合部の断面中央上部からグラウト材を注入した場合、外周筋のグラウト上昇は、J14 ロート時間よりもフロー値に影響すると考えられる。今回の試験体において外周筋のグラウト天端下がり を 100mm 以内とするためには、JIS R 5201 セメントペースト容器によるフロー値を 240mm 以上とすることが目安と考えられる。同様に、φ50×51 のフロー値では 180mm 以上、φ50×100 では 240mm 以上が目安と考えられる。

5. まとめ

PCa 柱梁接合部における、グラウト充填性について検討するため、各種銘柄のグラウト材を用い、下層階柱との接合面目地部を模擬した平板試験体による充填要素実験、および実大柱梁接合部を模擬した実大試験体による充填施工実験を実施した。その結果を以下に示す。

- i. 充填要素実験の結果、接合面目地部を模擬した平板表面のグラウト充填率は、J14 ロート時間が 8 秒以上で、バイブレータ加振を行った場合、96% 以上となる
- ii. 充填施工実験の結果、グラウト材によって充填性は異なるものの、接合面目地部および主筋貫通孔のグラウト充填は不具合なく施工できることを確認した
- iii. 柱梁接合部の上部中央からグラウト材を注入した場合、外周筋貫通孔のグラウト充填高さは、J14 ロート時間よりもフロー値に影響し、フロー値が小さい場合、充填高さは低下する

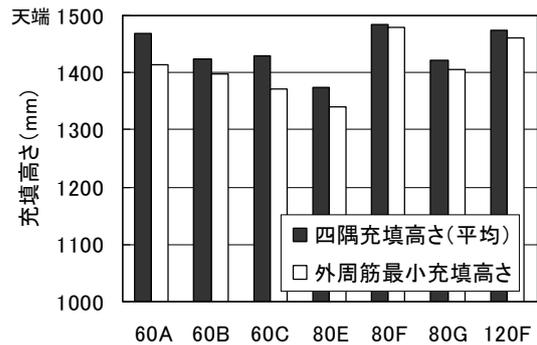


図-8 四隅鉄筋位置におけるグラウト充填高さと同外周筋の最小充填高さ

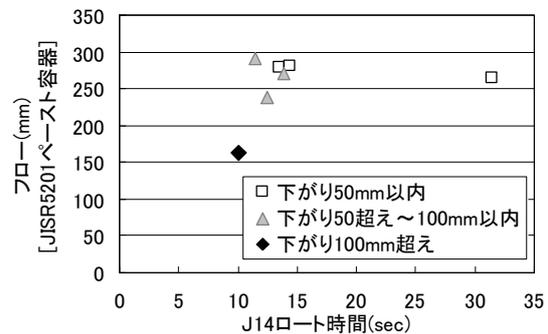


図-9 四隅鉄筋位置のグラウト天端下がり区分ごとの、J14 ロート時間とフロー値との関係

6. あとがき

柱梁接合部の上部中央に設けたグラウト注入口からグラウト材を流込み、柱主筋貫通孔内を良好にグラウト充填できる様子が目視により確認でき、本施工方法の説明資料として十分価値のある記録を残すことができた。また、市販されているグラウト材の選定資料となる貴重なデータが得られた。

【参考文献】

- 1) 例えば、角 彰、「プレキャスト複合工法による高層 RC 建築の実施」、コンクリート工学、Vol.41、No.10、pp.87-90、2003.1
- 2) 阿部達也、石川周治、神山良知、羽田尚広、「プレキャスト化による超高層 RC 造の施工-ユーカリが丘南口駅前計画-」、コンクリート工学、Vol.41、No.10、pp.91-95、2003.1

簡易型エネルギーマネジメントシステム 「エネスケール」の開発

Development of Facile Energy Management System “ENESCALE”

岩下将也* 茂木正史*

要 旨

中小規模ビル・工場でも導入可能な低コストのエネルギーマネジメントシステム「エネスケール」(商標登録)を開発した。従来の BEMS と比較し、必要な機能を絞込み、操作の簡略化を実現した。また、付加機能として通信制御機能、運用支援機能を拡張し、顧客の多様な要望に対応できるものとした。

キーワード：電力量、省エネルギー、見える化、PLC

1. まえがき

平成 20 年 5 月に省エネルギー法が改正され、エネルギー消費量の規制対象が、建設物単位から建設物を管理する事業者単位へと変わった。これにより、今まで規制対象外であったコンビニエンスストア、中小規模工場、支店ビルなどの建設物を管理する事業者が規制対象に加えられ、事業者ごとにエネルギー消費量(原油換算値)の把握が義務付けられることになった。また、年間のエネルギー消費量が 1500kl 以上である場合、省エネルギー計画書の提出やエネルギー管理者選任の義務が生じることとなり、建物の省エネルギー化が急務の課題となっている。

建物の省エネルギー化を行うためには、照明・空調等の建物内の設備の消費エネルギー(電力・ガス)を把握する必要がある。

一般的な方法の一つとして、電力・ガス等の請求書と、各設備の定格負荷、稼働率などから、おおよその内訳を推定する方法がある。この方法は、エネルギーを計測する専用の設備機器などが不要である反面、建物の設備や稼働状況の詳細な情報、エネルギー管理に関する知識が必要となる。また推定値のため、正確なエネルギー消費量を把握することができない。

また、別の方法として、各分電盤に専用の電力量計をつけ、電力量の消費状況を把握する方法がある。正確なエネルギー消費量を測定できるが、建物内の各分電盤に取り付けられたメーターを読むための手間がかかる。

そこで、ここ数年大規模ビル・工場では、エネルギーの測定、設備の状態監視および稼働の制御を一元的に行い、ビル全体のエネルギーを一括管理する BEMS

(Building and Energy Management System)が導入されるようになってきている。BEMS を用いることにより、建物全体の設備機器のエネルギーデータをすべて収集・管理し、単一のモニターに示すこと(見える化)ができる。加えて、それらのデータをもとに設備を遠隔制御することも可能なため、エネルギー管理の手間を減らすことができる。

しかし、BEMS は大規模ビル・工場を対象としているので、多機能・大規模な設備になることが多く、導入にも高額な費用がかかることが一般的である。図-1に、顧客が BEMS の導入に消極的な理由を調査したデータを示す。この調査結果からも、導入コストの増大が、BEMS を導入することの障害となっていることがわかる。

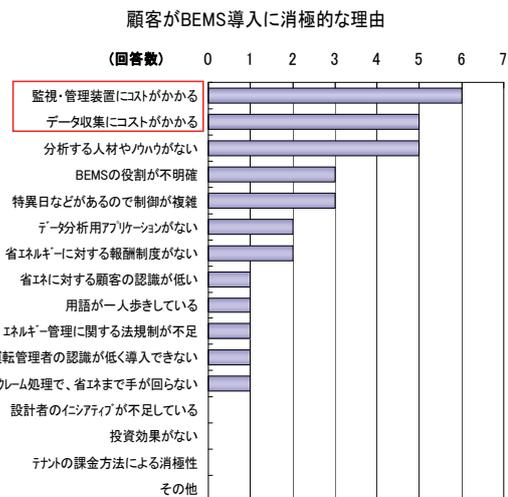


図-1 顧客が BEMS 導入に消極的な理由

出典：BEMS 普及促進に関する調査(2005 年 NEDO)

*技術研究所

そこで、中小規模ビル・工場でも導入可能な低コストの簡易型エネルギー管理システム「エネスケール」を開発した。大規模建物へ導入されることが一般的な BEMS に対し、必要な機能を絞り込み、操作の簡略化と低コスト化を実現するシステムを開発した。また、付加機能として通信制御機能、運用支援機能を加えることで、顧客の多様な要望に対応可能なものとした。

2. エネスケールによるエネルギー管理

2.1 機能

エネスケールの主な管理機能は、電力量の計測、瞬時電力の計測、室内温度の計測、照明・空調設備の状態監視・発停制御である。表-1に主な機能を示す。

a. 電力量の計測

照明電力量（弱電）、空調電力量（動力）は、別々に計測される。その他の設備の電力量は、受電電力量から照明、空調電力量を引くことにより、算定できる。

b. 瞬時電力の計測

電気の基本料金はデマンド値によって決まるため、デマンド値の管理用データとして受電の瞬時電力を計測する機能を持たせた。

c. 温度の計測

空調稼働の必要性を判断するため、室内温度を計測項目とした。

d. 状態監視・制御

照明設備の稼働スケジュールを管理をする機能、空調・照明の ON/OFF 状態の監視と、発停制御の機能を持たせた。

e. 電力以外のエネルギー管理について

市販品の BEMS には、ガス・水消費量の把握が可能なものもあるが、ガスは電気に比べ消費方法が限定的であり、計測・管理が容易であること、水消費量についてはエネルギー消費と直接的な関係が少ないことから、エネスケールでは計測の範囲から除外した。

表-1 主な管理機能

管理機能	計測対象	目的
電力量の計測	受電	消費電力量の把握
	照明	
	空調	
瞬時電力の計測	受電	デマンド管理用データ
温度の計測	質内温度	空調稼働の必要性を判断
状態監視・制御	照明	状態監視 発停制御 スケジュール管理
	空調	

2.2 エネルギー管理の手順

エネスケールによるエネルギーの管理手順は、(1)計測・監視、データ収集、(2)データ分析、(3)改善計画・実施という手順をとる。図-2にエネルギー管理手順を、図-3に管理手順ごとの機器の役割を示す。

(1) タッチパネル画面付きのプログラマブルロジックコントローラ(以下、「タッチパネル PLC」)と、タッチパネル PLC に接続される PC(以下、接続 PC)で、計測・監視を行う。電力・温度センサーのデータはタッチパネル PLC に送られ、パネル上で各測定値の確認、状態監視および設備の制御を行う。タッチパネル PLC に集められたデータは、データ通信ソフト Pro Server EX を用い、リアルタイムに接続 PC へ送られるため、接続 PC 上からも計測・監視が可能である。また、タッチパネル PLC から直接 USB フラッシュメモリに計測データを保存することも可能である。

(2) 接続 PC や USB フラッシュメモリへ集められたデータをもとに、接続 PC 上でエネルギー消費量の把握(見える化)を行う。過去のデータと比較できるほか、別途作成した報告書作成ツールによる年報・月報・日報作成ツールが利用できる。

(3) 分析されたデータを基に、必要に応じた省エネルギー計画を立て実行する。エネスケールには、管理機能の一つとして照明・空調のスケジュール管理を付加した。

その他の機能として、接続 PC に、社内 LAN 端末を接続することで、複数の PC から接続 PC のデータを閲覧する機能、遠隔通信装置を用いることで、携帯電話やパソコンに E-mail により警報を発信する機能がある。

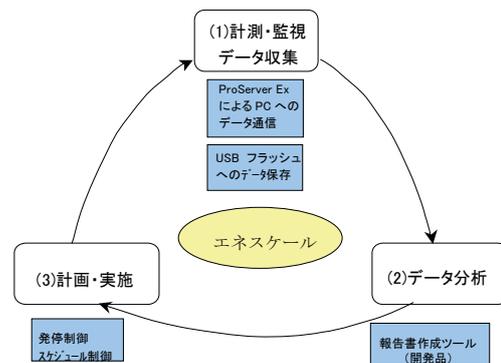


図-2 管理手順

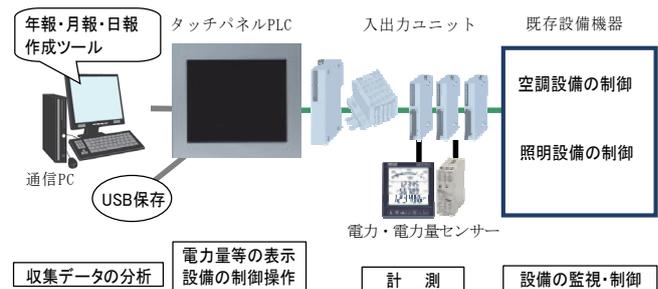


図-3 管理手順ごとの機器の役割

2.3 画面操作

タッチパネル PLC の収集データを、タッチパネル画面上で確認できる。また、設備機器の発停や稼働スケジュール調整などもタッチパネル上で行なわれる。

タッチパネルの画面構成や画面レイアウトは管理者の要望に対応できるようにした。主な管理画面の作成例を図-4に示す。

3. エネスケールの基本機器構成

3.1 機器構成

エネスケールの基本システム構成を図-5に示す。システムのデータ通信制御プロトコルには CANopen が用いられている。CANopen は、産業機器用通信のオープンプロトコルの一つで、工場の産業用ロボットやビルオートメーションなど、様々な分野に用いられている。

データ収集・制御の命令は、タッチパネル PLC で行う。タッチパネル PLC には、CANopen 規格のマスター機が接続されており、このマスター機を通して、各スレーブ機に命令が送られる。スレーブ機は、接続されたセンサーケーブルから機器の発停状態や、測定データの信号を受け取り、マスター機へ送る。スレーブ機にはセンサーの接続点数を拡張する「EX モジュール」が複数個接続されており、EX モジュールからもデータが収集される。

エネスケールは、種々の事務用途に対応させるため、スレーブ機と EX モジュールの構成別に、「屋上階用ユニット」、「一般階用ユニット」、「受電用ユニット」の3種類の基本ユニットを用意している。屋上階、受電用ユ

ットは1ユニット、一般階ユニットは10ユニットまで構成できる。一般階ユニットでは、電力量メータの信号を受信するほか、空調、照明設備への制御信号の送信と、状態信号の受信を行なう。

受電用ユニットでは、電力と電力量の二種類の信号を受信する。

屋上階ユニットでは、14データの電力量の受信を行なう。屋上に置かれる室外機等設備を対象としている。

入力(計測、監視)と出力(制御)の信号の上限数は、各ユニットで決められており、この信号数がエネスケールの計測、監視制御点数となる。ユニットごとの点数を表-2に示す。

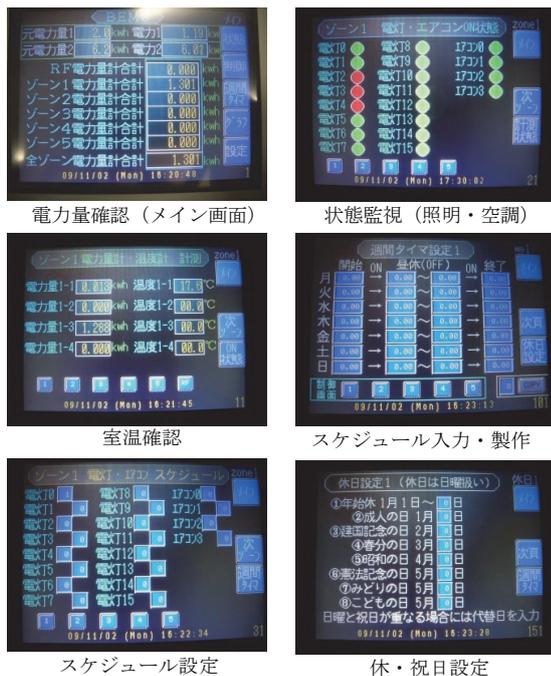
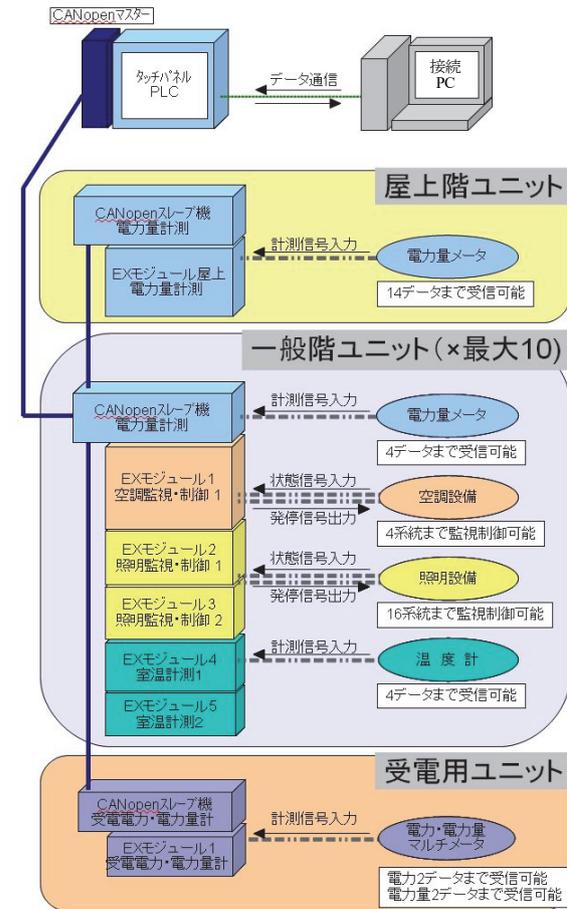


図-4 管理画面の作成例



— CANopenケーブル(最大1,000m)
 センサーケーブル(最大50m)
 — LANケーブル

図-5 エネスケールの基本システム構成

表-2 ユニットごとの計測、監視・制御点数

ユニット	計測・監視・制御項目	点数
屋上階ユニット	電力量計測	14点
	電力量計測	4点×ユニット数(最大10)
一般階ユニット	室内温度計測	4点×ユニット数(最大10)
	空調監視・制御	4点×ユニット数(最大10)
	照明監視・制御	16点×ユニット数(最大10)
受電ユニット	瞬時電力計測	2点
	電力量計測	2点

4. 付加機能の開発

基本システム構成の備える機能に加え、多様な導入パターンに対応するため、通信制御機能と運用支援機能を付加している。

4.1 通信機能の拡張

a. 既設の中央制御システムとの接続

既に中央監視制御システムが導入されている物件へエネスケールを導入する場合、二つのシステムの制御信号が重複し、既設システムとエネスケールで制御命令間の不整合が生じることが考えられる。

そのため、エネスケールには、BACnet による通信機能を付加している。

BACnet は、Building Automation and Control Networking protocol の略で、建物内の設備のネットワークを管理するためのオープンプロトコルである。BACnet は、複数の通信制御プロトコルと互換性があることを特長としている。そのため、異なるプロトコルを持つ各システムに対し、統合的な役割を担う上位システムとして広く用いられている。BACnet による通信機能を持たせることで、既設監視制御システムとの通信が可能となるため、システム間の制御命令の不整合をなくすることができる。また、既設制御システムの制御機能を、エネスケールからも利用する事が可能となる。既設の中央監視制御システムを備えている物件に対し、エネスケールの電力量測定機能のみを追加導入することが可能となるため、適用できる物件の幅が広がる。

BACnet による既設中央監視制御システムとの接続図を図-6に示す。エネスケールと既設中央監視制御システムを接続するには、タッチパネル PLC の制御命令を BACnet へ変換する BACnet Gateway を用いる。エネスケールの制御命令は、BACnet Gateway を介することで、

BACnet 対応の既設の中央監視制御システムと通信可能となる。

b. 大規模システム構成

大規模な建物や工場などでは、基本システムが備える管理点以上の管理数が必要な場合がある。その場合、エネスケールを複数導入する必要があるが、一つの物件に、独立したシステムが複数あると、管理の手間が増大するというデメリットになる。そのため、基本システム構成を連結・統合させ、システムの大規模化を可能とする拡張機能を付加した。

大規模システムは、基本システムを構成する従来のタッチパネル PLC（下位機）と、下位機データを収集するタッチパネル PLC（上位機）で構成される。上位機は各下位機を持つ計測データを収集・表示させる機能と、各下位機を持つ監視・制御命令の遠隔操作機能を備える。これにより、上位機で全機能を統合制御することが可能になり、基本システム構成を複数備える大規模なシステム設計が可能となる。構成例を図-7に示す。

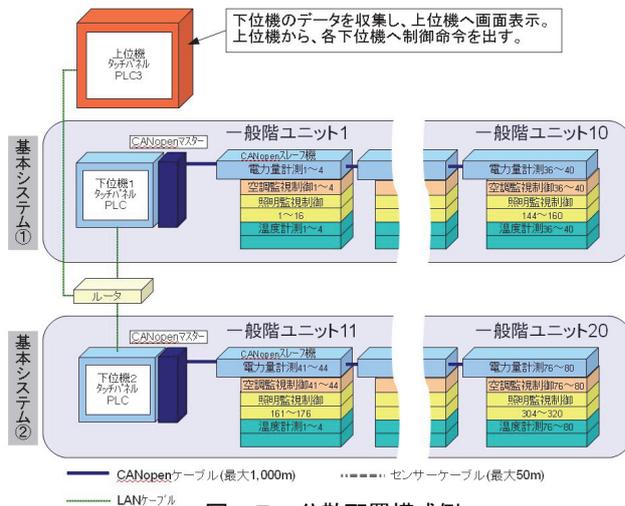


図-7 分散配置構成例

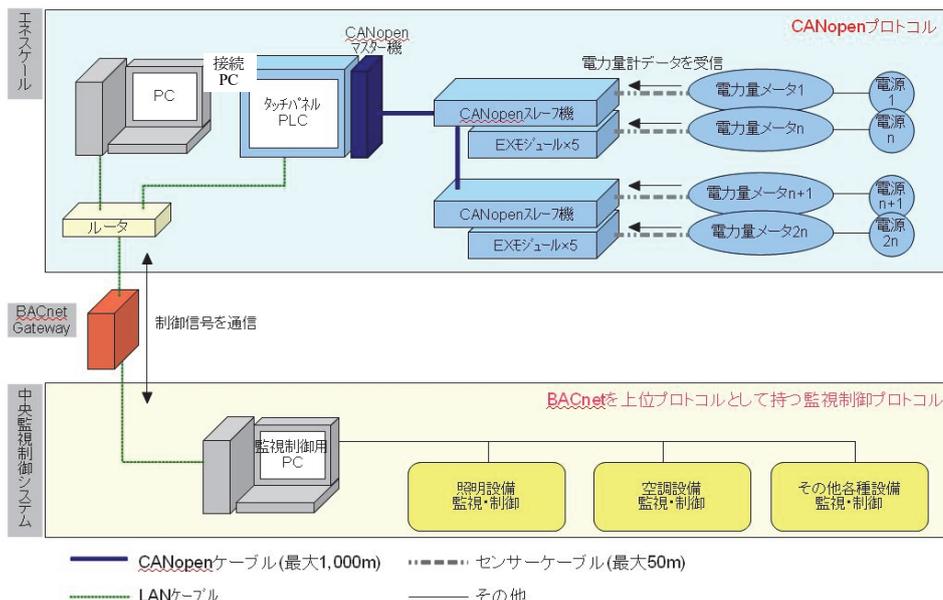


図-6 BACnet 通信による既設中央監視制御システムとの連携

c. 無線通信機能

工場など、敷地内に複数の建物が建っている場合、通信線の敷設が困難なケースがあるため、電力量データの無線パルス通信機能を加えている。これにより、有線通信が難しい建物の電力量データを、一つのタッチパネル PLC で管理することが可能となる。無線通信システムの構成例を図-8に示す。

4.2 運用支援機能

a. 電力量の推定表示機能

当日の消費電力量の推移状況から、その日の全消費電力量を推定するグラフ表示機能を加えた。目標値を設定することで、意識的に省エネ行動を促す機能を付け加えた。図-9に推定グラフの表示画面を示す。

b. 料金表示

別途の小型タッチパネル PLC を加えることで、図-10に示す1時間あたりの電力料金と、警告表示の機能を加えた。

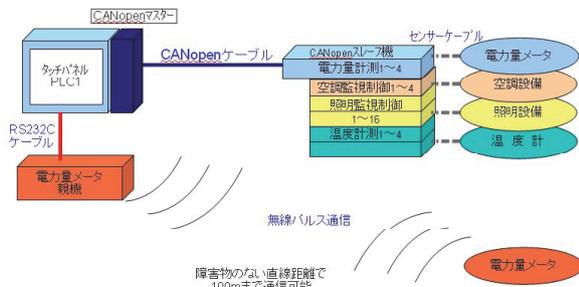


図-8 無線通信システムの構成例

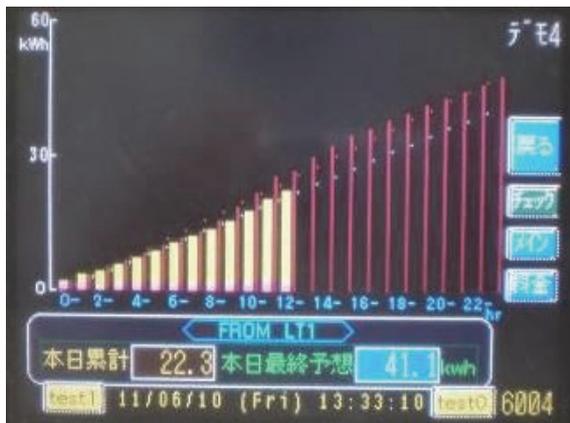


図-9 推定グラフの表示画面



図-10 料金表示機能(右：警告ランプが点灯)

5. 適用事例 1

当社の技術研究所にエネスケールを導入した。図-11に構材棟管理点配置図を示す。

5.1 配線設備

電気設備は、3相3線 AC200V (空調) と単相3線 AC100V (照明コンセント) の2種類の配電方式がとられており、既設分電盤から各実験室へ配線されている。

5.2 複数の照明制御スイッチへの対応

従来の照明制御は、片切り式スイッチによるものであった。エネスケールの導入に際し、複数の照明制御スイッチに対応できることを確認するため、各実験室へ、片切式スイッチ、ワンショット式、およびフル2線式の照明制御方式を導入した。

ワンショット式、フル2線式スイッチはタッチパネル PLC の制御と問題なく作動することが確認できた。片切り式スイッチは消灯する際に回路が切断される構造であるため、エネスケールによる照明のスケジュール運動を行う際は、常にスイッチをON状態とした。

5.3 空調制御

空調制御には、動力線に空調機の発停を行う専用アダプターを仲介させ、そこから制御を行うものとした。

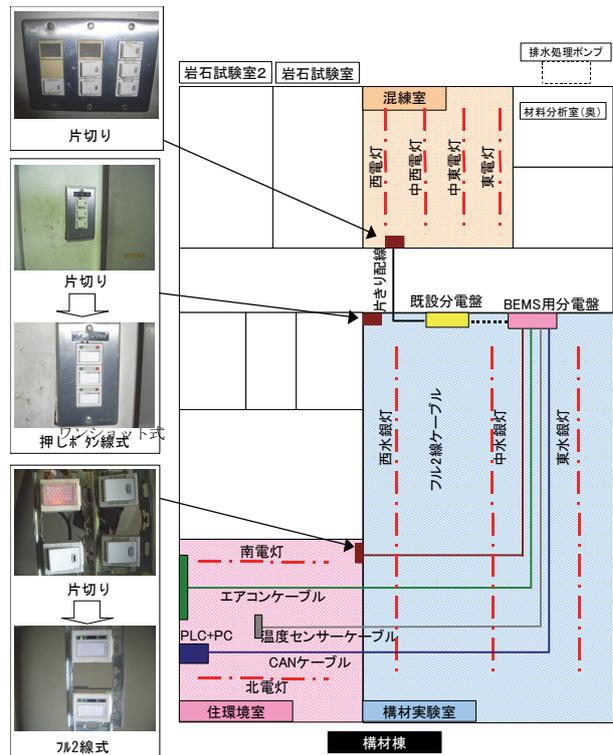


図-11 構材棟管理点配置図

管理項目		住環境室	構材実験室	混練室
電力	受電	—	○ 2系統	—
	電力量	○ 1系統	○ 1系統	○ 1系統
	空調	○ 1系統	—	—
温度	受電	—	○ 2系統	—
	照明	○ 1系統	—	—
	空調	○ 1系統	—	—
状態監視	照明	○ 2系統	○ 3系統	○ 4系統
	空調	○ 1系統	—	—
	空調	○ 1系統	—	—
照明スイッチの方式		フル2線式	押しボタン(ワンショット)	片切り

6. 適用事例2

美術館の改修において、エネスケールを導入した。美術館には、既設の Lonworks による中央監視制御システムが導入されているため、エネスケールでは電力量の計測機能を加え、監視・制御機能は、既設の中央監視制御システムとの通信によって、一部、エネスケールからも制御が可能なシステムとした。

6.1 構成

システム構成図を図-12 に示す。既設の中央監視制御システムでは、様々な監視制御機能が付加されていた。照明・空調制御と温湿度計測については、エネスケールからも通信と制御できるものとしたため、新たな制御用の機器を導入する必要がなくなった。また、一方のシステムで空調・照明を ON にすると、空調照明の稼働状態は両システムで OFF から ON へ変更されるというように、相互のシステムで通信制御が連動して作動することを確認した。

6.2 操作画面

エネスケールの操作画面と、既設の中央監視制御システムの操作画面を図-13 に示す。操作画面は、平面プランを基にして作成した。顧客の要望を反映させるため、設計者と協議し画面構成の詳細を決めた。既設の中央監視制御システムの操作画面と比較し、シンプルで直感的な操作が可能なレイアウトとした。

6.3 過去電力量との比較

データ表示画面には、電力量の変化をわかり易くするため、過去の電力量の比較表およびトレンドグラフを加えた。過去電力量の比較とトレンドグラフ表示画面を図-14 に示す。

7. あとがき

エネスケールは、簡易型のエネルギーマネジメントシステムとして開発されている。昨今の省エネへの高い関心、顧客の要望の多様化などから、計装機の持つべき機能は今後も変わっていくことが予想される。導入実績をさらに増やし、新たな付加機能の開発や改善を行っていききたい。



図-13 エネスケールの操作画面(上)と既設中央監視制御システムの操作画面(下)



図-14 過去電力量の比較とトレンドグラフ表示画面

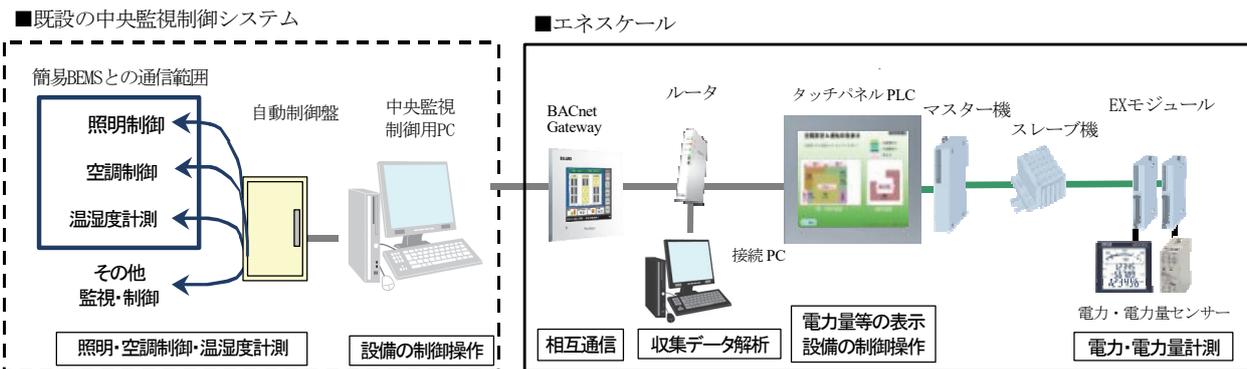


図-12 システム構成図

伝統木造建物の耐震補強工法の実験的研究

— 実大架構実験による耐震性能評価 —

Study on Seismic Reinforcement of Traditional Wooden Buildings

- Strength Evaluation by Full Scale Tests -

山上 聡* 安井健治* 岸本 剛* 平野 晋**

要 旨

伝統木造建築物の耐震補強には、ダボ付板壁、格子壁、仕口ダンパー等が用いられている。これら単体の耐震補強要素の設計指針は定められているが、詳細な耐震性能は明らかでない。そこで、これらの耐震補強要素を用いた実大架構実験を行い、単体での耐震性能および併用した場合の耐震性能を確認した。また、実建物の耐震補強に適用するダボ付板壁、格子壁、仕口ダンパーを併用した場合のレベル 2 相当の地震に対する耐震性能も確認した。

キーワード：伝統木造建物、耐震補強、ダボ付き板壁、格子壁、粘弾性ダンパー

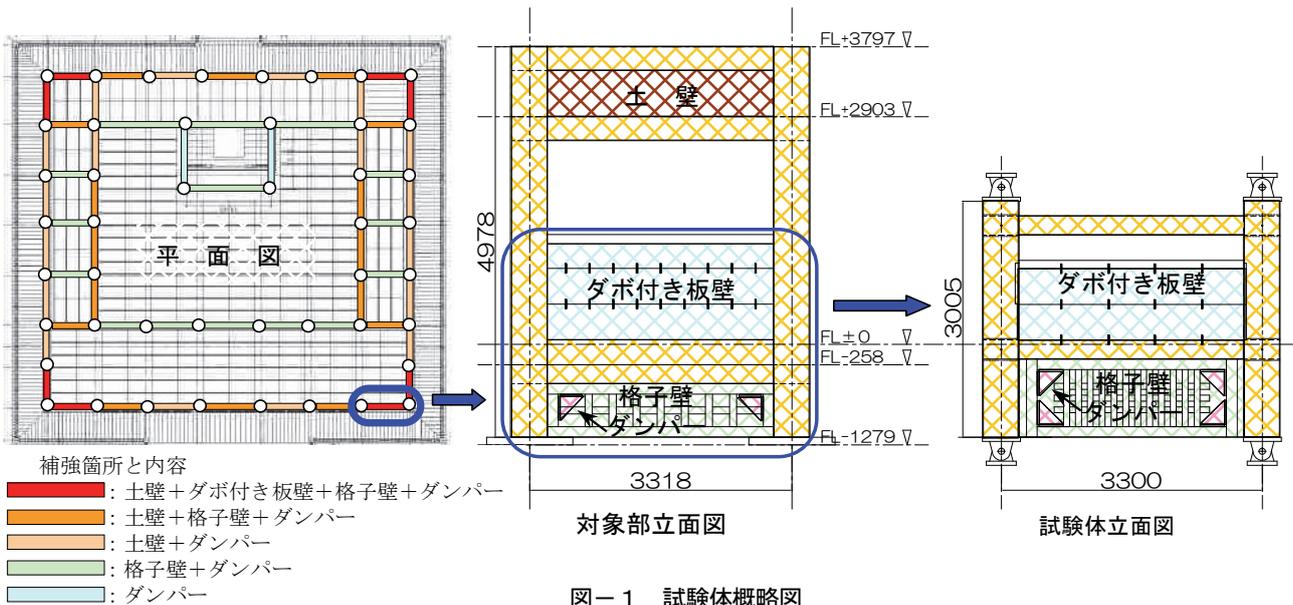
1. まえがき

伝統木造建築物として文化財の指定を受けた木造建物の解体改修工事や耐震補強工事が増えつつある。文化財の耐震補強工事は、建物の歴史的価値を損なわないよう、現状の外観を維持した範囲で行う必要がある。さらに、補強箇所や補強工法が限定されることが多い。本報で対象にした建物では、目標耐震性能を確保するために、板壁を土壁やダボ付き板壁に変更し、床下の開口部に新たに格子壁や粘弾性ダンパー（以下、ダンパー）を設けるなど、複数の耐震補強要素の併用が必要になった。しかし、複数の耐震補強要素を併用した場合の耐震性能も評

価した研究は少ない。そこで、複数の耐震補強要素を併用した実大架構実験を実施し、その耐震性能を確認したので報告する。

2. 試験体概要

試験体の概略図を図-1に示す。対象建物の耐震補強は、床上の外周部では既存の板壁部分を耐力の大きい土壁やダボ付き板壁に変更し、床下の開口部には通気性を考慮し、耐力の小さい格子壁とダンパーを適用した。試験体はこれら複数の耐震補強を併用する箇所を取り出し模擬したものである。なお、土壁は既往の研究事例が



*技術研究所 **東日本支社建築設計部

数あることから実験対象から除外した。

実験目的は、以下のとおりである。

- ①耐震補強要素個別の復元力特性の把握
- ②耐震補強要素を併用した場合の復元力特性の把握

2.1 試験体形状

試験体概要を表-1に、試験体形状を図-2に示す。

試験体の外寸は3,300(柱芯間隔)×3,005(高さ)mmである。ダボ付き板壁を落としこみ工法により設置し、その下部に格子壁を、格子壁の枠にダンパーを設置している。

仕口部は貫のめり込みによる影響が出ないように、柱と貫のクリアランスを十分に確保して、ピン接合とした。また、柱頭、柱脚をピン接合とした。

2.2 耐震要素

実験対象の耐震要素は①ダボ付き板壁、②格子壁、③ダンパーとした。ダボ付き板壁には厚さ48mmのスギ板を用い、各板の上下には□18mmのヒノキのダボを600mm間隔で設置している。格子壁には□75mmのヒノキを用い、150mm間隔で格子を形成している。ダンパーはジエン系の粘弾性体を2枚の徹板間に挟んだ構造

でありその性能は速度や振動数に依存する傾向がある。これを格子枠の四隅に2個ずつ計8/個設置した。

2.3 耐震要素の設計

ダボ付き板壁、格子壁は技術解説書¹⁾に基づいて設計し、材料定数は無等級材として学会規準²⁾に示されたも

表-1 試験体概要

試験体 (2体)	試験体A (静的加力用) : ダボ付板壁、格子壁
	試験体B (動的加力用 周期3s) : ダボ付板壁、格子壁、ダンパー
外 寸	3,300mm(柱間隔)×3,005mm(高さ)
樹 種	柱・貫 : ベイマツ 板 壁 : スギ ダ ボ : ヒノキ 格子壁 : ヒノキ
寸法等	柱 : 470mm八角形、 貫 : 120×242.4mm
	板 壁 : 厚48mm
	ダ ボ : □18mm
	格 子 : □75mm
	ダンパー : ジエン系30cmタイプ

