

プレキャスト柱梁接合部の構造性能に関する 実験的研究

Experimental Study on Structural Performance of Precast Reinforced Concrete Beam-column Joints

細矢 博* 小竹琢雄**

要 旨

鉄筋コンクリート(RC)造建物の施工のさらなる合理化を行い、生産性を向上させ工期の短縮を図る目的のために、新たな PCa 工法の研究開発を進めている。本研究では、フル PCa 柱梁接合部を対象に、柱梁接合部内の柱主筋の貫通孔の種別、梁主筋の機械式継手位置、コンクリート強度を実験因子として加力実験を行い、構造性能等を検討した。その結果、PCa 試験体は一体打ち RC 試験体とほぼ同様な破壊過程を示し、ひび割れ状況に大きな違いはみられなかった。梁せん断力-層間変形角曲線の比較から、PCa 試験体の最大耐力および変形性能は一体打ち RC 試験体と同等以上の性能を示した。また、PCa 試験体において、柱梁接合部内の柱主筋の貫通孔の成型方法の違い、ならびに梁主筋の機械式継手位置の違いによる最大耐力や変形性能における有意な差はなかった。

キーワード：鉄筋コンクリート、プレキャスト、柱梁接合部、加力実験、構造性能、機械式継手

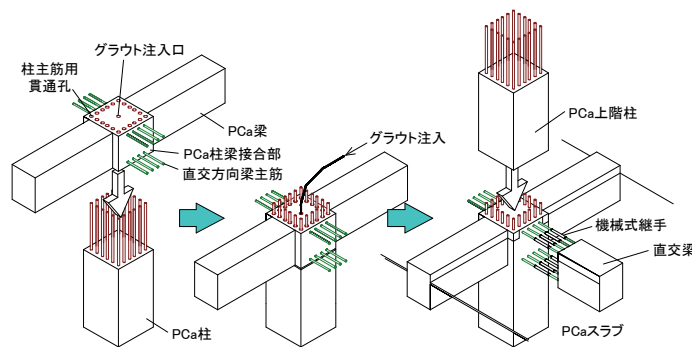
1. まえがき

鉄筋コンクリート(RC)造建物の施工のさらなる合理化を行い生産性を向上させる目的のため、RC 造柱梁接合部を対象に、従来のプレキャスト(PCa)化技術より短期間で施工可能な PCa 工法の研究開発が多くの建設会社や研究機関で進められているが¹⁾、筆者らもこの種の工法の開発に取り組んでいる。

本工法では、図-1に示すように、柱、梁および柱梁接合部を PCa 化し、梁と柱梁接合部については、梁主筋を梁端部(0.4D_b~0.5D_b、D_b:梁成)で機械式継手により接合し、梁の空間部とスラブには現場打ちコンクリートを打設し一体化する。柱については、下階の PCa 柱

の柱頭部から出た柱主筋を、柱梁接合部内のシース(貫通孔)、またはロープにより渦巻き状の紋様を成型した貫通孔に通した後、シース(貫通孔)内と下階の PCa 柱の柱頭目地にグラウトを同時に充填することにより一体化する。その後、柱脚に機械式継手が埋設された上階の PCa 柱を柱梁接合部から出ている柱主筋に嵌合した後、機械式継手内および柱脚目地にグラウトを同時に充填することにより一体化する。

本研究では、上記の工法で製作されたフルPCa柱梁接合部(部分架構)を対象として、実物の約1/2.5に縮小した十字形およびT字形試験体を用い、柱主筋の貫通孔の種別、梁主筋の機械式継手位置、コンクリート強度を実験変動因子とした加力実験を行い、構造性能等を検討した。



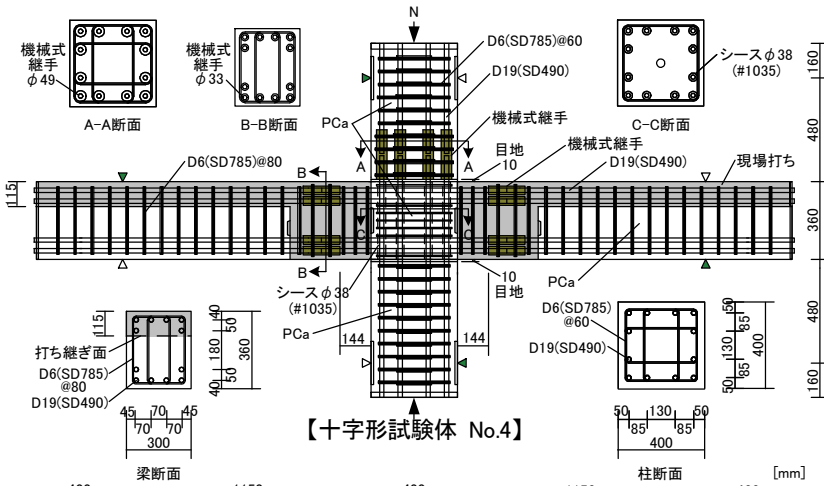
本工法では、梁主筋の機械式継手位置を0.4D_b~0.5D_b(D_b:梁成)とし、従来のPCa工法よりも柱に近接させてPCa梁のウイング幅を狭め、PCa工場から建設現場までトラックで運搬し易くしている。

図-1 本PCa工法の概要

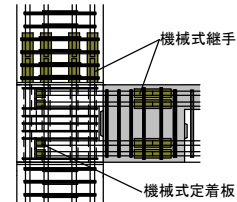
* 技術研究所 ** 建築本部

表－1 試験体の諸元

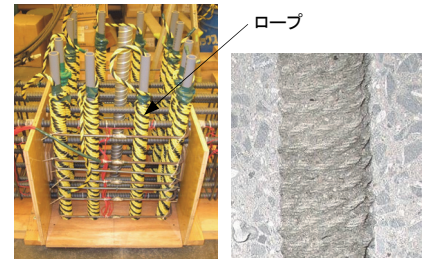
試験体名称	試験体形状	工法	梁主筋継手位置	柱主筋貫通孔	柱梁接合部		柱				梁								
					F _c	横補強筋 配筋(p _w) 鋼種	F _c	主筋 配筋(p _w) 鋼種	横補強筋 配筋(p _w) 鋼種	軸力比 N/(bDF _c)	F _c	主筋 配筋(p _w) 鋼種	横補強筋 配筋(p _w) 鋼種						
No.1	十字形	一体打ち	-	-	60	2-D6×7 (0.31%)	SD785	60	12-D19 (2.15%)	SD490	4-D6@60 (0.53%)	SD785	0.2	48	6-D19 (1.59%)	SD490	4-D6@80 (0.53%)	SD785	
No.2			PCa	0.5D _b															シース
No.3			PCa	0.4D _b															シース
No.4		一体打ち	-	-	100	2-U6.4×7 (0.31%)	SD1275	100		SD685	4-U6.4@60 (0.53%)	SD1275	0.1875	60	7-D19 (1.86%)	SD490	4-D6@80 (0.53%)	SD785	
No.5			PCa	0.4D _b															シース
No.6			PCa	0.4D _b															シース
No.7	ト字形	一体打ち	-	-	60	2-D6×7 (0.31%)	SD785	60	SD490	4-D6@60 (0.53%)	SD785	0.05	48	6-D19 (1.59%)	SD490	4-D6@80 (0.53%)	SD785		
No.8			PCa	0.4D _b														シース	



図－2 試験体の形状・寸法、配筋



【ト字形試験体 No.8】



(1) 柱梁接合部貫通孔製作状況 (2) 紋様

写真－1 No. 3 の柱主筋の貫通孔のローブ紋様

表－2 コンクリートの材料試験結果

F _c	σ _B (N/mm ²)	ε ₀ (×10 ⁻³)	E _c (kN/mm ²)	σ _t (N/mm ²)	備考
48	62.4	2.87	35.3	3.27	梁(No.1～4,7,8)
	57.4	2.67	34.0	3.27	梁PCa部(No.2～4,8)
60	77.1	2.91	36.5	3.82	柱、柱梁接合部(No.1～4,7,8)
	78.4	2.93	36.7	3.43	梁(No.5,6)
100	118.8	3.22	44.2	4.52	柱、柱梁接合部(No.5,6)

σ_B:圧縮強度、ε₀:圧縮強度時ひずみ度、E_c:ヤング係数、σ_t:割裂強度

表－3 グラウトの材料試験結果

保証強度	σ _B (N/mm ²)	備考
60	112.3	梁継手(No.2～4,6,8)
	134.1	柱主筋貫通孔(No.2～4,8)
80	140.6	上柱継手(No.2～4,8)
100	146.1	柱主筋貫通孔(No.6)
	156.2	上柱継手(No.6)

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体の諸元を表－1に、試験体の形状・寸法、配筋の一例を図－2に示す。使用したコンクリート、グラウト、鉄筋の材料試験の結果を表－2～表－4に示す。試験体は、梁曲げ降伏先行型に計画された全8体である。No.1～No.6は十字形試験体、No.7～No.8はト字形試験体である。No.1、No.5、No.7が一体打ちRC造の基準試験体で、他はPCa造の比較試験体である。PCa試験体のうち、No.2、No.4、No.6、No.8では、柱主筋の貫通孔にシースを用いているが、No.3では、写真－1に示すように、ローブによって柱主筋の貫通孔の内側表面に渦巻き状の紋様を成型し、貫通孔の違いが構造性能に与える影響を検討した。また、PCa試験体では、梁主筋の機械式継手位置(柱フェイスから継手の内側縁までの距離)は、No.2、No.3においては0.5D_bとし、No.4、No.6

表－4 鉄筋の材料試験結果

種類	σ _y (N/mm ²)	σ _u (N/mm ²)	E _s (kN/mm ²)	備考
D19 (SD490)	517	702	190	梁主筋(No.1～8)
				柱主筋(No.1～4,7,8)
D19 (SD685)	707	889	193	柱主筋(No.5,6)
D6 (SD785)	933	989	215	梁横補強筋 (No.1～8)
				柱横補強筋 (No.1～4,7,8)
U6.4 (SD1275)	1347	1482	204	柱横補強筋 (No.5,6)

σ_y:降伏強度、σ_u:引張強度、E_s:ヤング係数

No.8では0.4D_bとして、機械式継手位置の違いが構造性能に与える影響を検討した。さらに、No.5、No.6では、材料強度を高めた場合の構造性能を検討した。

2.2 実験方法

加力については、柱の反曲点位置を油圧ジャッキで支持し、梁の反曲点位置に取り付けたアクチュエータによ

り、 $R=\pm 1/400\text{rad}$ 、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/67$ 、 $\pm 1/50$ 、 $\pm 1/33$ 、 $\pm 1/25$ 、 $\pm 1/20$ の層間変形角において、各 2 サイクルの正負交番漸増繰返し加力を行うことを基本とした。耐力が最大耐力よりも 80%以下に低下していない場合は、さらに $R=+1/15\text{rad}$ まで単調加力を行った。このとき、柱軸力については、高層建物の低層階の中柱を想定した No.1～No.4 では、軸力比(N/bDF_c)にして 0.2、超高層建物を想定し高強度材料を用いた No.5、No.6 では、油圧ジャッキの能力制限もあり 0.1875、外柱を想定した No.7、No.8 では、0.05 に相当する軸力を導入した。

計測については、ひずみ度は、柱主筋、横補強筋に貼付した検長 2～3mm のひずみゲージにより計測した。変位は、柱の反曲点位置を不動点とした計測フレームに変位計を取り付け、梁加力点の変形を測定した。また、梁、柱、パネルゾーンの各部位では、局部変形を変位計で測定した。

3. 実験結果

3.1 梁せん断力(Q)－層間変形角(R)曲線

梁せん断力(Q)－層間変形角(R)曲線と、 $R=1/33\text{rad}$ における破壊状況の写真を図-3 に示す。

各試験体ともほぼ破壊過程は同様であり、 $R=1/400\text{rad}$ までに梁に曲げひび割れが生じ、 $R=1/400\sim 1/100\text{rad}$ において、柱梁接合部(パネルゾーン)にせん断ひび割れが生じた。さらに、 $R=1/100\sim 1/67\text{rad}$ においては、梁主筋が降伏し、剛性低下がみられた。その後、No.6 を除いた試験体でパネルゾーンの横補強筋が降伏し、最大耐力に至った。

最大耐力は、十字形試験体、ト字形試験体の場合とも、PCa 試験体が一体打ち RC 試験体を上回った。一方、PCa 試験体どうしを比較すると、梁主筋の機械式継手位置が $0.5D_b$ 、 $0.4D_b$ の試験体では、最大耐力に大差はなかった。また、柱主筋の貫通孔がシースの場合でも、ロープにより成型した渦巻き紋様の場合でも PCa 試験体の最大耐力に大差はなかった。

最大耐力以後の変形性能は、PCa 試験体が一体打ち RC 試験体を上回り、靱性能に優れている。ここで、靱性能をみるため、限界変形角(R_u)を比較すると、十字形の PCa 試験体(No.2～No.4)は、一体打ち RC 試験体(No.1)に比べ 1.05～1.28 倍であり、 $R_u=0.049\sim 0.060\text{rad}$ であった。また、高強度材料を用いた十字形の PCa 試験体(No.6)は、一体打ち RC 試験体(No.5)に比べ 1.05 倍であり、 $R_u=0.050\text{rad}$ であった。一方、ト字形の試験体(No.7、No.8)では、PCa 試験体(No.8)の方が一体打ち RC 試験体(No.7)に比べて靱性能がわずかに勝っているが大差はなく、両者とも R_u は 0.067rad 以上であった。

以上の通り、本工法の PCa 試験体の変形性能は、柱主筋の貫通孔の種別が異なっても、また、梁主筋の機械

式継手位置が異なっても大差はなく、限界変形角はおおよそ $R=1/20\text{rad}$ を確保できるといえる。

本研究では、限界変形角(R_u)は、図-3 に示す通り、各所定層間変形角の Q-R 曲線の第 1 サイクルの包絡線上で、耐力が最大耐力の 80%に低下した時点での層間変形角と定義している。なお、ト字形試験体の No.7 と No.8 では、加力終了後まで、耐力が最大耐力の 80%まで低下しなかったため、限界変形角は特定できていない。このため、限界変形角は $R=1/15\text{rad}$ 以上であると判断した。

3.2 破壊性状

最大耐力近傍の $R=1/33\text{rad}$ でのひび割れ状況を図-4 に示す。

一体打ち RC 試験体と PCa 試験体では、ひび割れの様相は類似しており、梁の曲げ、曲げせん断ひび割れ、パネルゾーンのせん断ひび割れ等の発生時期、進展状況はほぼ同様であった。PCa 試験体では、梁のヒンジゾーン内に機械式継手が設けられているが、その周辺に特異なひび割れが誘発されるようなことはなかった。十字形試験体では、パネルゾーンのせん断ひび割れが進展、拡大した。No.2～No.4 の PCa 試験体を例にとると、 $R=1/200\text{rad}$ (長期荷重時相当)ではパネルゾーンの最大ひび割れ幅は 0.1mm 以下であった。一方、梁主筋が降伏する $R=1/100\text{rad}$ (短期荷重時相当)では、パネルゾーンの最大ひび割れ幅は 0.2mm であった。また、除荷時のひび割れ幅は 0.05mm であった。このことから、本 PCa 工法では、長期荷重に対しては使用上支障となるひび割れは生じず、短期荷重に対しては修復性を損なう恐れのある損傷は生じないと判断できる。

最終的な破壊形式は、十字形試験体では、一体打ち RC 試験体、PCa 試験体とも梁曲げ降伏後の柱梁接合部のせん断破壊であった。ト字形試験体では、一体打ち RC 試験体は梁曲げ降伏後の柱梁接合部のせん断破壊であったが、PCa 試験体は梁曲げ破壊であった。