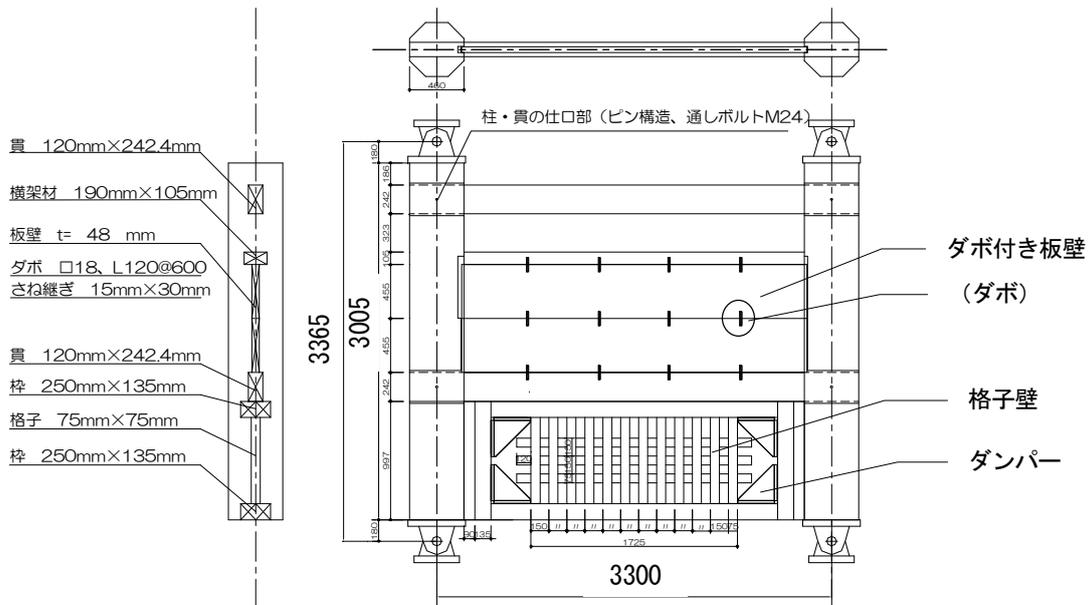


図-2 試験体形状

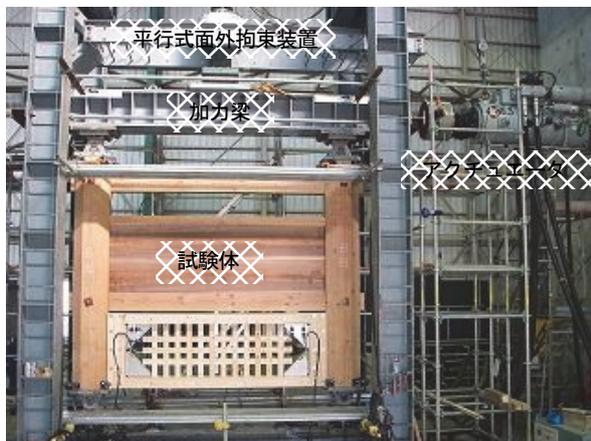
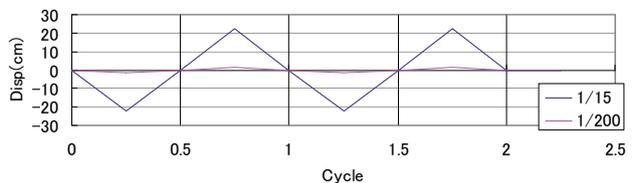
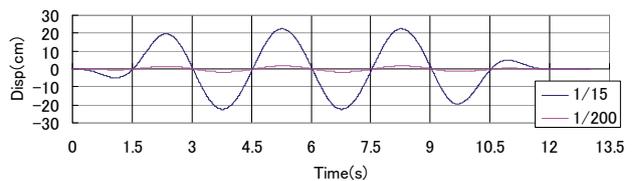


写真-1 実験状況



(a) 静的加力スケジュール



(b) 動的加力波形

図-3 加力方法

のを用いた。ダンパーの個数は性能証明資料³⁾をもとに決めた。

3. 実験概要

3.1 実験方法

a. 加力方法

実験状況を写真-1に示す。加力は試験体上部に設置した加力梁を介して水平方向に行った。加力梁上部には平行式面外拘束装置を設け、加力梁の平行を維持し面外方向の動きを拘束した。実験は、静的加力実験と動的評価が必要なダンパーを含めた特性を把握することを目的とした動的加力実験の2種類である。加力には1000kNアクチュエーターを用い、変位制御で加力した。

b. 加力波形

静的加力実験の加力スケジュールを図-3(a)に示す。正負交番で2サイクルの繰り返しとし、この時の加力速度は0.5cm/sとした。

動的加力実験の加力波形を図-3(b)に示す。対象建築物の地震時の固有周期を想定し、周期3秒の正弦波とした。正弦波は、全体で4サイクルとし、加力時の急加振、急停止を回避するために最初と最後に1サイクルずつ漸

増・漸減した。

c. 計測方法

計測概要を図-4に示す。耐震要素の変計量は各要素の水平変位を計測し、要素の高さで除した変形角とする。試験体の荷重は、柱脚部に設置した水平方向と鉛直方向の荷重が同時に計測できる分力計で計測し、水平荷重は左右の柱脚で計測する水平反力の合計とした。

3.2 実験項目

実験ケースを表-2に示す。ダボ付き板壁、格子壁、ダンパーの単体要素実験については静的・動的な加力を行った。また、ダンパーと他の耐震要素を併用した場合については動的加力実験を行った。

加力は耐震要素の損傷を考慮し、加力範囲を小変形範囲と大変形範囲に分けて行う。加力の範囲は全体の層間変形角(R)で評価し、小変形での加力範囲はR=1/400、1/300、1/200の3段階とし、大変形での加力範囲はR=1/120、1/60、1/30、1/20、1/15の5段階とした。ここに、小変形はレベル1(中小地震時)、大変形はレベル2(大地震時)の変形を想定したものである。

評価は小変形範囲内において、各耐震要素の単独での特性を確認した後に併用した場合の耐力を確認し、単独の耐力を足し合わせた場合と比較する。

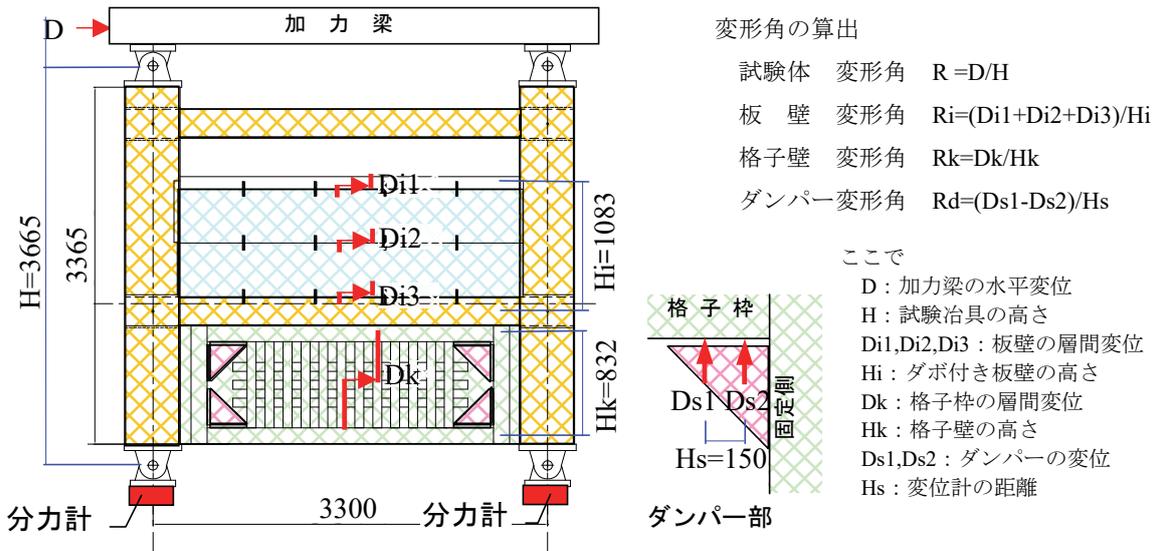


図-4 計測概要

表-2 実験ケース

実験ケース		加力方法		加力範囲	
		静的加力	動的加力	小変形 1/400~1/200	大変形 1/120~1/15
単体	①	ダボ付き板壁	○	○	
	②	格子壁	○	○	
	③	ダンパー	○	○	
併用	④	ダボ付き板壁+格子壁	○		○
	⑤	格子壁+ダンパー		○	○
	⑥	ダボ付き板壁+格子壁+ダンパー		○	○

4. 実験結果

実験結果はダボ付き板壁、格子壁、ダンパーそれぞれの要素の単体試験結果とそれらを組み合わせた場合に分けて示す。

4.1 単体要素の実験結果

実験から得られた単体要素の特徴を次に示す。

a. ダボ付板壁

静的加力におけるダボ付き板壁の復元力特性を図-5に示す。変形角は 1/400、1/300、1/200 でそれぞれ 2 サイクルの加力を行った。バイリニア型の復元力を示し、大きなエネルギー吸収能力が期待できる。加力が 1/200 では、変形角 0rad における荷重は 1.3kN であり降伏後の剛性は 440kN/rad である。また、各加力ケースにおいて、1 サイクル目と 2 サイクル目の復元力はほぼ重なっている。戻りの剛性は変形が大きくなると小さくなる傾向がある。

b. 格子壁

静的加力における格子壁の復元力特性を図-6に示す。スリップ型の復元力を示し、0.002rad 程度までスリップし、それ以降の復元力は若干増加している。

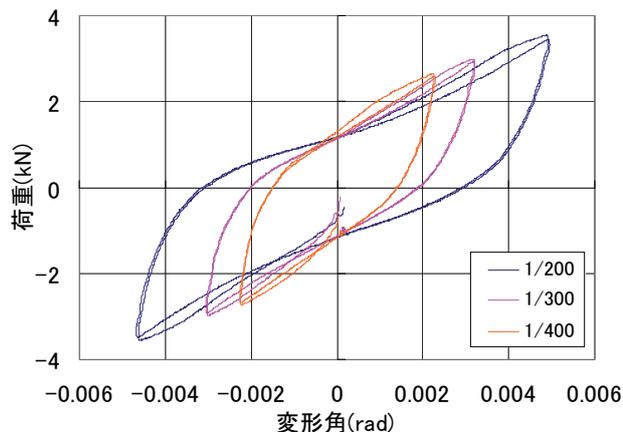


図-5 ダボ付き板壁の荷重-変形角関係

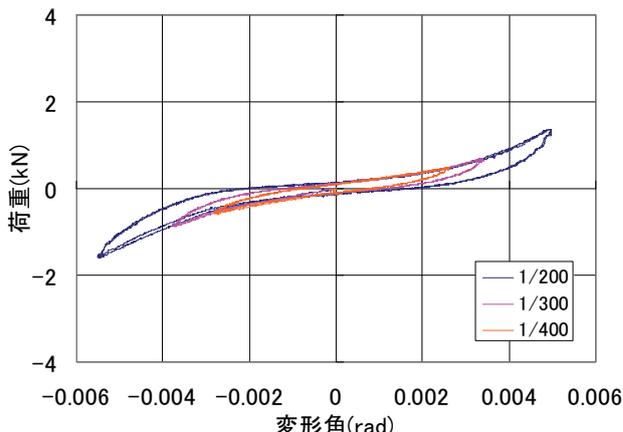
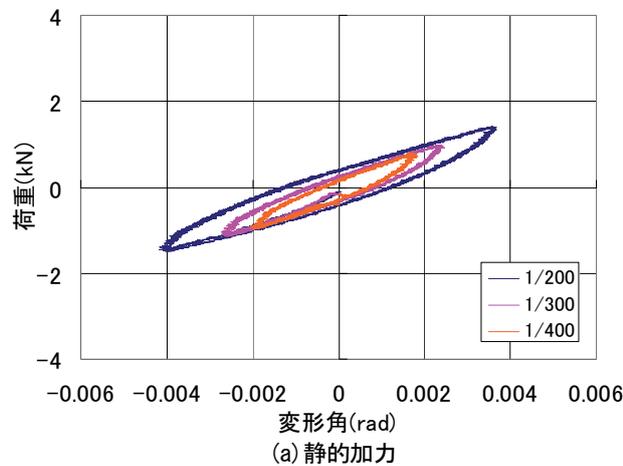
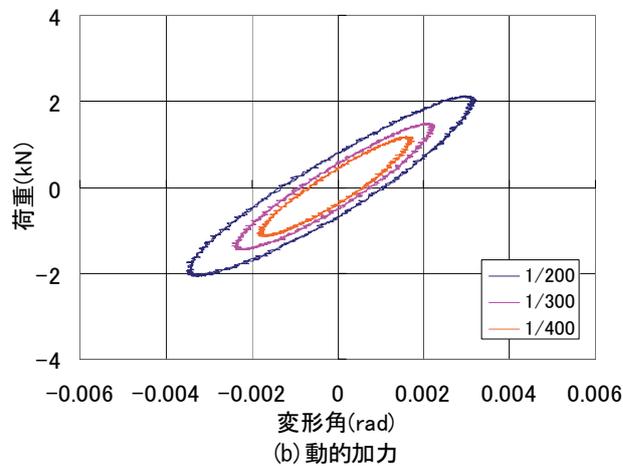


図-6 格子壁の荷重-変形角関係



(a) 静的加力



(b) 動的加力

図-7 ダンパーの荷重-変形角関係

c. ダンパー

ダンパーは粘弾性ダンパーであり、剛性と減衰係数を評価する必要がある。そのため、静的加力、動的加力実験を行った。

静的加力における復元力特性を図-7 (a)に示す。剛性は変形角が大きくなるにつれ低下しており、1/200での剛性は 360kN/rad である。また、若干の履歴減衰を期待できる。

動的加力における復元力特性を図-7 (b)に示す。試験ケース 1/400、1/200 における最大速度はそれぞれ 0.0037rad/s、0.0067rad/s である。動的加力では静的加力に比べ剛性、履歴共にも大きくなっている。等価剛性は 650kN/rad で、等価減衰定数は $h=0.17$ である。

4.2 併用した場合の試験結果

伝統木造建築物では前節で述べた耐震補強要素を組み合わせ耐震補強を行うことがある。対象とした建物の場合、格子壁とダンパー、さらにはダボつき板壁を併用して使う場合が多いので、併用して使う場合の復元力特性を確認しておく必要がある。本節では、それぞれの耐震要素を併用した場合の復元力特性について、単体要素実験の結果と比較して述べる。

a. 格子壁とダンパー

動的加力実験を行った格子壁とダンパーを組み合わせた場合の最大荷重の比較を図-8に示す。これは、床下に適応する耐震補強の組み合わせである。ダンパーの耐力は格子壁の2倍程度である。併用した場合の荷重は、単体試験の結果を足し合わせた荷重とほぼ等しい。

b. ダボ付き板壁と格子壁とダンパー

ダボ付き板壁と格子壁とダンパーを併用した場合の比較を図-9(a)(b)に示す。

動的加力実験を行った板壁と格子壁とダンパーの結果を組み合わせた場合の最大荷重の比較を図-9(a)に示す。各要素の耐力は前述の組合せと同様で、ダンパーの耐力は格子壁の2倍程度であり、板壁の耐力は格子壁の3倍程度である。併用した場合の荷重は、単体試験の結果を足し合わせた荷重とほぼ等しい。

板壁と格子壁とダンパーを足し合わせた場合と併用した場合の動的加力実験から得られた復元力特性の比較を図-9(b)に示す。足し合わせた場合と併用した場合では概ね一致している。併用した場合、戻りの剛性が低くなっているが、これは板壁の戻り剛性が、繰り返しの実験により低下したことによるものと考えられる。

単体での実験結果を足し合わせた結果と併用した実験結果は一致しており、異なる耐震要素を併用した場合は個々のせん断耐力を足し合わせて評価できることを確認した。

4.3 大変形時の実験結果

ダボ付き板壁と格子壁とダンパーを併用し、1/15 まで動的加力実験を行ったときの復元力を図-10に示す。図中の●は格子枠の破損を示している。

変形角が 1/20 までは、徐々に耐力が増加する安定した復元力特性を示した。また、板壁や格子壁は変形が進むとスリップ型の復元力特性に変わり、エネルギー吸収力が少なくなる傾向が表れている。

試験体変形角 1/20 以降では柱脚が浮き、1/15 に達したときには格子枠が一部破損した。

実験終了時の状態を写真-2に示す。板壁には大きな損傷は見られなかったが、写真-3に示すように板壁に印したマーキングは 1cm 程度ずれており、板壁に残留変位がみられた。また、写真-4に示すように、ダボはせん断力により破壊されていた。格子壁は形状は保っていたものの、部材の数箇所破損がみられた。

5. まとめ

伝統木造建築物における耐震補強要素とし、ダボ付き板壁、格子壁、ダンパーの加力実験を行い、次のことを明らかにした。

- i. 施工が比較的簡易なダボ付き板壁はバイリニア型の復元力特性を示し、大きな減衰力が期待できる

- ii. 格子壁は変形が大きくなると若干の復元力が期待できるスリップ型の復元力特性を有する
- iii. 格子枠の隅角部に設置する粘弾性ダンパーは大きな減衰力が期待でき、等価減衰係数でモデル化できる
- iv. 異なる耐震要素を併用する場合には、それぞれの復元力特性を重ね合わせたモデルで評価できる

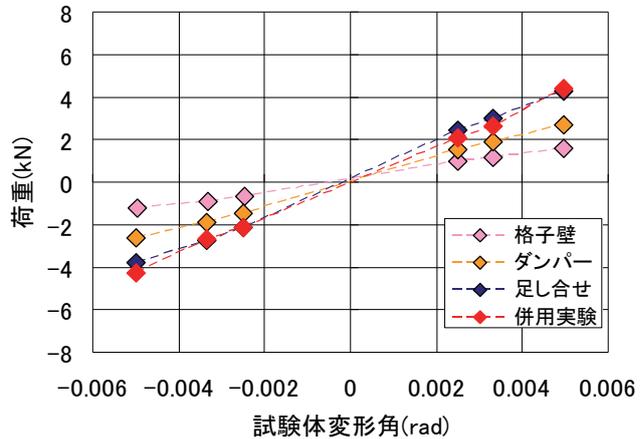
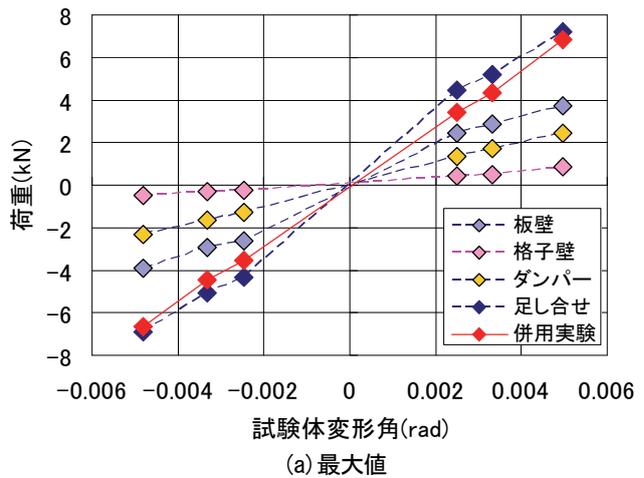
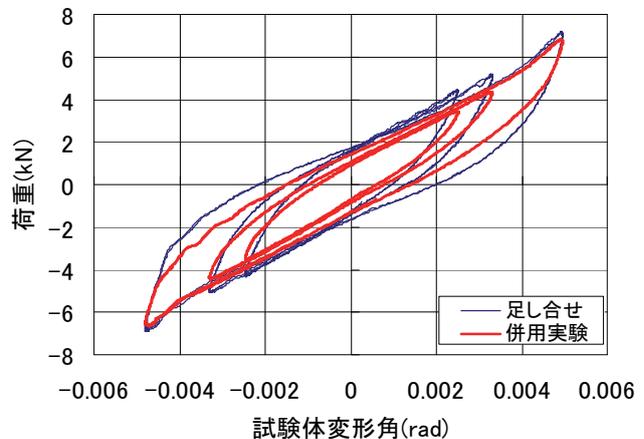


図-8 格子壁とダンパーの併用



(a) 最大値



(b) 履歴

図-9 板壁と格子壁とダンパーの併用

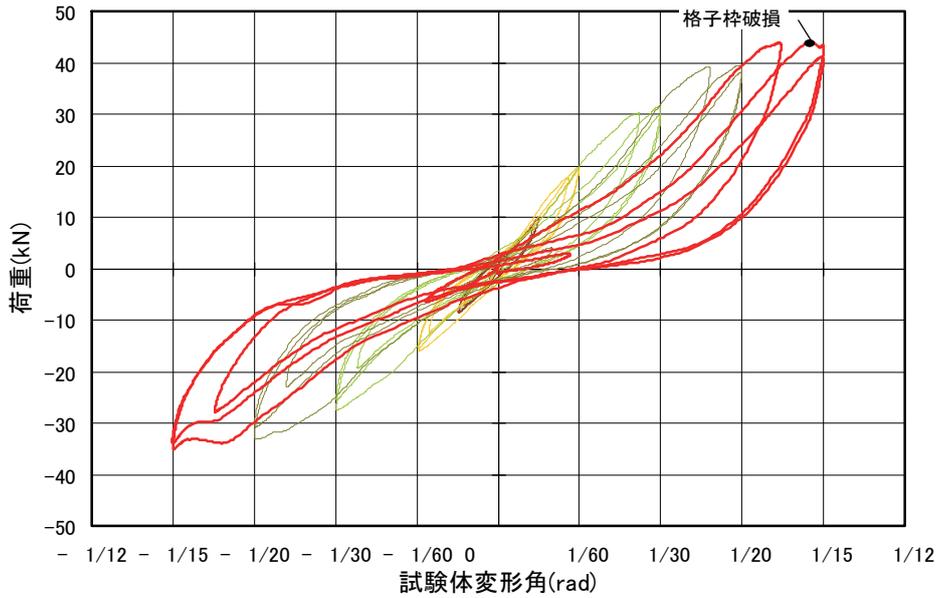


図-10 大変形時の試験結果 板壁+格子壁+ダンパー (動的加力)

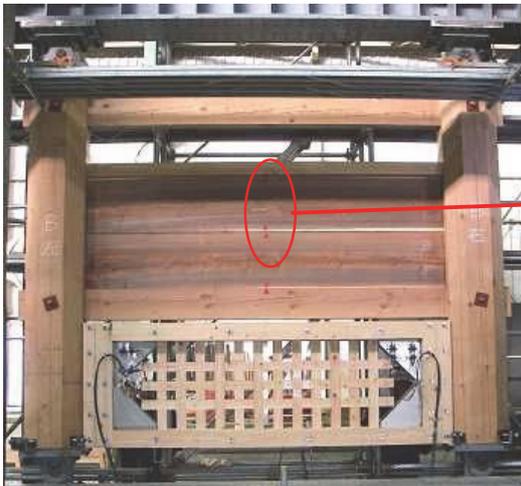


写真-3 実験後の状況



写真-4 板壁の残留変位



写真-5 ダボの破損

6. あとがき

外観の維持という厳しい制約の中での伝統木造建築物の耐震補強工法の効果が実証できた。今後、さらに効率の良い伝統木造建築物の耐震補強工法の開発に取り組んでいきたい。

【参考文献】

- 1) 日本住宅・木材技術センター、「土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率にかかる技術解説書」
- 2) 日本建築学会、「木質構造設計基準・同解説」
- 3) 日本建築総合試験所、「仕口ダンパーによる木造軸組み耐震補強工法」、性能証明 第01-10号

躯体構築に伴う施工荷重による Fc100N/mm² 高強度コンクリート柱のクリープひずみ

Creep of Reinforced Concrete Columns using 100N/mm² High- Strength Concrete to Construction Load

河野政典* 細矢 博* 起橋孝徳*

要 旨

実建物における 100N/mm² 級コンクリートのクリープひずみを把握するため、実建物において長期にわたるひずみ計測と、室内でのクリープ試験を実施し、躯体構築に伴う柱のクリープひずみおよび軸方向ひずみについて検討した。クリープ試験の結果、材齢 28 日から軸力比 0.20 で載荷した場合、載荷材齢 2 年 (730 日) のクリープ係数は 0.49 で、終局クリープ係数は 0.59 であることがわかった。室内クリープ試験から得られたクリープ係数を実建物の柱断面で補正し、躯体構築ごとに生じる弾性ひずみにクリープひずみを累加し求めた予測ひずみは、実建物の測定ひずみと良い対応を示し、本検討方法により、躯体構築過程における躯体荷重の増加に伴う軸方向ひずみの推移を予測できることを確認した。

キーワード : Fc100N/mm²、高強度コンクリート、クリープ、施工荷重

1. まえがき

近年、都心部の集合住宅では、土地の高度利用から超高層化が進みつつあり、また、平面設計の自由度、快適空間の確保から大スパン化が望まれている。超高層化、大スパン化によって、下層階の柱には高軸力が作用することとなるが、柱部材は居住性の確保から断面寸法の大きさが制限される。コンクリートの高強度化は、建物の超高層化、大スパン化を実現する有効な手段であり、昨今、都心部では、超高層鉄筋コンクリート造集合住宅に 100N/mm² 級高強度コンクリートが適用される事例が増えつつある¹⁾。

100N/mm² 級コンクリートは、超高層建物の低層階の柱に適用されるため、長期間にわたり躯体構築に伴う軸力が増加し続け、弾性ひずみに加え、クリープひずみもそれに伴い増加すると考えられる。100N/mm² 級コンクリートのクリープひずみについては、室内試験レベルでの研究報告²⁾はされているものの、実建物におけるクリープひずみに関する報告³⁾は少ない。実建物におけるクリープひずみの把握およびデータの蓄積は、構造解析の精度向上に役立てることができ、また、仕上げ工事に関わる不具合を未然に防ぐ上でも必要である。そこで、実建物における 100N/mm² 級コンクリートのクリープひずみを把握するため、実建物において長期にわたるひずみ計測と、室内でのクリープ試験を実施し、柱のクリー

プひずみ、および軸方向ひずみについて検討した。本報ではその結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 実験計画

実建物においてひずみ計測を実施したのは、設計基準強度 (以下、Fc と称す) 100N/mm² コンクリートを適用した地上 41 階建ての超高層鉄筋コンクリート造集合住宅の 1 階柱である。柱の形状を図-1 に示す。柱の断面寸法は 1100×1100mm、高さ 4960mm で、軸方向鉄筋は

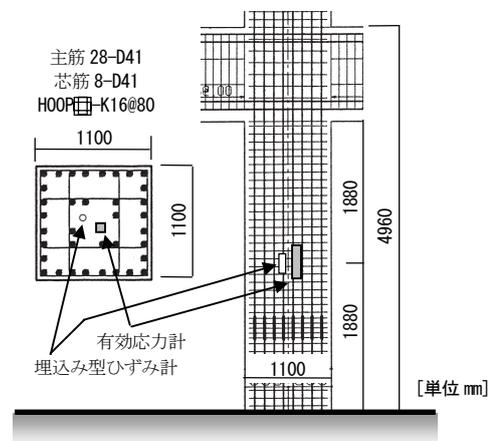


図-1 実建物の柱の形状

* 技術研究所

D41 が主筋と芯筋で計 36 本配筋されている。1 階柱のコンクリート打設と同時に、同一コンクリートを用いて実建物の柱と同一断面で同一配筋の高さ 1000mm の有筋模擬柱（上下面断熱）と、無筋模擬柱（上下面断熱）を製作し、有筋模擬柱では無載荷状態のひずみ測定を、無筋模擬柱ではコアを採取し、構造体コンクリート強度を確認した。

また、クリープ係数を得るため、同一コンクリートで製作した供試体を用い、実験室内でクリープ試験を実施した。

2.2 使用材料と調合

Fc100N/mm² コンクリートの使用材料を表-1に、調合を表-2に示す。セメントには、低熱ポルトランドセメントにシリカフェームをセメント工場において 10% 内割りでプレミックスしたシリカフェームセメントと中庸熱ポルトランドセメントを、質量比 4 : 6 の割合で混合使用した。また、添加材としてポリエステル繊維（密度 1.39g/cm³）を 0.1vol% 加えた。

圧縮強度の管理材齢は 28 日とし、調合管理強度（Fc +₂₈S₉₁）は 107N/mm² で、水セメント比は 19.7% である。スランプフローの管理値は、繊維添加後荷卸しの段階で 65±10cm、空気量は 2.0±1.5% とした。

2.3 測定項目

測定項目を表-3に示す。構造体コンクリート強度およびヤング係数の測定を材齢 52 週まで行った。柱ひずみの測定には測温機能付き埋込み型ひずみ計を、柱軸力の測定には有効応力計を用いた。ひずみ計および有効応力計の設置位置を図-1に示す。有筋模擬柱におけるひずみ測定位置は、柱断面および高さ方向の中心位置とした。

クリープ試験では、図-2に示す試験装置を用い、供試体にはφ10×20cm の 3 個の円柱供試体を用いた。現

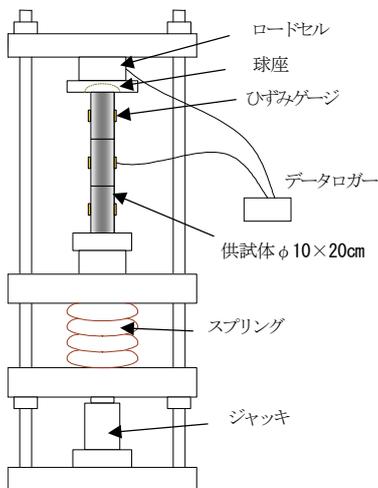


図-2 クリープ試験装置

表-1 コンクリートの使用材料

種別	記号	銘柄・産地等	物性値
セメント	SFC	シリカフェームプレミックス 低熱ポルトランドセメント	密度:3.08 g/cm ³ 比表面積:6350 cm ² /g シリカフェーム内割り 10%
	MC	中庸熱 ポルトランドセメント	密度:3.21 g/cm ³ 比表面積:3760 cm ² /g
細骨材	S	富津産山砂	表乾密度:2.60 g/cm ³ 吸水率:1.27%、F.M. 2.46
粗骨材	G	桜川産 硬質砂岩碎石	表乾密度:2.65 g/cm ³ 吸水率:0.62% 実積率:61.5%
化学混和剤	Add	高性能減水剤	ポリカルボン酸系 密度:1.07 g/cm ³

表-2 コンクリートの調合

調合管理強度 (N/mm ²)	W/C (%)	単位量(kg/m ³)					空気量 (%)
		W	C		S	G	
			SFC	MC			
107	19.7	165	335	503	621	824	2.0

・ 調合強度

$F_m = F_c + {}_{28}S_{91} + 2\sigma = 127\text{N/mm}^2$

F_m : 調合強度 (N/mm²)

F_c : 設計基準強度 F_c = 100N/mm²

n_Sm : 強度補正值 ₂₈S₉₁ = 7 N/mm² (冬期)

σ : 標準偏差 σ = 10N/mm²

表-3 測定項目

種別	項目	方法
柱部材 (現場)	構造体圧縮強度	無筋模擬柱のコア供試体
	ヤング係数	材齢 4、13、26、52 週
	柱ひずみ (有筋模擬柱)	測温機能付き埋込み型ひずみ計 (標点距離 100mm、見かけの弾性係数約 40N/mm ²) を設置
	1 階柱軸力	有効応力計を設置
クリープ試験 (実験室)	自由ひずみ (無載荷)	φ10×20cm (3 個) 測定開始までの養生: 材齢 1 週まで簡易断熱養生、その後 28 日まで現場封緘養生
	クリープひずみ (載荷)	試験環境: 気温 20±2°C、湿度 60±5% ひずみ測定方法: ひずみゲージ (WSG ゲージ長 60mm) を側面に 2 箇所貼付け
	載荷荷重	ロードセル 載荷開始材齢: 材齢 28 日 載荷荷重: 0.25F _c (= 25N/mm ²)

場でのコンクリート打設時に供試体を製作し、材齢 1 週まで簡易断熱養生を、その後現場封緘養生を行った。材齢 28 日から温度 $20 \pm 2^\circ\text{C}$ 、湿度 $60 \pm 5\%$ の室内環境で荷重を開始した。荷重荷重は、実建物の設計軸力である $0.25F_c$ ($25\text{N}/\text{mm}^2$) とした。同時に、無荷重の供試体も 3 個製作し、自由ひずみの測定を行った。各供試体の側面 2 箇所にはひずみゲージを貼付けひずみを測定し、その平均値を 1 供試体のひずみ値とし、3 供試体の平均値を求めた。

3. 測定結果

3.1 圧縮強度とヤング係数

無筋模擬柱から採取したコアの圧縮強度とヤング係数の測定結果を図-3 に示す。材齢 13 週の圧縮強度は $121\text{N}/\text{mm}^2$ で、 F_c を満足した。材齢 52 週では $137\text{N}/\text{mm}^2$ であった。ヤング係数は、材齢 26 週までほとんど変わらず約 $42\text{kN}/\text{mm}^2$ で、材齢 52 週では $44.4\text{kN}/\text{mm}^2$ となった。

3.2 柱ひずみ

無荷重状態の有筋模擬柱のひずみ測定結果を図-4 に、柱中心部と端部のコンクリート温度を図-5 に示す。柱中心部のコンクリートの温度は約 80°C まで達した。ひずみの測定値については、コンクリートの線膨張係数を $9.8 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ とし、温度変化によるひずみ変化分を補正した。柱部材に用いたコンクリートの水セメント比が 20% 以下で、かつ、部材断面が大きいため、測定されたひずみのほとんどが自己収縮ひずみと考えられる。材齢 5 日のひずみは約 300×10^{-6} で、それ以降のひずみ変化はみられなかった。

有効応力計から得られた 1 階柱部材の圧縮応力とひずみ測定結果を図-6 に示す。ひずみ測定値については温度補正を同様に行った。躯体コンクリートの打設は 1 階柱の打設から約 400 日後に完了し、ひずみ測定を材齢 650 日まで行った。躯体施工階の上昇に伴い圧縮応力とひずみが増加し、材齢 400 日の応力は約 $19\text{N}/\text{mm}^2$ 、柱ひずみは約 680×10^{-6} であった。

3.3 クリープ係数

クリープ試験の測定結果として荷重荷重、荷重試験体の全ひずみ、および自由収縮試験体のひずみの推移を図-7 に、測定結果から求めたクリープ係数の推移を図-8 に示す。荷重開始時のクリープ試験供試体強度は $127\text{N}/\text{mm}^2$ で、荷重応力比（軸力比）は 0.20 であった。荷重材齢 2 年の全ひずみは 1031×10^{-6} 、自由ひずみは 150×10^{-6} となり、クリープひずみは 291×10^{-6} 、クリープ係数は 0.49 であった。クリープひずみは 2 年以降も微増する傾向がみられた。片寄らは、初期材齢に高温履歴を受けた圧縮強度 $100\text{N}/\text{mm}^2$ 以上の高強度コンクリートのクリープ試験を実施し、初期

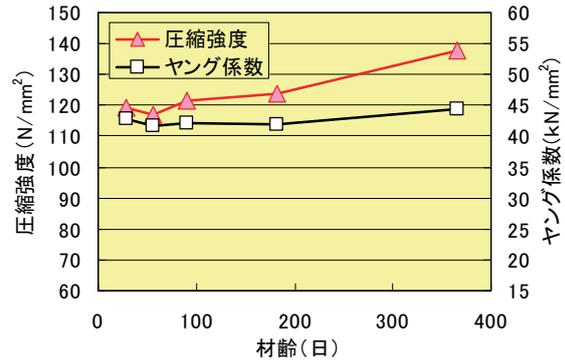


図-3 コアの圧縮強度とヤング係数

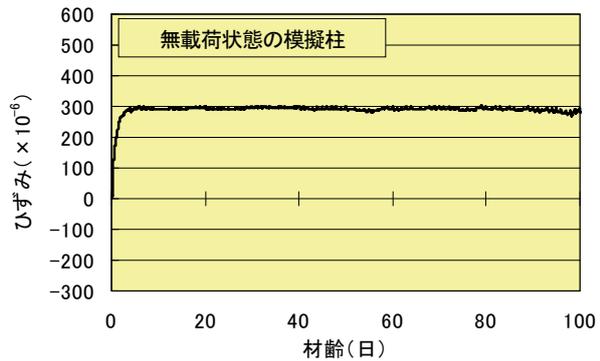


図-4 無荷重有筋模擬柱のひずみの推移

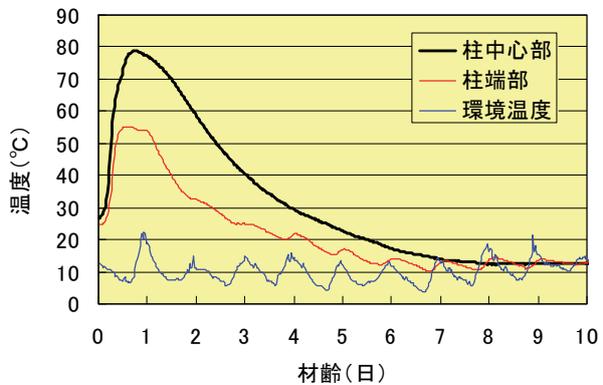


図-5 柱中心部と端部のコンクリート温度

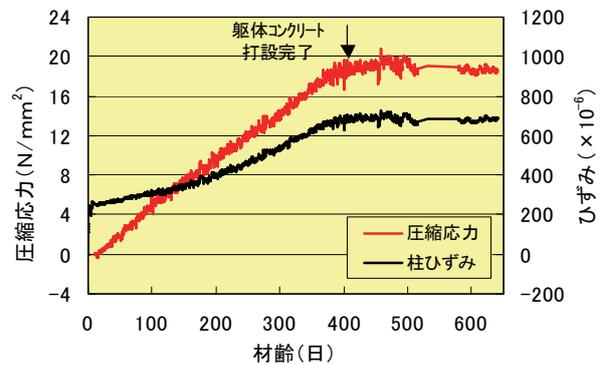


図-6 1 階柱圧縮応力とひずみの推移

材齢に高温履歴を受けた場合、クリープひずみが小さくなることを報告している⁵⁾。今回クリープ試験に用いた供試体は、簡易断熱養生を行ったもので、養生中の最高温度が63.2℃の高温履歴を受けており、今回得られたクリープ係数は、片寄らの報告で示されているクリープ係数の範囲に含まれる値であった。