3.3 梁主筋ひずみ度分布

各所定層間変形角の第 1 サイクルの正方向ピーク時における No.1、No.4 の梁上端一段目主筋のひずみ度分布(B1～B6)を図-5 に示す。

一体打ち RC 試験体、PCa 試験体によらず、また、PCa 試験体どうしでは、梁主筋の機械式継手位置の違いによらず、梁主筋のひずみ度分布に大きな差はみられなかった。このことから、機械式継手による梁主筋の付着に与える影響は小さいことが確認できた。

梁端部(接合部付け根)のひずみ度は、最大耐力に至る前の $R=1/100\text{rad}$ 近傍で全ての試験体が降伏ひずみ度に達していた。このことから、梁の曲げ降伏先行型であるといえ、これは、最大耐力を決定している一つの要因であると考えられる。

3.4 柱主筋ひずみ度分布

各所定層間変形角の第 1 サイクルの正方向ピーク時に

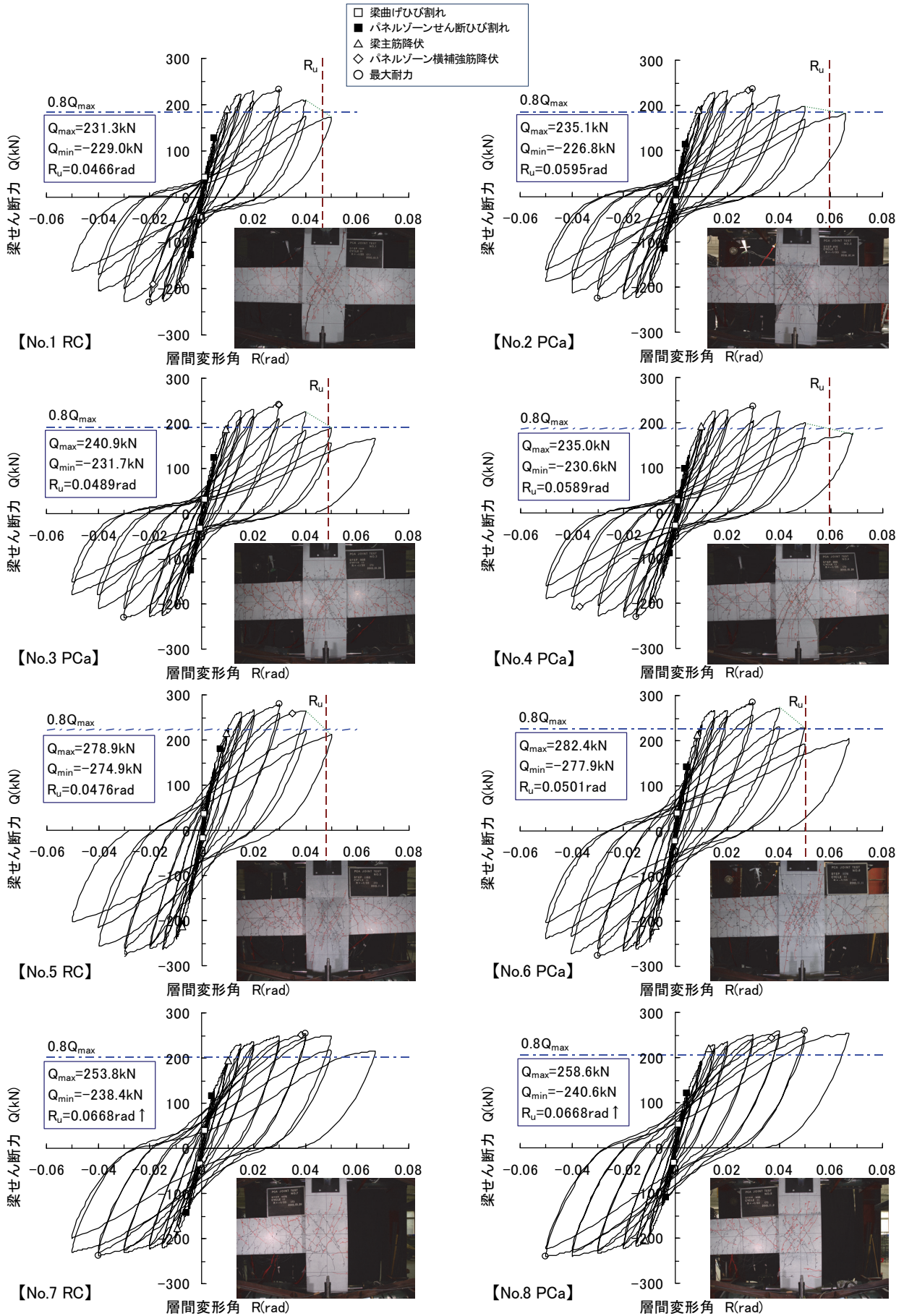


図-3 梁せん断力-層間変形角曲線と破壊状況 (R=1/33rad)

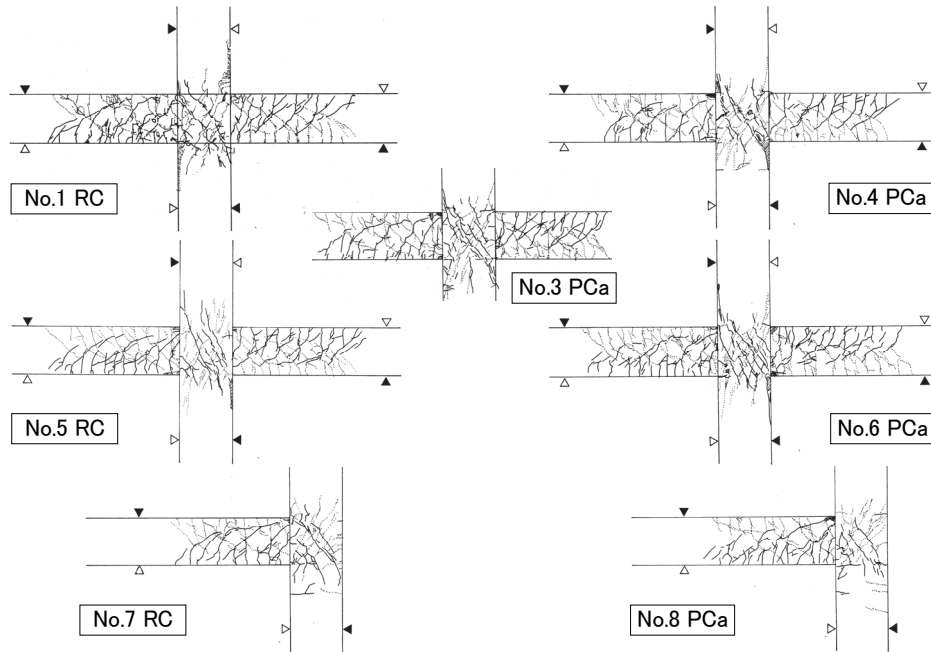


図-4 ひび割れ状況 (R=1/33rad)

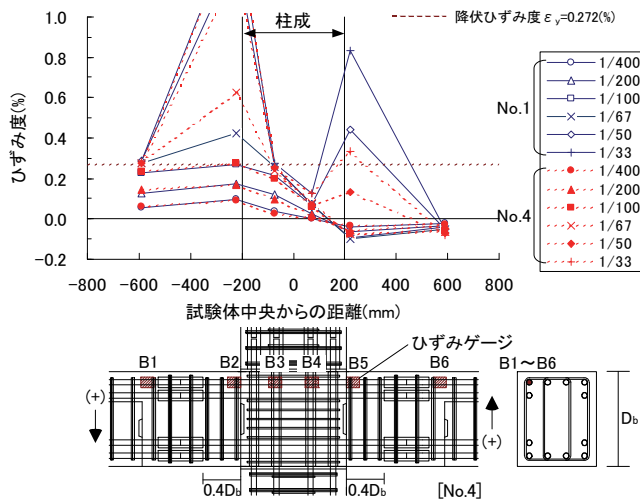


図-5 梁主筋ひずみ度分布 (No.1とNo.4)

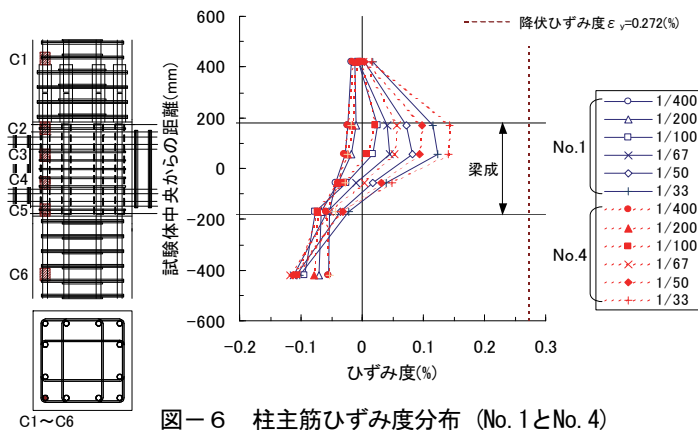


図-6 柱主筋ひずみ度分布 (No.1とNo.4)

おける No.1、No.4 の柱一段目主筋のひずみ度分布(C1～C6)を図-6に示す。

一体打ち RC 試験体、PCa 試験体によらず、柱主筋のひずみ度分布に大差ないことがわかる。また、PCa 試験体において、シースの場合でも、シースに代わり貫通孔の表面がロープで成型された渦巻き紋様の場合でも、柱主筋のひずみ度分布には大差なかった。以上から、鉄筋の貫通孔にグラウトを充填する PCa 試験体でも、柱主筋の柱梁接合部内での定着は良好であることが確認できた。

3.5 柱梁接合部の横補強筋のひずみ度分布

各所定層間変形角の第1サイクルの正方向ピーク時における No.1、No.4 の横補強筋のひずみ度分布(H1～H8)を図-7に示す。

R=1/50rad程度までは、PCa試験体のNo.4は一体打ちRC試験体のNo.1よりひずみ度がわずかに大きい、その後は、No.1のパネルゾーン中央のひずみ度が急増し、降伏ひずみ度に達しており、ひずみ度分布に違いがみられる。PCa試験体では、パネルゾーン内に高強度グラウトが注入されたシースが埋設されているため、一体打ちRC試験体に比べ、パネルゾーン自体の強度、剛性に勝り、大変形時における横補強筋のひずみ度の増加が抑制されたものと考えられる。

4. 実験結果の検討

4.1 最大耐力と降伏、限界変形角の実験値ならびに諸耐力の計算値

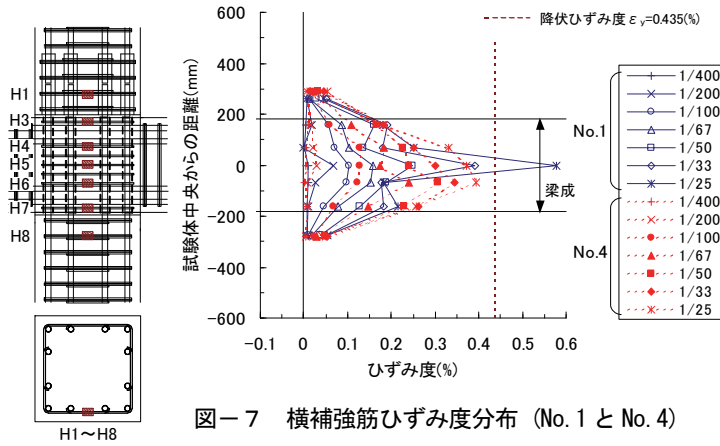


図-7 横補強筋ひずみ度分布 (No.1 と No.4)

最大耐力、降伏変形角、限界変形角の実験値、ならびに諸耐力の計算値を表-5に示す。部材耐力を求めるために、設計で多用されている計算式を用いることとし、梁の曲げ耐力には、建築学会略算式²⁾およびACIストレスブロック式³⁾を、柱の曲げ耐力には建築学会略算式²⁾を用いた。梁と柱のせん断耐力、柱梁接合部のせん断耐力、および通し筋の定着余裕度には靱性保証型設計指針式³⁾を用いた。ここで、計算値の算出には、コンクリートならびに鉄筋の材料試験値を用いた。

表-5 諸耐力ならびに変形角の実験値と計算値

項目	試験体	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8
実験値	最大耐力 Q_{max} (kN)	231	235	241	235	279	282	254	259
	降伏変形角 R_y (rad)	0.0120	0.0125	0.0130	0.0130	0.0130	0.0125	0.0140	0.0135
	限界変形角 R_u (rad)	0.0466	0.0595	0.0489	0.0589	0.0476	0.0501	0.0668↑	
	塑性率 $\mu = R_u/R_y$	3.88	4.76	3.76	4.53	3.66	4.01	4.77↑	4.95↑
計算値	梁曲げ耐力 ^{*1} bQ_{mu} (kN)	219			253			219	
	Q_{max}/bQ_{mu}	1.06	1.07	1.10	1.07	1.10	1.12	1.16	1.18
	梁曲げ耐力時の パネルせん断応力度 τ_j (N/mm ²)	9.97			11.78			6.65	
	パネルせん断強度 ^{*2} τ_{ju} (N/mm ²)	14.24			19.27			9.97	
	パネルせん断余裕度 τ_{ju}/τ_j	1.43			1.64			1.50	
	通し筋定着余裕度	1.19			1.59			-	
	梁曲げ耐力 ^{*3} bQ_{mu2} (kN)	211			242			211	
	梁せん断耐力 ^{*2} bQ_{su} (kN)	455			505			455	
	柱曲げ耐力 ^{*3} cQ_{mu} (kN)	523			779			574	
	柱せん断耐力 ^{*2} cQ_{su} (kN)	440			599			881	
	柱梁曲げ耐力比 cQ_{mu}/bQ_{mu2}	2.48			3.21			2.72	

*1:ACIストレスブロック式 *2:靱性保証型設計指針式 *3:建築学会略算式

注:柱曲げ耐力、柱せん断耐力は、梁せん断力換算値

靱性保証型設計指針式においては、梁: $R_p=0.02$ 、柱: $R_p=0.01$

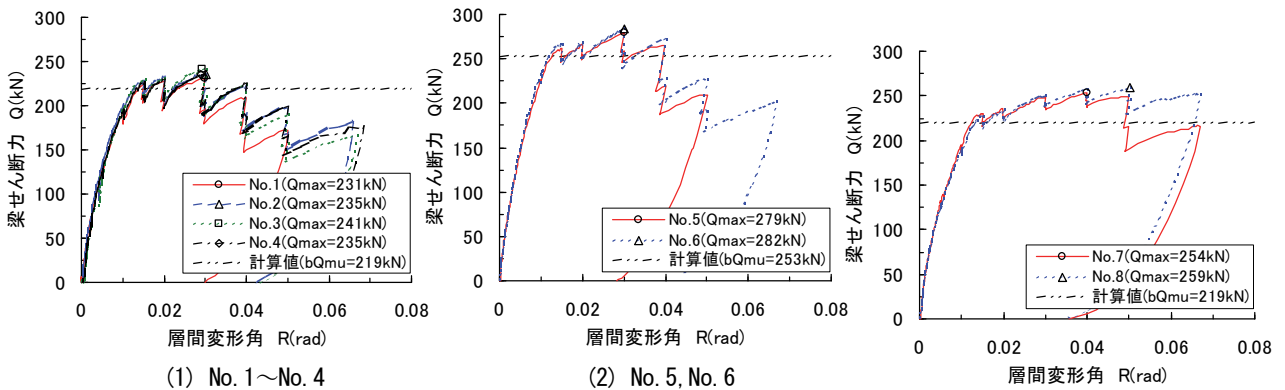


図-8 梁せん断力-層間変形角曲線の包絡線

表一五の結果から、梁曲げ耐力の計算値と、最大耐力の実験値はほぼ対応していることがわかる。したがって、全ての試験体が梁曲げ降伏先行型であることが確認できる。十字形試験体では、梁曲げ耐力時のパネルゾーンのせん断応力度に対するパネルゾーンのせん断耐力の比(せん断余裕度)は、No.1~No.4では1.43、高強度材料を用いたNo.5、No.6では1.64であった。この程度のせん断余裕度があっても、本実験では最終的にはパネルゾーンのせん断破壊に至った。一方、ト字形試験体では、パネルゾーンのせん断余裕度が1.50であったが、No.8のPCa試験体では曲げ破壊であった。