CEB-FIP MODEL CODE 1990⁶⁾では、クリープ係数の推定式(以下、MC90式と称す)として式(1)が示されている。ここで、実験データを近似する式(1)の ϕ_0 と β_H を求めた結果、終局クリープ係数 ϕ_0 は0.59、 β_H は710であった。その数値を式(1)に代入した近似曲線を図-8に併せて示す。本近似式からクリープひずみの推移を予測することが可能と考えられる。

$$\phi_{(t,t_0)} = \phi_0 \left[\frac{(t-t_0)/t_I}{\beta_H + (t-t_0)/t_I} \right]^{0.3} \quad (1)$$

ここに、 $\phi_{(t,t_0)}$: 材齢 t_0 日に載荷された材齢 t 日のクリープ係数
 ϕ_0 : 終局クリープ係数
 β_H : クリープの進行速度を決める係数
 t_I : 1日

4. 躯体構築に伴う柱の軸方向ひずみ

4.1 検討方法

測定した柱のひずみは、乾燥収縮、自己収縮、圧縮応力による弾性ひずみ、およびクリープひずみの総和と考えられる。測定対象柱の上部のコンクリート打設は、柱の打設から12日以降であった。したがって、材齢12日までに生じるひずみは、乾燥収縮と自己収縮ひずみによるものとした。また、模擬柱部材のひずみから、材齢5日以降ではひずみの変化がみられなかったことから、材齢12日以降、乾燥収縮と自己収縮ひずみの増加は生じないと仮定した。なお、既往文献で、100N/mm²級実大RC柱部材の無載荷状態のひずみ測定結果について今本から報告されており、本測定結果同様、初期材齢に高温履歴を受けたため、材齢5日以降のひずみ変化がほとんどみられなかったことが報告されている⁷⁾。

以上から、本検討では、材齢12日までの測定ひずみに、圧縮応力による弾性ひずみとクリープひずみを加えたものを予測ひずみとした。

4.2 施工荷重の設定とクリープひずみ

1フロアあたりの施工荷重による圧縮応力は、有効応力計による測定結果から0.47N/mm²とし、3階までの施工荷重は、実施工程通りの材齢で、標準階となる4階以上は、10日サイクルで1フロアの施工荷重が加わるものとした。1階柱に作用する圧縮応力の設定を図-9に示す。

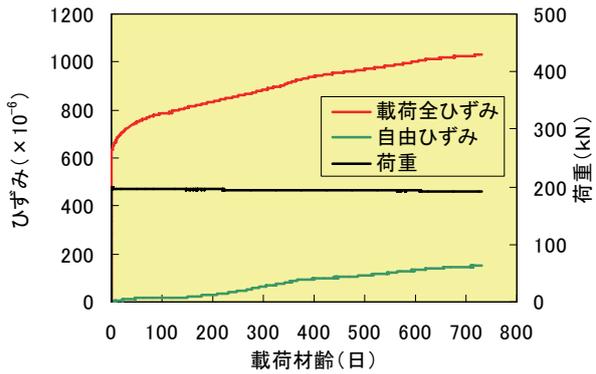


図-7 クリープ試験測定結果

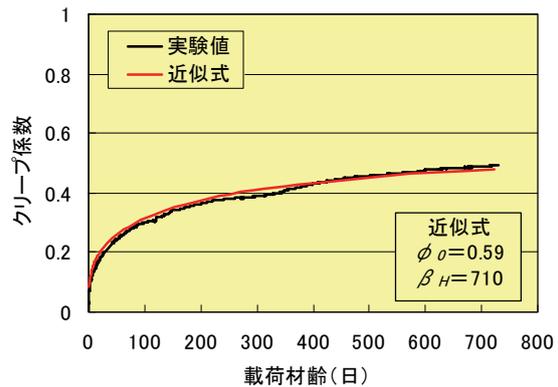


図-8 クリープ係数の推移

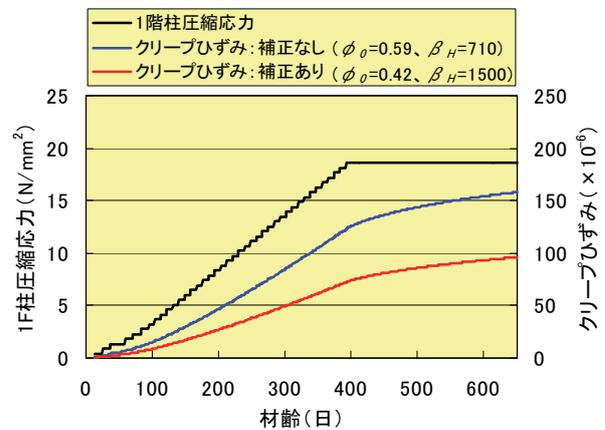


図-9 施工荷重の設定とクリープひずみ

柱部材のヤング係数は、コンクリート部分ではコア強度の測定結果から試験平均値の43.0kN/mm²、鉄筋は210kN/mm²とし、部材断面と配筋の面積比から49.7kN/mm²として、弾性ひずみを求めた。

施工荷重によるクリープひずみは、各階のコンクリート打設ごとにクリープひずみが累加するものとし、式(2)から求めた。

$$\varepsilon_{(t)} = \sum_{n=2}^{41} n \varepsilon_{(t, n t_i)} \quad (2)$$

$$n\varepsilon(t, t_0) = n\phi(t, n t_0) \cdot nN / (I_c A \cdot I_c E) \quad (3)$$

$$n\phi(t, n t_0) = \phi_0 \left[\frac{(t - n t_0) / t_1}{\beta_H + (t - n t_0) / t_1} \right]^{0.3} \quad (4)$$

ここに、 $\varepsilon(t)$: 1 階柱の材齢 t 日のクリープひずみ
 $n\varepsilon(t, n t_0)$: 材齢 $n t_0$ 日に打設された n 階の躯体荷重(nN)に対する材齢 t 日のクリープひずみ
 $n\phi(t, n t_0)$: 材齢 $n t_0$ 日に打設された n 階の躯体荷重(nN)に対する材齢 t 日のクリープ係数
 nN : n 階の躯体荷重
 $I_c A$: 1 階柱の断面積(有効断面積)
 $I_c E$: 1 階柱のヤング係数(有効ヤング係数)
 t : 1 階柱打設後の材齢
 $n t_0$: n 階コンクリート打設日の 1 階柱の材齢(n 階の躯体荷重の載荷開始材齢)

クリープひずみの算出に用いる ϕ_0 と β_H は、今回の室内クリープ試験結果から得られているが、本試験で得られた値は直径 10cm の供試体のものである。柱部材の断面は 1100×1100mm であるため、断面寸法の違いによりクリープ特性が供試体と異なると考えられる。今本らは、断面寸法の影響について、超高強度領域まで MC90 式で評価が可能であると報告しており⁸⁾、また、小室らは、実大柱においても MC90 式で断面寸法の影響を概ね評価できると報告している³⁾。

そこで、本検討においても、MC90 式を用いて部材断面の違いによる ϕ_0 と β_H の補正を行うこととした。MC90 式の ϕ_0 と β_H の算出式を、式(5)、式(10)に示す。部材断面の違いは、式(6)の ϕ_{RH} と式(10)の β_H に影響する。それぞれの断面寸法を入力し、値を比較した。その結果を表-4 に示す。柱部材の ϕ_{RH} は直径 10cm の供試体の 0.71 倍、 β_H は 3.31 倍となった。この比率をクリープ試験より得られた ϕ_0 と β_H に乗じ、補正値を算出した。補正値の算出結果を表-4 に併せて示す。なお、 β_H は MC90 式において 1500 以下とされているため、 β_H の補正値は 1500 とした。補正した係数を用いて式(2)~式(4)より算出したクリープひずみと、補正なしのクリープひずみを図-9 に示す。柱断面で補正したクリープひずみは、補正前のひずみの約 60% となった。

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (5)$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/RH_0}{0.46(h/h_0)^{1/3}} \quad (6)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{(f_{cm}/f_{cm0})^{0.5}} \quad (7)$$

表-4 部材断面の形状の違いによる ϕ_{RH} と β_H

	計算結果			補正値 (ϕ_0 , β_H)
	供試体 ϕ 100mm	柱部材 \square 1100mm	比率 (柱/供試体)	
ϕ_{RH}	2.10	1.49	0.71	(ϕ_0) 0.42
β_H	325	1077	3.31	(β_H) 1500

計算条件 RH=60%

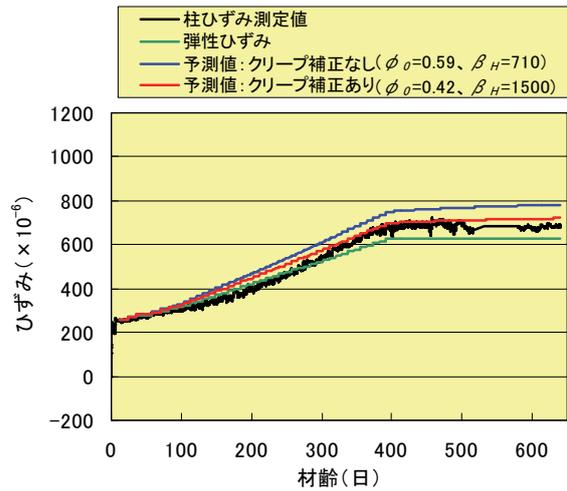


図-10 柱ひずみの測定値と計算値の比較

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_0/t_1)^{0.2}} \quad (8)$$

$$h = 2A_c/u \quad (9)$$

$$\beta_H = 150 [1 + \{1.2(RH/RH_0)\}^{1.8}] (h/h_0) + 250 \leq 1500 \quad (10)$$

ここに、RH : 相対湿度(%), RH_0 : 100%
 h : 仮想部材厚(mm), h_0 : 100mm
 A_c : 部材断面積(mm²)、
 u : 部材断面の外気に接する部分の長さ(mm)
 f_{cm} : 材齢 28 日圧縮強度(N/mm²)
 f_{cm0} : 10N/mm²

4.3 測定データと予測値の比較

材齢 12 日までの柱の測定ひずみに、設定した施工荷重による弾性ひずみを加えたものと、さらに、クリープひずみを加えた予測値を図-10 に示す。予測値には、柱断面によるクリープ係数の補正を行ったものと、未補正のものを示す。補正を行った予測ひずみは、測定値と良い対応を示した。したがって、供試体によるクリープ試験結果から得られたクリープ係数を断面形状により補正し、各階の打設ごとの圧縮応力によって生じるクリープひずみを累加することにより、施工荷重によるクリープひずみの予測が十分可能であると考えられる。

4.4 軸方向ひずみの予測

以上の検討結果から、躯体コンクリートの打設完了以降（躯体構築後）においては、軸力の増加がない、すなわち弾性ひずみの増加がないと仮定した場合の、今後の1階柱の軸方向ひずみ予測を図-11に示す。躯体構築過程では、柱ひずみの増加が大きい、躯体構築直後から5年経過までのひずみは微増で、それ以降のひずみの増加は極めて小さいことが予測される。

柱内法高さが3.8mの場合における柱の収縮ひずみ量を表-5に示す。打設直後から躯体構築直後までの、躯体荷重による弾性ひずみ、クリープひずみ、および、自己収縮を含む収縮量は2.65mmと推定されるが、躯体構築後の収縮量、すなわちクリープ収縮量は、構築直後から5年経過時点で0.21mmであり、極めて小さい。

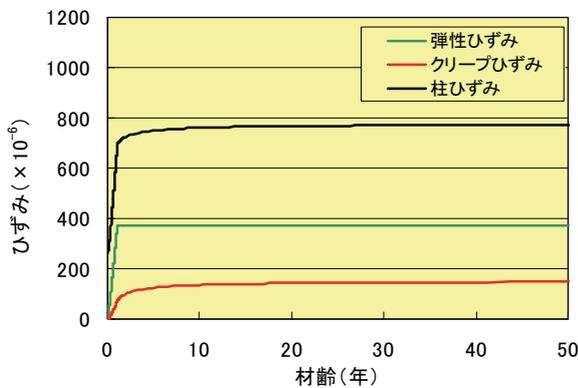


図-11 1階柱軸方向ひずみの予測

表-5 柱の収縮ひずみ量(柱内法高さ3.8mの場合)

	収縮量(mm)			
	躯体構築直後まで	構築後1年経過	構築後2年経過	構築後5年経過
柱全収縮量*	2.65	2.76	2.80	2.86
クリープ収縮分	0.28	0.39	0.43	0.49
クリープ収縮増加分	—	(直後~1年) 0.11	(1~2年) 0.04	(2~5年) 0.06
		(躯体構築直後~5年) 0.21		

*柱全収縮量=自己収縮(1.42mm)+弾性収縮(0.95mm)+クリープ収縮

5. まとめ

Fc100N/mm² 高強度コンクリートのクリープ試験、および実建物における柱部材の長期間のひずみ計測を行い、躯体構築に伴う柱のクリープひずみ、および軸方向ひずみについて検討した。その結果を以下に示す。

- i. 材齢28日から軸力比0.20で載荷したクリープ試験、載荷材齢2年(730日)のクリープ係数は0.49で、終局クリープ係数は0.59であった

- ii. 室内クリープ試験から得られたクリープ係数を実建物の柱断面で補正し、躯体構築ごとに生じる弾性ひずみにクリープひずみを累加することにより、躯体荷重の増加に伴う軸方向ひずみの推移を予測できる
- iii. 躯体構築後もクリープひずみは微増するものの、収縮量は極めて小さいことを確認した

6. あとがき

今回のクリープ試験、および実建物における柱部材のひずみ計測の結果、打設直後から躯体構築までの柱の収縮量は約3mmとなるが、躯体構築後のクリープによる収縮量は小さいことがわかった。今回の得られたクリープ性状を踏まえ、低層階の仕上工事を実施すれば、軸方向の収縮による仕上工事の不具合を未然に防ぐことができると考えられる。また、躯体の構築過程において逐次、GLを基準とした躯体構築階レベルの見直し、調整を行うことが重要であることがわかり、貴重なデータが得られた。

【参考文献】

- 1) 例えば、黒岩秀介、河合邦彦、小田切智明、嵐山正樹、「Fc130N/mm²の高強度コンクリートを用いた超高層集合住宅の施工」、コンクリート工学、Vol.42、No.10、pp.44-49、2004.10
- 2) 例えば、日本建築学会、「高強度コンクリートの技術の現状(2009)」、pp.125-126、2009.10
- 3) 小室 努、今井和正、是永健好、渡邊史夫、「超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の施工過程を考慮したクリープ予測法」、日本建築学会構造系論文集、第616号、pp.165-172、2007.6
- 4) 梶田秀幸ほか、「超高強度コンクリートの自己収縮に関する実験的研究 その3 線膨張係数」、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1、pp.259-260、2007
- 5) 片寄哲務、横須賀誠一、西田浩和、佐々木仁、「初期高温履歴を受けた超高強度コンクリートの圧縮クリープ」、コンクリート工学年次論文集、Vol.29、No.2、pp.115-120、2007.6
- 6) Comite Euro-International du Beton、「CEB-FIP MOD EL CODE 1990」
- 7) 今本啓一、「超高強度コンクリート実大柱の自己収縮応力に及ぼす水和熱の影響」、日本建築学会構造系論文集、第503号、pp.17-22、1998.1
- 8) 今本啓一、山本俊彦、大岡督尚、「約5年間の実測に基づくコンクリートのクリープ・収縮計法効果の評価とクリープ予測方法の提案」、日本建築学会構造系論文集、第593号、pp.9-16、2005.7

高齢者施設計画における 身体・心理両面からの介護負担評価 —介護負担推計ツールの提案—

Evaluation of Care Workers' Physical and Psychological Burdens in the Planning of Nursing Homes

- Proposal of a Care Workers' Burden Evaluation Program -

茂木正史*

要 旨

既存介護施設における介護者の行動観察調査と介護者へのアンケートをもとに、施設計画の観点から介護者の心理負担と身体負担を評価する手法を検討し、施設タイプ別に介護負担推計ツールのプロトタイプを作成した。なお、心理負担、身体負担は日勤の介護者が 1 日単位で行う介護活動で評価した。

キーワード：高齢者施設、介護負担、身体負担、心理負担

1. まえがき

高齢化が進む我が国では 2000 年に介護保険制度がスタートした。増加する高齢者施設においても、2002 年にケア内容の見直しから、ユニットケア（小規模ケア）を実現するため、施設に対しては小規模生活単位型特別養護老人ホームが制度化された。これにより新たにユニットケアに対応したプラン（以下、ユニット型）を持つ施設が増えた。また、それまでに建設された、大規模な介護単位に対応したプラン（以下、従来型）を持つ大規模既存特養も改修や運用上の工夫でユニットケアへの転換が進んだ。一方で、入居基準の改正により重度者優先となったことと、現入居者の高齢化に伴って、各施設の入居者の介護度が総じて重度化している。加えて少人数の介護担当制と介護の人手不足から介護者の目が行き届かない場面や、介護者の負担が問題となっており、空間計画でも入居者のケアのしやすさに加え、介護者の負担を軽減することの検討が必要と考えられる。

これまでの介護者の視点に立った研究として、要介護者 1 人当たりに必要な移動回数などから介護動線をモデル化した研究¹⁾、介護行為ごとのエネルギー消費量に着目した研究²⁾、従来型からユニット型への転換によって、距離の長い介護場所間の移動回数が減少し、距離の短い介護場所間の移動回数が増加することを示した研究事例³⁾などがある。しかし、介護活動における身体・心理両面の負担を空間計画から定量的に評価した例は確認でき

ない。

本研究では、介護活動の中で、歩行によって生ずる疲労が介護者の身体的負担となり、空間上の死角等によって要介護者の状況を把握できない不安が心理的負担になると捉え、空間計画情報からこれらを定量的に評価する方法を検討した。

2. 研究概要

施設の空間計画と運用のされ方から、従来型（多数の居室と一つの共用部分からなるプランで、全体を複数の介護者で介護する）とユニット型（小規模のグループごとに共通スペースと個室からなるプランで、グループごとに特定の介護者が担当する）の 2 つのタイプの介護施設を取り上げ、前者は 2 施設で 2 名、後者は 5 施設で 7 名の介護者が行った実際の介護行動の観察調査を行った。また、介護場所間の移動回数に関する調査結果から、計画時等の平面プランから介護者の歩行距離を算定できるプログラムを作成した。同時に 92 名の介護者に対して、施設配置と介護内容から、担当する要介護者の様子が把握できないことで心理的な負担を感じる場面についてアンケート調査を行った。その結果から平面計画と心理負担の関係（相関）を求め、同じく平面プランから心理負担を算定するプログラムを作成した。研究フローを図-1 に、調査を行った施設の概要を表-1 に示す。A 施設は介護が手厚い有料老人ホームを代表している。

* 技術研究所

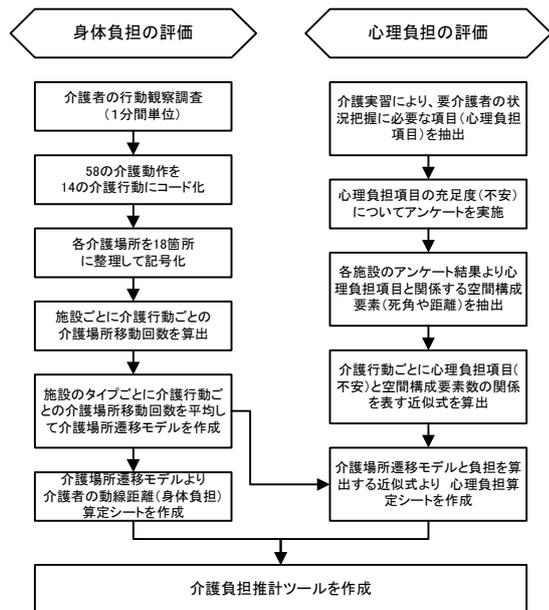


図-1 研究フロー

表-1 調査対象施設

施設	タイプ	平均要介護度	要介護者数/介護者数
A施設	ユニット型	3.8	0.8
B施設	ユニット型	3.6	2.2
C施設	ユニット型	3.9	2.3
D施設	ユニット型	3.6	2.8
E施設	ユニット型	3.8	2.5
F施設	従来型	開示不可	開示不可
G施設	従来型	3.7	2.7

要介護度：介護保険の要介護認定で認定された介護度

3. 身体負担（歩行距離）の算定

3.1 行動調査

7つの介護施設において、9名の介護者の昼間（9時から18時まで）の介護活動を追跡し、1分間ごとに行動観察を行った。介護の第1線で働く経験3～5年程度の男女の介護者を調査対象とした。室間移動回数の算定に必要な行動観察項目は、介護行為内容と介護場所である。また、担当する要介護者、同室の要介護者や他の介護者などの状況も同時に記録した。表-2に行動記録の例を示す。

3.2 介護動作のコード化

行動調査時は、調査者の目前で介護動作をそのまま（統一した用語を使わず）記録し、58の介護動作を14の介護行動にコード化³⁾した。表-3に介護動作のコードを示す。介護負担推計ツールでは、表-3の介護行動ごとに身体負担と心理負担を算定できることを目指した。

表-2 行動記録の例

時刻	介護内容	要介護者	介護場所
10:46	移動		寮母室1(MO1)/ライホール(D)
10:46	誘導	①	D/寮母室2(MO2)
10:46	移動		MO2
10:47	更衣		
:	誘導	①	ベッド横へ
:	移動(走る)		MO2前/D/MO2前
10:50	移乗		車椅子/ベッド
:	車椅子移動		①/汚物処理
:	移動(トイレセットを持ってくる)		汚物処理
:	移動(カーテンを移動させる)		221前/①
10:54	オムツ交換/褥瘡治療	①	①
10:57	洗浄容器に水を入れる		MO2
10:58	移動		MO2/①
11:02	洗浄容器に水を入れる		MO2
11:03	移動(カーテンを移動させる)		MO2前/221前
:	車椅子調節	①	
11:04	車椅子ロック	①	
:	移乗	①	
11:05	車椅子を起こす、サイドボード設置		
11:07	オムツを汚物処理室へ運ぶ		汚物処理

表-3 介護行動のコード

介護行動	介護行為	介護動作
A医療行為	直接介助	A1治療介助/リハビリ
	間接介助	A2諸測定 諸検査 与薬
B食事	直接介助	B1食事介助
	間接介助	B2食事準備・片付け
C排泄	直接介助	C1排泄(含む清拭)介助
	間接介助	C2排泄準備・片付け
D入浴	直接介助	D1入浴介助
	間接介助	D2入浴準備・片付け
E着替え・整容	直接介助	E1着替え・整容介助
	間接介助	E2着替え・整容準備・片付け
F移動	直接介助	F1移動介助
	間接介助	F2移動準備・片付け
G就寝・起床	G1就寝・起床介助	
H環境整備	H1介護・管理ゾーンの整備	
I見守り	I見守り	
J会話	J会話(入居者=介護者)	
K余暇・交流	K1レクリエーション	
	K2外出	
L管理	L1記録	
	L2事務	
M連絡	M1申し送り	
	M2教育・指導	
	M3業務会話/会話	
	M4来客との会話	
Nその他	N1休息	
	N2その他	

*ある介護行動中に行われる物を取ってくるなどの対象介護以外の行動(移動)は当該介護行動の間接介助に含める

3.3 介護場所名の記号化

介護負担推計ツールにおいては予め入力すべき介護場所が定まっている必要がある。そこで、すべての行動調査において記録された介護場所を分析し、介護負担推計ツールの入力で使用される介護場所と対応する記号を統一した。表-4に介護場所名の記号化を示す。居室についてはRとRoを設け、同一の居室内での移動はR/Rで表示し、他の居室への移動はR/Roで表示する。介護負担推計ツールでRとRo間の距離の入力が必要である。そこで、任意の一つの居室から最も遠い他の居室までの距離と最も近い居室までの距離の平均をRとRo間の距離として入力するルールとした。また、Loを他のユニットの中心とした。介護者の担当が特定の一つのユニットであってもやむなく担当外ユニットへの移動も観察されている。そこで、介護負担推計ツールの入力の簡易化のため、担当外ユニットの様々な場所への移動においては、そのユニットの平面上のほぼ中心を発着点として距離を算定した。

3.4 行動記録の介護行動コードによる整理

介護行動は、一連の行為・動作の集合であるため、場

表-4 介護場所名の記号化

介護場所名	記号	介護場所名	記号	介護場所名	記号
居室	R	他の居室	Ro	汚物処理室	S
リビング、食堂	L	他ユニット(中心)	Lo	便所内SK	SK
キッチン	K	便所	WC	ホール	H
洗面室	LA	浴室	Ba	事務所(別階)	O
機能訓練スペース	PT	リネン室、倉庫	Z	ダムウェーダー	DW
寮母室	MO	医務室	ME		

表-5 行動記録の整理

時刻	介護動作	介護行為	介護行動(段階1)	介護行動(段階2)	介護場所
10:46	kd ミーティング	M1申し送り	M連絡	M連絡	
10:46	ab誘導	F1移動介助	F移動		L/MO
10:46	ad運ぶ	C2排泄準備・片付け	C排泄		MO
10:47	dc更衣	E1着替え・整容介助	E着替え・整容		MO
:	ab誘導	F1移動介助	F移動		MO
:	eh連絡	M3業務会話/会話	M連絡		MO/L/MO
10:50	ah移乗	F1移動介助	F移動		MO
:	ab誘導	F1移動介助	F移動		S
:	ad運ぶ	C2排泄準備・片付け	C排泄		S
:	ad運ぶ	C2排泄準備・片付け	C排泄		R
10:54	dd直接治療	A1治療介助/リハビリ	A治療行為		R
10:57	ad運ぶ	C2排泄準備・片付け	C排泄		MO
10:58	en洗浄	H1介護・管理ゾーンの整備	H環境整備		MO
11:02	ad運ぶ	C2排泄準備・片付け	C排泄		MO
11:03	ad運ぶ	C2排泄準備・片付け	C排泄		MO/R
11:05	ai臥床/起床介助	G1就寝・起床介助	G就寝・起床		R
11:07	ae着てる	C2排泄準備・片付け	C排泄		S

所と対応させた標準化に次のような手順をとった。生の記録を表-3の介護動作に当てはめ、表-5に示すように該当する介護行為と介護行動「段階1」を求めた。介護者が行う1日の介護行動の全体と、介護行動ごとの負担を評価できるツールの作成を目的としているので、標準化のために「段階1」の一連の介護行動を「段階2」として主目的の行動に大きく分類した結果を表-5に示す。

3.5 介護場所移動の取り出しと移動回数のカウント

表-5の介護行動「段階2」と介護場所を介護行動別に取り出して時系列順にならべた後、介護場所間移動を取り出した。例えば、表-5における介護行動「段階2」の中のC排泄について事例を示すと、介護場所間移動はS/R、R/R、R/MO、MO/MO、MO/MO、MO/MO、MO/R、R/R、R/Sとなる。(S/RはSからRへの移動を示す：以下同様)なお、MO/MOなどは、同一介護場所内で介護行動内容が変わったことにより記録されたものなので移動にカウントしない。表-6に介護場所間移動回数のカウント例を示す。マトリックスの行と列に介護場所を配置し、介護場所間の移動回数を該当する介護場所の行と列の交点に記録する。このような介護場所移動回数のマトリックスを、各施設ごと、介護活動ごとに作成した。

3.6 介護場所移動回数の平均値算定

各施設で行動観察調査を行った介護者が1日に実施した介護活動については、前の手順で表-6に示すように介護行動ごとに介護場所移動回数がカウントされている。介護負担推計ツールでは、施設のタイプごとに、各施設で求められた介護行動ごとの移動回数を平均して介護行動別の介護場所移動回数マトリックスを作成した。さらにそれらを合計して1日の介護行動についての介護場所移動回数マトリックスを作成した。図-2にユニット型、従来型、全施設の1日の介護場所間移動回数マトリックスをバブルグラフとして示す。これらのグラフより、L(リビング、食堂)と他の介護場所間の移動、R(居室)と他の介護場所間の移動回数が多いなどの傾向が確認できる。

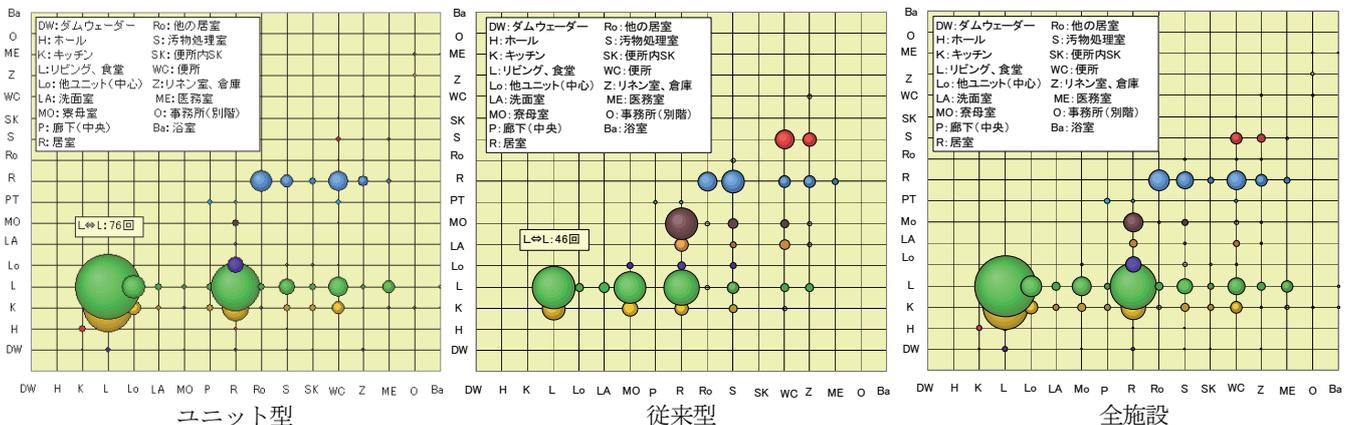


図-2 各タイプの1日の介護場所移動回数

3.7 歩行距離（身体負担）の算出

1日の介護活動における介護場所間移動回数（施設タイプ別平均値）に各介護場所間の距離を乗ずれば、歩行距離が求まる。図-3に示すとおり、実歩行距離に対して算定距離は-20%から+30%の間で推移しており、平均誤差は3%となった。実用のために更なるデータの蓄積と評価方法の改良によって精度を上げるようにしたい。

4. 心理負担の算定

4.1 予備調査

介護職員の補助（介護実習）を行い、介護スタッフの立場で心理負担に影響しそうな要因（介護空間上の死角や距離など）を抽出した。また、介護者が介護業務の中で要介護者の状況を把握するために必要としている5つの要因（①要介護者に目が届く、②要介護者の声や物音が聞こえる、③ナースコール等の情報媒体による把握

表-6 移動回数カウント例（B施設_排泄介助）

	DW	H	K	L	Lo	LA	MO	PT	R	Ro	S	SK	WC	Z	ME	O	Ba
DW																	
H																	
K																	
L				1			1		1		1		3	1			
Lo																	
LA													3				
MO							1		1						1		
PT																	
R									14		14		2	4			
Ro																	
S											14		16	8			
SK																	
WC													16	1			
Z														1			
ME																	
O																	
Ba																	

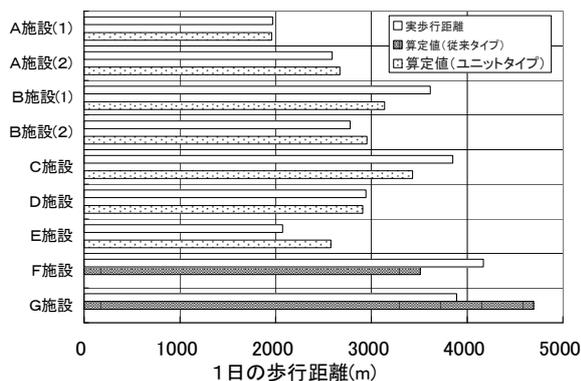


図-3 実歩行距離と算定値の比較

対象とする介護活動 居室内介助 事務作業 日中の見守り 移動介助 排泄介助 食事介助 夜間の見守り	×	質問した不安 目が届かない不安 要介護者の物音が聞こえない不安 ナースコールなどで情報が把握出来ない不安 要介護者にすぐに手が届かない不安 他の介護者が見えず状況が分からない不安
		回答 0 安心である 4 やや不安である 1 不安ではない 5 かなり不安である 2 あまり不安ではない 6 不安で耐えられない 3 どちらでもない

図-4 アンケートの概要

ができる、④要介護者への距離が近い（手が届く）、⑤他の介護者が見える、もしくは状況を把握できる）を抽出した。

4.2 心理負担についてのアンケート

予備調査の結果を受けて、図-4に示すように介護行動ごとに5つの種類の不安を調査するアンケートを介護担当者92名に対して行った。なお、アンケート対象者のプロフィールについての質問は本人が特定されるなどの懸念から自由な回答が得られないと思われたので、調査を行なわなかった。

4.3 アンケート結果の分析

アンケート回答者が勤務する施設の死角や距離などの空間構成要素とアンケート結果の相関から、1日の介護活動で通過する経路上の曲角数とノード数が心理負担に関係することが分かった。ノードとは、①扉などで区切られている、②間口の幅が変化する（片側で0.4m以上の差が見られた場合）、③分割されていなくても名称（機能）が変わっている場合の3種類である。経路の1箇所が複数のノードの定義に該当する場合は一つのノードとして数えた。図-5に移動介助に対する、それぞれの不安についての空間構成要素と心理負担との関係を示す。通過ノード数は1日の移動介助に分類した数である。ここに挙げた空間構成要素はそれぞれの不安に対して最も高い相関を示した項目である。同様に求めた各介護行動と不安の種類について相関の高い空間構成要素の組合せを表-7に示す。

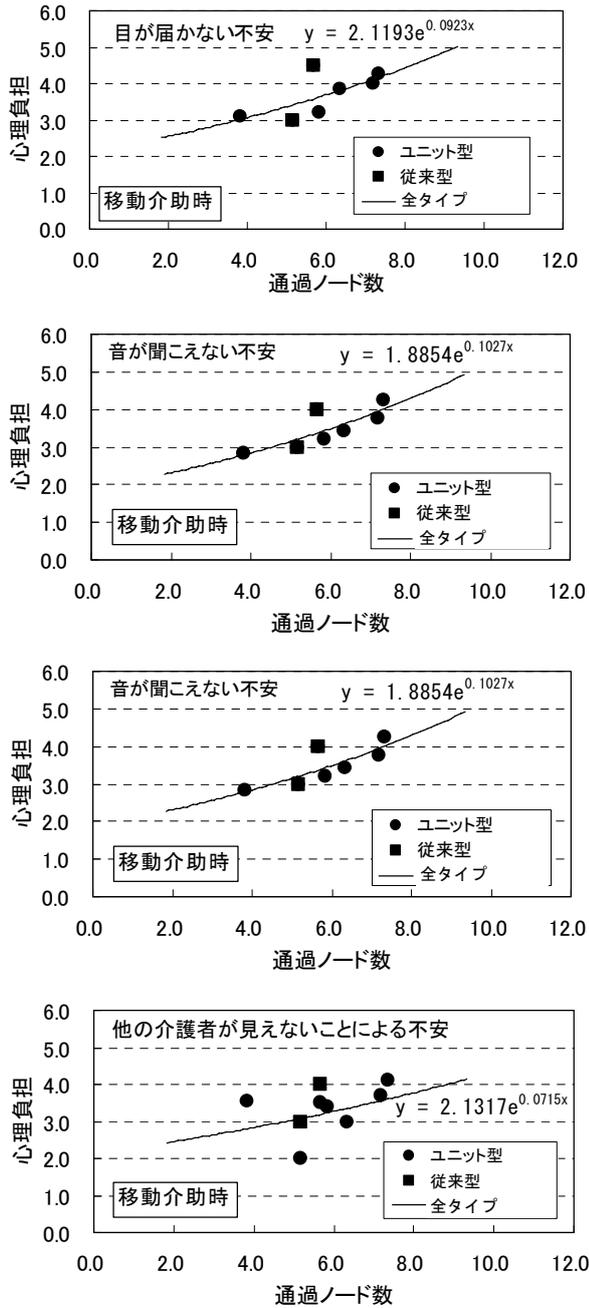
4.4 心理負担と空間構成要素との相関

死角の影響は施設タイプによらないと考え、全タイプの介護行動ごとに不安の種類別の心理負担と空間構成要素の相関から、通過する空間構成要素数より図-5内に示す心理負担を算出する近似式を求めた。この近似式を使用することにより、介護行動ごとに空間構成要素である歩行距離または通過する曲角やノードの総数が分かれば心理負担が算出できる。介護行動別の歩行距離は前章に示した手順で算出されている。曲角やノードなど、死角を生み出す空間構成要素を通過する数は、3.6節で述べた通り、施設タイプごとに介護場所移動回数の平均値が算出されているので、該当する介護場所間の各個数を数えて、その場所間の移動回数を乗ずれば求められる。

5. 介護負担推計ツール

介護負担を簡便に求めるため、汎用表計算ソフトによる介護負担推計ツールを作成した。図-6に介護負担推計ツールの組合せの計算過程を示す。身体負担の算定では、平面図より介護場所間の距離を読み取って入力マトリックスのセルに入力する。