十字形試験体の通し筋の定着余裕度は、No.1~No.4では1.19、高強度材料を用いたNo.5、No.6では1.59であったが、最終的な破壊に至るまで梁主筋の抜け出しはみられなかった。

4.2 梁せん断力(Q)一層間変形角(R)曲線の包絡線の比較

各試験体の梁せん断力(Q)一層間変形角(R)曲線の包絡線の比較を図一八に示す。最大耐力は、全てPCa試験体が一体打ちRC試験体を若干上回る結果となっている。最大耐力に至った後の耐力低下は、一体打ちRC試験体はPCa試験体より大きい。以上のように耐力、変形性能ともにPCa試験体が一体打ちRC試験体を上回った。一方、PCa試験体どうしでは、柱主筋の貫通孔の種別、梁主筋の機械式継手位置の違いによらず、耐力と変形性能における大きな差はないことを確認した。

4.3 変形成分割合

十字形試験体No.1、No.4ならびにト字形試験体No.7、No.8の梁、柱およびパネルゾーンの変形量の全体変形量に対する割合の推移を図一九に示す。

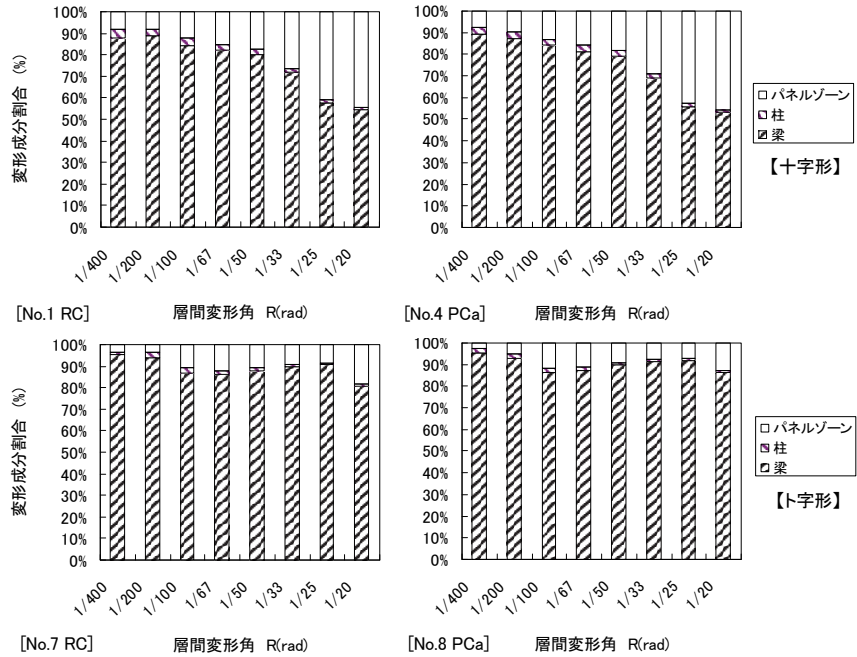
十字形試験体では、層間変形角が増大するにつれてパネルゾーンの変形成分が増加してくるが、ト字形試験体では、梁の変形成分が支配的である。大変形に至るまで、十字形試験体、ト字形試験体とも、一体打ちRC試験体、PCa試験体によらず、変形成分割合の推移に

は大きな差はみられなかった。また、高強度材料を用いた一体打ちRC試験体No.5とPCa試験体No.6においても同様な性状であった。

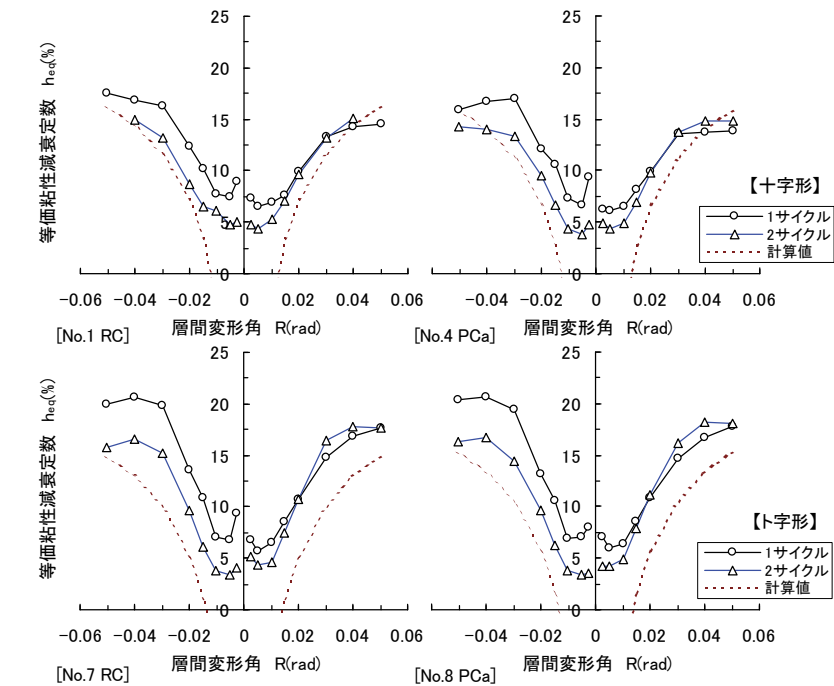
4.4 等価粘性減衰定数

十字形試験体No.1、No.4ならびにト字形試験体No.7、No.8の等価粘性減衰定数 h_{eq} と層間変形角の関係を図一十に示す。

一体打ちRC試験体とPCa試験体では、等価粘性減衰定数の大きな違いはみられなかった。また、十字形



図一九 変形成分割合 (第1サイクル)



図一十 等価粘性減衰定数

PCa 試験体どうしでは、柱主筋の貫通孔の種別の違い、梁主筋の機械式継手位置の違いによらず、等価粘性減衰定数の違いはほとんどみられなかった。なお、図中に示した点線は、武田モデルによる等価粘性減衰定数評価式(式(1))から得られた計算値である。よって、図よりほぼ全ての試験体において、 $R=1/25\text{rad}$ まで実験値が計算値を上回っていることがわかる。しかし、それ以降の層間変形角になると、十字形試験体では、実験値は計算値を下回った。破壊モードが柱梁接合部のせん断破壊に移行し、エネルギー吸収量が低下したためと考えられる。

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (1)$$

ここで、 μ : 塑性率

5. まとめ

本実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- i. PCa 試験体は一体打ち RC 試験体とほぼ同様な破壊過程を示し、ひび割れ状況に大きな違いはみられなかった
- ii. 梁せん断力-層間変形角曲線、ならびにその包絡線の比較から、PCa 試験体の最大耐力および変形性能は、一体打ち RC 試験体とほぼ同等もしくはそれ以上の構造性能を示し、限界変形角(R_u)は $R=1/20 \text{ rad}$ 程度であった
- iii. PCa 試験体において、柱梁接合部内の柱主筋の貫通孔の成型方法(シース、ロープによる渦巻き状の紋様)の違い、ならびに梁主筋の機械式継手位置($0.5D_b$ 、 $0.4D_b$)の違いによる最大耐力や変形性能における大差はなかった
- iv. PCa 試験体と一体打ち RC 試験体は、梁主筋や柱主筋のひずみ度分布、梁、柱ならびにパネルゾーンの変形成分割合、等価粘性減衰定数において大きな差はみられないことから、両者同等の構造性能を有すると考えられる

6. あとがき

一体打ち RC 柱梁接合部ならびにフル PCa 柱梁接合部(部分架構)の加力実験から、フル PCa 柱梁接合部の構造性能を把握できた。その結果、フル PCa 柱梁接合部の構造性能は一体打ち RC 柱梁接合部の構造性能とほぼ同等もしくはそれ以上であることを確認できた。

今後は、実際の建物の架構条件を考慮して、柱の梁に対する曲げ耐力比が 2 以下のフル PCa 柱梁接合部(部分架構)の構造性能についても、さらに検討を行っていく予定である。

【参考文献】

- 1) 木本敏一、中岡章郎、鴨川直昌、埴田幸治、中井謙三、「柱梁接合部プレキャスト架構の加力実験(その1、その2)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、23020~23021、2006.9
- 2) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、2010
- 3) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」、1999

連結制震システムの開発

Development of Vibration Control System with Connecting Damper

上 寛樹* 山上 聡* 反町 敦**

要 旨

超高層 RC 造集合住宅を想定し、建物中央部に配した連層立体耐震壁と外周部ラーメン架構を連結するダンパーを設置することにより、相互の振動特性の違いを利用して効率的に地震エネルギーを吸収し、地震応答を抑制する連結制震システムの開発に取り組んだ。

フレーム模型を用いた振動台実験において、連結制震の基本的性状と有効性を把握した。また、実規模建物を想定し、50階建連結制震モデル建物による地震応答解析を行った。その結果、連結制震により、地震波の種類によらず地震応答を低減することができ、大地震時においても架構の損傷を軽微に留めることが可能であることを確認した。

キーワード： 超高層、コア壁、連結制震、振動台実験、地震応答解析、損傷制御

1. まえがき

近年盛んである超高層 RC 造集合住宅の計画においては、単に建築基準法で定められる性能を満足するだけでなく、大地震後も構造躯体の損傷を小さくして機能維持を図ることや、構造躯体のスリム化・部材構成の単純化によるフレキシブルな居住空間の実現など、付加価値が求められるようになってきている。

免震構造はこのような要求を満たす一つの方法であるが、免震層を設けることによるプランニングの制約を避けられない。そのため免震構造だけでなく、架構に組み込んだダンパーにより地震エネルギーを吸収して地震応答を低減する「制震構造」も含め、建物条件に応じ、最も合理的な構法を選択することが重要である。

制震構造では地震エネルギーを吸収するために、層の変形に伴う上下階の水平変位差（層間変位）を利用し、

架構の層間にダンパーを設置するのが一般的である（図-1(a)）。層間変位は曲げ変形とせん断変形の和となるが、通常、建物の上層になるほど層間変位における曲げ変形の占める割合が大きくなる。そのため、特に超高層建物の上層部ではダンパーが有効に機能するのに十分なせん断変形が生じない。

一方、振動特性の異なる二つの構造体の地震時応答の差を利用し、構造体間をダンパーで繋ぐことで構造体全体の応答を低減する「連結制震」と呼ばれる構法が考案されている。この構法では、図-1(b)に示すように、上層階での大きな応答差を利用してダンパーを効率よく効かせることが可能なため、超高層建物に適した制震構法であると言える。

現在、建物平面中心部のコア部分に連層立体耐震壁（コア壁）を、その外周に住居部分となるラーメン架構を配し、両架構間にダンパーを設置した連結制震構法の

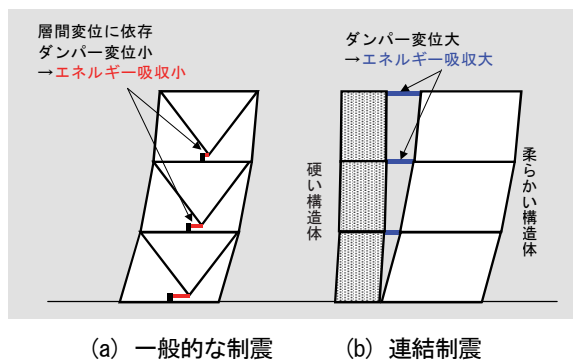


図-1 一般的な制震と連結制震

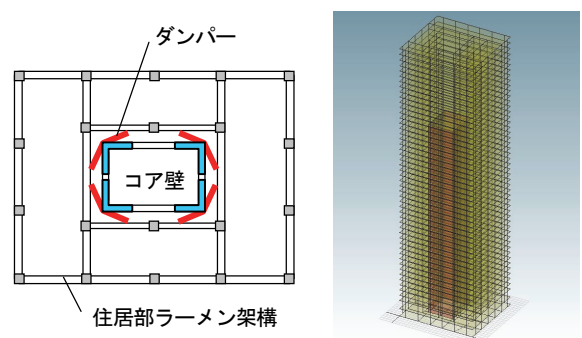


図-2 コア壁を利用した連結制震構法

*技術研究所 **東日本支社建築設計部

開発を進めている(図-2)。本報告では、連結制震構法の地震応答低減効果の把握を目的に実施した、フレーム模型を用いた振動台実験、ならびに実規模建物での制震効果を確認するための50階モデル建物を用いた地震応答解析結果について報告する。

2. フレーム模型を用いた振動台実験

2.1 実験概要

連結制震の地震応答低減効果を検証するため、フレーム模型を用いた振動台実験を行った。模型の概要を図-3に示す。模型は、各層のおもりをバネ鋼板で連結した3質点フレームモデル2台(Aフレーム、Bフレーム)を振動台上に並列して設置し、それらの頂部をダンパーにより連結している。Bフレームはバネ鋼板の枚数を、各層共Aフレームの1.5倍とすることで、フレームの剛性を変えて固有周期に差をつけている。なお固有周期はAフレームが0.8秒、Bフレームが0.6秒である。ダンパーは、粘性体を満たした容器に抵抗板を浸漬し、抵抗板が粘性体中を動く際の粘性抵抗を利用して減衰力を発揮する。粘性体容器はAフレーム頂部に設置したスライドレール上に取り付けられており、ロッドによりBフレーム頂部と接続することで、Bフレーム頂部と同一の水平変位が生じる。一方、抵抗板はAフレーム頂部に固定されているため、A、B両フレーム間の相対的な変位に応じて粘性体中を動くことにより、減衰力が得られる仕組みである。なお、ダンパーの減衰力は(1)式で表される。

$$F = 0.284 \cdot \exp(-0.023t) \cdot S \cdot (V/d)^{0.53} \quad (1)$$

- ここで、 F : 抵抗板1面あたりの減衰力(N)
- t : 粘性体温度(°C)
- S : 抵抗板1面の浸漬面積(cm²)
- V : 抵抗板と粘性体の相対速度(cm/sec)
- d : 抵抗板と容器とのせん断隙間(cm)

主な計測項目は、振動台ならびに模型各層の加速度と層間変位、A-Bフレーム間の相対変位、およびダンパー接続ロッドに生じる軸力である。

振動台による加振は水平一方向とし、加振波は以下の3波とした。

- ・各フレームの固有周期(A : 0.8秒、B : 0.6秒)に周期を合わせた正弦波を、時刻歴で重ね合わせた波(=正弦波重ね合せ)
- ・異なる周波数成分を均等に含む波(=ランダム波)
- ・兵庫県南部地震神戸海洋気象台南北方向観測波(=JMA神戸波)

なお、加振においてはフレームの層間変位が最大5cm程度以下となるよう加速度レベルを設定した。各加振波の入力加速度はそれぞれ、正弦波重ね合せが30gal、ランダム波が100gal、JMA神戸波が150galとなっている。

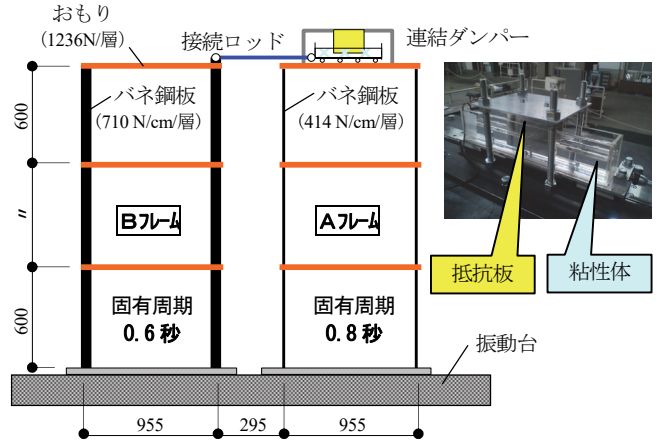


図-3 フレーム模型の概要

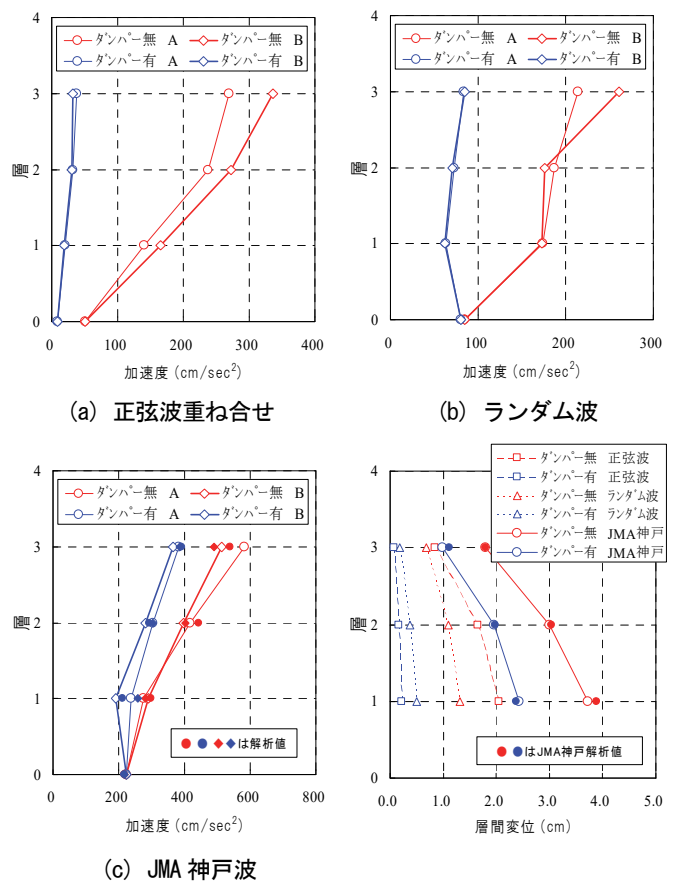


図-4 最大応答加速度

図-5 最大応答層間変位

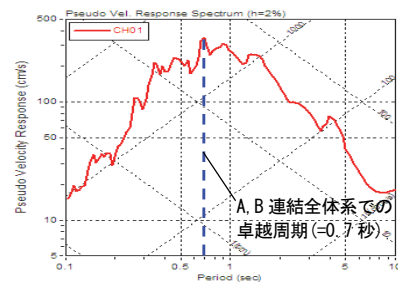


図-6 JMA神戸波の速度応答スペクトル

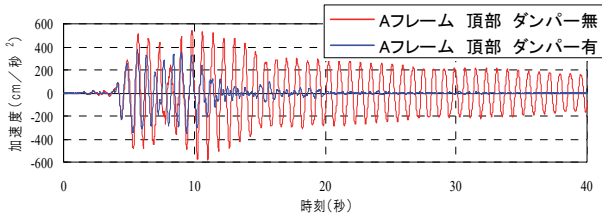


図-7 Aフレーム頂部の応答加速度波形 (JMA 神戸波)

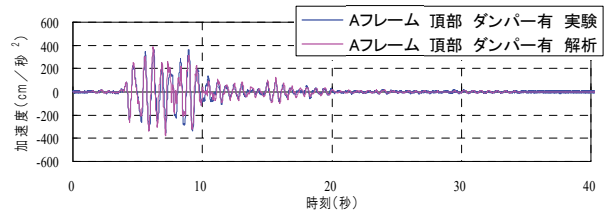


図-8 実験値と解析値の比較 (JMA 神戸波)

2.2 実験結果

加振 3 波それぞれについて、A フレーム、および B フレームの各層における最大応答加速度を図-4 (a)～(c)に、A フレームの最大応答層間変位を図-5に示す。

連結ダンパー有の場合、ダンパー無の場合に比べ、A、B 両フレーム共に応答低減効果が見られる。ダンパー有の場合の最大応答加速度は、正弦波重ね合せでは 10～20%程度に、ランダム波では 30～40%程度に、また JMA 神戸波では 65～85%程度に低減されている。いずれの波においても最上層の応答低減効果が最大となっており、建物上層でも制震効果が大きいという連結ダンパーの長所が表れている。なお、JMA 神戸波における応答低減量が他の 2 波に比べて小さくなっているが、これはダンパーで連結したフレーム全体としての振動系における固有周期が 0.7 秒となっており、図-6に示す JMA 神戸波の応答スペクトルにおける卓越周期に合致しているためである。

図-7に同地震波における A フレーム頂部応答加速度の時刻歴波形を、連結ダンパーの有無により比較して示す。連結時の固有周期が JMA 神戸波の卓越周期に当たっているにもかかわらず、応答が大きく抑制されていることがわかる。

図-4 (c)および図-5中には、質点系解析モデルを用いた時刻歴応答解析による JMA 神戸波の解析値をプロットしている。また図-8に、A フレーム頂部応答加速度の時刻歴波形を、実験と解析を比較して示す。解析には 3 次元フレーム汎用解析プログラム RESP-F3T を使用し、解析モデルは、各層重量を質点に、層間のパネ鋼板を等価せん断パネに置換した 3 質点串団子モデルを頂部ダンパーにて並列に連結したモデルとした。加速度、層間変位、応答時刻歴波形共に解析は実験をよくシミュレートできており、解析方法の妥当性が確認できた。

2.3 連結ダンパーと層間ダンパーの制震効果の比較

架構の層間にダンパーを組み込む一般的な制震構法 (層間ダンパー) と、連結ダンパーを用いた連結制震構法の制震効果の違いを検証するため、前述の 3 質点串団子モデルを用いた解析検討を行った。実験に用いたものと同じ特性のダンパー 1 基を、層間ダンパーモデルでは特定の 1 層に組み込んだもの、連結ダンパーモデルでは実験と同様に頂部に設置して比較した。図-9に JMA 神戸波における A フレームの最大応答加速度を示す。層間ダンパーモデルでは、ダンパーを設置した層に応じ

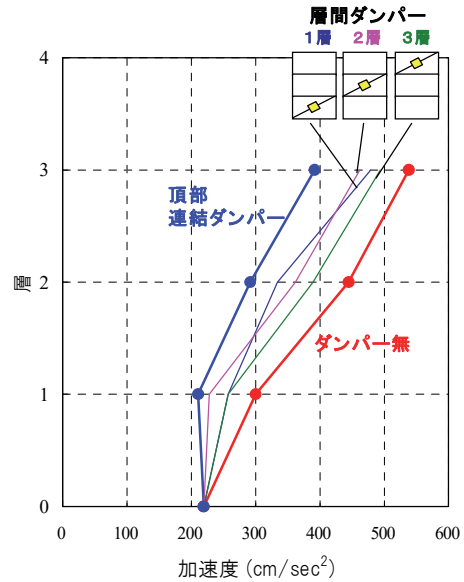


図-9 連結ダンパーと層間ダンパーの制震効果の比較 (JMA 神戸波)

- ・ 50階建 RC造
- ・ コア壁チューブ構造 (壁厚:350～700mm)

オイルダンパー
最大減衰力:1000kN
8基/層

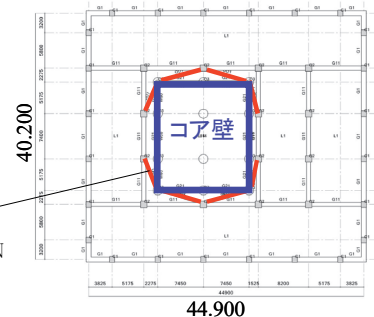


図-10 モデル建物の概要

て応答低減効果の分布に差はあるが、連結ダンパーの応答低減量に対して概ね半分程度に留まっている。従って、同じ量のダンパーを用いた場合、連結制震は従来の一般的制震に比べて制震効率の高い構法であるということがわかる。

3. 立体フレームモデル建物を用いた地震応答解析による連結制震効果の検証

3.1 解析概要

コア壁を利用した連結制震構法の実規模建物での制震効果を検証するため、超高層 RC 造モデル建物を設定し、立体フレームモデルによる地震応答解析を行なった。

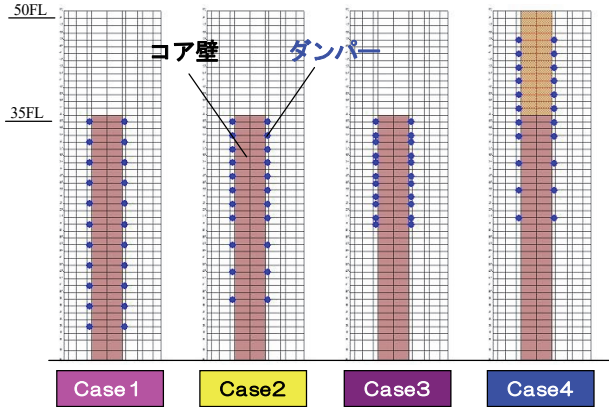


図-11 解析ケース

表-1 主架構とコア壁の固有周期

固有周期 (秒)	主架構		コア壁			
			Case1~3		Case4	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
1次	5.16	5.34	1.07	0.94	1.94	1.71
2次	1.81	1.85	0.25	0.23	0.44	0.39
3次	1.00	1.00	0.12	0.11	0.19	0.17

表-2 入力地震動一覧

地震波	継続時間 (秒)	最大加速度 (cm/s^2)	最大速度 (cm/s)
EL CENTRO 1940 NS	54	511	50.0
TAFT 1952 EW	54	497	50.0
HACHINOHE 1968 NS	51	333	50.0
告示波1 (ABN951 EW位相)	200	636	85.3
告示波2 (HACHINOHE NS位相)	60	569	33.4
告示波3 (JMA 神戸位相)	60	594	26.3
対策試案 区域8波 (阿倍野表層)	600	159	18.3

図-10にモデル建物の概要を示す。建物階数は50階、軒高約164mの鉄筋コンクリート造集合住宅である。平面形状は外周架構の見付幅が約45m×40mの矩形である。架構は、平面中央のコア部分に1辺約16mの口の字型連層立体耐震壁（以下、コア壁と称す）を配し、それを取り囲む住居部分を外周ラーメン架構（以下、主架構と称す）で構成している。コア壁と主架構は構造的に独立しており、クリアランス部分に両架構を連結するオイルダンパーを設置している。

解析ケースを図-11に示す。解析はX（長辺）方向について行い、ダンパーの立面的な配置が地震応答に及ぼす影響を把握するため、ダンパーの総台数を一定とし、ダンパー設置階の異なる4ケースを設定した。ダンパー総台数は文献1)を参考に、最大減衰力1000kNのオイルダンパーを計88基（1層8基×11層）配置した。Case1~3はコア壁を35階までとし、Case1ではダンパーを高さ方向に3層毎に均等に、Case2では上階を密に、またCase3では21~35階に集中的に配置している。Case4はコア壁を主架構と同じ50階までとし、ダンパーを21階以上の上層部に密に配置した。

コア壁、および主架構単独での固有周期を表-1に示す。1次固有周期は、コア壁のCase1~3では1.07秒、Case4では1.94秒、主架構では5.16秒となっている。

応答解析に用いた地震動の一覧を表-2に示す。実地震観測波としてEL CENTRO NS、TAFT EW、ならびにHACHINOHE NSの3波、平成12年建設省告示に定めるスペクトルに適合した告示波3波（兵庫県南部地震における阿倍野消防署・JMA 神戸の各位相、HACHINOHE NS位相）、および長周期地震動として文献2)に示された区域8地震動（阿倍野表層）の合計7

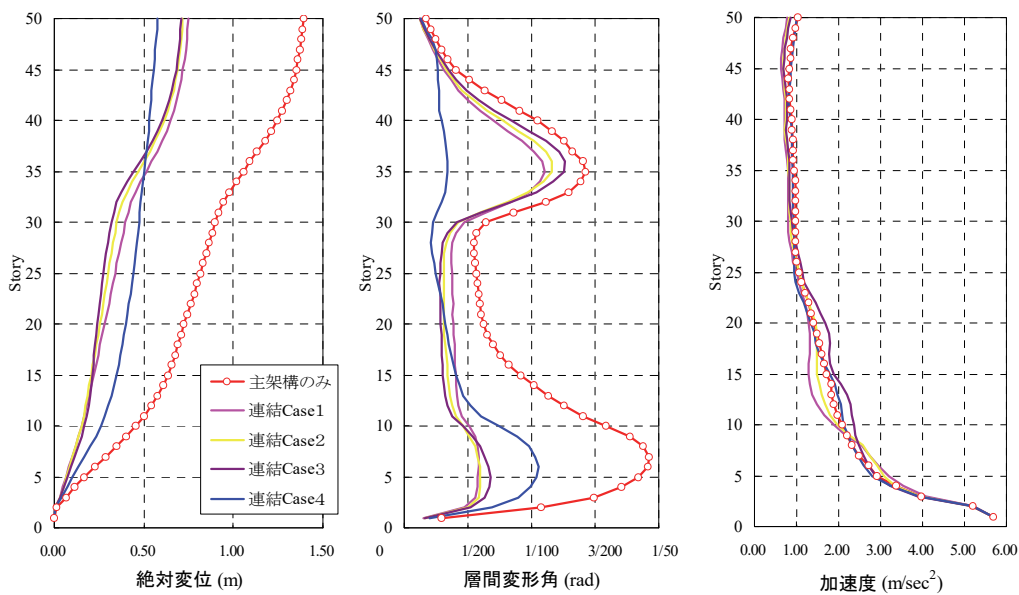


図-12 主架構の最大応答値（告示波2）

波にて検討した。地震動の強さはいずれもレベル2相当（建物耐用年限中に経験しうる最大級の地震動）である。

なお、解析には建築構造解析プログラム RESP-D を使用した。

3.2 解析結果

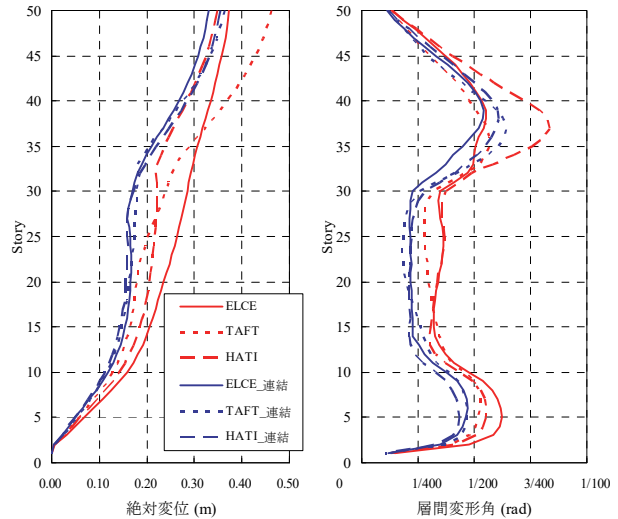
a. ダンパー配置と地震波の違いが応答に及ぼす影響

応答解析に用いた7波のうち、主架構単独での応答が最も大きくなった告示波2（HACHINOHE NS位相）について、連結制震とした場合の主架構の最大応答値を図-12に示す。なお、同図中には主架構単独（非連結）での応答値を○印で示している。連結制震とした場合、主架構の応答はいずれの配置ケースにおいても全層に渡って応答低減効果が得られている。最上層の変位は非連結に比べて半分以下となっており、大地震時の居住性が大きく改善されていることがわかる。Case1~3の低減効果にはそれほど差が見られないが、応答の大きい7階、および35階付近ではダンパーを均等配置したCase1の層間変形角が最も小さくなっている。50階までダンパーを配置したCase4では、他のケースに比べて7階付近の層間変形角の低減効果が小さい。逆に35階付近の層間変形角は1/200rad以下に大きく低減されており、超高層上層部においてもダンパーによる制震効果が高いという連結制震の長所が表れている。なお、この場合はコア壁を上階まで構築する必要があるため、途中階までダンパーを配する場合に比べて躯体コストが増大することに留意する必要がある。