計算過程は次の通りである。①入力された各介護場所間の距離と対応する介護場所間移動回数マトリックスの



通過ノード数は1日の介護全体でのノード数ではなく、一連の介護行動ごとにまとめた(段階2)のうち、「移動介助」における数である。施設ごとに、「移動介助時」のノード数をプロットしている。

図-5 空間構成要素数と心理負担の相関(移動介助時)

表-7 心理負担の相関が高い不安の種類と空間構成要素

不安の種類 ⇒	目が届かない	音が聞こえない	手がすぐに届かない	他の介護者が見えない
排泄介助	曲角	曲角	ノード数	ノード数
食事介助	距離	距離	ノード数	—
居室内介助(臥床起床)	ノード数	ノード数	距離	距離
日中の見守り	ノード数	ノード数	ノード数	ノード数
事務作業(管理・記録)	ノード数	ノード数	ノード数	ノード数
移動介助(歩行・誘導)	ノード数	ノード数	曲角	ノード数

移動回数(各施設タイプにおける移動回数の平均値)を乗じて介護活動における介護場所間の移動距離が計算される(介護行動別1日の歩行距離)。各介護行動の1日の歩行距離のマトリックス内の数値を集計すれば、該当介護行動における1日の歩行距離が算出される。

②すべての介護行動の1日の歩行距離マトリックスを合算すると全介護行動の1日の歩行距離のマトリックスが作成される。そのマトリックスのすべてのセルの数値を合算すれば、介護者の1日の総歩行距離が得られる。

③心理負担の算定でも同様に、平面図より介護場所間に存在する曲角数とノード数を入力する。

④このようにして得られた1日に通過する曲角数(ノード数)のマトリックスと介護行動別介護場所移動回数マトリックスの対応するセルの値を乗ずると、介護行動ごとの1日に通過する曲角数(ノード)数のマトリックスが得られる。

以下、身体負担の算定と同様の手続きにより1日の全介護行動で通過する曲角数(ノード数)が求められる。心理負担はこれらの空間構成要素数と4.4で算出した近似式を用いて算定される。

図-7に歩行距離を算定するための入力と算定結果の表示画面を示す。入力は指定したセル(移動が観察された介護場所間)に平面図から介護場所間距離を読み取って入力する。算定結果として、全施設平均(参考)、ユニット型および従来型の介護行動別距離およびトータルの距離を表示する。図-8に介護負担推計ツールの介護負担算定結果の画面を示す。心理負担は不安の内容別と介護行動別にレーダーチャートで表示する。また、最終

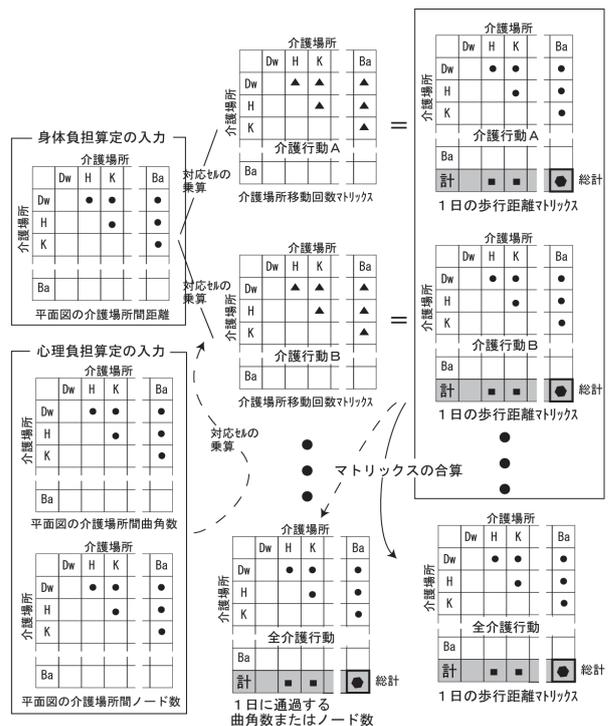


図-6 介護負担推計ツールの計算過程

評価として身体負担（歩行距離）と心理負担の平均値を2軸グラフで表示する。グラフ内に調査した既存施設も表示しているので検討対象施設の介護負担の程度が評価できる。

6. まとめ

従来型2施設において2名、ユニット型2施設において7名の介護者の行動観察調査を行った結果と92名の介護担当者へのアンケート結果のデータに基づいて、介護施設の平面計画図から介護者の心理・身体両面からの負担を推計するツールを作成した。これにより、計画時に介護負担の程度を検討できるため、より介護負担を軽減できる施設計画に貢献できる。また、複数のプランの中から選択する場合に、コストやデザインなどの観点に加え、介護負担の観点からの検討も可能である。

7. あとがき

今回、介護負担推計ツールを作成したがその限界や問題点を以下に挙げる。

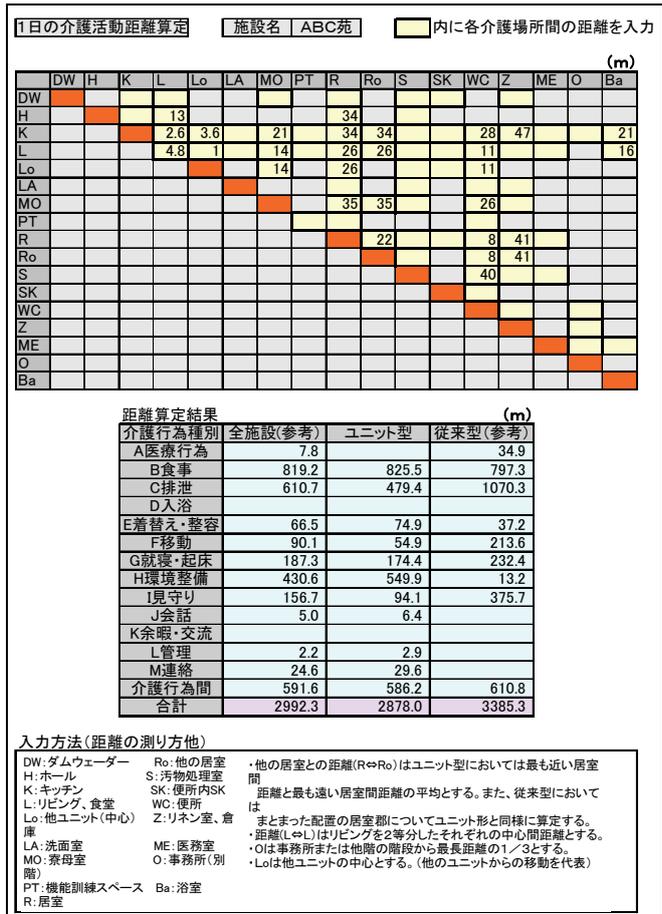
- i. ユニット型あるいは従来型というタイプの範囲では、介護のスタイルがほぼ定まっているので、複数の同型の施設の介護行動を平均化することによって介護行動パターンが作成できる。これらのタイプに属さないスタイルの介護を計画している施設にも適用できるよう拡張していきたい
- ii. 身体負担の評価を介護者の歩行距離で行っているが、歩行より身体への負担が大きい介護活動は多数あり、その中で空間計画の影響を受けるものについてはさらに検討する必要がある

以上の課題を踏まえ、今後さらに現場でデータを蓄積することによって介護負担推計ツールの精度が向上できると考える。

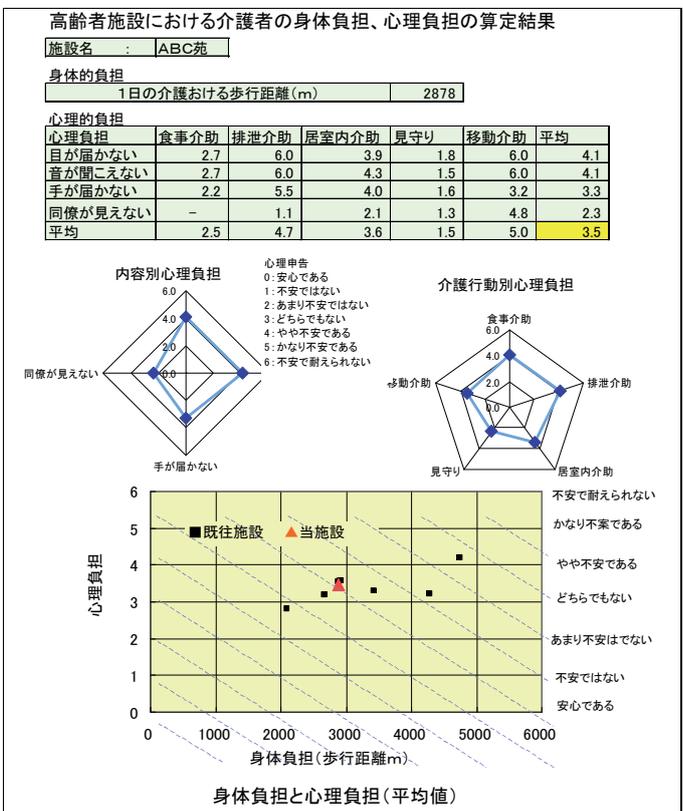
本研究は早稲田大学との共同研究であり、調査に協力いただいた各施設の関係者に心から謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 小滝一正ほか、「寮母の介護動線から見た特別養護老人ホームの平面計画（その1）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1241-1242、1980
- 2) 涌井忠昭ほか、「ユニットケアを導入している特別養護老人ホームに勤務する介護職員の身体活動量、エネルギー消費量および作業強度」、産業衛生学雑誌、44巻、p.316、2002.3
- 3) 山口健太郎ほか、「介護単位の小規模化が個別ケアに与える効果—既存特養老人ホームのユニット化に関する研究（その1）—」、日本建築学会計画系論文集、第587号、pp.33-40、2005.1



図一 歩行距離入力画面



図二 介護負担算定結果の画面(ユニット型)

免震建物の地震観測

－2011 年東北地方太平洋沖地震における免震建物の地震応答－

Seismic Observation of Base Isolated Buildings

- Earthquake Response of Base-Isolated Building on 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake -

上 寛樹* 安井健治* 山上 聡*

要 旨

当社では日本初の実用免震建物である技術研究所管理棟をはじめ、全国 14 棟の建物で地震観測を実施している。2011 年東北地方太平洋沖地震においては、強震域における記録も含めて計 11 棟の免震建物で有効な観測記録を得ることができた。その結果、強震域での十分な免震効果を確認すると共に、長周期地震動が免震建物の応答に及ぼす影響を把握した。また、免震建物の設計における地震応答解析モデルの妥当性を確認した。

キーワード：東北地方太平洋沖地震、免震、地震観測、長周期地震動

1. まえがき

兵庫県南部地震以降、免震建物が全国に急速に普及したが、強震域における免震建物の実観測記録はあまり得られていない。免震建物で地震時の応答を観測することは、免震効果の実証はもちろん、免震構法の維持管理と耐久性・信頼性の確保、設計へのフィードバック、また免震構法のさらなる普及のための PR など、様々な点で免震技術の発展に大きく寄与するものである。

当社では、日本で最初の実用免震建物である技術研究所管理棟（以下、技研と称す）をはじめ、図-1に示す全国 14 棟（うち 1 棟は非免震超高層建物）で地震・風観測を実施している。2011 年東北地方太平洋沖地震（以下、本地震と称する）では、震度 6 弱の強震域における記録を含め、計 11 棟の免震建物で有効な観測記録を得ることができた。

本報では、得られた観測記録を基に、本地震における免震建物の応答低減効果について、長周期地震動による影響を含めて検証した。また、観測記録を用いた地震応答解析により、免震建物の設計における解析モデルの妥当性確認を行った。

2. 観測結果

2.1 観測建物の免震効果について

有効な記録の得られた 12 棟について、建物諸元、計測震度、および最大加速度応答値の一覧を表-1に示す。



○数字付は今回有効な観測データが得られた免震建物

図-1 当社の地震観測網

計測震度 5 弱以上を記録した建物（A ビル、技研、東京本社、E ビル）においては免震層下部の加速度に対し、免震層上部では 2/3 程度以下に低減する効果が見られた。

図-2に観測建物のうち、最も震源に近い A ビルにおける応答加速度波形、および免震層の相対水平変位履歴を示す。なお、変位は東西・南北各方向の加速度波形

*技術研究所

表-1 建物諸元、計測震度、および最大加速度応答値一覧

建物名称 【所在地】	震央 距離 (km)	構造/階数 <竣工年>	主な免震装置	震度		最大加速度 (cm/s ²)			免震効果 応答倍率 上部/下部	備考
				気象庁 発表	観測値 ()内は 計測震度	方向 (X):長辺 (Y):短辺	免震層 下部	免震層 上部		
① Aビル 【仙台市】	173	S造/9F <2006>	LRB・RB	6弱	5強 (5.3)	南北(X) 東西(Y)	299 231	151 121	0.51 0.52	
② 技術研究所管理棟 【つくば市】	332	RC造/4F <1986>	RB 鋼棒ダンパー オイルダンパー	6弱	5強 (5.0)	南北(Y) 東西(X)	270 201	148 136	0.55 0.68	オイルダンパーは南北のみ →セミアクティブ制御 (フルキブル免震)
③ Bマンション 【新潟市】	334	RC造/24F <2009>	HRB オイルダンパー	4	4 (3.6)	南北(Y) 東西(X)	29 30	35 30	1.2 1.0	超高層免震
④ 東京本社ビル 【港区】	389	SRC造/9F <2007改修>	HRB オイルダンパー	5弱	5弱 (4.5)	南北(X) 東西(Y)	76 94	61 62	0.80 0.66	免震フロア (1階柱頭免震)
⑤ Cマンション 【川崎市】	403	RC造/14F <1998>	LRB	4	4 (4.4)	南北(Y) 東西(X)	78 96	80 72	1.03 0.75	
⑥ Dマンション 【立川市】	407	RC造/17F <2003>	LRB 金属転がり支承	4	4 (4.4)	南北(Y) 東西(X)	66 69	90 79	1.36 1.14	FRS (フラットレールシステム)
⑦ Eビル 【八王子市】	412	RC造/2F <1996>	偏心ローラー支承 粘性ダンパー	5弱	—	南北(Y) 東西(X)	151 138	33 40	0.22 0.29	
⑧ Fマンション 【浜松市】	598	RC造/6F <1990>	RB 鋼棒ダンパー	3	3 (2.5)	南北(Y) 東西(X)	8 6	18 15	2.3 2.5	
⑨ Gマンション 【豊田市】	612	RC造/14F <2007>	LRB・RB	3	3 (3.3)	南北(Y) 東西(X)	13 16	21 22	1.62 1.38	1階柱頭免震
⑩ Hマンション 【大阪市】	762	RC造/43F <2007>	RB・SSR オイルダンパー 粘性ダンパー	3	3 (2.9)	南北(Y) 東西(X)	10 10	15 17	1.5 1.7	超高層免震 粘性ダンパーは風対策
⑪ Iマンション 【芦屋市】	773	RC造/6F <1996>	RB 鋼棒ダンパー 鉛ダンパー	2	2 (2.3)	南北(Y) 東西(X)	5 6	9 9	1.8 1.5	

【免震装置凡例】RB：天然積層ゴム LRB：鉛入り積層ゴム HRB：高減衰積層ゴム SSR：弾性すべり支承

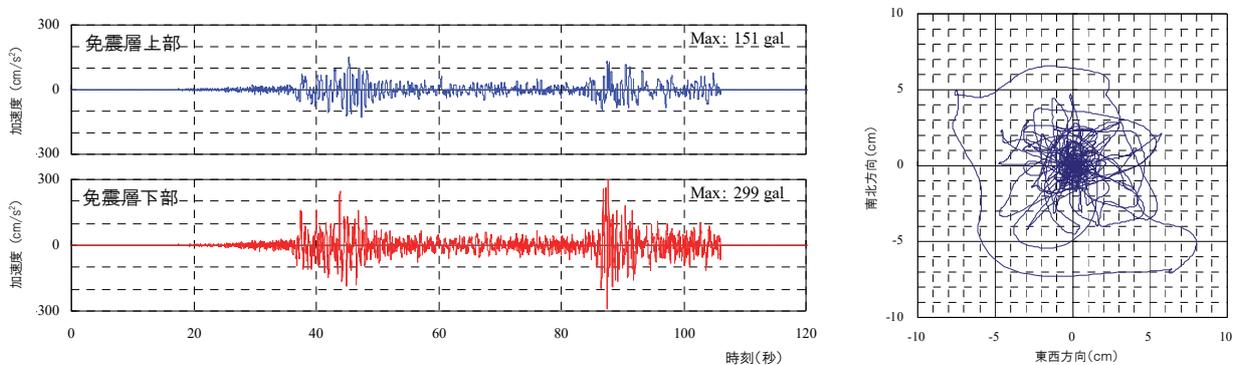


図-2 Aビルにおける応答加速度波形（左）と免震層の相対水平変位履歴（右）

において、0.1Hz以下の成分をカットし、加速度を積分することにより算出した。免震層の相対水平変位は最大約10cmを記録し、加速度をほぼ半減する効果が得られた。なお、本建物で使用している免震支承は鉛入り積層ゴムであるが、鉛プラグは塑性域に入っている。

免震装置に偏心ローラー支承¹⁾を用いているEビルでは、免震層上部における加速度が免震層下部の約1/4と、大きな低減効果が得られた。

一方、震源から遠い建物では免震層上部で1~2.5倍程度に増幅した。これは地震の入力レベルが小さい

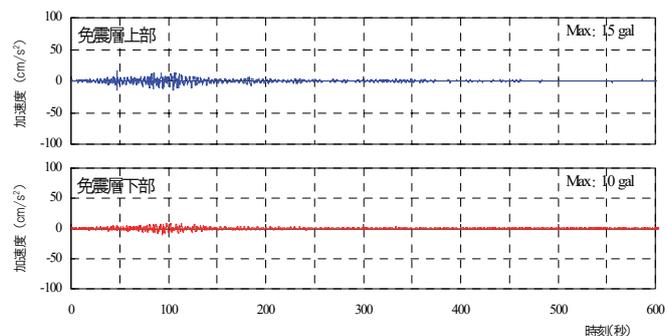


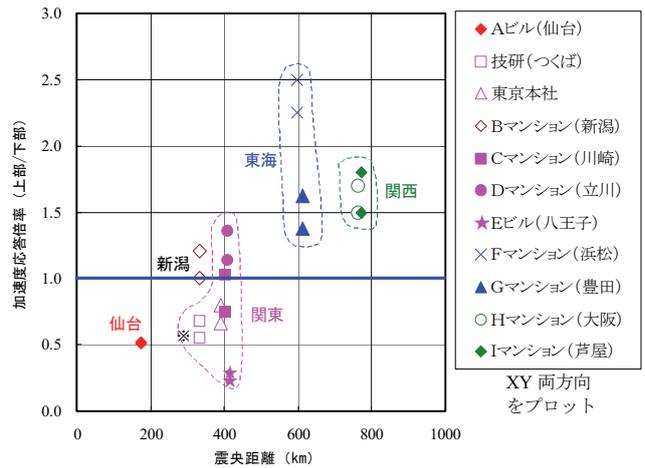
図-3 Hマンション（大阪）における応答加速度波形

ため免震装置の応答変位が小さく、免震層で建物を長周期化することにより地震入力を低減するという免震効果を十分に発揮できなかったことに加え、次節で述べる地震動の長周期成分の影響によるものと考えられる。なお、いずれの建物においても継続使用上問題となる被害は発生しておらず、免震建物の地震に対する優れた安全性と機能維持性能を確認した。

2.2 長周期地震動の影響について

a. 観測記録から得られた長周期地震動

大地震が発生した際に生じる様々な周期の揺れのうち、短周期成分の揺れは早期に減衰するが、長周期成分の揺れはあまり減衰することなく遠方まで伝わる性質を持っている。長周期地震動とは、この長周期成分の揺れが関東平野などをはじめとした厚い堆積層を持つ平野部に入力した際に、地盤周期（4～8秒程度）と一致する周期の揺れが増幅され、長時間継続する現象である。本地震においても、震源から750km以上離れた大阪平野において最大震度3の揺れが長時間記録された。図-3にHマンションにおける応答加速度波形を示す。主要動の後、レベルは小さいものの、数分にわたって揺れが継続し、300秒以降においても上階部の揺れが励起されている現象が認められる。



【主となるダンパー】

- ◆◆◆◆◆ : 鉛または鉛入り積層ゴム
- △◇○ : オイルダンパー
- × : 鋼棒ダンパー ※技研の東西方向は鋼棒ダンパー

図-4 震央距離と免震効果の関係

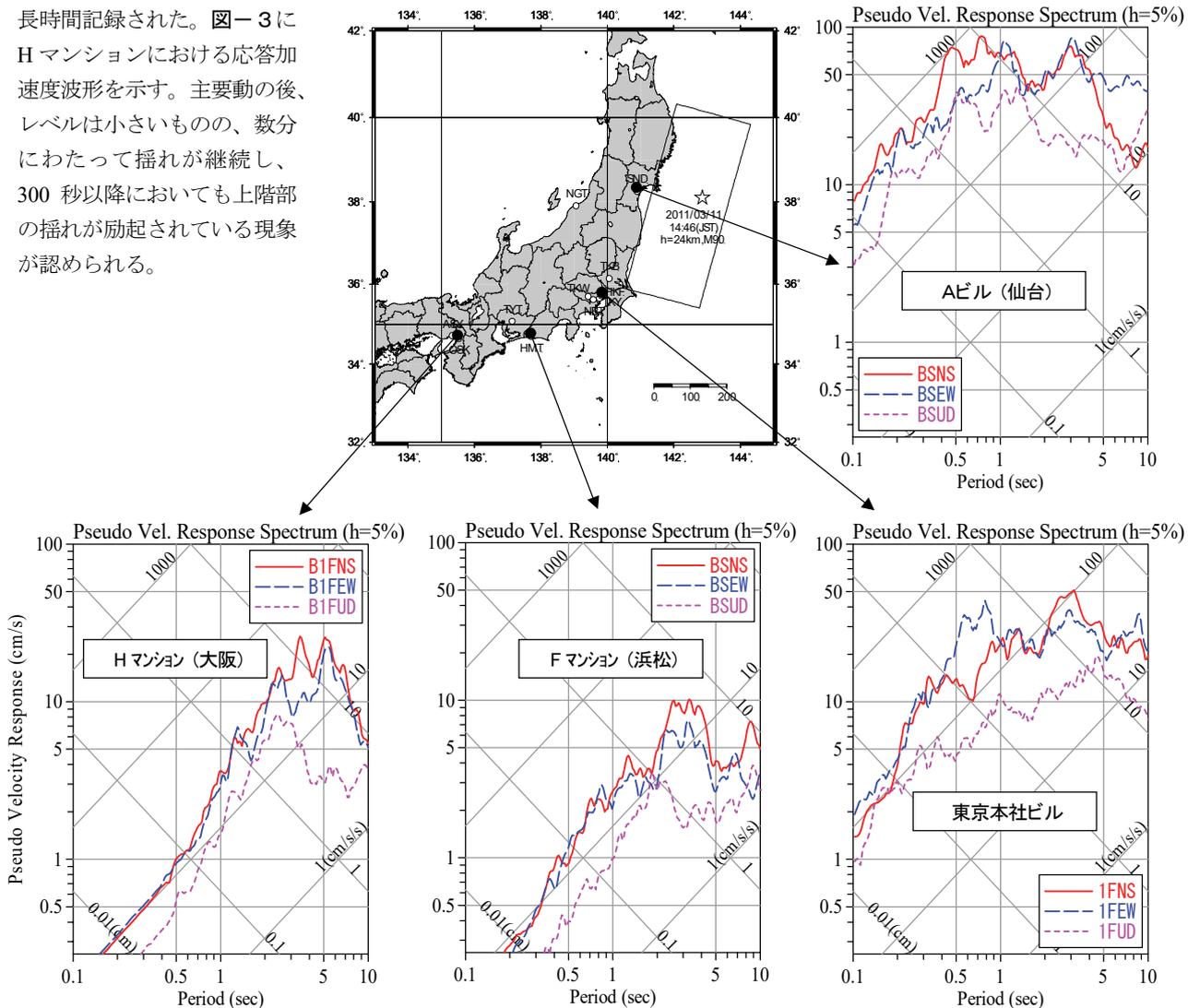
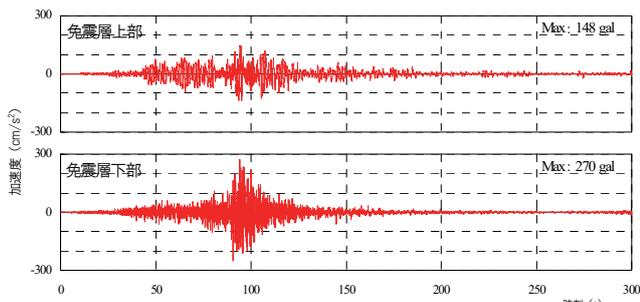
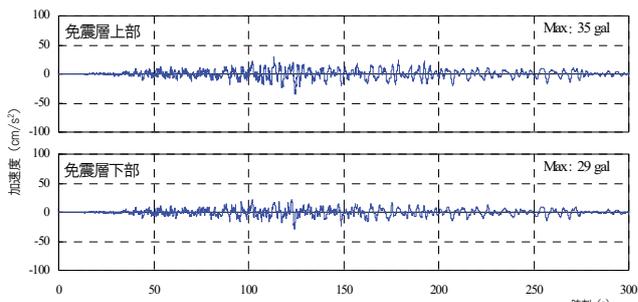


図-5 震央距離の異なる観測点における応答スペクトルの比較（免震層下部）



(1) 技研 (つくば: 震央距離 332km)



(2) Bマンション (新潟: 震央距離 334km)

図-6 つくばと新潟における入力地震動の比較

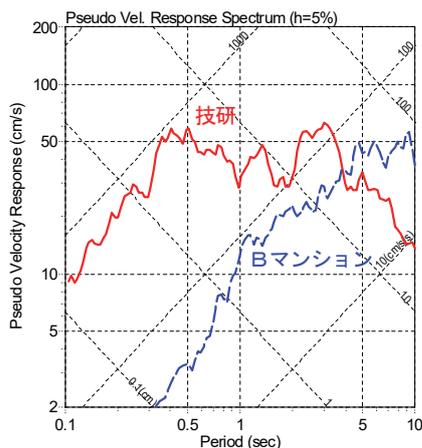


図-7 つくばと新潟における応答スペクトルの比較 (免震層下部)

b. 震源からの距離と応答の関係

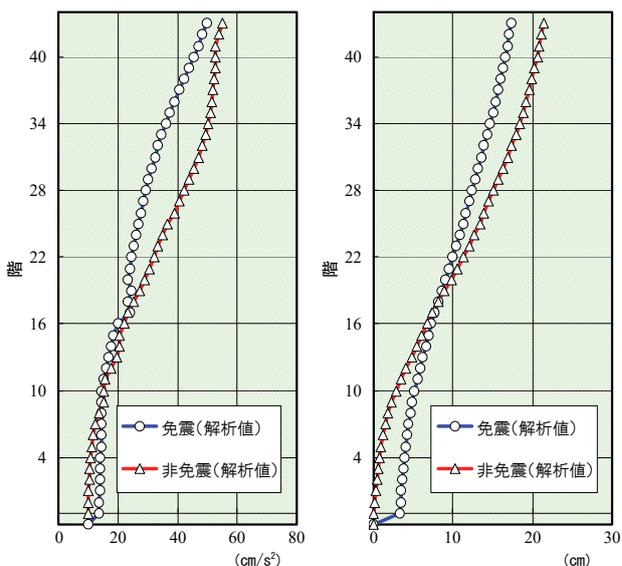
観測建物の震央距離と免震効果 (免震層上下の応答倍率) の関係を図-4に示す。

前節で述べたように、震央距離が大きいくほど応答倍率が高く、概ね 300km を超えると免震による加速度の低減効果を発揮しにくくなっている。これは距離が大きくなるほど地震動の短周期成分は減衰してレベルが小さくなるのに対し、長周期成分はあまり減衰しないため、一般的な免震建物の 1 次固有周期である 2~4 秒付近での上部構造の応答が大きくなったことによる。図-5に仙台、東京、浜松、大阪での観測建物の免震層下部における応答スペクトルを示す。図中 NS は南北、EW は東西、UD は鉛直の各方向を示している。震源からの距離が大きくなるほど長周期成分が卓越していることが分かる。天王寺では浜松よりも遠距離にもかかわらず、特に周期 4~6 秒付近の応答が浜松よりも大きくなっており、大阪平野の深い堆積地盤による増幅特性が表れている。

図-6に震央距離が同等である技研 (つくば) と B マンション (新潟) における応答加速度波形を、また、図-7に両建物の免震層下部における応答スペクトルの比較を示す。震央距離はいずれも約 330km で、5 分以

上継続して揺れが記録されている。しかし、応答スペクトルには明確な違いが見られ、B マンションでは短周期成分に比べて長周期成分のレベルが大きいのに対し、技研では広い周期帯にわたって強い揺れが含まれていることがわかる。これは最初の破壊点からの距離は遠いものの、破壊域が茨城沖まで達しているため、関東地方では短周期成分のレベルも大きくなったものと推測される。技研では、応答加速度の最大値は短周期の揺れで記録されたもので、その結果、免震による加速度低減効果がよく表れたものと考えられる。

図-4において、やはり震央距離が同等である東京本社ビルと D マンションとの免震効果に違いが見られる。これは、前述した震源域との距離差による短周期成分の違いに加え、使用している免震装置の特性の違いが表れたものと考えられる。D マンションでは、初期剛性が高く小変形域で性能を発揮しづらい鉛入り積層ゴムを使用しているのに対し、東京本社ビルでは小変形から性



(1) 最大応答加速度 (2) 最大応答水平変位

図-8 長周期地震動に対する免震建物と非免震建物の応答の違い (H マンションの地震応答解析結果)

能を発揮する高減衰積層ゴムとオイルダンパーを使用している。同様に、東海地方において震央距離が同等である 2 建物の比較では、G マンションに対して F マンションの応答倍率が大きい。これはダンパーに鋼棒ダンパーのみを使用した初期の免震建物であるため、鉛入り積層ゴムを使用している G マンションより小変形域での減衰性能が劣ることによるものと考えられる。

c. 長周期地震動に対する免震建物の安全性について

H マンションの解析モデルを用い、免震建物と非免震建物の地震応答解析を行い、応答の違いを調べた。免震建物の振動モデルは設計時のものを用い、各層の質量を質点に集約した等価せん断ばねモデルとし、非免震建物は同モデルの免震層を固定したものとした。入力地震動は、本地震で同建物の免震層下部において観測された加速度波形を用いた。図-8 に、最大応答加速度、および応答水平変位の分布を示す。下層階においては非免震建物に比べて免震建物の応答が大きいが、上層階では逆に免震建物の応答が小さくなっている。このことは、長周期地震動に対し、免震建物においては免震層直上階での応答を低減するには至らないものの、変位が大きくなる免震層に十分な減衰を与えることで、効率よく地震エネルギーを吸収し、上部建物の共振による揺れの増幅を

抑制できることを示している。

なお、長周期地震動の影響で免震層上部の応答が増幅した建物においても、いずれも揺れのレベルは小さく、構造体は無被害であった。ただし、近い将来に発生が予測されている東海地震、東南海地震、南海地震、あるいはそれら複数の連動地震においては、本地震とは震源や地震動の伝播経路が異なるため、今回観測された長周期地震動とは特性が異なるものと予想される。したがって、本地震を以って、長周期地震動に対し、超高層建物や免震建物などの長周期構造物の安全性が担保されたと断定することはできない。本観測によって得られた知見や各機関の研究成果の活用、関連規準、および法令整備に注視し、建物の地震安全性確保に反映していく必要がある。

3. 免震建物の設計における地震応答解析モデルの検証

設計時に設定した地震応答解析モデルを検証するため、A ビルについて、本地震での観測波形を入力地震動とした時刻歴応答解析を行った。図-9 に建物の免震層伏図、および軸組図を示す。本建物は、鉄骨造地上 9 階建（延べ面積 5,893.35 m²、2006 年竣工）で、「免震建築物及び免震材料に関する技術基準（平成 12 年建設省告示第

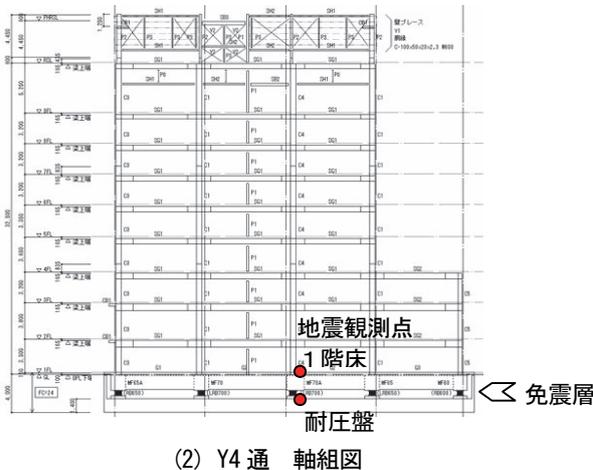
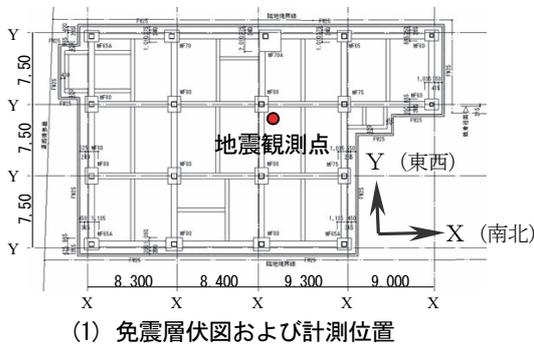


図-9 A ビルの建物概要

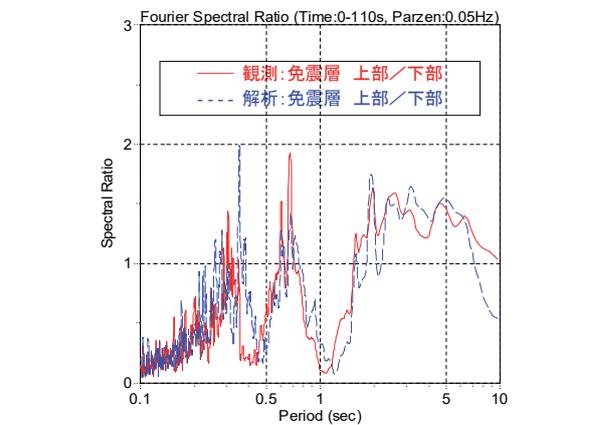
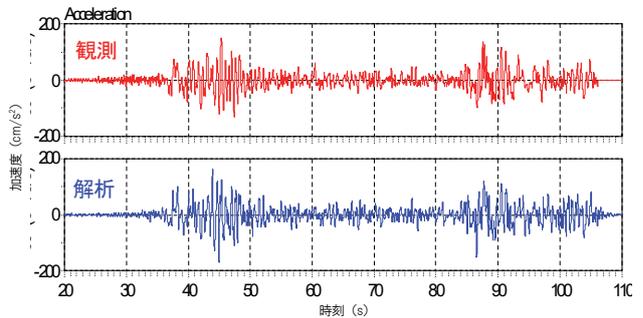


図-10 A ビルにおける観測記録と解析の比較

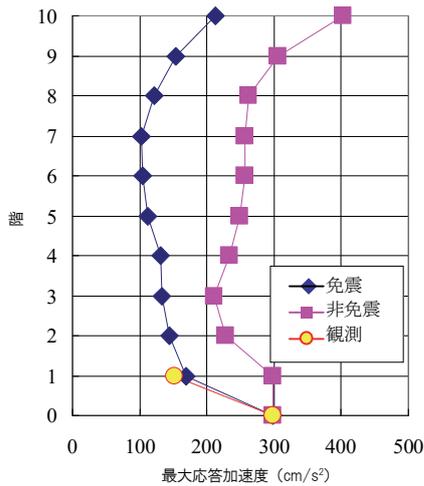


図-11 非免震と免震の応答比較

2009、2010 号)、いわゆる免震告示設計法に基づき設計された基礎免震建物である。免震装置は角形鉛入り積層ゴムおよび天然ゴム系角形標準積層ゴムを併用している。設計時の 1 次固有周期は積層ゴム水平変形 20cm 時 (ゴムのせん断ひずみ $\gamma = 100\%$) で 2.82 秒となっている。解析モデルは設計資料を基に多質点系の等価せん断ばねモデルを作成した。上部構造各層の質量は設計質量を用い、水平剛性は静的荷重増分解析における層せん断力と水平変位の関係から算出した。免震層のモデル化は、既報告²⁾における鉛入り積層ゴムの解析モデルに準じて履歴特性を定めた。また、上部構造の減衰定数は 0.02 とした。

1 階床応答加速度波形を図-10(1)に、入力地震動と 1 階床応答のフーリエスペクトル比を図-10(2)に、観測記録と解析結果を比較して示す。解析による加速度波形は観測波形と良く一致している。またスペクトル比についても、免震性能に関わる 1~3 秒程度の領域においては概ね良い対応を示しており、解析モデルは妥当であったと考えられる。

このモデルを用いて免震層を固定して非免震構造と仮定した場合の解析を行い、免震構造の応答と比較した。各層の最大応答加速度を図-11 に示す。免震構造の応答加速度は、各層とも非免震とした場合の 1/2 程度以下となっており、本地震において高い免震効果が発揮されていることが確認できた。