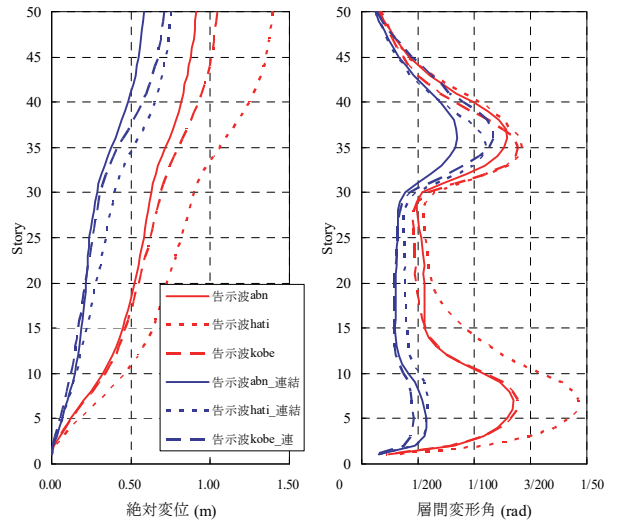
図-13(a)~(c)に実地震観測波、告示波、および区域8波に対するCase1の応答値をそれぞれ示す。いずれの地震波においても連結制震による応答低減効果が表れている。特に実地震波と区域8波に対しては、層間変形角が1/200rad程度以下と、主架構がほぼ弾性範囲内に抑えられている。告示波については35階付近においては層間変形角は1/100rad程度までの低減に留まっているが、他の階ではほぼ1/200rad以下に抑えられている。これらの結果は、前述のように上階までコア壁を構築してダンパーを配置するなど、構造計画上の工夫により、主架構全体を弾性範囲内に留める設計が可能であることを示唆している。

b. エネルギー吸収

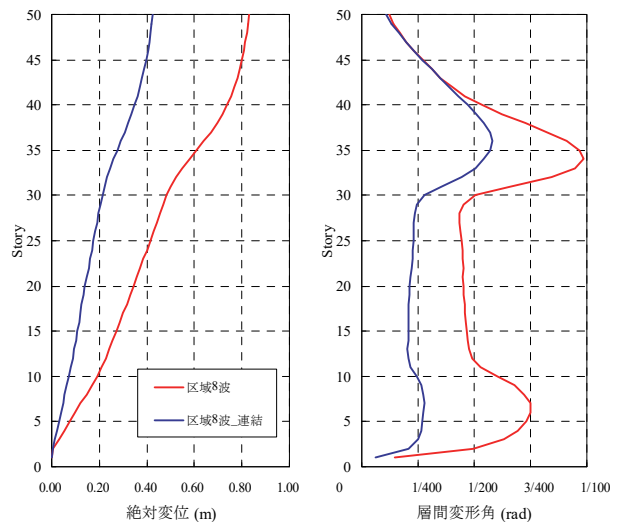
図-14(a)~(c)に連結ダンパーと構造体（主架構部分）それぞれのエネルギー吸収量をCase1~4について比較したものを示す。いずれの地震波においてもダンパーの吸収量は構造体のそれを上回っている。ダンパーのエネルギー吸収量は、観測3波ではCase2、告示波ではCase1、また区域8波ではCase4が最も大きくなり、エネルギー吸収を最大とするダンパー配置は、個々の地震波の特性に応じて異なり、ある一つの形式に特定できないことが分かる。また、Case3はいずれの地震波においても他のケースに比べて構造体のエネルギー吸収



(a) 実地震観測波

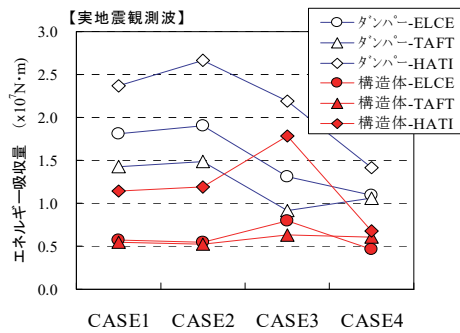


(b) 告示波

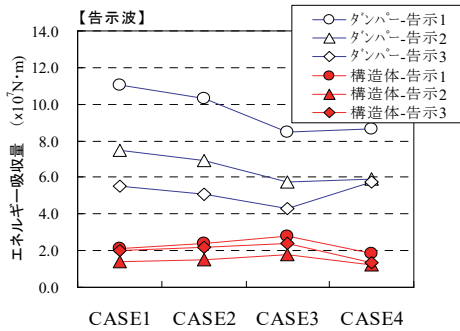


(c) 長周期地震動（区域8波）

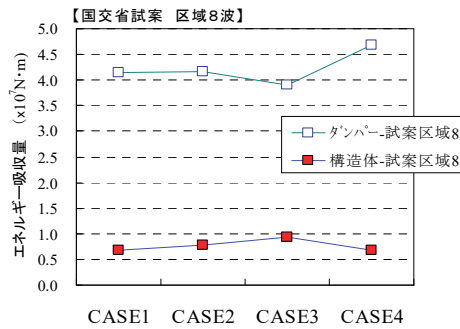
図-13 各地震波における主架構の最大応答値（Case1）



(a) 実地震観測波



(b) 告示波



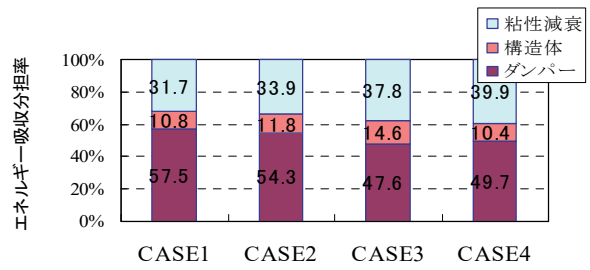
(c) 長周期地震動 (区域8波)

図-14 ダンパーと構造体 (主架構) のエネルギー吸収量

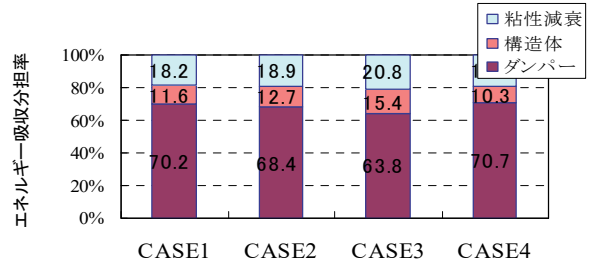
が大きくなっている。Case3では、前述の図-11でダンパーを配置していない下層部の応答が他のケースよりも大きくなっていることから分かるように、ダンパーを局部的に集中して配置することは、応答低減効率が低下し、結果として構造体の損傷度合を大きくしてしまう可能性があり、合理的な配置法とは言えない。

図-15に告示波2 (HACHINOHE NS位相)、ならびに区域8波について、エネルギー全吸収量における、ダンパー、構造体、および粘性減衰それぞれの吸収割合を示す。ダンパーのエネルギー吸収割合は、告示波2では約48~58%となっている。層間にダンパーを設置する一般的な制震構法においては、ダンパーのエネルギー吸収割合がせいぜい10数%であることを考慮すれば、連結ダンパーが非常に高い制震効率を有していることが分かる。

また、長周期地震動である区域8波では、ダンパー



(a) 告示波2



(b) 長周期地震動 (区域8波)

図-15 エネルギー吸収割合

のエネルギー吸収割合は約64~71%に達している。長周期の揺れが長時間続く地震動に対し、共振による応答増幅が引き起こす損傷が危惧される超高層建物において、連結制震は大変有効な構法であると考えられる。

4. まとめ

フレーム模型を用いた振動台実験により、連結制震構法の制震効果を把握し、同構法が従来の層間ダンパーによる制震に比べ、効率の優れた方法であることがわかった。また、実規模建物を想定した立体フレーム模型を用いた解析検討により、コア壁を利用した連結制震構法が、主架構部分の応答を効果的に低減できること、応答低減効果はコア壁の規模やダンパー配置に影響を受けること、また大地震時でも主架構を弾性範囲内に留められる可能性があることが確認できた。

5. おわりに

今後、模型実験においては各層の剛性やダンパー特性、配置を要因とした追加実験の実施、また立体フレームモデルによる解析検討では、階数や平面規模、コストも踏まえた適用範囲の把握を計画している。それらと共に、実験と制震設計を繋ぐための理論的なアプローチにも取り組んでいきたい。

【参考文献】

- 1) 西村勝尚、福本義之、他、「連結制振構造を適用した超高層RC造建物の制振効果」、GBRC vol.35 No.2 2010.4
- 2) 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」、平成22年12月21日

複合基礎建物の施工時沈下挙動

－実測結果と解析結果の比較－

Subsiding Behavior of a Composite-Foundation Building During Construction

- Comparison Between Measurement and Analysis Results -

舟木秀尊* 武田彰文** 茂木正史*

要 旨

低層棟と高層棟とが一体となった高層建物に、直接基礎とパイルド・ラフト基礎を併用した複合基礎方式を適用し、工事開始から完成までの計測から、基礎の沈下や杭とラフトの荷重分担など、施工時における基礎の沈下挙動を把握した。さらに、解析で予測した沈下挙動と実測結果を比較し、解析方法が妥当であることを検証した。これらの成果により複合基礎設計法の信頼性を高めることができた。

キーワード：複合基礎、不同沈下、パイルド・ラフト

1. まえがき

近年の基礎方式では、直接基礎や杭基礎を単独に用いるのではなく、直接基礎と杭基礎を併用するパイルド・ラフト基礎や、支持する上部構造に合わせて直接基礎、杭基礎あるいはパイルド・ラフト基礎を一棟の建物で組み合わせる複合基礎が採用されるようになった。このような基礎方式の採用により、杭の省略、杭の長さを短くするなど合理的な基礎設計が可能になった。しかしながら、異なる基礎を併用する影響として、基礎の不同沈下や傾斜などの発生が懸念されるので、構造安全性を評価するために建物荷重による地盤変形を予測する方法等が必要となっている¹⁾。

そこで、パイルド・ラフト基礎などの併用基礎の合理的な設計を速やかにできる併用基礎設計支援システム(HYFEST²⁾)を開発し、実建物で施工時の沈下挙動の実測値と予測値との比較を行い、併用基礎設計支援システムの妥当性を検証した²⁾。

本研究では、さらに、異なる地盤においても併用基礎設計支援システムが妥当であることを検証するために、洪積砂層と粘土層の互層地盤において、直接基礎とパイルド・ラフト基礎で支持させた複合基礎建物について、工事開始から完成までの基礎の不同沈下、杭とラフトの荷重分担などの施工時沈下挙動を実測した。実測値と併用基礎設計支援システムによる予測値の比較から、複合基礎の設計方法の妥当性を確認したので報告する。

2. 建物と地盤の概要

対象建物の平面概要を図-1に、断面概要を図-2に示す。建物は地下2階、地上24階の鉄筋コンクリート構造であり、1、2階は飲食・物販、3階以上は住宅に供せられる。建物の平面は東西33m×南北18mの高層棟の西側に西側低層棟、北側に北側低層棟が連なっている。各棟の地階部の境界には漏水防止のためにエキスパンションジョイントを設けていない。

建設地点の地層構成を図-3に示す。合わせて杭の測定点も同図に示している。GL -27mまでが上部洪積層で、その下に大阪層群が連なっている。下部大阪層群と上部洪積層ともに砂層、粘土層が交互に重なる構成となっている。

基礎の計画は、図-1、図-2に示すように西側低層棟を直接基礎で支持し、中央高層棟および北側低層棟は

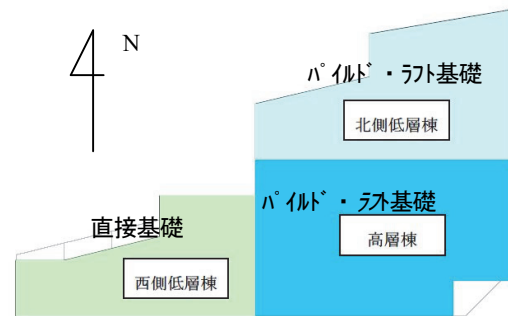


図-1 平面概要

*技術研究所 **西日本支社建築設計部

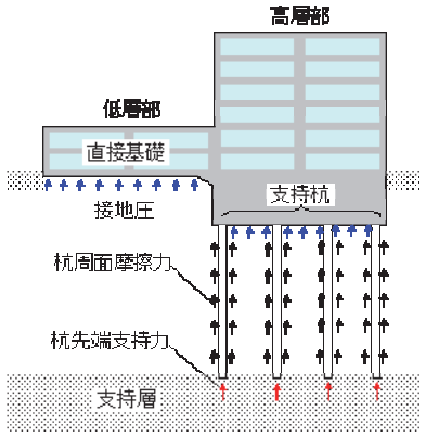


図-2 断面概要

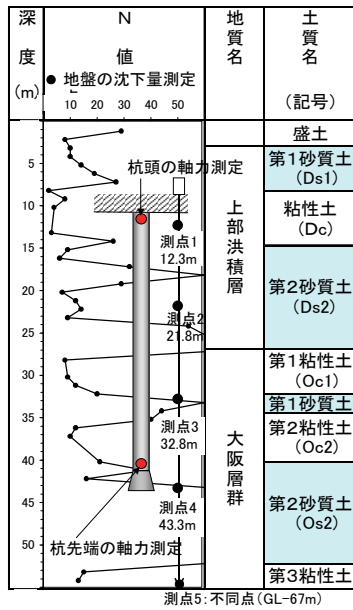


図-3 地層構成と杭測定点

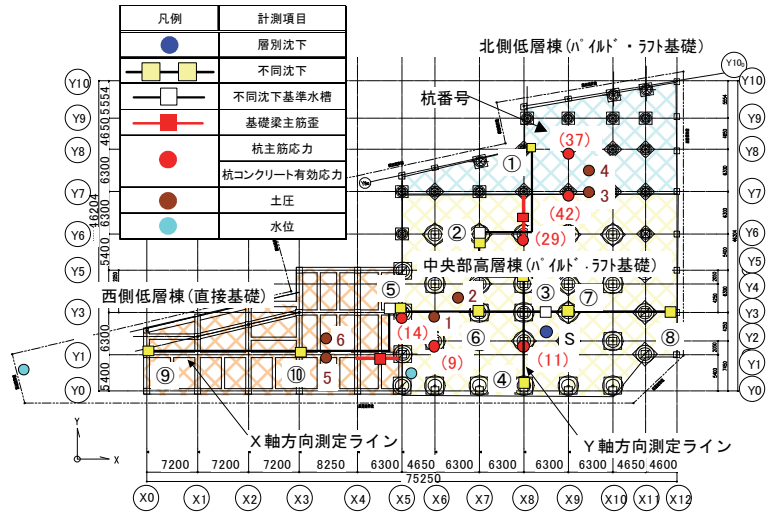


図-4 建設工程と計測機器設置時期

GL-40.9m 以深の砂層を支持層とする杭基礎で支持する異種基礎方式とした。なお、杭基礎は建物重量の一部を基礎スラブ直下の地盤に負担させるパイルド・ラフト基礎で設計している。直接基礎は第1砂質土を支持層とした。建設工程と計測機器設置時期を図-4に示す。

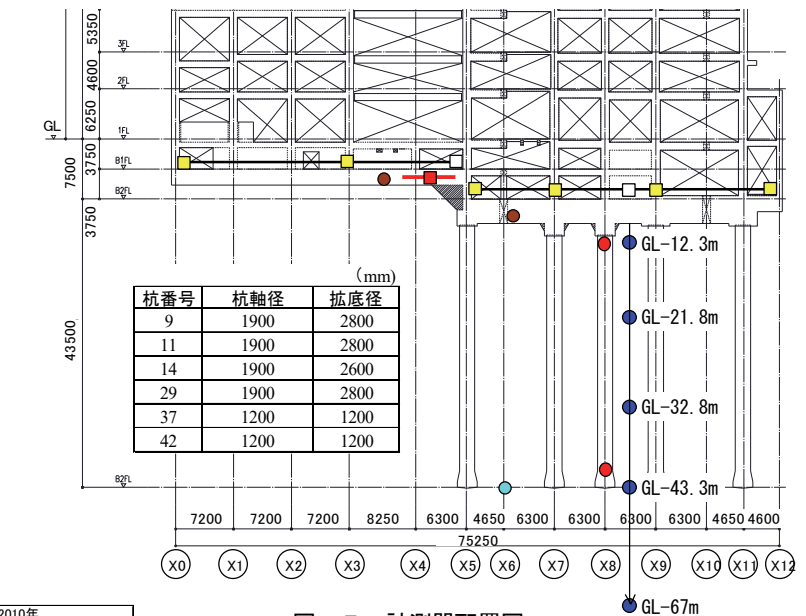


図-5 計測器配置図

3. 沈下挙動の観測

3.1 計測概要

a. 計測項目

計測は以下の項目について行った。

- i. 高層棟直下の地盤の層別沈下量
- ii. 基礎耐圧盤の土圧、建物内部・外部の地下水圧
- iii. 杭主筋の歪、杭体コンクリートの有効応力
- iv. 杭頭、杭先端の軸力
- v. 杭とラフトの鉛直荷重分担
- vi. 基礎の沈下量 (不同沈下量と傾斜角)

その他、コンクリート強度、基礎梁主筋の歪、杭体の歪、基礎と基礎の相対沈下量を測定した。

b. 計測機の配置と各種値の算定方法

計測機の配置を図-5に示す。測定対象の杭を括弧付

き番号で示している。層別沈下計を高層棟直下に 5 点配置し、洪積粘性土、洪積砂質土から構成される五層地盤について各層の沈下量を測定した。不同沈下は X 軸、Y 軸各方向の基礎の相対沈下量を連通管式沈下計で測定して求めた。また、鉄筋計およびコンクリート有効応力計により杭頭軸力、杭先端軸力を算出し、杭が負担する鉛直荷重、周面地盤の摩擦力、杭先端の支持力を求めた。さらに、高層棟、西側低層部および北側低層部の基礎梁直下と耐圧盤スラブ中央部の土圧を測定し、ラフトが負担する鉛直荷重算出の参考にした。

c. 工事中仮設杭

工期を短縮するために高層棟 1 階 PCa スラブを構台として利用した。構台は、本設杭の周りに打設した仮設杭 (H 型鋼) により支持されているが、その支持荷重が地盤の沈下量に影響した。仮設杭の設置状況を図-6 に示す。

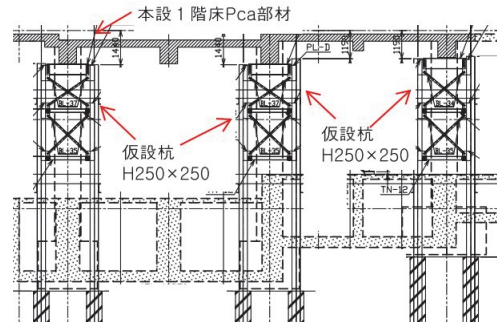


図-6 仮設杭設置状況

3.2 計測結果

a. 基礎直下の地盤の層別沈下量

建設工事の進捗に伴う施工荷重の増加と各測定点の沈下量の推移を図-7 に示す。凡例中に高層棟の掘削深さも併せて示す。掘削工事中に、スラブや重機の重量により床レベル (基礎底面) は 9mm 沈下した。構台の沈下は仮設杭の先端深さ GL-22m にある支持層と仮設杭の周面摩擦力によって抑えられているものと考えられる。その後、高層棟の床付け深さ GL-10.8m までの掘削により、土の重量が開放されたため、リバウンドにより基礎底面の沈下量は初期レベルに回復した。構台として用いた 1 階 PCa スラブと地下階の柱は、建物地下部の完成後に一体化させた。その後、下階から順次施工が進んでも高層棟の 6 階を施工するまで沈下は殆んど進行せずに、6 階の施工以後、上層階の施工に伴って徐々に高層棟下部の沈下が進行し、躯体完成時の沈下量は 10mm 程度であった。

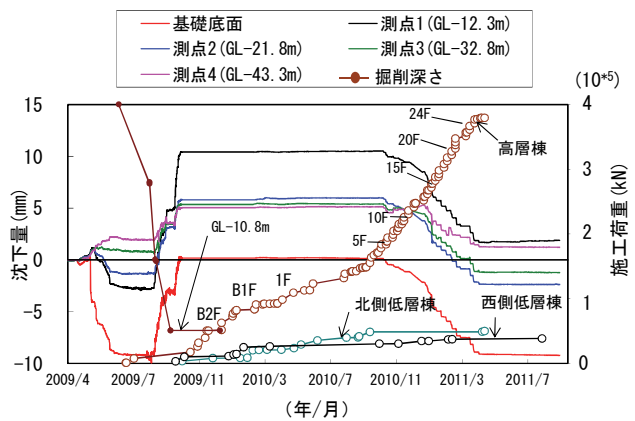


図-7 施工荷重の増加と各測定点の沈下量の推移

b. 測定点間の層間変位量

各測定点間の変位量の推移を図-8 に示す。図-7 に示した時期と合致するので、掘削に伴うリバウンド大部分は測定点 1 と測定点 2 の区間 (GL-12.3m~21.8m) の伸長に対応して発生したと想定できる。また、上層階の施工に伴う沈下は、主に、場所打ちコンクリート杭先端の測定点 4 (GL-43.3m) から不同点 (GL-67m) までの地層の圧縮変位が支配的であった。これは、杭先端部の硬質層より以深にある軟弱層の影響と考えられる。

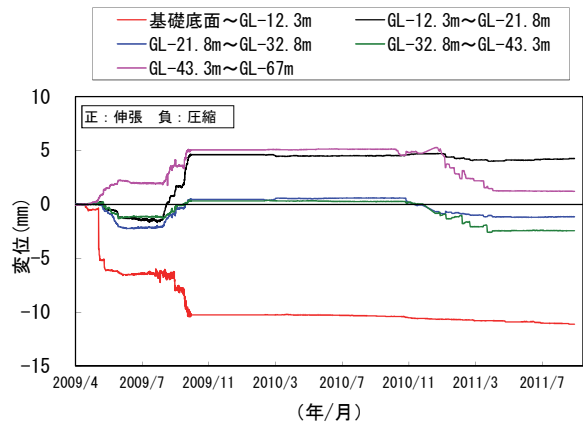


図-8 各測定点間の変位量の推移

c. 土圧の変化

図-9 に土圧の変化を示す。中央部高層棟 (1、2: 図-5 中の茶の測定点番号)、北側低層棟 (3、4)、西側低層棟 (5、6) の順に高い。

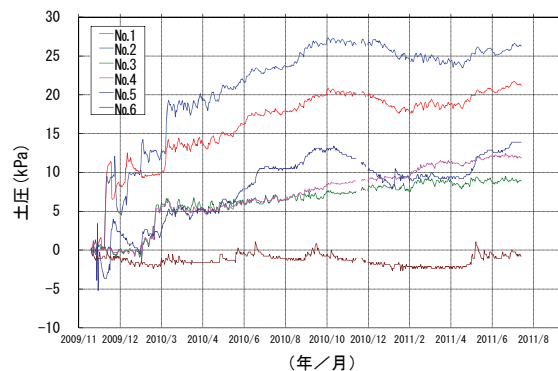


図-9 土圧の変化

d. 基礎の不同沈下

低層棟を含めた X 軸、Y 軸方向の不同沈下量 (沈下量分布) の変化を図-10 に示す。図中の数字は、図-4

に示した不同沈下測定点、Sは断面図中の青の層別沈下測定点を示す。2F 施工時は上部構築階数が等しいので、西側低層棟と中央高層棟で沈下量の差は少ない。その後、高層棟のみの上階の施工が進むにしたがって、高層棟の沈下量が低層棟を上回る。施工躯体完成時の最大変形角はX軸方向で $0.32 \times 10^{-3} \text{rad}(1/3100)$ 、Y軸方向で $0.45 \times 10^{-3} \text{rad}(1/2200)$ 、建物全体の最大傾斜角は $0.145 \times 10^{-3} \text{rad}(1/6900)$ であり、設計で設定したクライテリア 1/1000 を下回った。

e. 杭頭、杭先端の軸力

杭軸力は、下式(1)に示すように主筋とコンクリート負担分の和により算定した。杭頭、杭先端の軸力の推移を図-11、図-12 に示す。高層部の沈下が始まった2010年8月以降、高層部の杭（杭番号9、11、14、29）の杭頭軸力（鉛直方向応力）は顕著に増加した。ただし、杭先端軸力についてはNo.11を除いて、顕著な増加は見られなかった。躯体完成時における杭頭、杭先端の軸力を図-13 に示す。杭先端の軸力は杭頭より小さい。これは、杭の周面摩擦力により杭頭から伝達される軸力が杭先端では小さくなるからである。

$$N = \sigma_s \cdot A_s + \sigma_c \cdot A_c \quad (1)$$

ここに、N：杭軸力(kN)

σ_s ：鉄筋応力(kN/cm²)

A_s ：鉄筋の断面積 (cm²)

σ_c ：コンクリートの有効応力(kN/cm²)

A_c ：コンクリートの断面積 (cm²)

f. 杭とラフトの鉛直荷重分担

建物竣工時における各杭の上載荷重、杭荷重およびラフトの荷重分担を表-1に、杭とラフトの荷重分担率を図-14に示す。ラフト荷重は、杭上部のコンクリート等の躯体重量から求めた上載荷重から杭荷重を減じたものである。基礎梁直下とスラブ直下で観測された土圧値より求めたラフト相当荷重をラフト荷重と比較した結果、最大12%の差があった。杭とラフトの鉛直荷重負担率は中央部高層棟（No.9～No.29杭）は44～78%を杭が負担し、56～22%をラフトが負担している。北側低層棟（No.37、No.42杭）は60～66%を杭が負担し、40～34%をラフトが負担している。このように、杭とラフトの鉛直荷重分担を明らかにすることができた。

表-1 上載荷重、杭荷重およびラフトの荷重分担

位置	杭番号	上載荷重 (kN)	杭荷重 (kN)	ラフト荷重 (kN)
中央部高層棟	No.9	15945	7045	8900
	No.11	15033	11576	3457
	No.14	10545	8174	2371
	No.29	12965	7250	5715
北側低層棟	No.37	2715	1632	1083
	No.42	3087	2023	1064

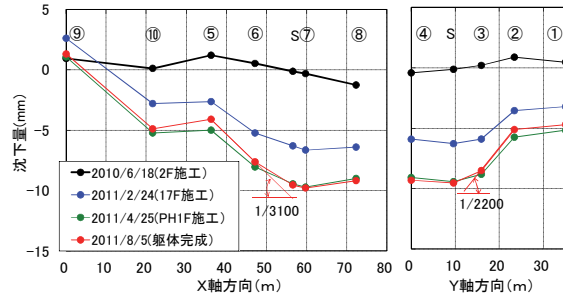


図-10 基礎の沈下量分布の変化

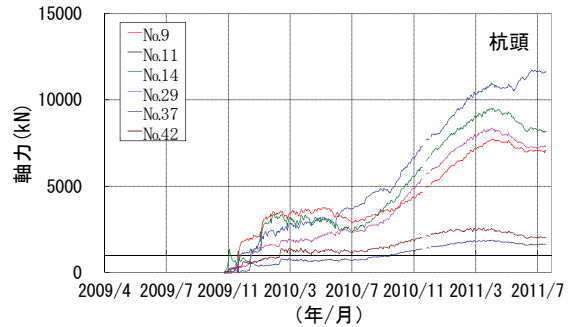


図-11 杭頭軸力の推移

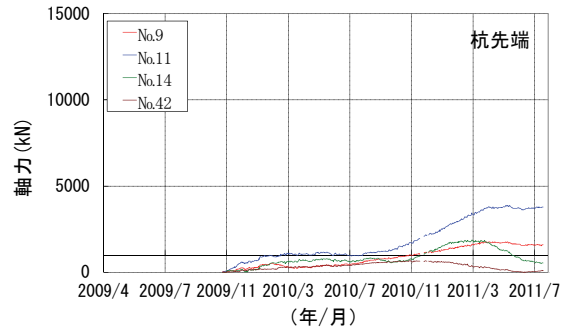


図-12 杭先端軸力の推移

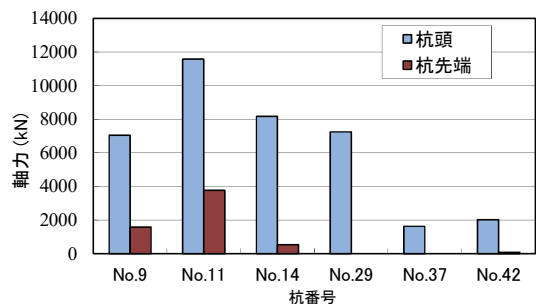


図-13 杭頭、杭先端軸力（躯体完成時）

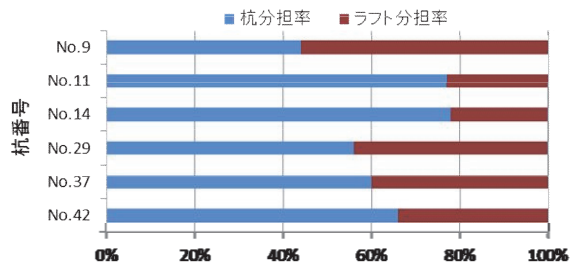


図-14 杭とラフトの鉛直荷重分担率

4. 解析結果および実測結果との比較

4.1 解析概要

解析には、併用基礎設計支援システム(HYFEST)²⁾を用いた。この解析システムは、構造物系(柱、梁、基礎 etc.)を有限要素法で評価し、杭・ラフト・地盤間の相互作用をばねで評価するハイブリッド解析法を用いている。

a. 解析モデル

解析モデルを図-15に示す。基礎梁、杭は梁要素に、ラフトは板要素にモデル化した。ラフト面下の地盤は支持ばねとしてモデル化し、杭周面はバイリニア型ばね、杭先端はトリリニア型ばねでモデル化した²⁾。

b. 地盤および各種解析条件

ボーリングデータの土質構成から決定した初期地盤定数を表-2に示す。地盤と構造物間の相互作用ばね、および、ラフト支持ばねは地表面に鉛直荷重が作用した場合のSteinbrennerの近似解³⁾を多層地盤系に適用し、非線形解析により求めた。この際、国土交通省告示に示された歪依存特性を考慮した⁴⁾。地盤の荷重と沈下量の関係を、図-16に示すように地盤弾性成分と非線形成分に分離し、地盤弾性成分を地盤と構造物間の相互作用ばね、非線形成分をラフト支持ばねに集約してモデル化した²⁾。