4. まとめ

2011 年東北地方太平洋沖地震における免震建物の地震観測より得られた結果を以下にまとめる。

- i. 震源に近い強震域においては、優れた免震効果を発揮した

- ii. 震源から 400km 程度以上離れた建物では長周期成分が卓越するため、十分な加速度低減効果は得られず、特に初期の免震建物では応答倍率が大きい
- iii. 長周期地震動に対しては、免震層直上での応答低減効果は得られないが、免震層で大きな減衰を与えることで、上階部の応答を抑制できる
- iv. いずれの免震建物にも地震後の継続使用の妨げとなる被害は生じておらず、免震建物の優れた安全性が確かめられた
- v. 観測記録を用いた地震応答解析により、免震建物の設計における解析モデルの妥当性を確認できた

5. あとがき

東北地方太平洋沖地震は過去にない地震規模の大きさであったため、広範囲の建物で貴重な観測記録が得られた。いずれの免震建物においても構造被害はなく、地震後も直ちに継続使用しており、免震建物の優れた地震安全性が実証された。今後さらに各建物での検討を進め、免震効果の把握と設計の検証を行い、今後の免震建物設計に有用な資料となるよう整備していきたい。

長周期地震動については、近年、超高層建物や免震建物への影響に関し、官民学の諸機関において検討がなされ、成果も報告されてきている。それらの一つとして、国土交通省から平成 22 年 12 月に建築物を対象とした対策試案³⁾が公表された。しかし、本地震を踏まえ、それら成果の再検証が必定であると考えられ、法令化も含めて今後の動向に注視する必要がある。

【参考文献】

- 1) 長岡 徹、安部 勇、他、「偏心ローラー支承の実建物への適用 (その 1) ~ (その 3)」、日本建築学会学術講演梗概集、B-2、1997.9
- 2) 山田高之、川井伸泰、安井健治、「2003 年十勝沖地震における高層免震建物の地震応答」、日本建築学会学術講演梗概集、B-2、2004.9
- 3) 国土交通省、「超高層建築物等における長周期地震動への対策試案について」、2010.12.21

小口径鋼矢板円形立坑築造方法

Development of a Method for Constructing a Small-diameter Circular Shaft using Steel Sheet Piles

木下茂樹* 川嶋英介** 庄司和矢*** 中野愛之****

要 旨

中・大口径推進工法や中・小口径シールド工法における立坑を構築する場合、掘進機の全長等の関係から□9.0m程度の矩形立坑、もしくはφ9.0m程度の鋼製圧入ケーソンが採用されるケースが多い。しかし近年、「環境負荷低減」、「コスト縮減」、「工期短縮」といった社会的ニーズに応えるため、安価で新しい立坑構築方法が必要となってきた。本研究では、矩形より構造的に優位である円形立坑を、「鋼矢板で」、「安価に構築する」ことを目的として、小口径鋼矢板円形立坑の築造方法を開発した。また、鋼矢板の打設方法には、都市部における立坑築造を前提に環境負荷低減が図れる圧入工法を採用し、さらに立坑施工中の土留めの変位、および円形支保工の応力を計測することで、設計法の妥当性・安全性について確認した。

キーワード：円形立坑、鋼矢板、小口径、油圧圧入機

1. まえがき

近年、都市部での通信・ライフライン等の地下インフラ整備事業が積極的に推進されており、その主役を担うシールド・推進工法によるトンネル築造には、発進・到達立坑が必要となる。特に、中・大口径推進工法やシールド工法において立坑を構築する場合は、掘進機の全長等の関係から□9.0m程度の矩形立坑、もしくはφ9.0m程度の鋼製圧入ケーソンが採用されるケースが多い。

一方、立坑の施工においては、環境負荷低減、コスト縮減、工期短縮といった社会的ニーズも高まっており、それらに応える新しい立坑構築方法が必要となってきた。

本研究では、構造の優位性から立坑形状を円形とすること、コスト縮減の観点から山留め材に鋼矢板を使用すること、環境負荷低減の観点から鋼矢板の打設には油圧圧入工法(写真-1)を採用することをコンセプトとして立坑築造工法の開発を進めた。

以下に、開発の経緯、実施工への適用事例、計測工による設計の妥当性の検証結果を示す。



写真-1 鋼矢板の円形打設

2. 施工方法の開発経緯

2.1 角度補正プレートの開発

鋼矢板セクションの嵌合性能からメーカーが推奨する継手回転角度の限界は 6° であるため、鋼矢板円形立坑の直径はφ7.64m(図-2)までの省面積化が可能である。しかし、通常の圧入機による施工では、油圧圧入機(サイレントパイラー)の機械的性能から、反力把持部の開口幅に制限があり、施工可能な円形打設の最小直径をφ16m(図-1)としている。そこで、油圧圧入機の反力把持部が、鋼矢板の継手角度に追従できるように角度を補正する治具の開発を進めた⁴⁾。

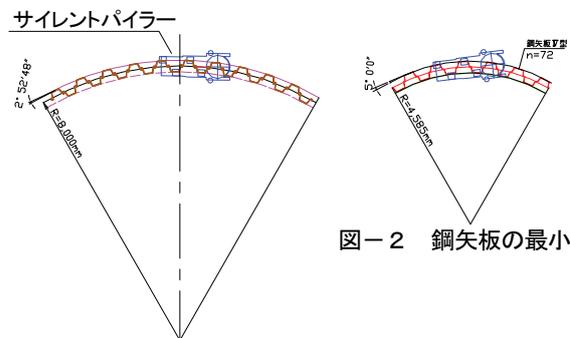


図-1 圧入工法での最小径

図-2 鋼矢板の最小径

治具(以下、「角度補正プレート(図-3)」とする)は、くさび形状とし、鋼製の削り出し加工で製作した。

*東日本支社土木技術部 **東日本支社土木第2部 ***東日本支社土木第1部 ****名古屋支店土木部

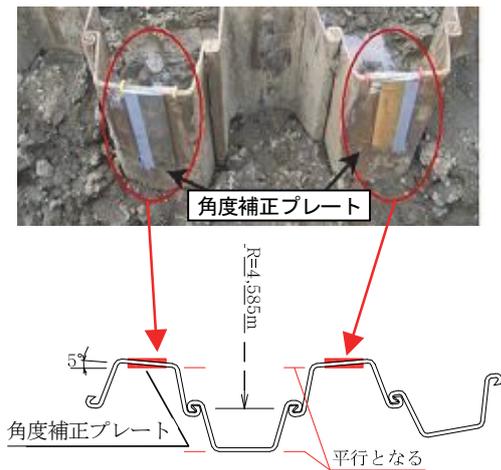


図-3 角度補正プレート

また、実施工を計画している円形立坑の直径が9.17m（鋼矢板72枚）であることから、5°（360°/72枚）の補正角を持たせた。

2.2 施工管理手法の確立

円形打設では、各鋼矢板が角度を持って打設されるため、1つ前に打設した鋼矢板の精度（向き・倒れ）が、次施工の鋼矢板の打設位置・方向に影響する。よって、施工精度は1打設ごとに座標による確認が必要となり、リアルタイムの測量管理が要求される。そこで、本工法では、NATMトンネル等の測量に使用する座標管理レーザー照射技術（写真-2）を取り入れ、打設位置管理・出来形管理手法に応用した。

座標管理では、あらかじめ設置した基準点を使ってレーザートランシットに後方交会法で機械座標を与え、すべての鋼矢板の位置を入力したコンピュータと連動させた。この方法で、狭い作業ヤードでもレーザートランシットを任意の場所に設置できるとともに、打設した鋼矢板の測量結果は、進行・半径方向の位置をコンピュータで自動演算することにより、その場で瞬時に確認ができる。



写真-2 測量管理状況

2.3 試験ヤードにおける実験施工

実施工に先立ち、角度補正プレートを用いて施工実験

を実施し、曲線造形・応力状態を確認した。油圧圧入機は、既打設の鋼矢板を反力として新たな鋼矢板を打設する方法を採用しているため、反力となる鋼矢板の荷重分布をひずみゲージで計測した（図-4、5）。打設位置から1枚目、2枚目、3枚目、4枚目の荷重分布は角度補正プレートを採用した状態でそれぞれ圧入荷重の80%、40%、-20%、0%となり、圧入荷重を超える過重負担、および圧入荷重と反力の不均衡は発生しなかった（図-6）。

このことから、角度補正プレートに起因する反力把持部の滑動等の不具合は発生しないと判断した。また、反力の分布が概ね直線的で圧入荷重によらず変化しないといった結果から、弾性域であれば作用荷重と反力分布の関係は上記の比率になると推定され、実施工時の反力分布、角度補正プレートの耐久性の確認に応用できる。

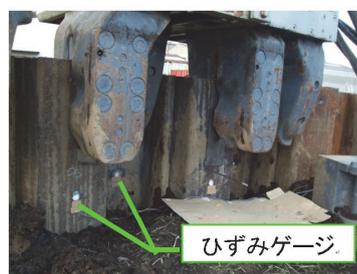


図-4 ひずみゲージによる応力計測

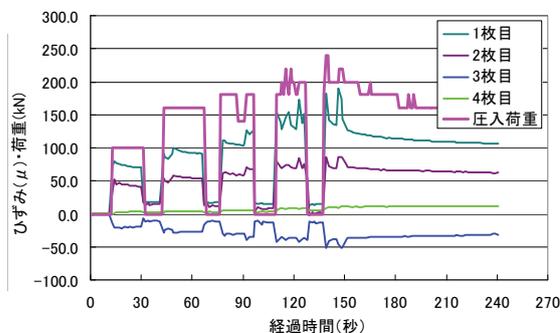


図-5 鋼矢板の荷重-時間関係

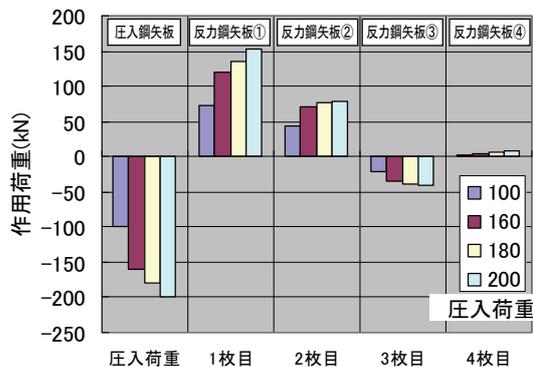


図-6 鋼矢板の荷重-反力分布関係

3. 設計方法

3.1 リング支保工の設計手法

後述する実施の条件で設計した立坑の構造図を図-9に示す。土留め設計には一般的な弾塑性法を用いたが、支保工は3分割されたH-300のリング支保工であり、確立された設計法がないため、『ライナープレート設計・施工マニュアル』¹⁾に準拠した設計法を採用した。これは、リング支保工に半径の1%相当の初期たわみを与え、土留め設計で計算される支保工反力を等分布荷重としてリング周囲から加えたときの軸力、および曲げモーメントに対する安全性を照査するものである⁵⁾。図-7に土留め設計のモデル、図-8にリング支保工の設計モデルをそれぞれ示す。

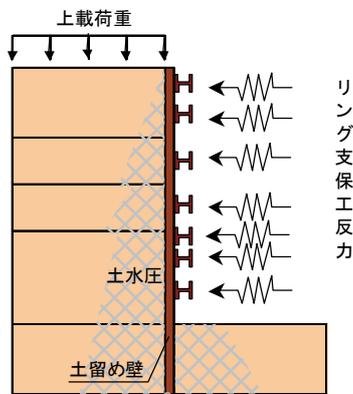


図-7 土留め設計のモデル

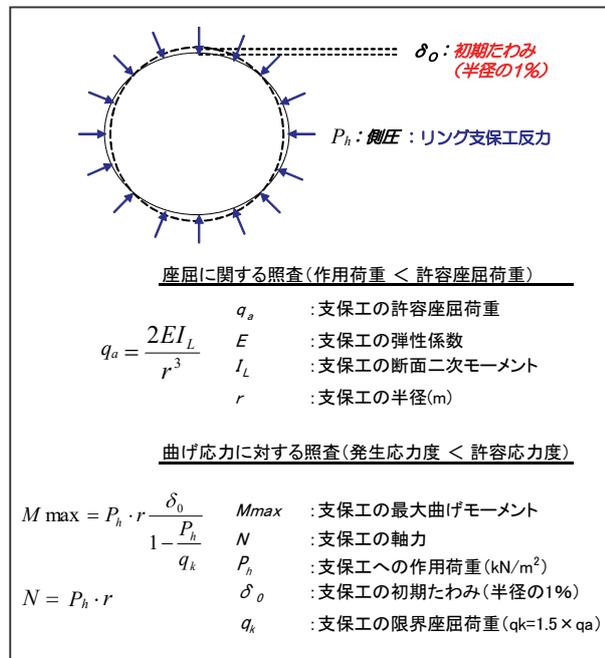


図-8 リング支保工設計モデル

3.2 施工時の計測方法

a. 変位計測

立坑から800mm離れた位置に埋設したコアチューブ

内に埋設型傾斜計を設置し、地盤の水平変位を鉛直深度で1~2mおきに計測した。また、計測値と土留め壁の距離から、土留め壁平面の水平変位を推定した³⁾。

b. 応力計測

各リング支保工(H鋼)の円周方向応力を、ひずみゲージを用いて計測した。ゲージは分割された各支保工の中心に設置し、1箇所あたりフランジ下側の内面2箇所、1リングあたり合計6点とした。計測はリング支保工の設置直後(掘削前)から開始した。

4. 本工法の実施工適用

4.1 工事諸元

本工法を、電力洞道シールド工事の発進立坑(直径φ9.17m、深さ17.7m)に採用し、工法の成立性(工程・精度・工費等)を確認した。表-1に工事概要を、図-9に円形立坑の構造図をそれぞれ示す。

表-1 工事概要

工事名	飯倉芝公園管路新設工事
工事概要	シールドトンネルφ2.6m、L=440m 発進立坑(円形)1箇所、連係立坑1箇所、 既設連係2箇所
立坑形状	円形鋼矢板:IV型φ9.17m、 H=17.7m 円形腹越しH300-7段

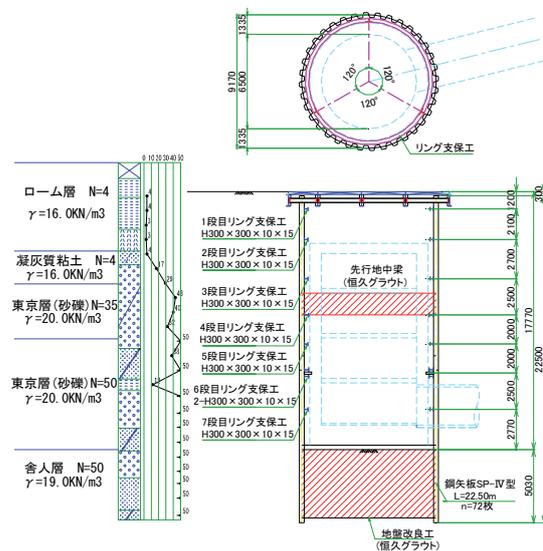


図-9 円形立坑構造図

4.2 施工結果

a. 鋼矢板打設歩掛り

角度補正プレートを用いて鋼矢板(IV型、L=22.5m、72枚、図-9)を打設した。油圧圧入機は、GL-10.5m以深にN値50以上の東京礫層が存在する地盤条件であったため、硬質地盤クリア工法を採用している。施工

結果として、円形打設は通常の直線打設に対し歩掛りの低下も無く（平均 4 枚/日）、効率的に施工できている。

b. 鋼矢板打設精度

長い鋼矢板の打設では、鋼矢板の向きや倒れが、地中の鋼矢板の内空精度に大きく影響する²⁾ため、打設精度管理が重要となる。特に円形立坑では、最終的な締め切りにおける周長の調整も必要となり、鋼矢板の位置・傾斜を常に確認しながら慎重な施工を行った。図-10、図-11 はそれぞれ、打設時と掘削終了時の鋼矢板の内空出来形を示している。

5.1 で後述する計測結果で、掘削中の地中地盤変位が最大でも 1.5mm しか確認されていないことから、出来形は純然な打設精度と捉えられる。図で「打設時に傾斜計で予測した床付け部の内空精度（図-10）」が、「掘削後の出来形が約 100mm 内空側に変形している（図-11）」理由として、GL-8.5m 以深の東京礫層通過時に鋼矢板の逃げが発生したと考えられる。しかしながら、結果として内空出来形を管理値内に納めることが出来ている。

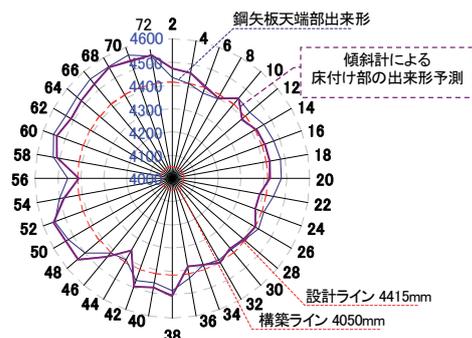


図-10 打設時の鋼矢板出来形

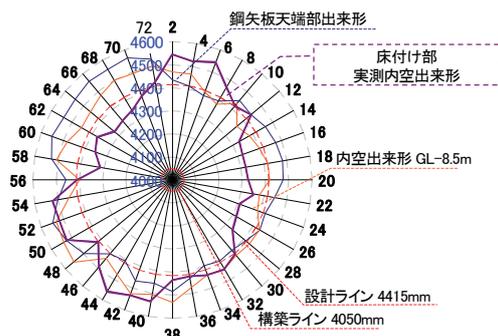


図-11 掘削後の鋼矢板出来形



写真-3 円形打設状況（上空写真）

c. 工費

本工法は、汎用性のある油圧圧入機と鋼矢板による低コストの施工が特徴である。参考に当該工事の立坑を、鋼製ケーシング圧入工法で施工した場合と本工事の施工結果を比較したところ、直接工事費で約 25% のコスト削減となった。これは、鋼矢板円形打設のうち約 2/3 が常設作業帯内で施工できたことと、工程調整の結果、残りの鋼矢板の打設を休日に拡幅作業帯内で連続施工できたことによる施工の合理化も寄与している。

d. 安全性

安全性に関しては、試験施工の結果から、角度補正プレートに以下の工夫を施し（写真-4、5）、セット時の挟まれ等の災害を防止できている。

- i. 角度補正プレートのハンドルを取り外しができる構造とした
- ii. 角度補正プレート下部にマグネットを取り付け、セット位置を保持する構造とした

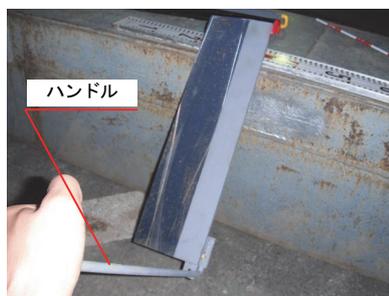
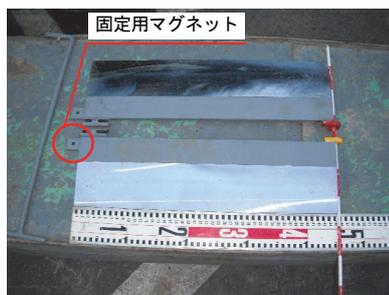


写真-4 角度補正プレートの工夫



写真-5 角度補正プレートのセット

5. 計測結果と設計の妥当性

5.1 リング支保工の応力計測結果

a. リング支保工応力（深度方向）

リング支保工に発生した軸応力の深度方向の分布を図-12、図-13に示す。

ここで設計値とは、現場近傍における既往のボーリングデータ等を参照した物性値を用いて当初の設計時に弾塑性法で計算したものである。これに対し再計算値とは、以下の2点について設計条件を現場での調査結果に整合させたケースである。

- i. 地下水位：近傍の観測井戸による計測から当初設計より3m0低く設定した
- ii. 地盤改良部剛性：底盤改良部の変形係数測定から原地盤と同等に設定した

また、剛性3倍、5倍については、再計算値の条件に加え、鋼矢板の断面係数をそれぞれ3倍、5倍としたケースで計算している。

実測値は、設計値を二段目以降ですべて下回っており、また、支保工の全数で許容応力度が210(N/mm²)以下であることから、構造上の安全を確保できている。なお、実測値と設計値では、応力値の大きさ、ならびに分布性状について大きく異なる結果となった。そこで、円形打設の効果を勘案し、土留め剛性を向上させた計算結果に着目すると、実測値に近い分布を示しており、特に剛性5倍のケースが近似できた。

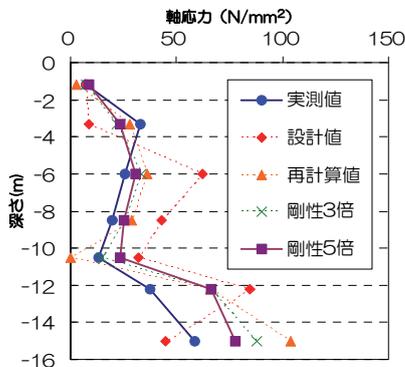


図-12 リング支保工軸応力分布（掘削完了後）

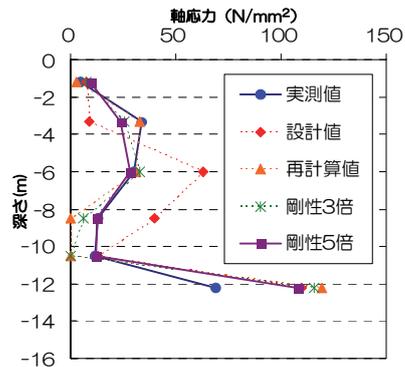


図-13 リング支保工軸応力分布（最下段梁撤去後）

b. リング支保工応力（円周方向）

リング支保工の曲げ応力の実測値については、各測点で同一リング内の円周方向にばらつきが生じた（図-14）。

一方で、各測点における軸応力と、それに対する曲げ応力の関係に着目したのが、図-15である。軸応力に対する曲げ応力の比は最大で80%となっており、傾向として軸応力の増加に伴い曲げ応力の占める割合は低下している。また、支保工設計に支配的となる6、7段リングでは、軸応力に対する曲げ応力の比が40%以下となっていることは、前述のリング支保工の設計における初期たわみの大きさとして1%以下に相当する（図-16）。実際の初期たわみを立坑内に設置した直後に計測すると0.2%程度と小さいが、荷重や形状の不均一性等によって生じる曲げ応力相当を見込んで設計する場合、リング支保工の初期たわみを1%として設計する方法は概ね妥当と思われる。

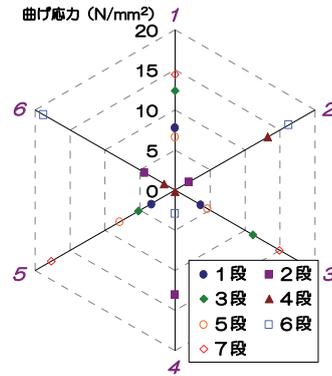


図-14 支保工応力分布（円周方向）

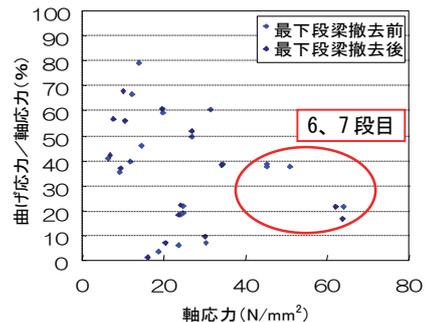


図-15 曲げ応力 / 軸応力比

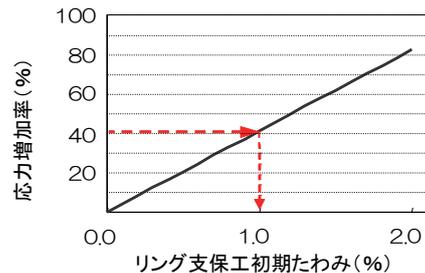


図-16 初期たわみと応力増加率

5.2 土留め壁の変位計測結果

土留め変位の設計値および計測結果を図-17に示す。これを見ると支保工応力と同様に、実測値は設計値を大きく下回っていることがわかる。また、5.1 a. i、iiと同様に、土質条件や地下水位を見直し土留めの剛性を上げて再計算した場合、上部の変位分布は近似するものの、GL-12.0m から-21m にかけてのピーク位置における変位の違いは大きい。

一方、土留めの打設がオーガ併用の硬質地盤クリア工法であることから、地盤に先行緩みが生じていることを考慮すると、傾斜計の実測値は土留め下部の変位を的確に捉えていない可能性が高いと判断できる。このため、7段目リング支保工撤去の際、撤去位置 (GL-15.0m) における鋼矢板の内径の変位を直接測定した結果 (表-2) を各解析値と比較した。この結果、土留めの剛性を3倍とした場合の変位とほぼ一致した。

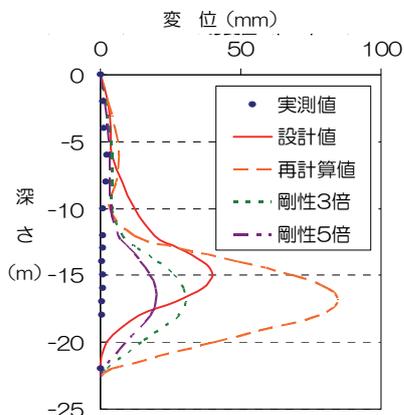


図-17 土留めの変位 (掘削完了後)

表-2 7段目リング撤去時の土留めの変位

7段目支保工	変位量 [mm]
実測値 (直接計測)	8.0
設計値	7.8
再計算値	30.2
再計算値 [剛性3倍]	8.9
再計算値 [剛性5倍]	5.1

5.3 計測結果と設計の妥当性に関する考察

リング支保工の応力計測、および土留めの変位計測の結果から、下記のことが明らかになった。

- i. 実測値は解析値を大きく下回ったことから、今回の設計法は充分安全側となっている
- ii. リング支保工については、実際の設置精度とは合致しないが、荷重や形状の不確定性を考慮して、初期たわみを1%として設計することは妥当である
- iii. 支保工応力、土留め変位の実測値と解析値の比較から、土留めについては鋼矢板の円形打設によるリング効果が期待でき、今後の実績を積み重ね、よ

り多くのデータを収集することにより、見かけ上の剛性の増加を予測することができると考える

6. あとがき

都心部で小口径円形立坑を合理的に築造する方法について、施工方法および設計方法の確立と実施工への適用を行い、工法が成立することを確認した。

鋼矢板の円形圧入に関しては、角度補正プレートの採用によって所要の施工精度を確保しつつ、工費の縮減・工期短縮が図れることが確認できた。なお、実施工から、

- i. 角度補正プレート挿入時の安全性の向上
- ii. 打設精度のさらなる向上
- iii. リング支保工製作コストの低減 (転用可能な構造)

が課題として挙げられる。今後は実績を積み重ねて課題を克服し、工法の高度化を図る。

次に、計測による設計法の確立に関しては、リング支保工の応力、土留め変位の両側面からアプローチし、円形である構造上の優位性から、実測値は解析値を大きく下回る結果を得ている。具体的な成果としては、リング支保工は、ライナープレートと同様に、半径の1%相当の初期たわみを考慮する方法により安全に設計できること、土留め壁の見かけ上の剛性の増加が期待できることが挙げられる。

以上より、鋼矢板による小口径円形立坑の有用性は極めて高く、推進・シールド工事の立坑への適用拡大による工期・工事費の削減が期待できる。今後は、さらなる施工方法、設計方法の合理化を進めていきたい。

本研究を行うにあたり、発注者である東京電力株式会社をはじめとする関係機関の方々にご指導・ご協力を頂きましたことに、深謝いたします。

【参考文献】

- 1) コルゲート・ライナー技術協会、「ライナープレート設計・施工マニュアル」、2000.6
- 2) 福岡正巳、「新四ツ木橋事故調査報告」、土と基礎、No.153、1970.11
- 3) 近接施工技術総覧編集委員会、「近接施工技術総覧」、産業技術サービスセンター
- 4) 木下茂樹、中野愛之、高瀬正司、前原健治、「鋼矢板による小口径円形立坑 (その1)」、第66回土木学会年次学術講演会、2011.9
- 5) 前原健治、高瀬正司、庄司和矢、根来将司、「鋼矢板による小口径円形立坑 (その2)」、第66回土木学会年次学術講演会、2011.9

覆工コンクリートの養生技術の研究

A Study on Curing of Lining Concrete

廣中哲也* 三澤孝史* 石井敏之* 東 邦和*

要 旨

コンクリート構造物の品質向上には、確実な打込みを行い適切な養生が不可欠である。特にトンネルの覆工コンクリートの養生には従来の湿潤養生に加えて新しい技術が開発、実用化されている。しかし、コンクリートの配合や養生条件を変えてパラメトリックに養生性能を評価した事例は少ない。そこで、覆工コンクリートの標準的な配合を用いて、養生方法（水中養生、散水養生、湿布潤養生、乾燥収縮低減剤、改質材）、養生温度、養生湿度および養生期間等をパラメータとする小型試験体による模擬実験を行った。その結果から、乾燥収縮ひずみの比を評価指標の一つとして、ひび割れ低減効果と覆工コンクリートの合理的な養生方法の選定に必要な基礎データが得られ、養生方法と養生効果の関係を明らかにした。

キーワード：覆工コンクリート、養生、乾燥収縮ひずみ、含水率、表面透気係数

1. まえがき

トンネルの覆工コンクリートの施工では、表面の出来映えや供用期間中の剥落防止対策に特段の注意が払われている。山岳トンネルの覆工コンクリートの標準的な施工では、コンクリートを打設して1日以内にセントル型枠が脱型され、その後の養生は、ほとんど実施されていなかった。そのため、環境および施工条件によっては、コンクリート表面からの水分の蒸発による乾燥収縮や水和反応の阻害からひび割れ発生等の品質低下が生じる場合がある。

そこで、覆工コンクリートの品質の向上には、一般的なコンクリート構造物と同等の養生が必要と考えられ¹⁾、散水養生、湿布養生、膜養生等の養生方法が開発、適用されている²⁾。しかし、これらの養生方法には、配合や養生条件等を統一して性能を評価した事例が少ないため、環境条件および施工条件等に応じた養生方法の選定が困難となっている。

本研究では、覆工コンクリートの養生方法を合理的に選定するために、養生方法および養生条件をパラメータとした要素実験を実施し、覆工コンクリートの養生方法と効果の関係について明らかにしたので報告する。

2. 実験概要

覆工コンクリートの標準的な配合をもとに、養生方法、養生温度、養生湿度および養生期間等の養生条件をパラメータとした。室内試験を実施し、各種物理量の測定か

らひび割れ低減効果および耐久性を評価した。

2.1 コンクリートの配合および使用材料

表-1にコンクリートの配合および使用材料を示す。鉄道および道路の山岳トンネルで使用されている覆工コンクリートの配合を参考に、骨材の最大寸法 40mm、スランプ 15±2.5cm、水セメント比を 60%とした。また、セメントには、高炉セメントB種を使用し、コンクリート標準示方書施工編より単位水量を 170kg/m³以下、単位セメント量を 270kg/m³以上とした。

表-1 コンクリートの配合と使用材料

骨材 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント 比 W/C (%)	空気量 (%)	細骨材 率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
					水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
40	15± 2.5	60	4.5± 1.5	41.0	163	272	749	①654 ②436	C×0.35%
【使用材料】									
セメント：高炉セメントB種、密度 3.04g/cm ³									
細骨材：富津産山砂、密度 2.66g/cm ³ 、吸水率 1.95%、粗粒率 2.45									
粗骨材：①最大寸法 20mm、桜川産碎石、密度 2.66g/cm ³ 、吸水率 0.53%、粗粒率 6.55									
②最大寸法 40mm、桜川産碎石、密度 2.66g/cm ³ 、吸水率 0.52%、粗粒率 9.12 (粗骨材混合比①：②=60：40)									
混和剤：AE 減水剤：リグニンスルホン酸化合物とポリカルボン酸エーテルの複合体、密度 1.04~1.10g/cm ³									

2.2 実験要因および測定方法

表-2に実験要因と水準を示す。養生温度を10~30℃の3水準、養生中の相対湿度を60%と80%に変化させた。材齢12時間で脱型後、水中養生、散水養生、保湿養生、保温保湿養生、乾燥収縮低減剤の噴霧、改質材の塗布を実施し、養生期間、養生方法の組合せ、乾燥収縮低減剤および改質材の種類を変化させた。湿度80%養生は、脱型後の相対湿度を80%一定とした。乾燥期間は、養生期間の終了、乾燥収縮低減剤の噴霧および改質材の塗布以

* 技術研究所

降と定義し、乾燥期間中の相対湿度を60%一定とした。
 なお、養生効果を確認するための試験体は、高炉セメントB種の水セメント比を60%、材齢12時間で脱型し、相対湿度を60%一定で乾燥させた(以降、無対策と呼ぶ)。

表-3に養生方法、写真-1に各種養生状況を示す。
 散水養生では、250ml /分の水を30分に1回の頻度で散布、保湿養生および保温保湿養生では、シートで試験体を覆い、1l /m²の水を3日に1回の頻度で散布して保水させた。乾燥収縮低減剤の噴霧および改質材の塗布は、脱型後直ちに実施し、その噴霧量と塗布量は、150ml /m²とした。また、養生方法の組合せでは、保湿養生または保温保湿養生の終了後、コンクリート表面の水光りが無くなった状態で乾燥収縮低減剤の所定量を噴霧した。

表-2 実験要因と水準

	要因	水準
基本条件	水セメント比	2水準(50,60%)
	セメント種類	2水準(高炉B種、普通)
	養生温度	3水準(10,20,30°C)
	相対湿度	2水準(60,80%)
養生方法	無対策(比較)	12時間脱型後、湿度60%養生
	湿度80%	12時間脱型後、湿度80%養生
	水中養生	
	散水養生	養生期間3水準 (材齢7,14,28日)
	保湿養生	
	保温保湿養生	
	乾燥収縮低減剤	2水準(アルコール系):150ml /m ² 噴霧
	改質材	2水準(シラン系):150ml /m ² 噴霧
	保湿+低減剤	養生期間3水準
	保温保湿+低減剤	(材齢7,14,28日)
【備考】・脱型材齢は、全て12時間とした ・養生期間の終了以降を乾燥期間とした ・乾燥時の相対湿度は60%とした		

表-3 養生方法

種類	方法
無対策	相対湿度60%にて養生
湿度80%養生	相対湿度80%にて養生
水中養生	20°Cの水中にて養生
散水養生	250ml /分の水を30分に1回の頻度で散布
保湿養生	保湿シートで試験体を覆い、1l /m ² の水を3日に1回の頻度で散布
保温保湿養生	保温保湿シートで試験体を覆い、1l /m ² の水を3日に1回の頻度で散布
収縮低減剤	噴霧器で150ml /m ² を噴霧
改質材	刷毛で150ml /m ² を塗布
保湿養生+収縮低減剤	養生期間終了後、コンクリート表面の水光りが無くなった状態で収縮低減剤を噴霧
保温保湿養生+収縮低減剤	

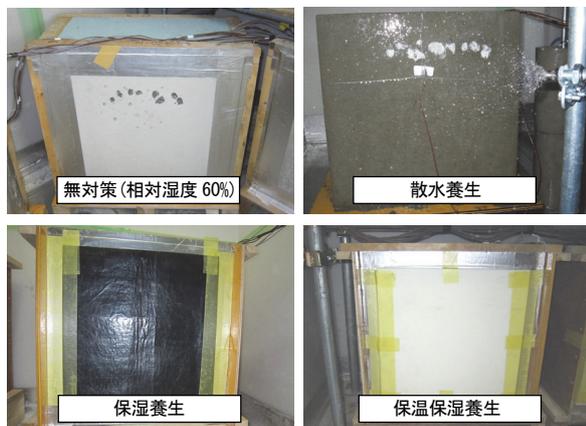


写真-1 各種養生状況

表-4に主な測定項目と評価方法、写真-2に小型試験体の形状、写真-3に埋込み型ひずみゲージおよび熱電対の設置状況を示す。ひび割れの低減効果を①乾燥ひび割れに影響する無対策に対するコンクリートの表面含水率の比およびコンクリートの収縮ひずみの比、②温度ひび割れに影響するコンクリートの内部温度の差、③耐久性に影響する表面透気係数、促進中性化試験および細孔径試験により評価した。

覆工厚を考慮した縦300×横500×高さ500mmの試験体(以降、小型試験体と呼ぶ)により、ひずみ、表面含水率、表面透気係数を測定した。さらに、小型試験体から圧縮強度測定用の直径68×高さ136mmのコア試験体采取了。また、比較用として直径125×高さ250mmの標準試験体を作製した。小型試験体および標準試験体ともに材齢12時間で脱型し、小型試験体の横500×高さ500mmの1面のみを測定面とし、それ以外の面を厚さ50mmの押出法ポリスチレンフォーム保温材で覆い、保温および乾燥を防止した。

表面透気係数の測定には、トレント法を採用した³⁾。トレント法は、直径150mm、厚さ100mm程度の平滑なコンクリート面を確保できれば、1箇所12分程度と非破壊で迅速に測定できる方法である。促進中性化試験では、養生および乾燥期間終了後の小型試験体から採取したコア試験体を用いて、JIS A 1152およびJIS A 1153に準拠して中性化深さを測定した。また、細孔径試験では、同様に採取したコア試験体を輪切りにした円板から粗骨材分を除去して得られたモルタル状の試料を用いて、水銀圧入法により空隙の大きさとその体積を測定した。

表-4 主な測定項目と評価方法

対象効果	測定項目	測定方法	評価方法	試験体形状
乾燥ひび割れの低減	表面含水率	高周波式水分計	表面含水率の比	小型試験体 ・縦 300mm ・横 500mm ・高さ 500mm
	収縮ひずみ	埋込み型ひずみゲージ ・表面から30,50,150,250mmに設置	収縮ひずみの比	
温度ひび割れの低減	コンクリート温度	熱電対 ・表面から30,50,150,250mmに設置	内部温度の差	直径125mm ・高さ250mm 小型試験体から採取 ・直径68mm ・高さ136mm
	水和反応の進行	圧縮強度 標準試験体(JIS A 1108) ・材齢7,28,56日 コア試験体(JIS A 1107) ・材齢56日	圧縮強度の比	
耐久性の向上	表面透気係数	表面透気試験(トレント法) ・材齢56日	表面透気係数	小型試験体
	中性化深さ	促進中性化試験(JIS A 1152, JIS A 1153)	中性化深さ	小型試験体から採取
	細孔量 細孔径	細孔径試験(水銀圧入法) ・表面-10,15-25,30-40,45-55,95-105mmで円板状に切断	累積百分率 平均細孔径	小型試験体から採取 (コア試験体) ・直径68mm ・高さ136mm



写真-2 小型試験体の形状



写真-3 埋込み型ひずみゲージと熱電対

3. 実験結果

3.1 コンクリートの表面含水率

写真-4にコンクリートの表面含水率測定状況、図-1に各種養生方法とコンクリートの表面含水率を示す。コンクリートの表面含水率では、所定の乾燥期間毎に高周波容量式水分計を用いて測定した。無対策と比べたコンクリートの表面含水率は、乾燥収縮低減剤および改質材では乾燥期間3~7日では大きい傾向を示すが、28日ではほぼ等しくなっている。それに対して、湿度80%、水中、散水および保湿養生は、乾燥期間28日のコンクリートの表面含水率が高い状態にある。

図-2に乾燥期間28日の無対策に対する表面含水率の比を示す。乾燥期間28日の無対策に対する表面含水率の比は、大きい順に水中、散水、湿度80%、保湿養生となり、コンクリート表面からの乾燥防止および保水効果が乾燥期間28日まで持続していることが分かる。これは、養生によりコンクリート中に水分を供給したこと、セメントの水和反応が促進されて密実な組織となったことに起因すると考えられる。ただし、水中養生および散水養生の高含水率の状態で養生を終了した場合、条件によっては微細な乾燥収縮ひび割れの発生を助長する現象が見られたため、養生期間中の散水量や散水頻度等に留意する必要がある。なお、乾燥期間28日の乾燥収縮低減剤と改質材の無対策に対する表面含水率の比は1.00~1.04倍と小さく、乾燥防止および保水効果は、乾燥期間3~7日程度であると考えられる。



写真-4 コンクリートの表面含水率測定状況

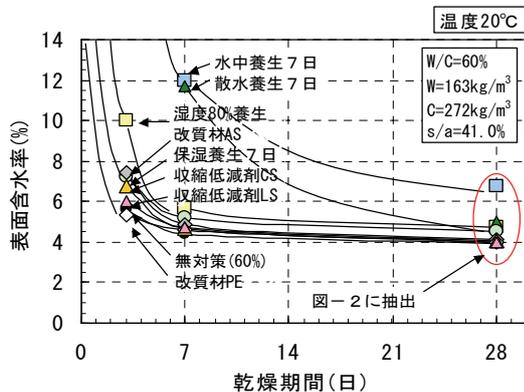


図-1 各種養生方法とコンクリートの表面含水率

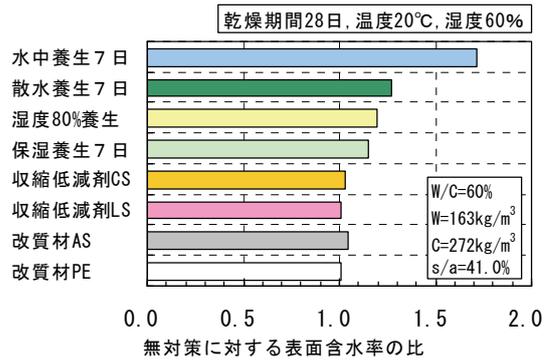


図-2 乾燥期間28日の無対策に対する表面含水率の比

3.2 圧縮強度

図-3に材齢56日の標準試験体および小型試験体から採取したコア試験体の圧縮強度と各種養生方法の関係を示す。標準試験体の圧縮強度は、コア試験体の0.5~0.9倍と小さな値を示している。これは、コア試験体は片方の端面だけから乾燥するのに対して、標準試験体は全面から乾燥するため、乾燥の影響を大きく受け、セメントの水和反応が阻害されたのもと考えられる。

図-4に材齢56日の無対策に対するコア試験体の圧縮強度の比を示す。無対策に対するコア試験体の圧縮強度の比は、水分供給のある水中、保湿、保温保湿および散水養生で1.4~1.6倍と大きな値を示し、乾燥収縮低減剤および改質材で1.2程度を示している。なお、湿度80%養生では、1.05倍程度と無対策に対する強度発現効果は小さいことが分かる。

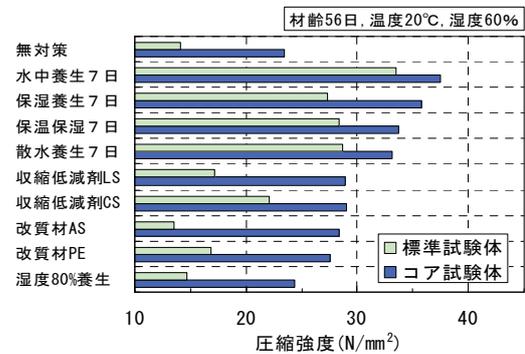


図-3 標準およびコア試験体強度と各種養生方法

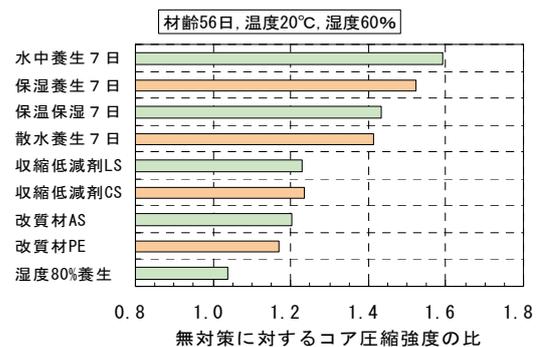


図-4 無対策に対するコア試験体の圧縮強度の比

図-5に養生期間と材齢56日の無対策に対するコア圧縮強度の比の関係を示す。養生期間が長くなるのに伴って、水中養生、保湿養生、保温保湿養生および散水養生の無対策に対するコア圧縮強度の比は大きくなり、養生の実施期間14日以降の増加傾向は小さくなっていることが分かる。

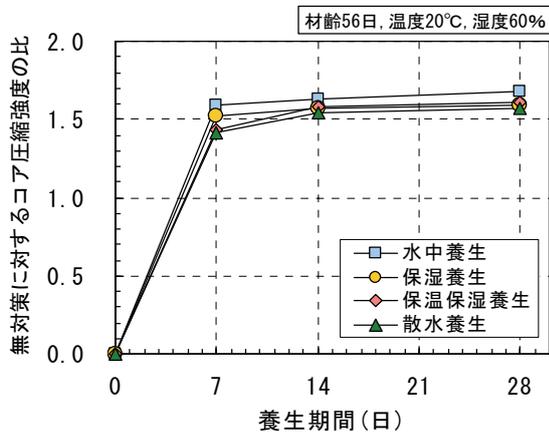


図-5 養生期間と無対策に対するコア圧縮強度の比

3.3 コンクリートの収縮ひずみ

図-6に養生方法と表面から30mmのコンクリートの収縮ひずみ、図-7に乾燥期間28日での無対策に対するコンクリートの収縮ひずみの比を示す。乾燥期間28日における各養生のコンクリートの収縮ひずみは、無対策の -400×10^{-6} から水中養生7日の -90×10^{-6} の範囲に分布していることが分かる。また、無対策に対する収縮ひずみの低減効果は、効果の高い順に水中養生、保温保湿養生、保湿養生、散水養生、湿度80%養生、乾燥収縮低減剤、改質材となり、無対策に対する収縮ひずみの比は、0.2~0.9倍と効果に大きな差があることを確認した。

図-8に養生期間と乾燥期間28日の無対策に対するコンクリートの収縮ひずみの比を示す。養生期間が長くなるのに伴って、水中養生、保温保湿養生、保湿養生および散水養生の無対策に対する収縮ひずみの比は小さくなり、散水養生では実施期間14日以降、保温保湿養生および保湿養生では実施期間7日以降でほぼ収束することが分かった。

図-9に打設完了後の養生温度と表面から30mmのコンクリートの収縮ひずみ、図-10に養生温度を10℃としたコンクリートの収縮ひずみに対する各養生温度での収縮ひずみの比を示す。養生温度の増加に伴ってコンクリートの収縮ひずみの比は減少しており、養生温度10℃に対して、養生温度20℃で0.6倍、30℃で0.5倍の値を示している。また、収縮ひずみは、養生温度20℃~30℃区間に比べて、10℃~20℃区間の減少が大きくなっており、冬期の給熱対策が収縮ひび割れ低減に有効であると考えられる。

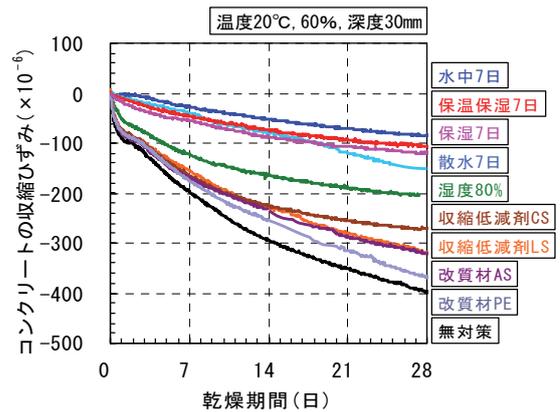


図-6 養生方法とコンクリートの収縮ひずみ

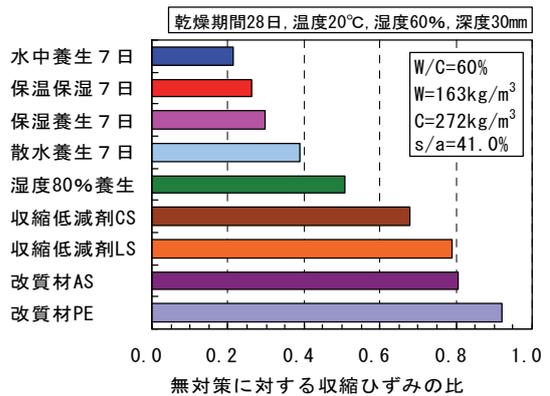


図-7 無対策に対するコンクリートの収縮ひずみの比

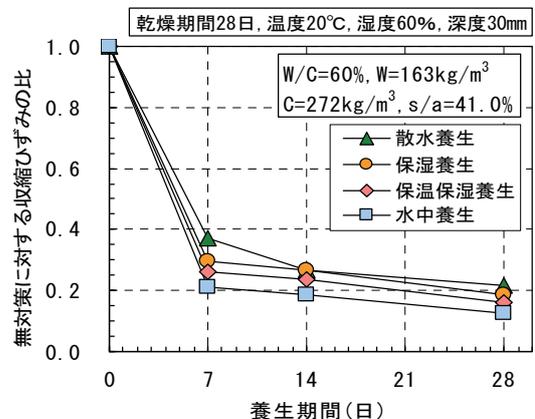


図-8 養生期間とコンクリートの収縮ひずみの比

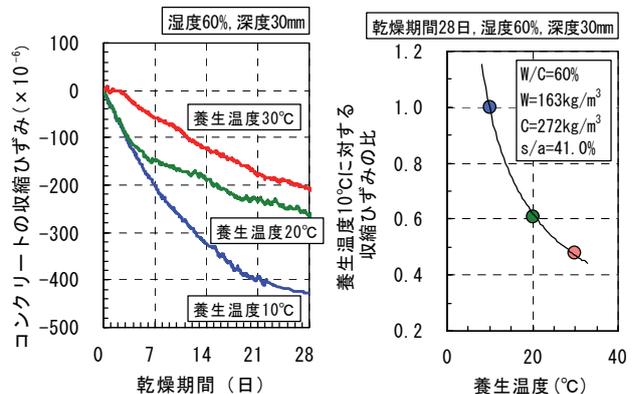


図-9 養生温度とひずみ 図-10 養生温度とひずみの比

図-11に保温保湿養生後に収縮低減剤を噴霧した場合の無対策に対する収縮ひずみの比を示す。保温保湿養生の所定の養生期間が終了した後に、コンクリート表面の水光りが無くなった時点で収縮低減剤を噴霧した。保温保湿養生7日後に収縮低減剤を噴霧した場合では、無対策に対する収縮ひずみの比は、保温保湿養生7日と比べて小さくなっており、養生方法の組合せにより収縮ひずみの低減効果が大きくなることを確認した。一方、保温保湿養生の養生期間の長い14日と28日では、無対策に対する収縮ひずみの比にはほとんど変化がなく、組合せによる収縮ひずみの低減効果は得られないことが分かる。これは、保湿養生を14日以上実施することで、セメントの水和反応の進行に伴う十分な引張強度の発現と緻密な組織の形成による収縮ひずみの低減効果が収縮低減剤の効果を上回ったものと考えられる。なお、保温保湿養生と収縮低減剤を組合せて使用した場合は、コンクリート表面の微細な乾燥収縮ひび割れの発生を防止できる(写真-5参照)。トンネル工事では、貫通による湿度の小さい風が乾燥を助長するため、微細な乾燥収縮ひび割れの防止対策として収縮低減剤の使用は有効である。

図-12に水セメント比およびセメント種類と収縮ひずみの比を示す。収縮ひずみの比は、各養生方法における高炉セメントB種を用いた水セメント比60%の収縮ひずみに対する比とした。湿度60%養生では、水セメント比を60%から50%に小さくすることやセメント種類を高炉セメントB種から普通ポルトランドセメントに替えることで、収縮ひずみを1割程度低減できる。

3.4 内部温度

写真-6にコンクリート温度測定用の熱電対設置状況、図-13にコンクリート表面30mmと内部150mmの温度履歴、図-14にコンクリート表面30mmと内部150mmの温度差を示す。保温保湿養生では、無対策に比べて、コンクリート温度の降下が遅くなり、コンクリート表面と内部の最大温度差で5.5℃程度減少していることが分か

る。これにより、コンクリート表面と内部の温度差に起因する引張応力の発生時期が遅くなるとともに、引張応力の値が小さくなることで、水和熱による温度ひび割れの低減効果を期待できる。

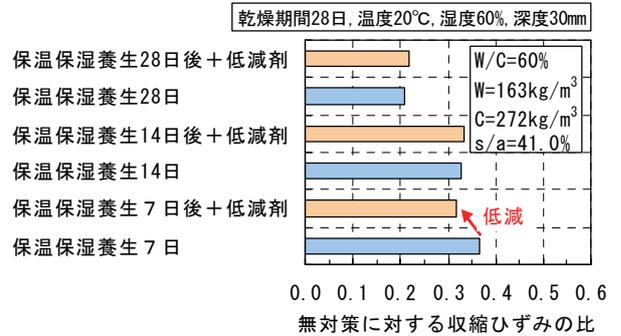


図-11 保温保湿養生と収縮低減剤の組合せ効果

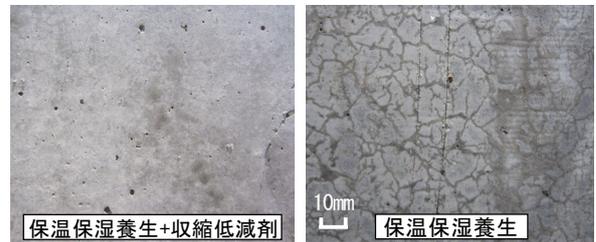


写真-5 水の噴霧により強調したコンクリート表面の状況

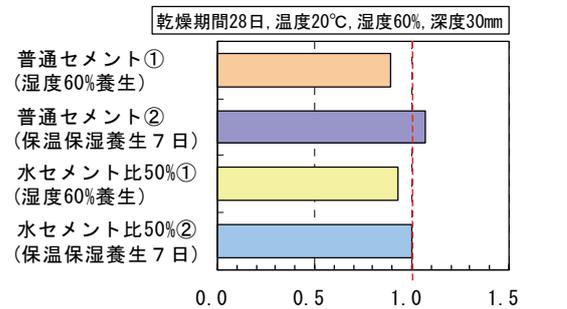


図-12 水セメント比、セメント種類と収縮ひずみの比

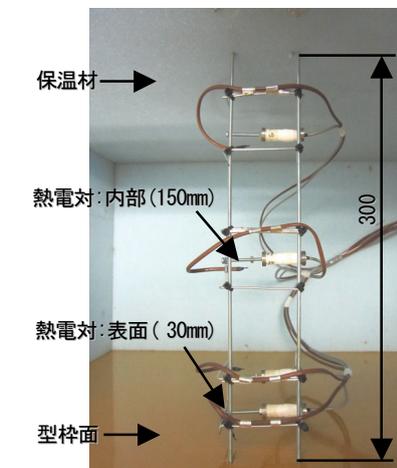


写真-6 温度測定用の熱電対設置状況

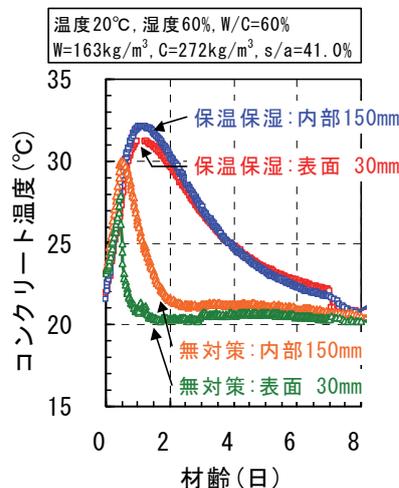


図-13 コンクリート表面と内部の温度履歴

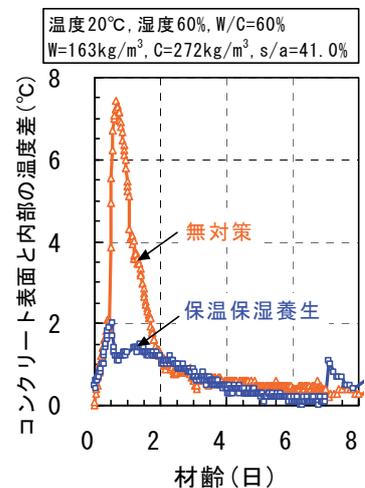


図-14 コンクリート表面と内部の温度

3.5 耐久性

図-15にコンクリート表面から深さ10mm区間(コンクリート表面からの平均深さ5mm)の細孔径分布、図-16に各種養生方法と表面透気係数の関係を示す。各養生方法の細孔径曲線は、無対策に比べて、細孔径の小さい側に分布しており、直径の小さい順に水中、散水、保湿および保湿保湿養生となった。また、表面透気係数も無対策に比べて、水中、保湿、保湿保湿および散水養生で小さくなっている。これらの結果から水和反応の促進により緻密な組織が形成されていることが分かる。

図-17に各種養生方法と促進中性化深さを示す。無対策に対する各養生方法の促進中性化深さは、促進中性化期間26週で0.40~0.75倍と小さな値を示しており、組織が緻密になり二酸化炭素の拡散を抑制することで中性化抵抗性が向上したものと考えられる。

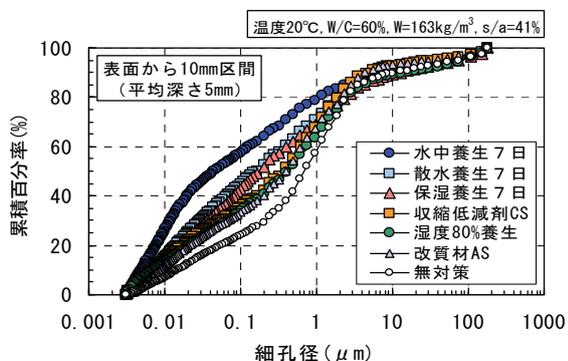


図-15 表面から深さ10mm区間の細孔径分布

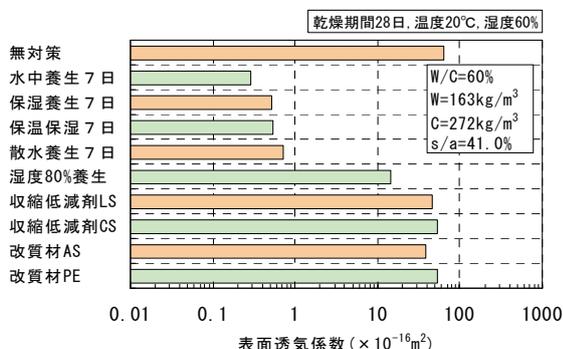


図-16 各種養生方法と表面透気係数

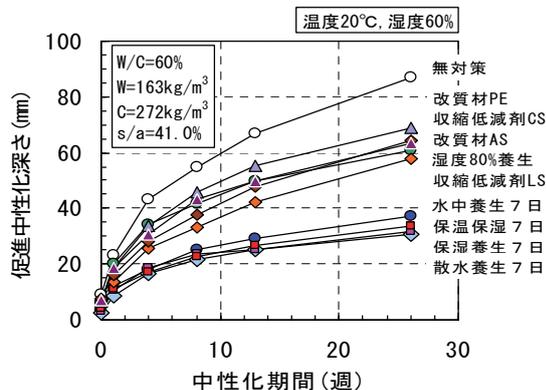


図-17 養生方法と促進中性化深さ

4. まとめ

覆工コンクリートの養生方法および養生条件をパラメータとした室内実験から、以下の事項を明らかにした。

- i. 無対策に対するコア試験体の圧縮強度は、水中養生、保湿養生、保湿保湿養生および散水養生では1.4~1.6倍、乾燥収縮低減剤および改質材では1.2倍程度である
- ii. 無対策に対する収縮ひずみの低減効果は、効果の高い順に水中養生、保湿保湿養生、保湿養生、散水養生、湿度80%養生、乾燥収縮低減剤、改質材となり、無対策に対する収縮ひずみは、0.2~0.9倍と効果に大きな差がある
- iii. 収縮ひずみの低減効果は、散水養生では実施期間14日以降、保湿保湿養生および保湿養生では実施期間7日以降でほぼ収束しており、適切な養生期間の目安となる
- iv. 養生温度10℃に対する収縮ひずみは、養生温度20℃で0.6倍、30℃で0.5倍となり、10~20℃区間の収縮ひずみの低減割合が大きいため、冬期の低温時の給熱が収縮ひび割れ低減に有効である
- v. 保湿養生は、コンクリート温度の降下を遅くし、表面と内部の温度差を小さくするため、水和熱による温度ひび割れを低減できる
- vi. 養生期間7日の場合に保湿保湿養生と乾燥収縮低減剤の組合せによる収縮ひずみ低減効果が得られ、乾燥収縮低減剤の使用は、微細な収縮ひび割れの防止に有効である
- vii. 各養生の細孔径および表面透気係数は、無対策に比べて小さくなっており、コンクリートの組織が緻密になることで中性化抵抗性が向上する

5. あとがき

山岳トンネルの覆工コンクリートの品質向上に影響を与える養生方法について、パラメトリックな実験により養生効果のデータを収集できた。今後は、技術提案や現場の品質向上等の実務部門への展開を図りたい。

【参考文献】

- 1) 土木学会、「コンクリート標準示方書・施工編」、pp.126-129、2007
- 2) 例えば、山田浩幸、後藤裕一、水町 実、坂本全布、「温度制御噴霧式覆工コンクリート養生法の開発」、トンネルと地下、Vol.39、No.4、pp.45-53、2008.4
- 3) 土木学会、「コンクリート技術シリーズ No.80 構造物表面のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会(335 委員会)成果報告書およびシンポジウム講演概要集」、pp.30-36、2008

山岳トンネル工事と明かり工事における 品質確保のシステム化

Development of Quality Assurance System for Tunnelling and Structure

宮田岩往* 五十嵐善一* 平井 崇* 北垣潤一*

要 旨

山岳トンネル工事と明かり工事を対象に、構造物の品質確保を目的とした施工管理システムの開発に取り組んだ。山岳トンネル工事については、山岳トンネル施工に関する地質図や出来形・品質管理などの書類（情報）をトンネルの測点と関連付けて一元的に整理し、測点毎に関連のある情報を簡単に参照できる「山岳トンネルデータベース」を開発し、施工現場への導入によりその有効性を確認した。また、鉄道高架橋構造物等の明かり工事については、「三次元配筋モデル」により、鉄筋の干渉箇所や過密状態を視覚的に確認すると共に、コンクリートの骨材やパイプレータと等しい径の球体モデルを用いて、鉄筋の間隙をコンクリートの骨材やパイプレータが通過できることを事前に把握することで、施工性の検討に有効であることを確認した。

キーワード：山岳トンネルデータベース、維持管理、三次元配筋モデル、施工シミュレーション

1. まえがき

建設業において業務効率化によるコスト縮減や工期短縮、品質確保が重要な課題となっていることから、山岳トンネル工事と明かり工事を対象に構造物の品質確保を目的とした施工管理システムの開発に取り組んだ。

山岳トンネル工事では、従来からトンネル測点・地質平面図・地質縦断面図・地質名・支保パターン・掘削方法・補助工法的设计・実測値等のトンネル施工に関する様々な情報を、トンネル全延長に渡って巻物のような長い紙に記入して管理している（図-1）。しかしながら、従来の紙での管理では、管理図表と出来形管理や品質管理等の帳票が別々にファイリングされて保管されるため、管理図表のトンネル測点に関する情報を取り出すのに時

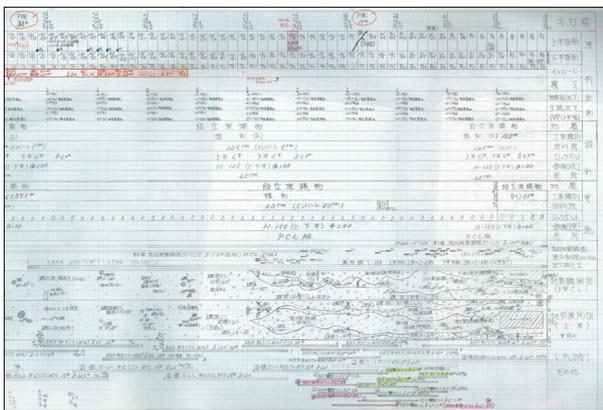


図-1 トンネル施工情報管理図表

間が掛かってしまう。そこで、山岳トンネルの施工に関する書類データ（地質図、出来形・品質管理等の情報）をトンネルの測点と関連付けて一元的に管理し、測点に関する情報を簡単に参照することができる「山岳トンネルデータベース」を開発した。また、このシステムは、データを EXCEL や HTML 形式で出力できるので、発注者に電子納品することにより施工中の情報共有だけでなく、竣工後の維持管理データとしても活用できる。

また、鉄道等の高架橋構造物等の明かり工事では、耐震性を高めるためにより多くの鉄筋が使用されると共に、景観への配慮から構造物自体のデザインも複雑なものが増えている。そのため配筋工事の難度が高くなり、設計どおりに配筋できない場合もある。そこで、鉄道高架橋構造物の設計図を基に、三次元 CAD を用いて鉄筋の三次元モデルを作成し、鉄筋干渉チェック機能により鉄筋の干渉状況や干渉箇所を特定した。これにより、鉄筋の過密状態も視覚的に表現することが可能となり、コンクリートの骨材やパイプレータが通過できることを事前に把握することで施工性の検討に活用した。

2. 山岳トンネルデータベース

2.1 システム概要

「山岳トンネルデータベース」は、山岳トンネル工事現場において従来からトンネル施工に関する様々な情報を記入して管理している「トンネル施工情報管理図表」をシステム化したものである。図-2に示すとおり、本

*管理本部情報システム部

システムでは、トンネル測点・地質平面図・地質縦断面図・地質名・支保パターン・掘削方法・補助工法の設計・実測値等の施工情報に加えて、切羽観察記録や、吹付コンクリート・覆工コンクリート・インパルトコンクリート等の出来形管理記録や、スランプ試験・ロックボルト引抜試験等の品質管理記録の情報（書類データ）をトンネル測点と関連付けて管理することができる。

2.2 データ登録・参照

登録方法は簡単で、図-3に示すように、書類データを登録したい測点の書類名の上にドラッグ&ドロップすることで、測点と書類データが関連付けられ、

登録された書類データは、測点毎の書類名をクリックすることにより測点に関連した書類データを参照することができ、「フォルダへ」ボタンをクリックすることで書類フォルダ毎に登録された全測点分の書類データを参照することができる。また、事前に測点毎に必要な書類データ名を登録しておくことで、書類データが登録されていない書類名が赤字で表示され、書類データ登録時に黒字に変わる仕組みとなっているため、必要書類データの登録漏れチェックをすることができる。なお、登録可能なファイル形式に制限は無く、EXCEL、WORD、PDF等の様々な形式のファイルを登

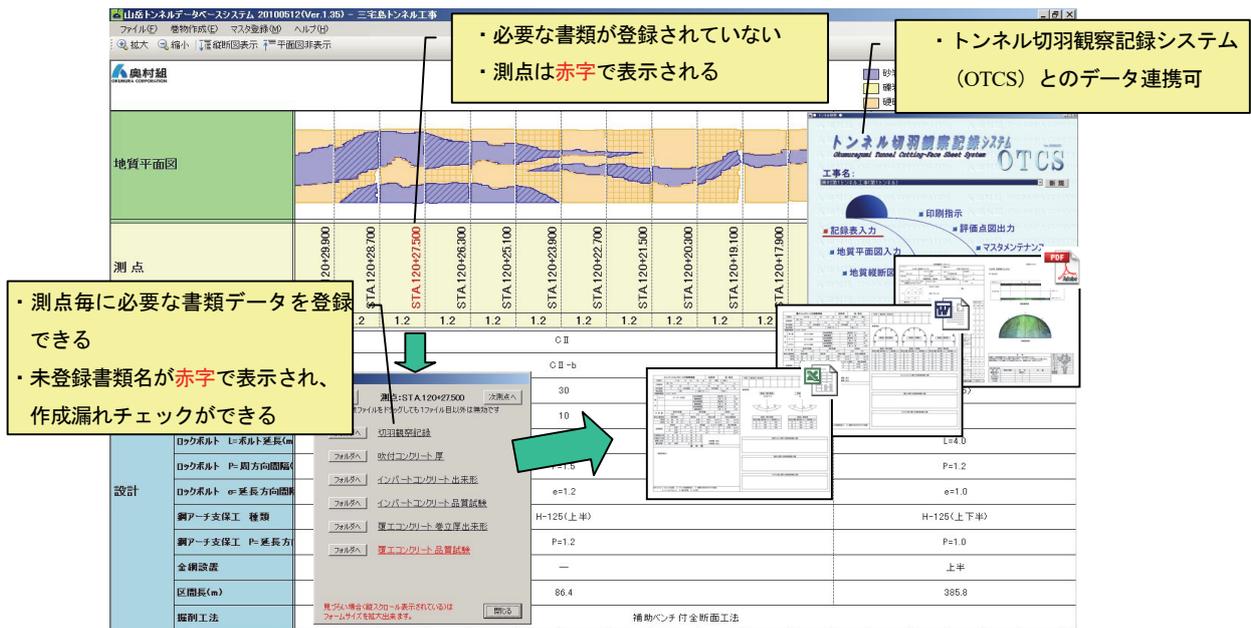


図-2 山岳トンネルデータベース概要

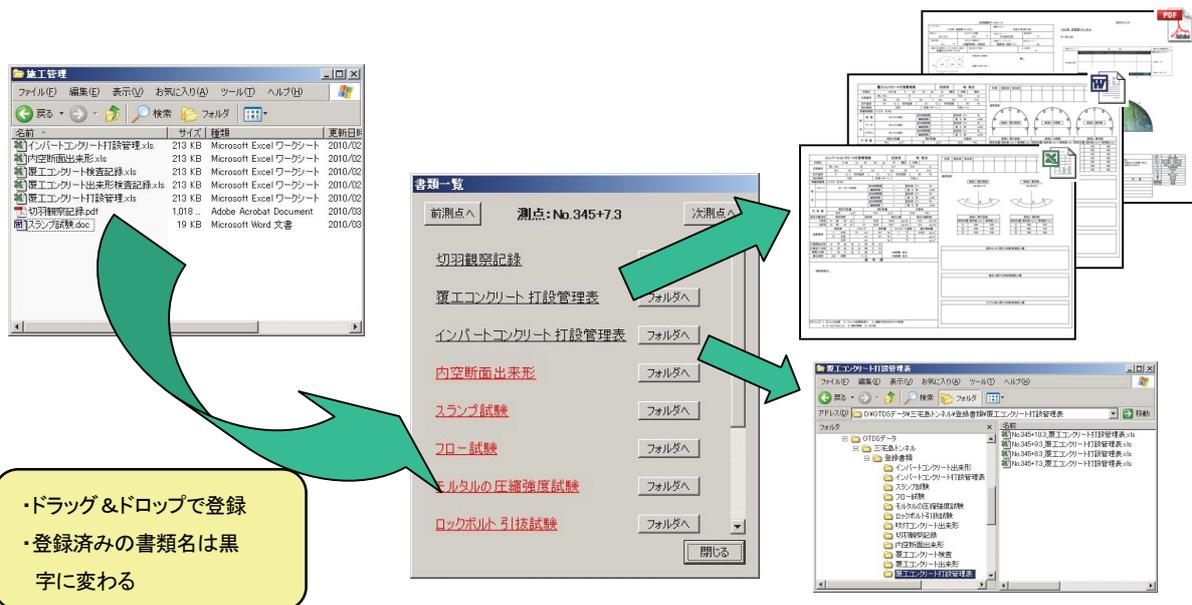


図-3 書類データ登録・参照方法

録することが可能である。また、このシステムは LAN でデータ共有が可能であり、データを一元的に管理することができるので、例えば、昼夜勤務で担当職員が不在の場合でも、工事所の全職員が常に最新のデータを確認することができる。これにより、施工中の情報共有を図ることができ、施工データを次の工程にフィードバックすることができる。また、本システムは既開発の「トンネル切羽観察記録システム (OTCS)」とのデータ連携が可能で、同システムに入力した測点情報・地質平面図・地質縦断面図・切羽観察記録のデータを本システムに取り込むことができるので、同システムとの併用により施工管理の効率化を図れる。

2.3 登録データの出力

本システムに登録されたデータは、図-4に示すように、EXCEL・HTML 形式の管理ファイルに書類データがリンクされた形で出力することが可能であり、出力データ (EXCEL・HTML 形式の管理ファイル+登録されたデータ) を発注者に電子納品することができる。本システムの出力データを電子納品することにより、竣工後の維持管理データとしても有効に活用できるため、発注者 (国土交通省) に好評であった。

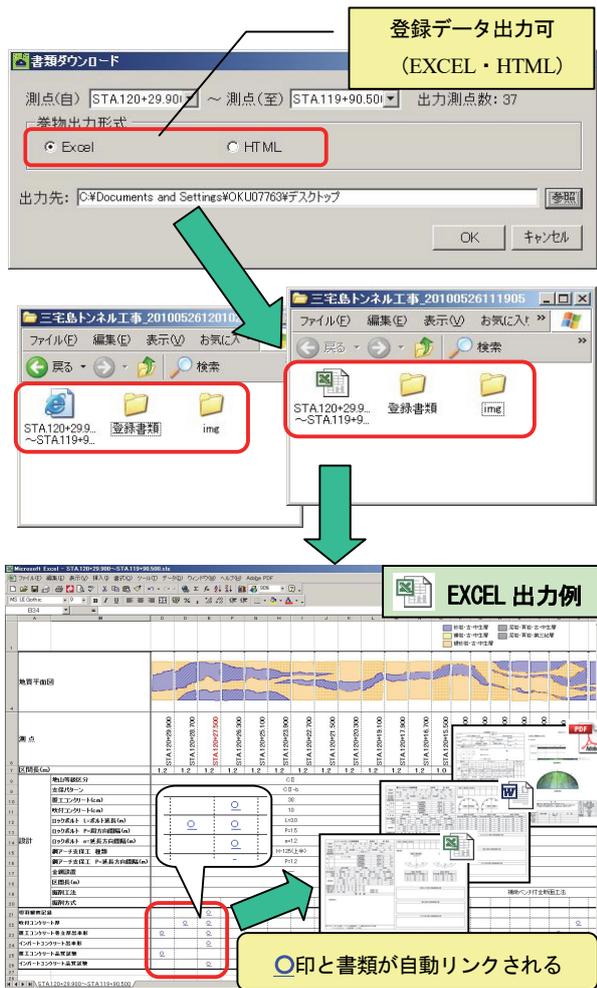


図-4 登録データ出力例

3. 三次元配筋モデルの現場適用

3.1 現状の課題と概要

鉄道等の高架橋構造物で耐震性を高めるために多くの鉄筋が使用されると共に、景観への配慮から構造物自体のデザインが複雑化し、配筋の難度が高く設計どおりの配筋が難しくなり、さらには配筋できない場合もある。他にも鉄筋コンクリート構造物の配筋に関する課題がいくつか挙げられている¹⁾が、設計上の課題としては以下のようなものがある。

- i. 部材ごとに図面を作成しているため、各部材を重ね合わせた際に鉄筋が干渉している場合がある
- ii. 設計図面が二次元 CAD で鉄筋に太さを与えずに点と線で作成されているため、細部においてフックの取り合いなどで鉄筋が干渉し、配筋できない場合がある

また、施工上の課題としては、以下のようなものがある。

- i. 場所打ち杭頭部が基礎や地中梁と接合する箇所等で、設計どおりに鉄筋が組めない場合がある
- ii. 鉄筋組立手順を考慮していないため、設計どおりのスターラップ形状では、実際に配筋できない場合がある
- iii. 複雑な配筋や組立手順に対応できる技量を持つ鉄筋工が少なくなっている