上部構造物の荷重が建物位置で異なるため、基礎底面を3区画にゾーン分けして単位面積当たりの荷重を計算して、各ラフト面ごとにラフト支持ばねを求めた²⁾。

杭先端、周面摩擦ばねは建築基礎構造設計指針⁵⁾に準じて設定した。杭の周面摩擦ばねは極限周面摩擦力(表-2参照)を仮定し、建築構造設計指針⁵⁾を参考に降伏変位を砂質土:20mm、粘性土:10mmのバイリニア型とした。解析に用いた高層棟の拡底杭の沈下特性を図-17に示す

4.2 解析結果と測定結果の比較

a. 不同沈下

竣工時の荷重による沈下量の実測値と解析値を比較して図-18に示す。実測による躯体完成時の基礎の最大沈下量は9.80mmであり、解析値の13.51mmよりも小さかった。この原因のひとつとして、解析では施工時荷重のみを考慮し、掘削による排土重量を考慮していないことが考えられる。また、基礎全体の不同沈下として、X軸方向の建物西側端部と最も沈下が大きな高層部との差は実測では11mm程度で、解析では9.5mmであり、沈下量の分布傾向は良く一致している。なお、最大変形角は実測が1/3000、解析が1/2600であった。

b. 杭の軸力

杭頭と杭先端軸力の実測値と解析値との比較を図-19、図-20に示す。実測値と解析値は概ね良い対応が見られた。なお、杭先端軸力は、実測結果からも相互作用に

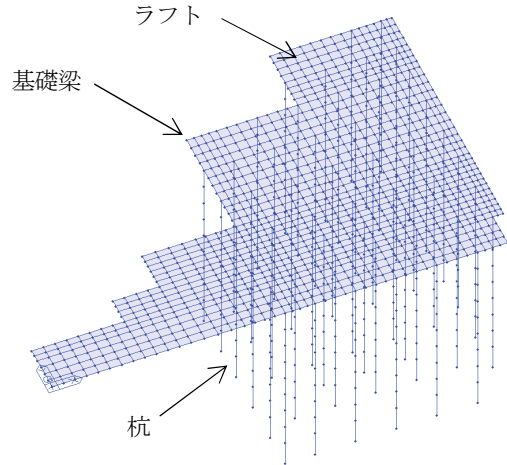


図-15 解析モデル

表-2 地盤条件

深さ (m)	土質	N値	密度 (kN/m ³)	剛性率G (kN/m ²)	ヤング率E (kN/m ²)	* アソビ比	極限周面摩擦力*1 (kN/m ²)
3	粘土	4	18	75600	225000	0.490	300
6.4	シルト	7.5	18	152000	451000	0.482	300
8.85	砂	39.5	18	211000	624000	0.479	391
12.7	粘土	10.5	18	191000	565000	0.479	300
16.8	砂	50	18	202000	598000	0.480	495
20.4	粘土	8	18	158000	468000	0.482	300
26.2	砂	33	18	242000	713000	0.474	327
32.25	粘土	21	18	172000	509000	0.479	300
41.6	砂	100	18	335000	986000	0.472	495

*1: 基礎構造設計指針による値[砂質土3.3N、粘性土Cu(max:100)]の3倍とした

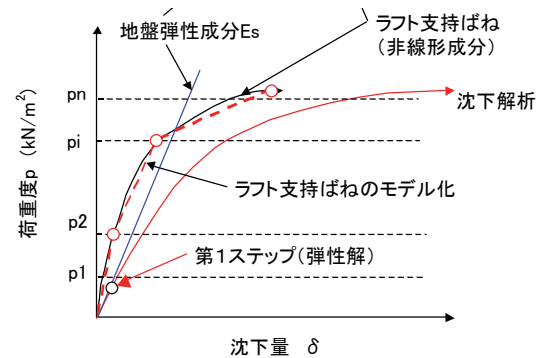


図-16 地盤の弾性成分と非線形成分の分離

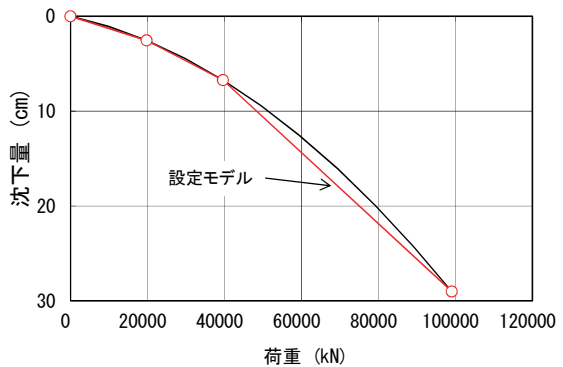


図-17 杭の沈下特性モデル

より杭先端の周辺地盤が沈下するため、沈下量に応じた抵抗力が発揮されていないと考えられる。

c. 杭とラフトの鉛直荷重分担

各ラフト面について求めた鉛直荷重に関する杭とラフトの分担率を表-3に示す。杭の分担率は、杭頭軸力と節点荷重の比率であり、ラフト分担率は全体から杭の分担率を差し引いた値とした。高層棟のラフトの鉛直荷重分担率は実測値が0.22~0.56で、解析値は0.28であった。

5. まとめ

高層部を杭基礎、低層部を直接基礎とする複合基礎を適用した建物の施工過程の沈下挙動を観測し、パイルド・ラフト基礎の安全性を確認した。さらに、躯体完成時に実測値と解析値との比較を行い、提案した解析方法の妥当性を確認し、パイルド・ラフト基礎構法の普及に繋げることができる成果が得られた。主な結果を以下に示す。

- i. 地盤が仮設工事荷重によって沈下した後、掘削によって土による荷重が除去されるとリバウンドする状況を把握した
- ii. パイルドラフト基礎を適用した中央高層棟において、層としての収縮変位が最も大きかったのは杭先端より下部の層であり、杭先端部の硬質層より以深に軟弱層を含む場合のモデル化が必要である
- iii. 基礎の不同沈下による基礎の最大変形角は1/2200であり、設計で安全基準として設定したクライテリア1/1000を下回り安全が確認された
- iv. 予測沈下量は、実測値に比べて大きな値となったが、各基礎間の不同沈下量については予測結果と実測結果とは良く対応している
- v. 杭頭軸力の予測結果と実測結果とは概ね良い対応が得られた
- vi. 高層棟における杭とラフトの鉛直荷重分担率の実測値と解析値は概ね良い対応が見られた

6. あとがき

実建物を対象とした、併用基礎設計システムの妥当性を実証し、その信頼性を高めることができた。しかし、種々の地盤に対応するためには、実測に基づいたデータ整備を継続し、さらに高精度の設計・施工支援システムとして改良していく必要があり、以下の課題が挙げられる。

- i. 掘削によるリバウンドの影響を評価できる機能の追加
- ii. 杭先端部の硬質層より以深に軟弱層がある場合の評価方法の改良

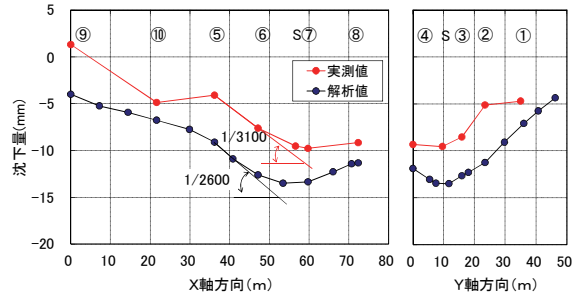


図-18 沈下量分布実測値と解析値の比較

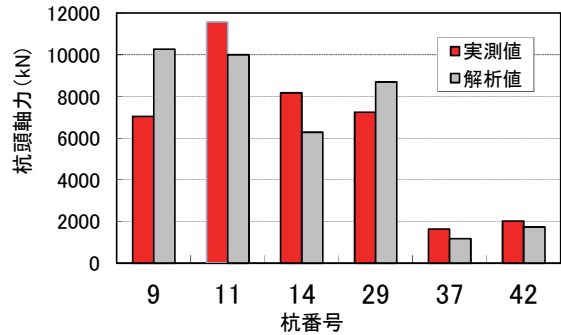


図-19 杭頭軸力の実績値と解析値の比較

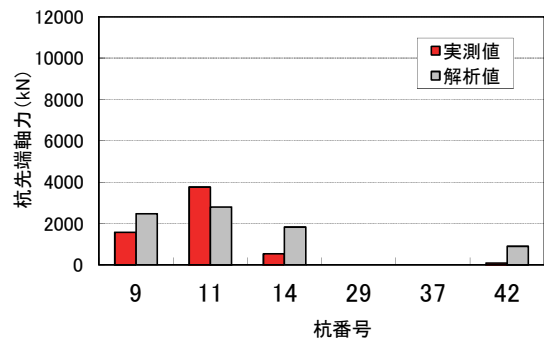


図-20 杭先端軸力の実測値と解析値の比較

表-3 鉛直荷重の分担

分担率位置	実測値		解析値	
	杭	ラフト	杭	ラフト
西側低層棟	-	1.00	-	1.00
北側低層棟	0.60~0.66	0.34~0.40	0.47	0.53
中央部高層棟	0.44~0.78	0.22~0.56	0.72	0.28

【参考文献】

- 1) 金田他、「既存地中構造物に近接する異種基礎の検討と沈下計測 その1 建物概要と沈下予測」、日本建築学会大会学術講演梗概集、2010.9
- 2) 秦 雅史、舟木秀尊、武田彰文、宮澤憲一、「併用基礎設計支援システムの開発」、奥村組技術研究年報、No.36、pp.47-52、2010.7
- 3) Terzaghi K、「Theoretical Soil Mechanics」、Johnwiley & Sons、1943
- 4) 国土交通省旧告示 1467 号、「建築基準法施行令第136条の2の9第一号ロ等の国土交通大臣の指定する構造方法を定める件」、平成12年5月31日
- 5) 日本建築学会、「建築基礎構造設計指針」、2001.10

ネット・ゼロ・エネルギー・ビルに関する研究

－各国の動向と実現性について－

A Study on Zero Energy Buildings (ZEBs)

- Developments in other Countries and Feasibility -

岩下将也* 茂木正史*

要 旨

建物に必要なエネルギーを建物敷地内で賄う、ネット・ゼロ・エネルギー・ビルの実現に向けた取り組みが、世界的に進められており、各国が独自のロードマップを策定している。各国が策定しているロードマップをまとめ、それらを基に、世界と日本における ZEB の考え方について考察した。また、国内における現状と将来の標準的なオフィスビルをモデル化し、各モデル建物において、ZEB が実現可能となる建物の階数について検討した。屋上へ設置した太陽光パネルによる発電で、建物に必要なエネルギーを賄う場合、目標達成年において実現可能な建物階数は 3 階までであることがわかった。

キーワード：ZEB、省エネルギー、創エネルギー、シミュレーション

1. まえがき

化石燃料を燃焼させることで、二酸化炭素等の温室効果ガスが大気中で増加し、地球の放熱が妨げられ、気温が上昇する。これが原因となり、気候や生態系に不可逆的な変化をもたらされることを、地球温暖化問題と呼ぶ。近年、地球温暖化問題の解決は世界共通の課題となっており、化石燃料への依存を少なくした低炭素社会を、地球全体で実現する取り組みが始まっている。

建物に関連する民生部門のエネルギー消費量は大きく、日本では全体のエネルギー消費量の 1/3 以上を占めるに至る。低炭素化社会を実現するに当たって、建物の省エネルギー対策は必須の課題となっている。

このため、建物の低炭素化に向けた様々な技術の開発が進められている。その究極的な目標として、建物内で消費するエネルギーを建物敷地内の再生可能エネルギーで賄う、ネット・ゼロ・エネルギー・ビル（以下 ZEB と称す）の構想が掲げられ、実現のための取り組みが進められている。

ZEB の構想に関して、先導している欧州連合(EU)では、EU 指令(EPBD : Energy Performance of Buildings Directive)に基づいて、加盟各国でロードマップを策定している。また、EU 以外の諸外国も ZEB についてのロードマップを策定しており、ZEB の実現は、日本を含む世界共通の目標となっている。

ZEB を実現するには、建物外皮の断熱・遮熱性能や、

設備機器の効率、太陽光発電パネルの発電効率などの機器効率の性能向上が求められるほか、設計時のエネルギー消費量の予測に基づく建築・設備の設計技術も必須となる。また、在室者の環境設定が見直されることも予想される。ZEB の実現に向けて、建築技術の向上、室環境のあり方の変化が迫られていくものと想定され、それらの技術の方向性や、ZEB の実現性を早期に明確化させる必要がある。

本報告では ZEB の実現に向けた各国の動向と、日本における ZEB の実現性、実現に向けた技術の方向性について検討した結果を紹介する。

2. 各国の ZEB の動向

欧州連合では、2003 年に施行された EU 指令において、加盟国共通の建物のエネルギーに関する基準類を決めており、2010 年には ZEB に関する項目を取り入れた改正案が制定された。

EU 指令が定めた ZEB の方針を以下に示す¹⁾。

- i. ZEB の定義は、「ZEB とは、エネルギー性能が非常に高い建物であり、建物の運営に必要なエネルギーが非常に少なく、そのほとんどは敷地内またはごく近い場所で得られる再生エネルギーで賄われる」とする。
- ii. 2020 年 12 月 31 日までにすべての新築建物は ZEB とし、2018 年 12 月 31 日以後の新しい公共建物は

* 技術研究所

ZEB とする

- iii. 加盟国は、公共建物を対象に率先して先導的事例としての ZEB を建設し、一般建物への普及を促進する
- iv. 各国の計画では、地域性を考慮するとともに、エネルギー性能の評価には、kWh/m²・年で示される 1 次エネルギー消費量を採用する。

これを受け、EU 加盟国は、それぞれ ZEB を目指した取り組みを始めた。また、EU 以外の諸外国でも ZEB の取り組みが始められることとなった。表-1 に各国のゼロエネルギー、省エネルギー化の目標を示す。

デンマークでは、2020 年までを目標にすべての新築建物でエネルギー消費量を 2006 年比 75%削減と定め、住宅において 20KWh/m²・年未満、非住宅において 25 KWh /m²・年未満の目標を設定している。エネルギー消費量の算定対象となる設備は、暖房、冷房、換気、給湯、照明であり、住宅では家電設備を、非住宅ではテナントの全設備を対象外としている。

フランスでは、2020 年までにすべての新築建物で、オンサイトの生産エネルギーが需要を上回ることを目標としている。エネルギー消費量の算定対象となる設備は暖房、冷房、換気、給湯、照明と他の補助システムである。

ドイツでは、2012 年には住宅と非住宅のエネルギー消費量の目標基準を 2009 年の基準の 30%減とし、2020 年には新築建物で化石エネルギーの利用をゼロにするという目標を定めている。2009 年に設定された基準 (EmEV2009) は、新築建物に採用されるが、その評価方法は、基準建物 (reference building) の性能との比較で行われる。