そこで、配筋問題が多く発生している鉄道等の高架橋構造物の施工現場に「三次元配筋モデル」を適用し、システムの有効性と課題および今後の方向性を検討した。

3.2 三次元モデルの作成

Autodesk 社の三次元モデル設計ツールである RevitStructure と NavisWorks を用いて、鉄道高架橋工事の二次元設計図面を基に、図-5に示すような「三次元配筋モデル」を作成した。

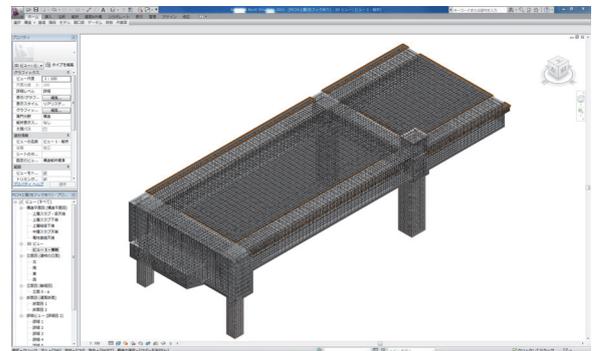


図-5 3次元配筋モデル

作成手順は、以下のとおりである²⁾。

- i. RevitStructure 標準の部材 (基礎・柱・梁・スラブ等) を用いて高架橋構造物 (外形・形状) の三

- 次元モデルを作成する (図-6)
- ii. 配筋できないと予想される箇所や、コンクリート打設が可能な検討が必要な箇所 (例えば、杭頭部、基礎部、地中梁、梁の接合部、桁受部等) を特定する
- iii. i で作成した構造モデルの各部材に対して、RevitStructure 標準の配筋機能を利用して、配筋モデルを配置する
- iv. iii で配筋モデルを配置する際、図-7 に示すように二次元配筋図を断面方向の下図として表示させておき、RevitStructure 標準の配筋機能を用いて鉄筋形状タイプ・鉄筋径を選択し、位置合わせをして配置を行う
- v. 主筋組立図のタイプごとにグループ化を行い、連続して配筋モデルを配置する

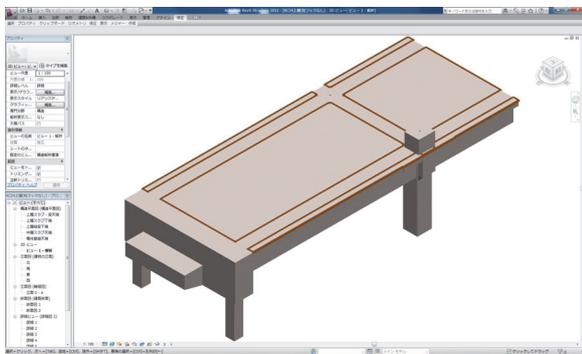


図-6 構造物の3次元モデル

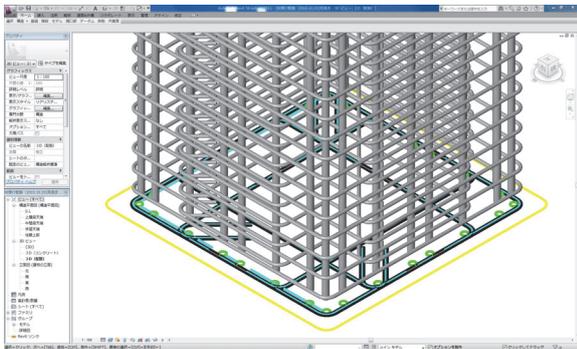


図-7 配筋モデルの配置手順

3.3 鉄筋干渉チェック

「三次元配筋モデル」では、鉄筋の太さが表現されており、二次元図面では確認できなかった鉄筋の干渉状況が表現できる (図-8)。

鉄筋干渉チェックの手順は、以下の通りである。

- i. 作成した配筋モデルのうち、干渉チェックを行う鉄筋を特定 (選択) する
- ii. RevitStructure の鉄筋干渉チェック機能を用いて、鉄筋の干渉状況と干渉位置を特定する

- iii. 干渉チェックを行った結果は、図-9 のように鉄筋の干渉箇所が赤色で表示されると共に、干渉箇所数や干渉した部材が表示される
- iv. iii で赤色に表示された干渉箇所をクリックすることにより、干渉している鉄筋の詳細が表示される (図-10)

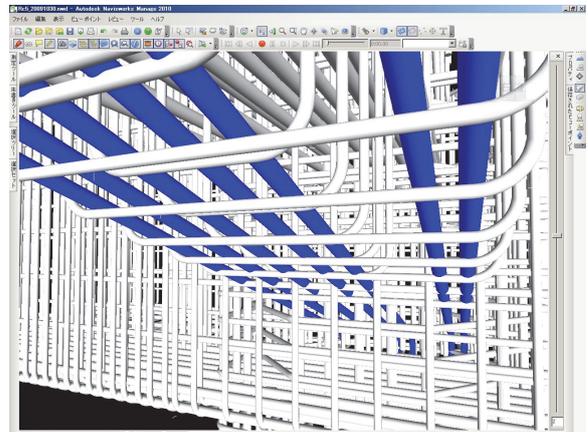


図-8 鉄筋干渉状況

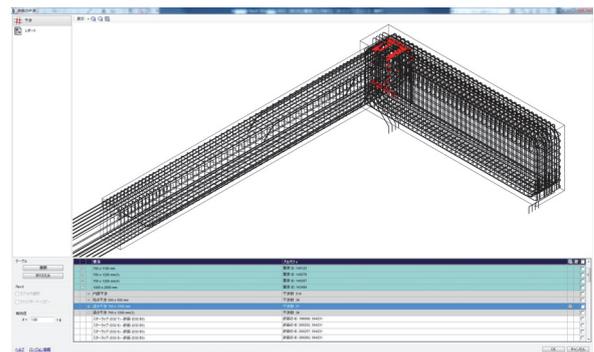


図-9 鉄筋干渉チェック

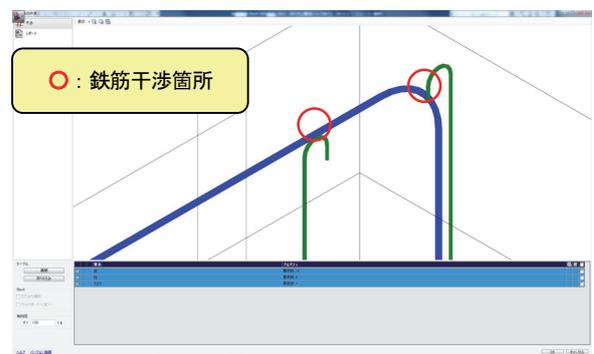


図-10 鉄筋干渉状況 (詳細)

3.4 過密状態の把握およびコンクリート打設 (骨材通過) シミュレーション

「三次元配筋モデル」において、鉄筋の太さが表現されたことにより、鉄筋の干渉状況だけでなく鉄筋の過密

状態も明確になる。二次元図面ではわかりにくい鉄筋の過密状態が図-11 に示す桁受部の「三次元配筋モデル」により明確になった。そこで、コンクリート打設時にコンクリートが確実に充填できるかの検討を次の手順で行った。

- i. RevitStructure で作成した配筋モデルのデータを NavisWorks 形式のデータとしてエクスポートする
- ii. i でエクスポートする際に RevitStructure で作成した鉄筋の形状タイプ名、鉄筋径等属性情報も NavisWorks に受け渡される
- iii. NavisWorks でコンクリート骨材の最大粒径と等しい径 (25mm) の球体モデルを作成する
- iv. 鉄筋の間に iii で作成した骨材球体モデルを通過させ、コンクリート打設 (骨材通過) のシミュレーションができる (図-12)

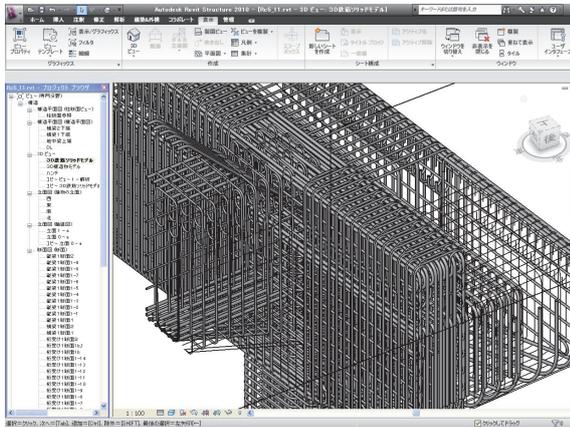


図-11 桁受部配筋状況

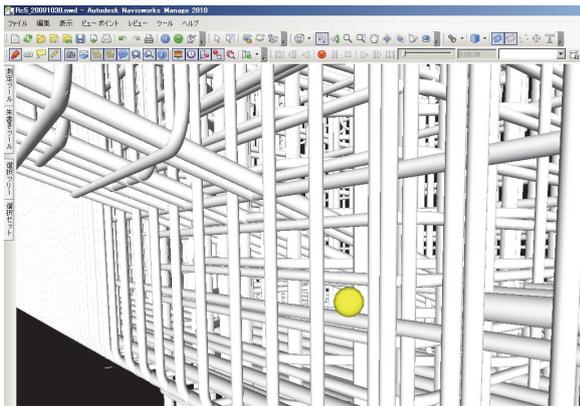


図-12 骨材通過シミュレーション

3.5 コンクリート打設 (パイプレータ挿入確認) シミュレーション

3.4 でシミュレーションを行った鉄道高架橋工事と別の工事では、設計の仕様が高流動コンクリートとなっていたが、縦断勾配が急なためコンクリート表面仕上げの

施工性を考慮して、普通コンクリートへの変更を検討していた。しかし、普通コンクリートへ変更するためには、確実にパイプレータを挿入しての振動締め込みが可能であることを証明する必要がある。そこで、このケースでは、「三次元配筋モデル」にパイプレータと等しい径 (43mm) の球体モデルを通過させてコンクリート打設シミュレーションを行った。

検討手順と結果を以下に示す。

- i. RevitStructure で「三次元配筋モデル」を作成し、NavisWorks にエクスポートする (図-13)
- ii. NavisWorks でパイプレータと等しい径 (43mm) の球体モデルを作成する
- iii. 梁 (1000mm×2000mm) およびスラブのコンクリート打設時に、柱 (500mm×500mm) のコンクリート水平打継部までパイプレータが挿入できることを確認するため、ii の球体モデルを梁天端から垂直方向に通過させて、コンクリート打設 (パイプレータ挿入) シミュレーションを行った (図-14)

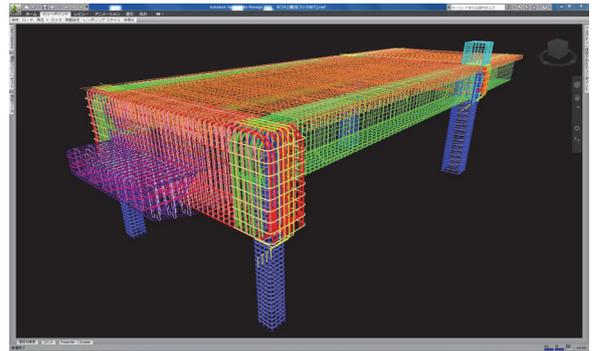


図-13 3次元配筋モデル

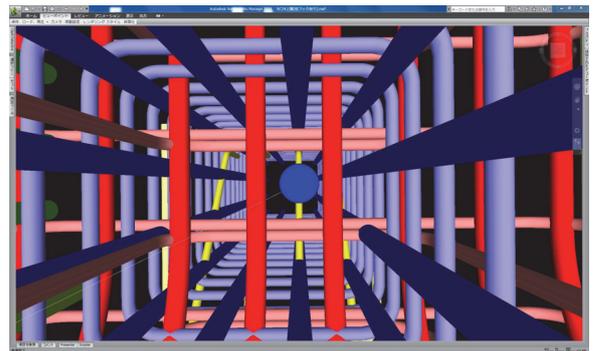


図-14 パイプレータ挿入シミュレーション

- iv. シミュレーションの結果、鉄筋に支障することなく、柱の打継部までパイプレータを挿入できることを確認した
- v. 「三次元配筋モデル」作成時に、部位ごとに鉄筋の色を付けたことにより、鉄筋の区別が容易できると好評であった

4. あとがき

山岳トンネル工事と明かり工事の施工品質確保を目的とした施工管理システム化に取り組んだ。

山岳トンネル工事については、「山岳トンネルデータベース」を開発し、施工現場へ適用した結果、最新施工データの情報共有化により次工程への迅速なフィードバックが可能となり、施工品質の向上に有効であることを確認した。また、施工情報管理データを電子納品することにより、発注者の維持管理データとして有効であることが確認できた。今後は、全ての山岳トンネル現場への普及・展開を図る予定である。

明かり工事については、「三次元配筋モデル」を鉄道高架橋工事に適用し、鉄筋干渉チェック・コンクリート打設（骨材通過・バイブレータ挿入）シミュレーションを行うことにより、事前に施工上の問題点等を明確に表現することができた。今後は、鉄筋が干渉した際の干渉解消機能のシステム化を目指す予定である³⁾。

【参考文献】

- 1) 藤澤泰雄、五十嵐善一、山口修平、「三次元配筋設計支援システムによる効率化の検討について（その1）－現状の課題と今後の方向性－」、第64回土木学会年次学術講演会、VI-259、2009.9
- 2) 小林三昭、五十嵐桂一、「三次元配筋設計支援システムによる効率化の検討について（その2）－システムの構築－」、第64回土木学会年次学術講演会、VI-260、2009.9
- 3) 五十嵐善一、「三次元配筋モデルの施工現場への適用について－現状の効果と課題および今後の方向性－」、第65回土木学会年次学術講演会、VI-525、2010.9

比抵抗トモグラフィによる 地盤改良体の形状と品質の評価

Evaluation for Profile and Quality of Soil Improvement Body by Electrical Resistivity Tomography

清水智明* 今泉和俊** 高島哲朗*** 倉田和彦***

要 旨

液状化対策として施工した地盤改良工の面的な出来形と品質の確認方法として比抵抗トモグラフィを試行した。その結果、注入の途中段階においては、注入済の箇所比抵抗が低下する解析結果が得られた。また、注入完了後は、改良体の品質確認のために実施したチェックボーリングコアの薬液成分分析結果とコア採取位置の比抵抗を照合し、比抵抗の低下した位置に薬液が注入されていることが確認できた。以上のことから、薬液注入範囲と改良効果の面的な評価手法として、比抵抗トモグラフィの適応性を示すことができた。

キーワード：比抵抗トモグラフィ、薬液注入、液状化、可視化

1. まえがき

液状化対策として行う薬液注入では、改良範囲と改良体の品質を精度良く把握することが重要である。一般的には、限られた本数のチェックボーリングを行い、コアの強度やコアに含まれる薬液成分の分析から改良効果が確認される。しかし、この方法では、試料採取箇所におけるピンポイントの情報しか得られず、改良範囲全体の品質評価に課題が残されている。

今回対象とした液状化対策工事は、改良範囲が交通量の多い交差点下方にある既設幹線共同溝の下であること、さらに、浸透固化処理工法を水平方向に施工するという実績の少ない方法を採用した点が特徴であった。そのため、施工できるチェックボーリングの数が制約され、また、これまでの同じ工法の改良実績を参考にすることができなかった。

そこで、薬液注入による改良範囲と改良体の品質を面的に評価する手段として、電気探査の一種である比抵抗トモグラフィを通常のチェックボーリングに加えて適用した。チェックボーリングによる従来の局所的な評価に加えて、注入範囲全体での改良効果の評価、さらに、注入の途中段階における改良範囲の変化も把握することを目指した。

2. 工事概要および地盤条件

砂町共同溝は、東京都江東区の国道 357 号線の地下に

ある既設構造物である。本工事では、砂町共同溝のうち交差点直下区間の液状化対策として、共同溝底盤の下方地盤に薬液を低圧で浸透させる浸透固化処理工法を施工した。

地盤調査から、GL-14.7m まで砂質土が分布しており、その下位には GL-37m 付近まで粘性土が分布していることが確認されている。このうち、改良対象となるのは共同溝下方 8.2m の砂質土層であり、N 値は概ね 10 を下回った。

地下水位は GL-2.7m 付近と高い位置にあり、設計段階での無対策時の液状化に対する抵抗率 FL の最小値は 0.31 (レベル 2 タイプ II 地震時) であり、極めて液状化の可能性の高い状況であった。

浸透固化処理工の施工断面図を図-1 に、概念図を図-2 に示す。施工範囲は、共同溝の幅方向に最大 13.55m、延長方向に 40m、深さ方向に 8.2m である。交通量の多い交差点であるため、路面からの施工を極力避け、交差点外側に設けた 2 箇所の注入用立坑より深度方向に 4 段の水平ボーリングを行って設置した注入外管から薬液を注入した。使用した薬液は、特殊シリカ系の溶液型であった。注入は約 1.5 ヶ月間行われ、その間の地下水位は GL-2.7m 付近にあって変動せず、すべて地下水位以下での注入となった。

3. 材料特性

予備調査として、比抵抗トモグラフィに影響する以下

* 東日本支社土木技術部 ** 技術研究所 *** 東日本支社土木第 2 部

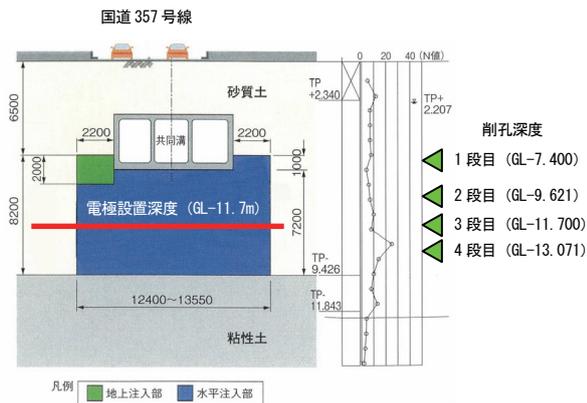


図-1 地盤調査結果と液状化対策工の施工断面



写真-1 改良地盤の比抵抗測定状況

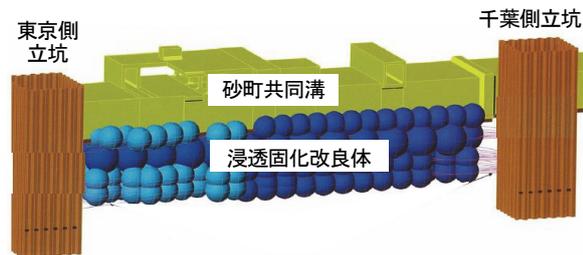


図-2 浸透固化処理工の概念図

の3種類材料の比抵抗を測定した。

- i. 現地から採取した砂（以下、未改良地盤と称す）
- ii. 現地から採取した砂と薬液を設計注入率で混合して作成したサンドゲル（以下、改良地盤と称す）
- iii. ボーリング孔内に設置する電極と地盤間を充填するために用いたセメントベントナイトを固化させたコア（以下、セメントベントナイトコアと称す）

改良地盤の比抵抗は、写真-1に示すように、コアに電極を巻付け4極法で測定した。

未改良地盤は軟弱でコアに整形できないため、写真-2に示す容器の中に試料を締め、同じく4極法で測定した。しかし、この方法では、原位置地盤の密度と含水比が容器の中で締められた試料と一致しない。一方、比抵抗あるいはその逆数の電気伝導率は、飽和度と間隙率の積である体積含水率と相関がある。そこで、容器内の試料の締めめの程度を変えて、そのときの密度、含水比および比抵抗を測定し、図-3に示すように、体積含水率と電気伝導率の関係性を求めた。次に、地盤調査結果の含水比と密度から換算した原位置地盤の体積含水率が42.7%であったので、同図から、未改良地盤の電気伝導率を0.434S/m、比抵抗を2.3Ωmと推定した。

3種類の材料の比抵抗を表-1に示す。地盤改良の前後で比抵抗が約1/2に低下することが分かった。また、セメントベントナイトコアの比抵抗は、未改良地盤と改良地盤の中間程度であった。セメントベントナイトは、

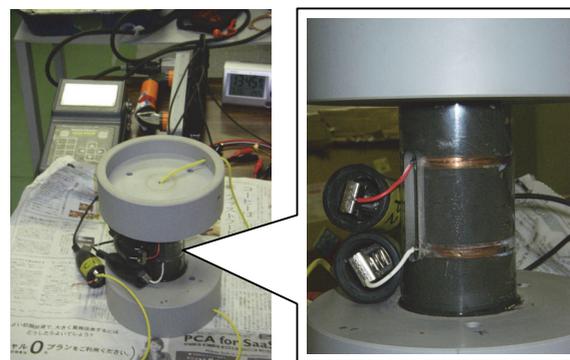


写真-2 未改良地盤の比抵抗測定状況

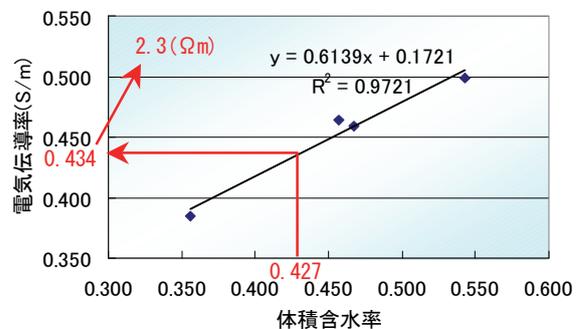


図-3 現地砂における体積含水率と電気伝導率の関係

表-1 材料の比抵抗測定結果

測定対象	比抵抗 (Ωm)
未改良地盤	2.3
改良地盤	1.0
セメントベントナイトコア	1.7

電極と地盤の接地を目的として充填するため、全ての電極に同じ電圧降下を与えると考えられること、また、比抵抗が未改良地盤と改良地盤の中間程度であるために電圧降下が測定に及ぼす影響は小さいと判断した。

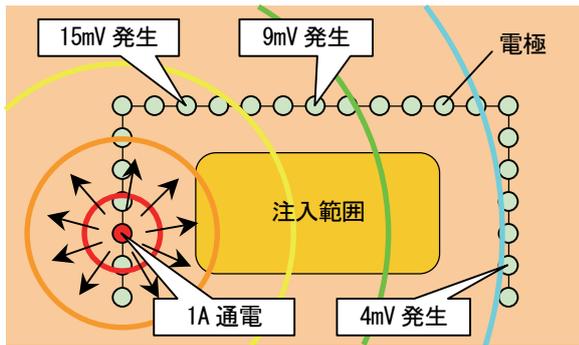


図-4 電位発生とトモグラフィ測定のイメージ

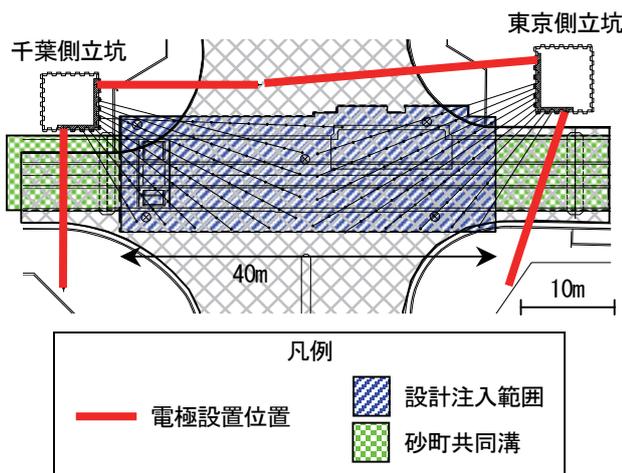


図-5 3段目の注入用削孔配置と電極設置位置

以上のことから、注入によって比抵抗の低下した領域を特定できれば、薬液が浸透したと判定することにした。また、注入率が設計値に至ったか否かの判定は、チェックボーリングから回収したコアの成分分析結果とその位置の比抵抗変化率との相関を見て判断することにした。

4. 比抵抗トモグラフィ

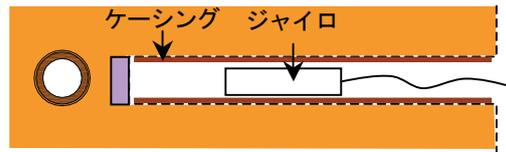
4.1 概要

物理探査法の一つである比抵抗トモグラフィは、探査範囲を取り囲むように地表面やボーリング孔に設置した多数の電極を用いて、電流を流す2極の電流電極と電位を測る2極の電位電極のペアを切り替えることにより探査範囲の電位を測定し、得られた電位分布から逆解析によって地下の比抵抗構造モデルを導出する。その概念を図-4に示すが、今回の測定で採用した3極法(ポール・ダイポール法)では、電流電極のうち1極を探査範囲から離れた電気的な擾乱の及ばない位置に遠電極として設置する。

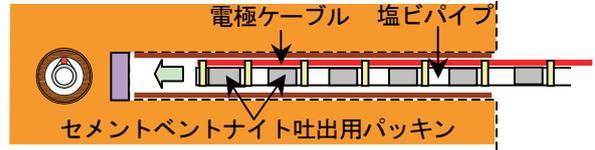
4.2 電極配置

電極を設置する水平ボーリング孔の配置を図-5に示す。ここでは、探査精度を良くするために、調査対象範

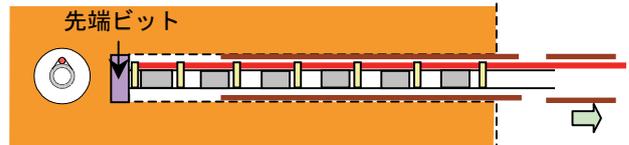
1. 削孔完了後、ジャイロ走査



2. 塩ビパイプに束ねた電極ケーブルを挿入



3. 塩ビパイプを先端ビットに固定し、ケーシング引き抜き



4. セメントベントナイトを注入し、孔内を充填

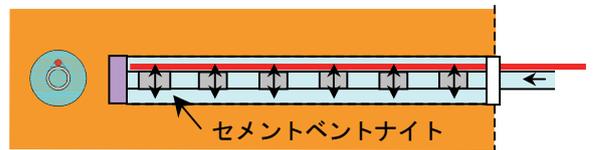


図-6 電極設置手順

囲を3辺で取り囲んだ^{1),2)}。また、逆解析に際して、注入により比抵抗が低下する注入範囲とその外側のコントラストを顕在化させるため、設計注入範囲から外側に数m離れた位置に水平ボーリング孔を配置した。ボーリング孔内の電極間隔は1mである。

図-1に併記したが、電極の設置深度は、設計注入範囲の midpoint 付近である3段目の削孔深度と同じ GL-11.7m とした。

以上に述べた配置で、合計75個の電極を設置した。そのときの設置手順を図-6に示す。なお、前述した電流遠電極は、設計注入範囲から約200m離れた位置に接地した。

4.3 地盤条件、測定条件に関する配慮

今回の探査では、砂地盤の比抵抗が小さいために改良前後の比抵抗のコントラストが大きい。また、都市部の電氣的ノイズが大きい場所での測定である。このことから、通常の測定・解析方法では改良効果の評価が困難となることが予想されたため、以下の点に配慮した。

- i. ノイズの多い地表での電位測定を避けるため、図-7に示すように、地中に配置した電極のみを用いる3極法を採用した
- ii. 逆解析の精度を確保するため、電極の正確な設置位置を3次元ジャイロを用いて計測した(図-6参照)
- iii. ボーリング孔に電極を設置するため、電極と地盤の接地抵抗を極力低減し、かつ安定するように、

電極の周囲をセメントベントナイトで充填した
(図-6参照)

- iv. 写真-3に示すように、電極にはステンレス材を用いて腐食を防止した
- v. 図-8の模式に比較して示すように、S/N比向上のため、パワーブースターを接続して通常の約10倍の1Aを通電した

4.4 測定

今回の比抵抗トモグラフィでは、1回の測定に約10時間を要するため、休工期を利用して1週間毎に測定を行った。

注入前に実施した予備測定では、2極法も実施したが、地表付近の迷走電流の影響を受けて測定電位のノイズが大きく、データとして使えなかった。また、4極法は測定の組み合わせ数が膨大となり、休工期中に測定を完了できないため、適用しなかった。

5. 結果および考察

5.1 比抵抗トモグラフィ

比抵抗トモグラフィの逆解析は杉本(1995)³⁾の方法で行った。ここで比抵抗変化率 ϕ は、従来より一般的に用いられている次式(1)より算定した⁴⁾。

$$\phi = \frac{\rho' - \rho}{\rho} \quad (1)$$

ただし、 ρ : 注入前の比抵抗、 ρ' : 注入後の比抵抗である。

解析結果の例として、図-9に注入開始1週間後、図-10に注入完了時の比抵抗変化率の分布を示す。図-9では、同図上段に示した注入箇所で比抵抗が低下しており、薬液注入による比抵抗の変化が現れた。図-10の注入完了時では、比抵抗低下範囲が設計改良範囲と概ね一致し、適切な範囲の注入改良が行われたと判断できる。

5.2 品質確認工と比抵抗変化率の対比

図-10に併記した6箇所において品質確認用ボーリングを実施し、採取した試料を用いて薬液の主成分であるシリカの含有量を測定した。

成分分析により得られたシリカ含有量増加分と比抵抗変化率の比較を図-11に示す。6箇所のボーリングの内、注入範囲内の5箇所(A~E)では、比抵抗変化率は6~16%程度、シリカ含有量増加分は15.0mg/g-dry前後の値を示した。これに対して、注入範囲外のFでは両方の値ともにはるかに小さく、明確な違いが認められた。

また、配合試験による設計上のシリカ含有量増加分の下限値が8.7mg/g-dryであったことから、この値を越える箇所では設計どおりの注入改良が行われたと判断した。注入範囲内5点のシリカ含有量増加分の値はこれを満足している。したがって、この5点の比抵抗変化率の最小

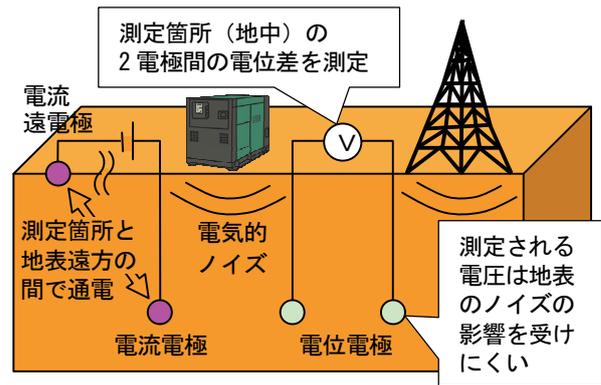


図-7 3極法による測定



写真-3 ステンレス材を用いた電極

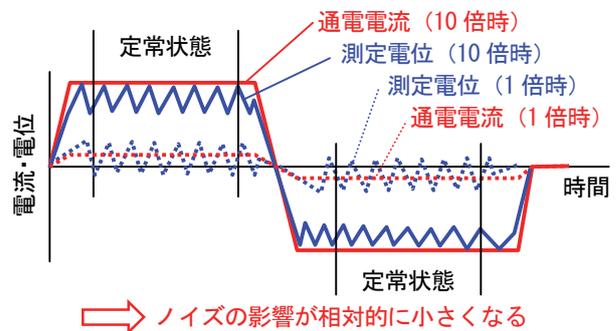


図-8 10倍通電のイメージ

値が-6%であることから、少なくとも6%以上比抵抗が減少している範囲では、設計注入量を満足していると考えられる。図-10に、-6%の境界線を点線で併記したが、この中に設計改良範囲が含まれており、設計どおりの範囲と品質で注入改良が行われたと判断できる。

5.3 比抵抗変化率の差異に関する考察

前節までの結果から、比抵抗トモグラフィによる注入改良の面的評価に一定の見通しが得られた。しかし、比抵抗トモグラフィの結果では、比抵抗変化率が最大となった注入範囲中心部付近においてもその値は-20%程度であり、3章で述べた材料レベルでの比抵抗が半分以下に低下することとは異なっている。注入完了時の共同溝中心軸(GL-11.7m)における比抵抗変化率の分布を図-

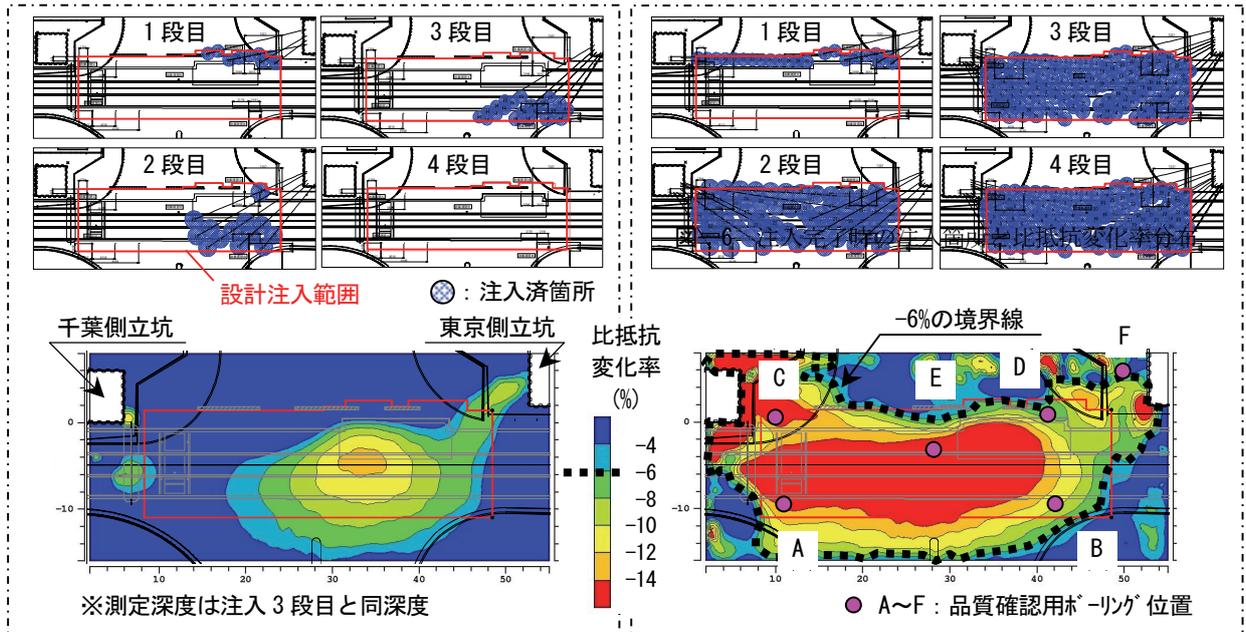


図-9 注入開始 1 週間後の注入箇所と比抵抗変化率分

図-10 注入完了時の比抵抗変化率分布

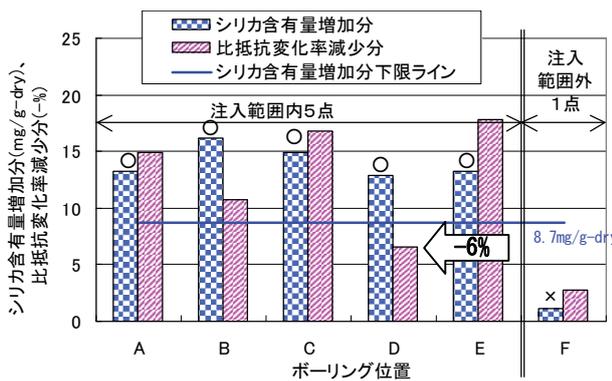


図-11 比抵抗変化率とシリカ含有量増加分の関係

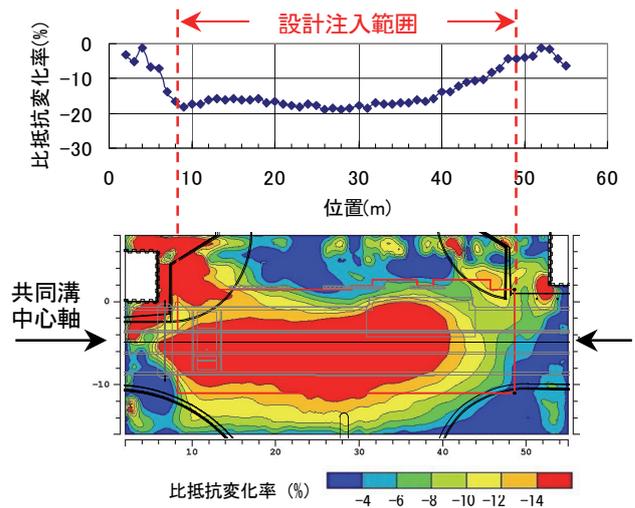


図-12 注入完了時の共同溝センターにおける比抵抗変化率

12 に示すが、比抵抗変化率は設計注入範囲全体で-20%弱であった。この理由については、次の 2 点の影響であると考え、3 次元モデルの数値解析を加えて考察した。

i. 奥行き方向（深度方向）の影響

解析は水平断面での 2 次元解析であるため、奥行き方向（深度方向）には比抵抗が一様であることを仮定している。実際には、奥行き方向（深度方向）には約 8m の領域を改良しているのみであり、その下方の領域は比抵抗変化率が 0% である。すなわち、図-13 に示すように、改良範囲の厚みが薄い場合の測定結果を厚みが無限大のモデルで逆解析するので、比抵抗変化率が小さく現れたと考えられる。

ii. 領域端部での低下

比抵抗トモグラフィの解析の性質上、図-14 に示すように、明確な境界をもって理想的に改良されているモデルを逆解析しても、その結果は同

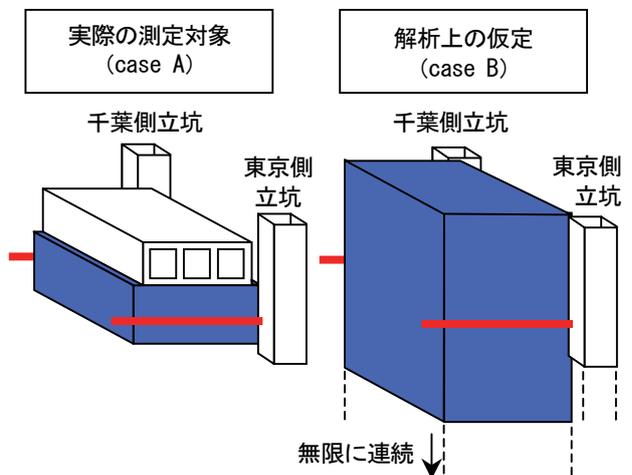


図-13 実際と解析上の仮定との違い

図のように滑らかで連続的な変化となってしまふ。そのため改良域端部では実際以上に変化率が小さくなってしまふため、そのことを理解して改良範囲あるいは出来形を評価する必要がある。

上記 i、ii の検証のために、図-15 に示すように設計改良範囲を再現した 3 次元 FEM モデルを作成した。

図-13 に示す 2 パターンの状況 (case A : 実際の設計注入範囲を改良、case B : 全深度に渡り設計注入範囲を改良) を設定し、今回の通電状況を再現した理論観測電位を求め、それぞれを逆解析して比抵抗分布の変化を求めた。このとき地盤は 2Ωm、注入範囲は 50%低減して 1Ωm になるものとした。

逆解析の結果を図-16 に示す。全深度注入した case B では領域端部を除いて 50%の比抵抗の低下が見られた。一方、case A では設計注入範囲内の比抵抗変化率は平均して約-20%であり、概ね i の影響を裏付ける結果となった。さらに、設計注入範囲端部での変化率の分布形状は ii の影響を裏付ける結果となった。

6. あとがき

比抵抗トモグラフィと注入改良体の品質確認用ボーリングとの併用により注入範囲と改良効果を面的に評価できた。ただし、今回の注入範囲の評価は、6 点のみのチェックボーリングの結果とその位置の比抵抗変化率との比較に基づいており、測定値のばらつきや信頼性を統計的に議論するだけのデータは得られていない。今後、類似の物件で比抵抗トモグラフィの実績を重ね、評価方法の信頼性を高めて行きたい。

【参考文献】

- 1) 佐々木裕、「比抵抗トモグラフィの精度・分解能 - 電極配置の影響について-」、物理探査学会第 81 回学術講演論文集、pp.212-215、1989
- 2) 窪田健二、鈴木浩一、池野谷尚史、高倉 望、谷和夫、「比抵抗トモグラフィによる堆積軟岩ヒーター試験に伴う高温域進展状況のモニタリング」、物理探査学会第 118 回学術講演論文集、pp.186-189、2008
- 3) 杉本芳博、「比抵抗トモグラフィによる電解質トレーサーのモニタリング - 数値的検討 -」、物理探査学会第 92 回学術講演会論文集、pp.57-62、1995
- 4) 藤沢 一、桑原 清、宮崎育三、「比抵抗による薬液注入モニタリング実験」、物理探査学会第 93 回学術講演会論文集、pp.164-167、1995

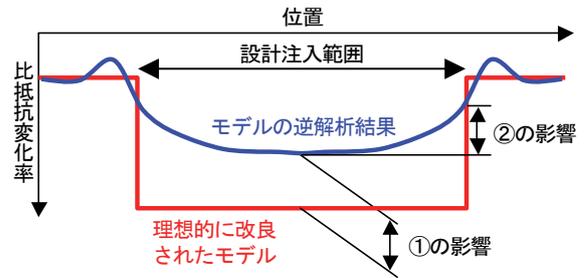


図-14 モデルと逆解析結果の違いの概念図 (改良範囲を横断する任意のライン上の比抵抗変化率)

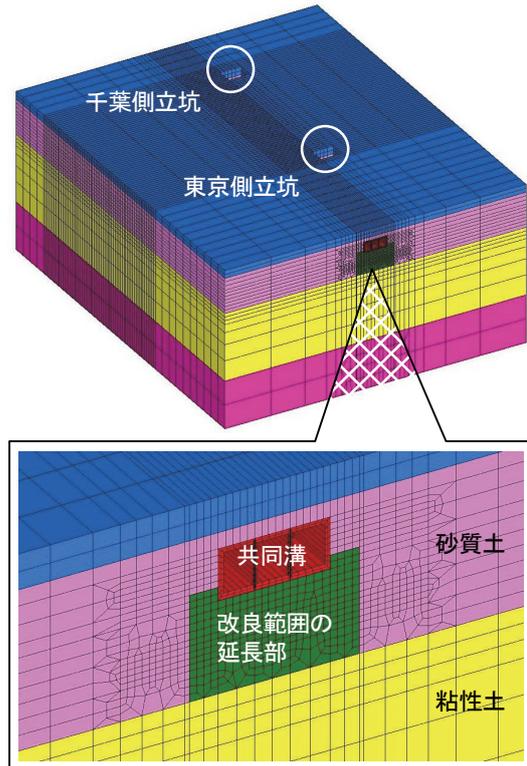


図-15 電位計算に用いた FEM モデル

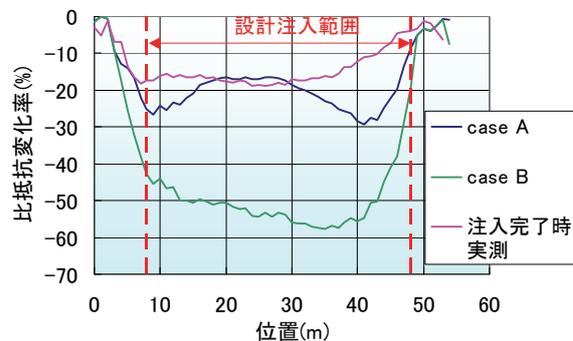


図-16 モデル計算の逆解析結果

油含有土壌の原位置バイオオーグメンテーション

In-Situ Bioaugmentation of Oil-contained Soils

小河篤史* 三吉純男* 紀藤千佳* 宮北憲治**

要 旨

油含有土壌を低コスト、低環境負荷で浄化するために、当社と㈱アイアイビーは油分分解菌（3 菌株）を共同で見出して、油含有土壌の浄化工事に適用した。3 菌株は自然界より単離した油分分解能力に優れた 3 種類の微生物であり、これらを用いた油含有土壌の浄化事業計画書は油含有土壌の浄化としては我が国で初めて経産省・環境省が定めた「微生物によるバイオレメディエーション利用指針」への適合確認を受けた。本稿では、3 菌株を初めて適用した現場において油含有土壌の浄化が完了したので報告する。

キーワード：油含有土壌、バイオオーグメンテーション、原位置浄化

1. まえがき

改正土壌汚染対策法が平成 22 年 4 月 1 日より施行されている。改正の趣旨の 1 つは、これまで土壌汚染対策措置の大部分を占めていた掘削除去を抑制しようというもので、今後は掘削除去以外の対策の比率が高くなると考えられる。また、昨今の社会を取り巻く経済事情と環境意識の高まりから、土壌汚染対策においても低コスト・低環境負荷の浄化技術が求められている。これらを背景に、微生物により汚染土壌を浄化する技術（以下、バイオレメディエーションと称す）が注目されている。バイオレメディエーションは、微生物等の働きを利用して汚染物質を分解することによって、土壌・地下水汚染の浄化を図るもので、植物の働きを利用するファイトレメディエーションを除くと図-1 のように大別される。

また、近年土地売買を目的とした汚染状況調査や開発行為の実施時に油含有土壌が発見される事例が増加している。土中の油分については環境基準が設定されていないが、油臭や油膜といった生活環境保全上の支障の除去を目的とした「油汚染対策ガイドライン」（平成 18 年

環境省）において考え方と対応が示されている。現在、油含有土壌の大部分は掘削除去されているが、一般に掘削除去による措置は費用が高額になることが多く、措置過程で発生する CO₂ の量も多いため昨今の低炭素社会実現に向けての動きと逆行するものである。また、搬出土壌が適正に管理されず不法投棄される事例もある。

このような背景から、㈱奥村組と㈱アイアイビーは、油含有土壌を低コスト・低環境負荷で浄化することを目的として油分分解能力に優れた微生物を共同で見出した。そして平成 21 年から平成 22 年にかけて、この微生物を用いて油含有土壌の原位置浄化工事を実施したので、その成果を報告する。

2. 利用微生物

油含有土壌のバイオオーグメンテーションに利用する微生物は、日本国内の油田や油含有土壌中に生息する微生物のうち油分分解の可能性がある約 200 種類の中から 3 種類の微生物を単離した。単離した微生物は、*Novosphingobium* sp.No.2 株、*Pseudomonas* sp.No.5 株、および *Rhodococcus* sp.No.10 株であり、これらを総称して 3 菌株と称す。3 菌株の電子顕微鏡写真を写真-1 に示す。3 菌株は、それぞれが優れた油分分解能力を有し、微生物毎に分解可能な炭素数の範囲が異なるため互いを補完することができ、3 菌株としては炭素数 C10~C35 のガソリン、灯油、軽油、A 重油等を好気環境で分解することができる。また、3 菌株の近縁種は、あらゆる環境に広く分布していることが知られており、それらのバイオセーフティレベル（日本細菌学会）は BSL1（疾病

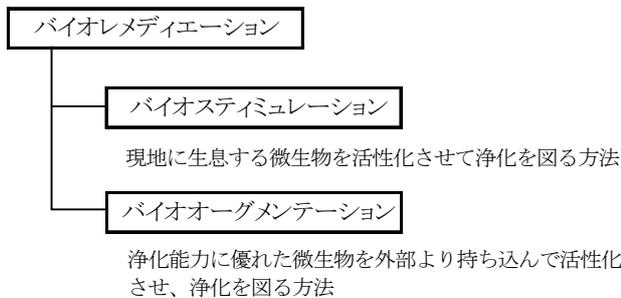


図-1 バイオレメディエーションの分類

*西日本支社環境技術部 **東日本支社環境技術部

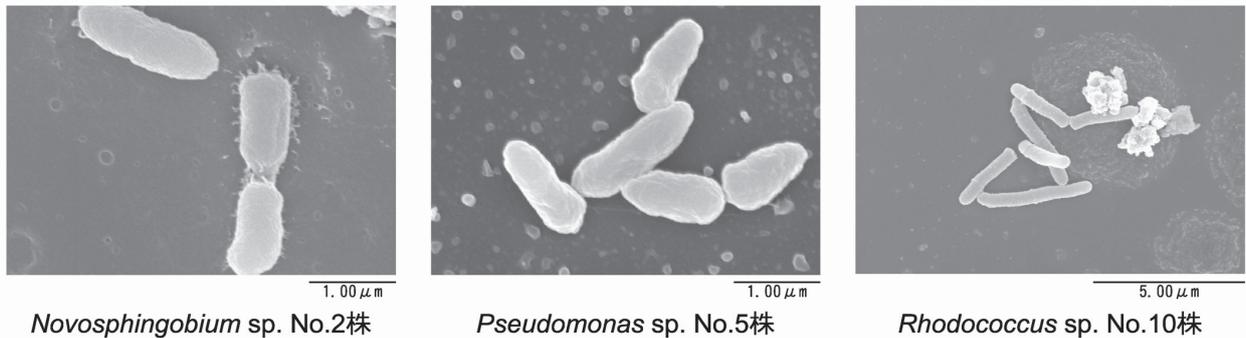


写真-1 3菌株の電子顕微鏡写真

を起こす可能性のないもの)に分類されている。マウスおよびヒメダカを用いた動物実験においても、両者ともに毒性、病原性は認められず安全であることを確認した。

バイオレメディエーションについては、安全性に万全を期す目的で「微生物によるバイオレメディエーション利用指針」(平成 17 年経済産業省・環境省告示第 4 号)(以下、バイレメ指針と称す)が策定されており、3 菌株を用いた浄化事業計画は、油含有土壌の浄化に関して我が国で初めて指針への適合確認を受けた(平成 21 年 5 月 29 日付)。

3. 現場概要と施工方法の検討

本稿で紹介する現場では、開発工事として既設杭撤去を実施中に油含有土壌の存在が明らかとなった。その後、油含有土壌の存在範囲を特定するために土壌汚染対策法および油汚染対策ガイドラインに準じた汚染状況調査を実施し、開発行為で掘削を実施する部分は掘削除去による対策を、それ以外の部分は微生物を利用した原位置浄化による対策を実施するものとした。本稿では、そのうちの原位置浄化について報告する。

まず、原位置浄化の方法を計画するために現場内の 2 地点で現場透水試験を実施した。原位置浄化区域の土壌の透水係数は $1.36 \times 10^{-2} \sim 3.26 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ であり、ボーリングコアの観察結果でも浄化対象地盤は透水性が良好な砂層であることが確認された。

浄化方法については、汚染の状況、地盤状況、他工事との関係を考慮した結果、注入工法(地下水循環方式)による原位置バイオレメディエーションを採用した。

原位置浄化範囲の諸元は以下に示すとおりである。その他の特徴として、供用中の建屋の直下に存在する油含有土壌を浄化対象範囲に含むことが挙げられる。

- ・浄化対象面積：1,115 m² (13 区画)
- ・浄化対象土量：2,952 m³
- ・浄化対象深度：地表面～GL-5.0 m
- ・地下水位：GL-2.0 m
- ・浄化対象：土壌の油臭・油膜
- ・油種：A 重油

・最大油分濃度：39,000 mg/kg (GC-FID 法による)

4. トリータビリティ試験

現地で原位置バイオレメディエーションを適用するにあたりトリータビリティ(適用性確認)試験を実施した。このとき、試験はバイオスティミュレーションを想定した場合と 3 菌株を用いたバイオオーグメンテーションを想定した場合について実施し、両者の適用性を比較検討した。

4.1 トリータビリティ試験方法

トリータビリティ試験は、現地での地下水循環方式による浄化を想定して、図-2 のような装置で実施した。試験は、現地で採取した土壌 10 kg (湿潤重量) を湿潤密度 1.8 t/m³ となるよう円筒形の容器に詰め供試体とした。次に、円筒形の容器を現地で採取した地下水(不足分は脱イオン水)で満たして供試体を飽和させた。そして、この供試体に浄化溶液を連続的に循環させて土壌の油分濃度の経時変化を確認した。このとき、1 日あたりの浄化溶液注入量は実施工を勘案して 1 週間で浄化溶液が循環するように設定した。浄化溶液は、Case.1 をバイオオーグメンテーション(3 菌株+栄養塩+水)、Case.2 をバイオスティミュレーション(栄養塩+水)とし、供試体を通過した浄化溶液は、エアレーションを実施して溶存酸素濃度を飽和状態まで高めた後、供試体に再注入した。なお、3 菌株および栄養塩の投入は試験開始時のみとし、栄養塩は C/N 値(C:炭素、N:窒素)が 3 菌株の生育に適切になるように投入量を決めた。

4.2 トリータビリティ試験結果

a. 浄化効果の確認

試験期間中の油分濃度の推移を図-3 に示す。試験

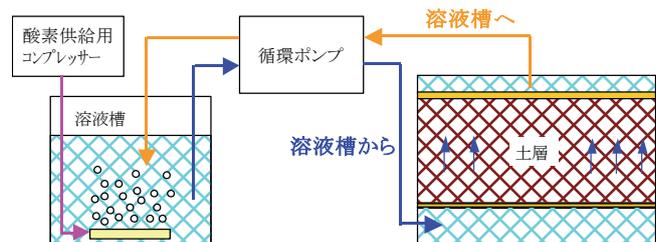


図-2 トリータビリティ試験装置概要

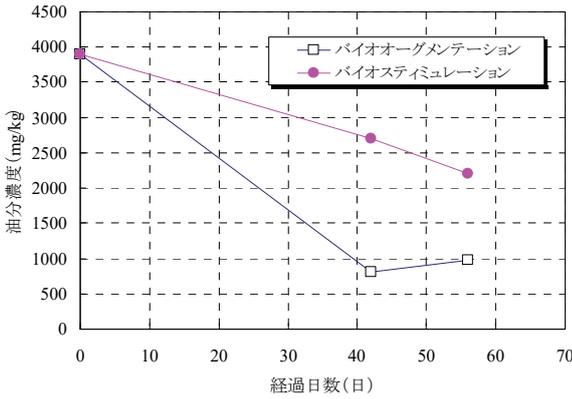


図-3 油分濃度の経時変化

開始前に 3,900 mg/kg であった土壌油分濃度が、42 日目の測定において Case.1 では 800 mg/kg へと減少しているのに対し、Case.2 では 2,700 mg/kg となった。この期間の油分濃度の低下量は Case.1 が 3,100 mg/kg、Case.2 が 1,200 mg/kg であり、バイオオーグメンテーションがバイオスティミュレーションの約 2.5 倍であった。42 日目を以降の油分濃度が Case.1 で若干増加したが、これはサンプリング毎に試料採取する部分が同一ではないため、供試体内部の浄化度合いのバラツキが油分濃度に反映されたものと考えられる。油分濃度の推移から、当該油含有土壌の浄化には 3 菌株を用いたバイオオーグメンテーションが有効であることがわかった。

b. 微生物の安全性確認

試験初期と終了時に土壌の一部を採取して土中の 3 菌株数を特殊プライマーを用いた PCR 分析で測定した結果を表-1 に示す。浄化開始時の 3 菌株の投入量は各菌株ともに 1.0×10^6 cells/g 乾土とした。3 日後の測定結果が初期値よりも減少しているのは溶液層に投入した 3 菌株がまだ土壌をサンプリングした地点まで到達していないためと考えられる。浄化開始 7 日後の 3 菌株数は投入時の菌数と比較して 2.4~4.6 倍に増殖しているため 3 菌株が順調に土壌に定着したものと考えられる。浄化開始から 71 日後 (試験終了時) の 3 菌株数は投入時の数千分の 1 にまで減少した。これは、3 菌株の基質となる油分が減少したためと考えられる。この結果、現地に適用した際にも、浄化が完了し基質となる油分が減少すれば 3 菌株も減少するものと推定できる。

土壌中の微生物 (土着菌) 数を測定し、浄化開始前と浄化終了時にこれらが正常な範囲内 ($10^6 \sim 10^9$ cells/g 乾土) ¹⁾にあるかどうかを確認した。本試験の結果、土着菌数は表-2 に示すように、概ね正常な範囲内にあることが確認できた。また、試験の前後で増殖した DNA を調べ、それがどの微生物に該当するかを特定して、その微生物の安全性を確認した。表-3 に示すように、増殖した微生物は全てバイオセーフティレベルが BSL1 に分類されるものであり、病原性・毒性はなかった。

表-1 3 菌株数の測定結果

菌株名	菌数 (cells/g 乾土)			
	初期投入量	3 日後	7 日後	71 日後
<i>Novosphingobium</i> sp.No.2株	1.0×10^6	4.6×10^4	2.4×10^6	2.4×10^2
<i>Pseudomonas</i> sp.No.5株	1.0×10^6	7.5×10^4	4.6×10^6	3.0×10^2
<i>Rhodococcus</i> sp.No.10株	1.0×10^6	2.8×10^5	2.8×10^6	2.0×10^3

表-2 土着菌数の測定結果

項目	菌数 (cells/g 乾土)	
	試験前	71 日後
一般細菌	1.7×10^7	7.3×10^6
嫌気性菌	1.3×10^6	3.0×10^7
放線菌	7.0×10^6	8.0×10^5
真菌	9.3×10^5	3.1×10^5

表-3 増加 DNA の測定結果

増加した DNA	DNA の同定結果 (最近縁微生物名)	バイオセーフティレベル (BSL)
1	<i>Georgfuchsia toliolica</i>	BSL1
2	<i>Denitratisoma oestradiolicum</i>	BSL1
3	<i>Chitinimonas taiwanensis</i>	BSL1
4	<i>Sterolibacterium denitrificans</i>	BSL1

c. 地下水環境への影響確認

地下水環境への影響については、栄養塩が微生物活動で消費されると硝酸態窒素に変化するため、浄化溶液中の硝酸態窒素濃度を測定した。試験期間を通してこれらの数値は環境基準値 10 mg/L 以下であり、地下水環境への影響はないと判断できる。

d. 試験結果のまとめ

以上より、当該油含有土壌の浄化方法として、3 菌株を用いたバイオオーグメンテーションは有効かつ安全であると判断した。

5. 現場施工事例の紹介

3 菌株を用いた油含有土壌の原位置バイオオーグメンテーションの施工事例を紹介する。本工事の施工期間は平成 21 年 12 月中旬~平成 22 年 11 月中旬の 11 ヶ月間 (浄化設備設置 2 ヶ月、浄化運転 8 ヶ月、浄化設備撤去 1 ヶ月) であった。

5.1 浄化目標の設定と評価方法

本工事における油含有土壌の浄化目標は、油汚染対策ガイドラインの対策完了時の確認事項である「油臭や油膜による不快感や違和感がなくなっていることを (目や鼻で) 確認し、対策工事を完了する」とした。具体的には、油臭による不快感や違和感がないレベルとして段階 2「何のにおいであるかが分かる弱いにおい (認知閾値限界)」以下、油膜による不快感や違和感がないレベルとして段階 (±)「小さなスポット状の油膜が確認される」以下とした²⁾。また、油臭・油膜の段階にはそれぞれ度数を与え、最終評価はこの度数の平均値が浄化目標度数を達成できたかどうかで判断した。油臭、油膜の評価基準については表-4 および表-5 に示す。

浄化状況の確認は所定の浄化期間毎に各単位区画でボーリングによる試料採取を実施し、汚染状況調査で油含有土壌の存在が確認された地点について油臭と油膜を測定した。油臭は、土壌をガラス瓶に入れて静置した後

表-4 油臭の評価基準

段階	度数	内容
0	1	無臭
1	2	やっと感知できるにおい(検知閾値濃度)
2	3	何のにおいであるかが分かる弱いにおい(認知閾値濃度)
3	4	らくに感知できるにおい
4	5	強いにおい
5	6	強烈なにおい

表-5 油膜の評価基準

強度表示	度数	評価基準
-	1	油膜が確認されない
±	2	小さなスポット状の油膜が確認される
+	3	水面に銀色 and/or 虹色のすじ状油膜が確認される
++	4	水面に銀色 and/or 虹色の油膜が広がる
+++	5	水面全体に銀色 and/or 虹色の油膜が広がる

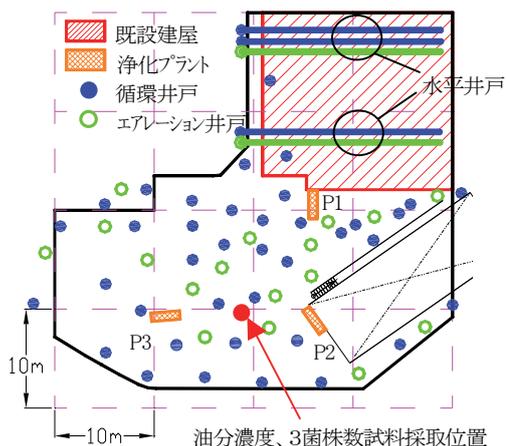


図-4 浄化設備配置平面図

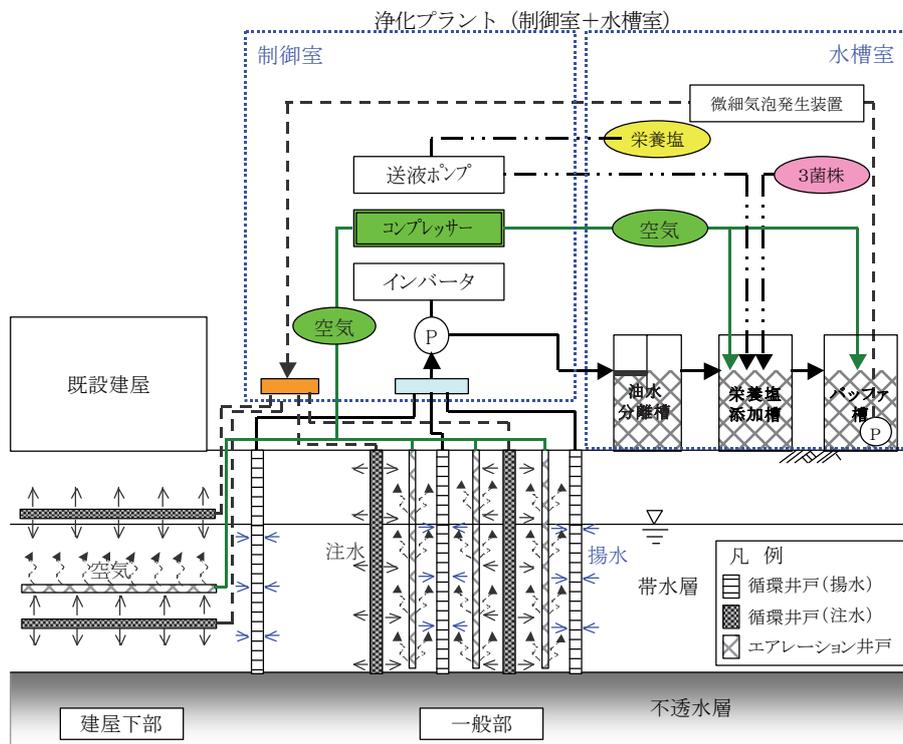


図-5 地下水循環方式の概要

に蓋を開けて臭気の程度を判定した。油膜はシャーレ法により程度を判定した。なお、判定者は当社を除く発注者監督員、工事監理者および第三者機関として調査分析会社から各1名とし、3者で測定結果を評価した。

5.2 浄化設備の配置

浄化設備の配置を図-4に、地下水循環方式の概要を図-5に示す。地下水循環方式は、循環井戸より揚水した地下水に3菌株と栄養塩を添加して浄化溶液とし、これをパンプアップ槽で曝気して溶存酸素を高めた後に地中に注入して循環させる方法である。循環井戸は1つの井戸で揚水機能と注水機能を任意に切り替えることが可能で、現場の状況に適した循環パターンにすることで、効率的に浄化が図れるように計画した。

3菌株の初期投入量は、「油含有土壌浄化事業計画

書」に基づき浄化対象土量 2,952 m³ に対して1株あたりの菌数が 1.0×10⁵ cells/g 乾土となるように決定した。なお、3菌株の投入は浄化開始時のみとし追加投入を施していない。

栄養塩については、所定の頻度でモニタリングを実施して浄化状況を確認しながら3菌株の生育に必要な量の窒素とリンを適宜投入した。

また、地下水中の溶存酸素濃度を高めて好気環境を維持するためにエアレーション井戸を配置して地中に空気を供給するとともに、揚水した地下水は微細気泡発生装置を通して過飽和溶存酸素水として地中に再注入した。浄化対象区画内には、地下水循環用の井戸を41本(水平井戸3本)、エアレーション井戸を19本(水平井戸2本)、浄化プラントを3基設置した。

5.3 浄化結果

a. 油臭、油膜について

浄化対象範囲内で油臭・油膜の段階が浄化目標を満足しない13区画21地点において、所定の浄化期間経過毎に油臭・油膜を測定し浄化状況を確認した。その結果を表-6および表-7に示す。油臭については浄化の経過に伴って段階の低下が顕著であった。浄化開始前には浄化目標を満足しない地点が18地点、平均度数が4.24であったのに対し、8ヵ月後にはそれらが6地点、平均度数2.71にまで減少している。油臭の浄化目標は度数で表すと3.0であるため、平均度数がこれを下回ったことで全体として目標を達成したことが確認された。

油膜についても油臭と同様の傾向を示しており、浄化開始前に浄化目標を満足しない地点が19地点、平均度数が3.48であったのに対し、8ヵ月後にはそれらが5地点、平均度数2.05にまで減少した。油膜の浄化目標値である土を度数で表すと2.0となるため、油膜についても全体的には目標を達成したことが確認された。

b. 土壌、地下水の油分濃度について

浄化の判定基準となる油臭、油膜は人間の感覚であるため、それを定量的に補完する目的で油分濃度の測定を実施した。油分濃度は各单位区画で実施したボーリングコアから油臭・油膜が顕著な部分をサンプリングしGC-FID法で測定した。サンプリングは原則として単位区画で1検体以上とし、同一ボーリング地点で油臭・油膜の顕著な地点が複数ある場合は、それぞれの地点からサンプリングを実施した。油分濃度の推移を油臭・油膜の推移とともに図-6に示す。浄化開始前の平均油分濃度は10,700 mg/kgであったが、8ヵ月後には3,700 mg/kgにまで低減した。油分濃度についても油臭・油膜と同様の浄化傾向を示しており、相関関係にあることがわかる。

本工事で確認された油含有土壌の大部分はGL-2.0 m以深の地下水面以下に存在していることから、油臭、油膜および油分濃度の低減に揮発が寄与したことは考えにくく、この低減効果は3菌株の油分分解によるものと判断できる。3菌株が油分を分解することで油分濃度が低減され、それに伴って油臭および油膜の段階も低下して浄化目標が達成できた。

表-8に地下水中の油分濃度の推移を示す。分析試料は各プラントで揚水した地下水を採取し、ノルマルヘキサン抽出法で分析を行った。なお、初回の測定のみ各プラントで揚水する範囲内の循環井戸から採水した。浄化開始直後はP1で240mg/Lと非常に高い数値が確認されたが、その後は概ね一律排水基準5mg/L以下であった。最終的には浄化終了前の3ヵ月間は全ての観測地点で一律排水基準値以下であった。3菌株による油分分解と、各プラントに油水分離槽を設けて油分を回収することで、地下水中の油分濃度を低減できた。

表-6 油臭測定結果

測定時期	油臭の程度						合計度数	平均度数
	段階0 (1)	段階1 (2)	段階2 (3)	段階3 (4)	段階4 (5)	段階5 (6)		
浄化開始前	0	0	3	10	8	0	89	4.24
3ヵ月後	1	4	3	12	1	0	71	3.38
5ヵ月後	4	7	6	4	0	0	52	2.48
8ヵ月後	4	4	7	6	0	0	57	2.71

表-7 油膜測定結果

測定時期	油膜の程度					合計度数	平均度数
	-(1)	±(2)	+(3)	++(4)	+++ (5)		
浄化開始前	0	2	9	8	2	73	3.48
3ヵ月後	5	0	10	6	0	59	2.81
5ヵ月後	2	3	16	0	0	56	2.67
8ヵ月後	4	12	5	0	0	43	2.05

()内の数値は度数

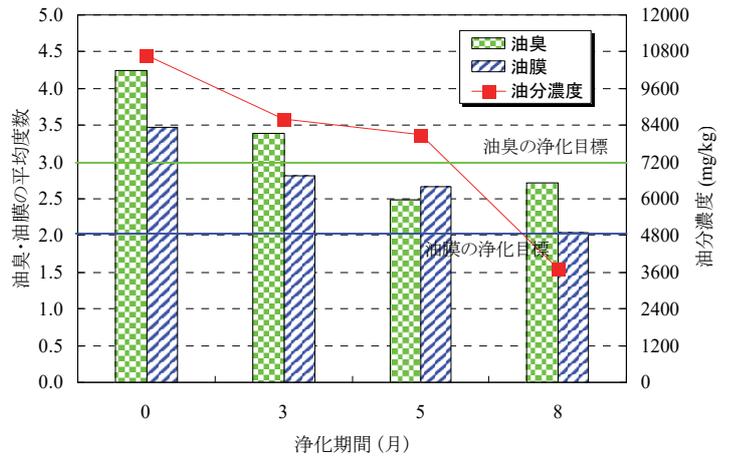


図-6 油分濃度と油臭、油膜の経時変化

表-8 地下水中の油分濃度測定結果

採水日	油分濃度 (mg/L)			備考
	P1	P2	P3	
平成22年2月11日	240	1.2	0.6	浄化開始前
平成22年3月16日	1.6	0.7	1.9	1ヵ月後
平成22年4月13日	0.7	<0.5	38.0	2ヵ月後
平成22年5月11日	1.2	1.3	<0.5	3ヵ月後
平成22年6月14日	18.0	0.6	<0.5	4ヵ月後
平成22年7月14日	0.6	<0.5	5.1	5ヵ月後
平成22年8月17日	<0.5	<0.5	<0.5	6ヵ月後
平成22年9月14日	0.6	<0.5	<0.5	7ヵ月後
平成22年10月7日	<0.5	<0.5	1.1	8ヵ月後

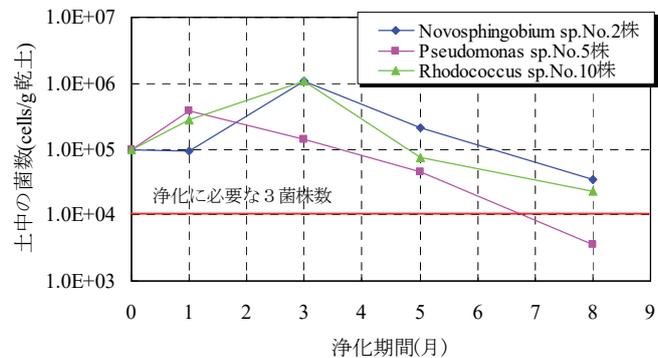


図-7 土中の3菌株数の経時変化

c. 微生物数について

浄化対象範囲内の代表的な地点で土中の3菌株数のモニタリングを実施した。3菌株数の測定方法は特殊プライマーを用いたPCR分析とした。その結果を図-7に示す。3菌株の初期投入量は1株あたり 1.0×10^5 cells/g 乾土 (3菌株合計で 3.0×10^5 cells/g 乾土)であったが、3ヵ月目までは3菌株数が増加した。3ヵ月後の3菌株合計の菌数は初期投入量の約7.5倍であり、順調に3菌株が土壌に定着したことがわかる。3ヵ月以降は緩やかに減少傾向が見られたが、これはトリータビリティ試験と同様に油分濃度の低減に伴って3菌株の基質が減ったためと考えられる。浄化事業計画書ではバイオオーグメンテーションを実施する場合に必要な3菌株数を 1.0×10^4 cells/kg 乾土以上としており、今回工事では施工期間を通してこの状態を維持することができた。これは、溶存酸素の供給、栄養塩の供給が概ね適正であった結果と判断できる。

浄化終了時には、周辺環境への悪影響の有無を調べるために土着菌数の測定および浄化の前後で増加した微生物の同定を実施した。浄化終了時の土着菌数を測定した結果を表-9に示す。浄化開始前と浄化終了時の菌数に大きな変化は認められなかった。また、浄化の前後で増加したDNAを同定し(写真-2)、その微生物が病原性を有するかどうかを確認した。表-10に示すように、増殖した微生物の最近縁種は全てバイオセーフティレベルがBSL1分類され病原性等はなかった。したがって、浄化の前後で微生物による周辺環境への悪影響は確認されなかった。

以上より、当該現場の原位置バイオオーグメンテーションの施工管理は適切であり3菌株の生育、油分解ともに順調に推移した。また、土着菌の異常増殖や病原菌の増殖も認められず、周辺環境に対しても安全であったことを確認した。

今回の施工においては、浄化完了の最終評価は前述のように汚染状況調査で油臭および油膜が浄化目標を満足しない地点全ての平均度数で評価したため、局所的には浄化目標を満足していない部分がある。しかし、前述の浄化結果に加え、地上部において油臭、油膜がないこと、敷地外のモニタリング井戸でも油分が確認されなかったことから、油臭や油膜による不快感や違和感は除去されたと判断し、3菌株によるバイオオーグメンテーションを終了した。

6. あとがき

本稿で紹介した3菌株を用いた油含有土壌のバイオオーグメンテーションは、バイオスティミュレーションよりも早期に浄化を達成できることが室内実験で確認できた。また、実施工においても浄化開始から浄化終了ま

表-9 土着菌数測定結果

項目	菌数 (cells/g 乾土)	
	浄化開始前	浄化終了時
一般細菌	5.5×10^6	6.8×10^6
嫌気性菌	4.4×10^6	2.6×10^6
放線菌	5.0×10^6	3.0×10^6
真菌	3.4×10^4	1.0×10^5

表-10 増加DNAとバイオセーフティレベル

増加したDNA	DNAの同定結果 (最近縁種微生物名)	バイオセーフティレベル (BSL)
1	<i>Bacillus licheniformis</i>	BSL 1
2	<i>Pleomorphomonas Koreensis</i>	BSL 1
3	<i>Phenylobacterium Lituiforme</i>	BSL 1

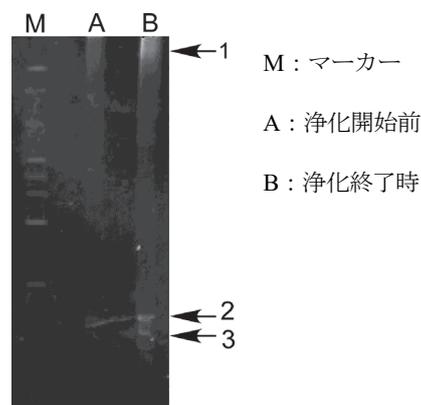


写真-2 土壌由来DNAの比較

での8ヵ月間、現地の油臭・油膜は一貫して低下傾向にあり浄化経過は順調で、最終的には設定した浄化目標を達成することができた。一般に、好気性菌を利用した原位置浄化はランドファーマーミングと比較すると浄化管理が難しいため、原位置浄化の成功は、今後、本技術のさらなる展開が期待される。

バイオレメディエーションは、汚染物質を完全に除去する浄化方法ではなく、一定の浄化目標を早期に達成するためにバイオスティミュレーションあるいはバイオオーグメンテーションを利用するもので、この目標達成以降は土着菌による自然浄化に期待するという特徴がある。したがって、油含有土壌のような環境基準値が設定されていない物質を対象にバイオレメディエーションを実施する場合は、行政、発注者、近隣住民等の関係者とバイオレメディエーションの特性について共通した理解を深めたうえで浄化目標や浄化期間を設定することが極めて重要である。

【参考文献】

- 1) 柳田友道、「微生物科学第4巻」、学会出版センター、1984.6
- 2) (社)土壌環境センター、「環境省の油汚染対策ガイドライン」、化学工業日報社、p.14、p.117、2006.5