ノルウェーでは、エネルギー削減の目標は 5 年ごとに

更新し、2027 年に ZEB を実現する計画である。エネルギーの算定対象とする設備は、暖房、換気、冷房、給湯、その他である。また、テナントで消費する電力も含む。

イギリスでは、建築基準法により建築物の省エネルギー基準を義務化している。建物のゼロエネルギー化の取り組みは、2006 年に政府が 10 年以内にすべての住宅をゼロカーボン化すると宣言したことから始まった。住宅、非住宅および建物用途ごとに目標を立て、すべての新築建物を 2019 年までにはゼロカーボン化するとしている。

アメリカでは、連邦政府が規範となる省エネ基準を策定し、州レベルで義務化している。ZEB への取り組みはオバマ大統領の選挙公約や DOE (エネルギー省) の活動等により進められ、2007 年に 2050 年までにすべての新築、既存の業務用建物の ZEB を実現することが規定された。

日本では、経済産業省の「ZEB の実現と展開に関する研究会」において、ZEB の考え方が具体的に議論されることとなった。2009 年 11 月に発表された本研究会報告書では、国内における ZEB の考え方と、そのための課題、対応策がまとめられている。ここで取りまとめられた ZEB の考え方は、建物のエネルギー消費量を、オンサイトでの再生可能エネルギーによって賄うことを基本とし、オンサイトで十分な再生可能エネルギーを見込むことが困難な場合において、エネルギーの面的利用によって、地域でのゼロエネルギー化を満たすという内容となっている。

各国の ZEB の達成目標は、今後 10~20 年程度で新築の非住宅建物を、ゼロエネルギーもしくはゼロカーボン化するという内容で一致している。欧州の一部の国では、エネルギー消費量の算定対象となる設備機器を、建築設備に限定しているが、日本の ZEB 構想では OA 機器を含むすべての設備が対象である。非住宅においては、OA 機器の電力量の占める割合は大きいと、より厳しい目標設定となる。また、日本では、建物内の人員密度や、就労時間も高いと、他国に比べエネルギー消費量が大きいことが予想される。そのため、日本で ZEB の実現していくには、独自の取り組みや技術開発が必須であると考えられる。

表-1 各国のゼロエネルギー、省エネルギー化の目標

国	達成目標年	ゼロエネルギー、省エネルギー化の目標(ビジョン)
EU	2020	12 月 31 日までにすべての新築建物で ZEB を実現
	2018	12 月 31 日までにすべての新築建物で ZEB を実現
デンマーク	2020	すべての新築建物で 2006 年に対しエネルギー消費量を 75%削減
フランス	2020	すべての新築建物でオンサイトのエネルギーが需要を上回る
ドイツ	2020	新築建物の化石燃料使用量をゼロとする
ノルウェー	2027	すべての新築建物で ZEB
イギリス	2016	すべての新築住宅、新築の学校をゼロカーボン化
	2018	新築公共施設をゼロカーボン化
	2019	すべての新築非住宅建物をゼロカーボン化
アメリカ	2030	新築されるすべての業務用建物で ZEB
	2040	既存の業務用建物の 50%で ZEB
	2050	すべての業務用建物で ZEB
日本	2020	新築公共建物で ZEB
	2030	すべての新築建物の平均で ZEB を実現

3. ZEB の実現性に関する検討

日本で掲げられている ZEB の達成目標について、2030 年を想定した建物・設備の技術性能の進歩のもとに、その実現性をエネルギー消費量のシミュレーションによって検討した。

3.1 検討方針

- a. 対象建物と平面プランの設定

対象建物は新築の標準的なオフィスビルとし、現在の

省エネルギー技術、将来の進歩した省エネルギー技術を導入した場合のエネルギー消費量をシミュレーションする。建物で ZEB を実現するには、オンサイトでの発電量を増大させ、建物のエネルギー消費量を、発電量以下にする必要がある。シミュレーションモデルは、現実的な建物を想定し、平均的な稼働時間、有効面積、設備を備えた一般的な民間オフィスビルとし、太陽光パネルによる発電によってエネルギー消費量を賄うものとする。建物の平面プランには「オフィス用標準問題」²⁾を用いる。

b. 検討ケースと技術性能の将来想定

図-1に検討ケースを示す。検討ケースは、基準となる現在の一般的なオフィスビルを想定した「標準オフィスモデル」と、これに現在の汎用的な省エネルギー技術を導入した「省エネオフィスモデル」、さらに「省エネオフィスモデル」に将来想定される設備効率や、エネルギー消費量の低減効果を反映させた「将来省エネオフィスモデル 1~4」の6種類とした。技術性能の将来想定値の設定には、表-2に示す建築研究開発コンソーシアム（以下、建築コンソと称す）における調査資料³⁾に示された値、表-3に示す経済産業省の ZEB 研究会の資料⁴⁾の中で示された 2030 年における建築・設備の将来想定条件を用いる。

再生可能エネルギーは、太陽光パネルの発電エネルギーとし、東京都の標準的な天候データを用いて、発電量を算出する。太陽光発電量の将来想定は、新エネルギー・産業技術総合開発機構の太陽光ロードマップ PV2030+⁵⁾で示されるモジュール発電電力を用いる。

図-1 検討ケース



表-3 「ZEBの実現と展開に関する研究会」における 2030 年の技術予想

パッシブ建築	高断熱、日射遮蔽
自然エネルギー利用	外気冷房、ナイトバージ、室内 CO ₂ 濃度による外気取入量制御
高効率熱源	現状より 2 割程度高効率な熱源の開発
低消費熱源	インバータの全面的活用、高効率モータ、高効率ポンプ、高効率ファン、低摩擦損失配管
高効率照明	現状の消費電力量の 1/3 となる高効率照明器具の開発と照度設定、調光や点滅制御の全面採用
低消費 OA 機器	現状の消費電力量の 1/2 となるサーバー、1/12 となる PC など
その他電力消費	現状の消費電力量の 1/3 となる防犯用・防災用機器、待機電力機器
太陽光発電	屋上面積の 2/3 に、現状より 2 倍の変換効率のパネルを設置

3.2 シミュレーション概要

a. プログラム

エネルギー消費量のシミュレーションには、一般社団法人省エネルギーセンターの建物の原単位管理ツール ESUM⁶⁾を用いる。

b. シミュレーションモデル

シミュレーションモデルは地上階と屋上階、2 層の基準階によって構成されている。基準階の平面プランと建物概要を図-2に示す。建物の稼働時間は、「非住宅建築物の環境関連データベース」⁷⁾の全国事務所建物の営業時間の平均値を参考に、12 時間としている。空調の適用場所は執務室のみとし、ペリメーターエリアとインテリアエリアで空調設備を系統分けしている。

c. 各モデルの省エネルギー技術性能

表-5に各モデルごとの省エネルギー技術の性能を示す。図-1の検討ケースに従って適用する省エネルギー技術を定めている。「標準オフィスモデル」を基準とし、「省エネオフィスモデル」には汎用的に用いられている省エネルギー技術を適用している。「将来省エネオフィスモデル」には、表-2、表-3に示した将来想定をもとにし、対策を適用している。

d. 太陽光発電量の設定

太陽光発電は、建物の屋根全面に導入した場合と、屋根面に加え、開口部を除く外壁面全面に導入した場合について検討した。太陽光発電量は、以下の算定式より求めた。2010 年、2030 年のモジュール発電効率は表-4に示した値に基づく。また、年間日射量は拡張アメダス気象データの東京都標準年データを採用している。

表-2 2030 年のエネルギー消費量低減率予想値

	空調	照明	OA
BAU シナリオ追加の施策なし	15%	13%	20%
A シナリオ追加の施策あり	23%	17%	27%
B シナリオ追加の施策あり	27%	22%	32%

表-4 太陽光発電パネルのモジュール発電効率目標値

目標年度	2017 年	2025 年	2050 年
モジュール変換効率目標(%)	20%	25%	40%

太陽光発電量=S×e×C×E×L (MJ/年)

S：単位面積当たり年間日射量 (MJ/m²・年)

e：モジュール発電効率：15%、28%

C：各月温度補正：0.1

E：インバータ効率：0.95

L：蓄電ロス：0.9

3.4 エネルギー消費量のシミュレーション結果

各モデルのエネルギー消費量内訳結果を図-3に示す。各パターンのシミュレーション結果とその削減率を表-6に示す。

- i. 「標準オフィスモデル」のエネルギー原単位は1693MJ/m²年であり、一般的なオフィスのエネルギー原単位の中央値1724 MJ/m²・年⁷⁾と同等の結果となった
- ii. 「省エネオフィスモデル」のエネルギー原単位は1381MJ/年・m²となり、18.4%の削減効果があった。もっとも削減効果の大きい技術は、照明の高効率化で、

5.5%、続いて外皮の断熱化が5.4%という結果となった

iii. 「将来省エネオフィスモデル1」は、878MJ/m²・年となり、36.5%の削減効果が得られた。最も削減効果が大きい技術は、照明の高効率化2で、16.1%、続いて、OAの高効率化で11.7%という結果となった。また、照度設定の見直しによっても9.0%の削減効果が得られた。東日本大震災以降の節電の取り組みで、机上面照度を500lxに下げる場面が増えているが、作業面の視認環境が悪化したという報告は少なく、今後は設計基準照度の変更による省エネルギー対策も積極的に図られていくものと思われる

iv. 「将来省エネオフィスモデル2～4」は、BAU シナリオ、A シナリオ、B シナリオの順で、1209 MJ/m²・年、1137 MJ/m²・年、1085MJ/m²・年となり、いずれのモデルでも「将来省エネオフィスモデル1」に比べ削減効果は少なかった。特に照明・コンセントについての低減効果に違いが見られた

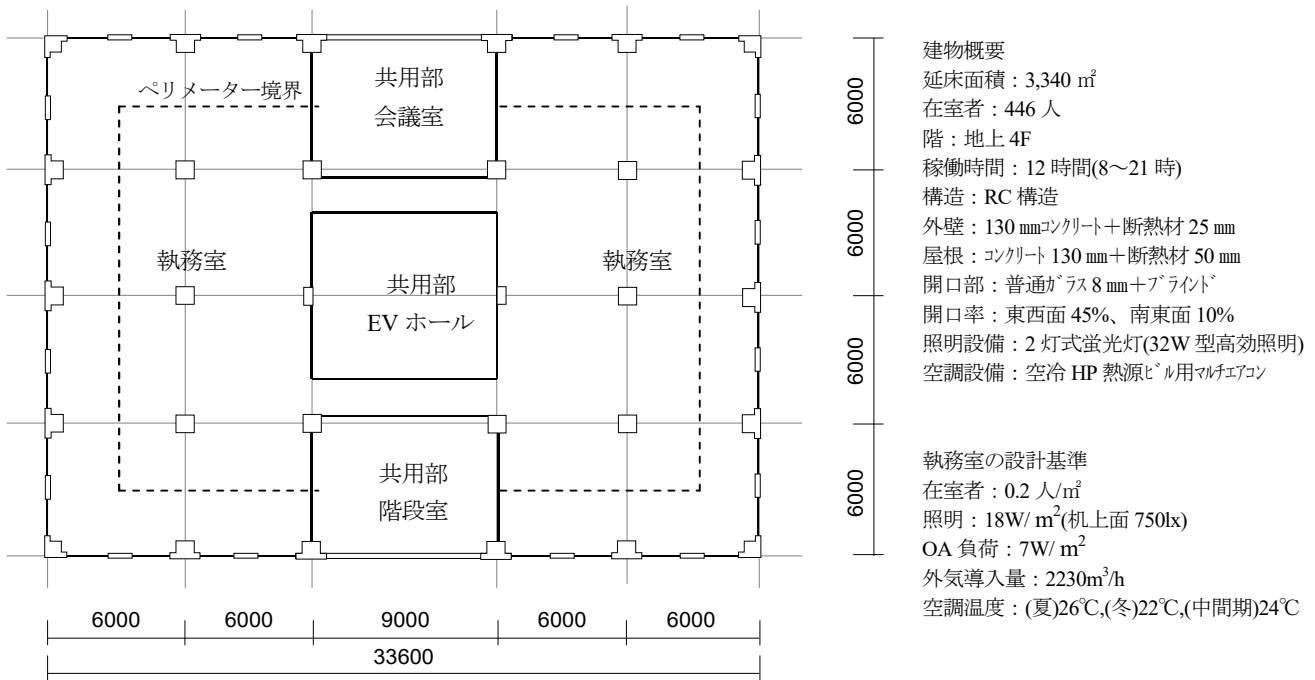


図-2 標準オフィスモデルの平面プランと建物概要

表-5 各モデルと省エネルギー技術性能

	標準オフィスモデル	省エネオフィスモデル		将来省エネオフィスモデル①	
		省エネ技術	内容	省エネ技術	内容
外皮	外壁	RC内断熱 25mm	RC内断熱 50mm	⑥外皮の高断熱2	RC内断熱 100mm
	屋上	RC内断熱 50mm	RC内断熱 100mm		RC内断熱 200mm
	開口部	普通ガラス 8mm	LowE複層ガラス		-
空調設備	熱源	ビル用マルチエアコン COP3.4 空冷ヒートポンプ室外機	高効率型 COP3.5(冷) 4.5(暖)	⑦空調の高効率化2	高効率型 COP4.2(冷) 5.4(暖)
	室内機	ビル用マルチエアコン	-	⑧ファン搬送動力の低減	ファン動力2割削減
	換気設備	換気ファン	全熱交換機の導入 (交換効率0.7)		ファン動力2割削減
照明コンセント	照明設備	高効率型照明(Hf) 100lm/W	⑨照明の高効率化1	LED照明 120lm/W	⑨照明の高効率化2
	コンセント	執務室負荷 7W/m ² サーバ室 40W/m ²	-	-	⑩OAの高効率化
運用・その他	空調設定温度	26°C、24°C	⑤クールビズ	28°C、22°C	-
	照度設計基準	机上面照度 750lx	-	-	⑪照度の見直し
	自然エネルギー利用	-	-	-	⑫日光利用による調光

3.5 断熱材と空調エネルギー消費量の関係

標準オフィスモデルのペリメーターエリアを対象とした、開口部の仕様別の断熱厚と、空調エネルギー消費量の関係を図-4に示す。断熱厚が50mm以上では、空調のエネルギー消費量は変わらない。断熱性能が増すごとに、暖房負荷が減り、冷房負荷が増大している。これは断熱性能が増すことで、室内の内部発熱負荷の処理に大きなエネルギーが必要になるためである。もっとも省エネルギー化されたものは開口部にLow-E断熱ガラスとブラインドを設置したものであった。

3.6 ZEBの実現性

太陽光パネルの発電量と、エネルギー消費量原単位のシミュレーション結果を比較したものを図-5に示す。

発電量とエネルギー量が等しくなる建物階数を ZEB が可能な建物としている。

屋根全面に太陽光パネルを設置した場合、ZEB が可能な階数は、現在の「標準オフィスモデル」では実現不可、「省エネオフィスモデル」で1階まで実現できる結果となった。「将来省エネオフィスモデル1」では、3階まで ZEB が可能となった。「将来省エネオフィスモデル4」では、3階まで ZEB が達成可能となった。

屋根全面・外壁に太陽光パネルを設置した場合、「標準オフィスモデル」、「省エネオフィスモデル」で1階のみ ZEB が実現できる結果となった。「将来省エネオフィスモデル1」では、9階まで「将来省エネオフィスモデル4」では5階まで達成できることとなった。

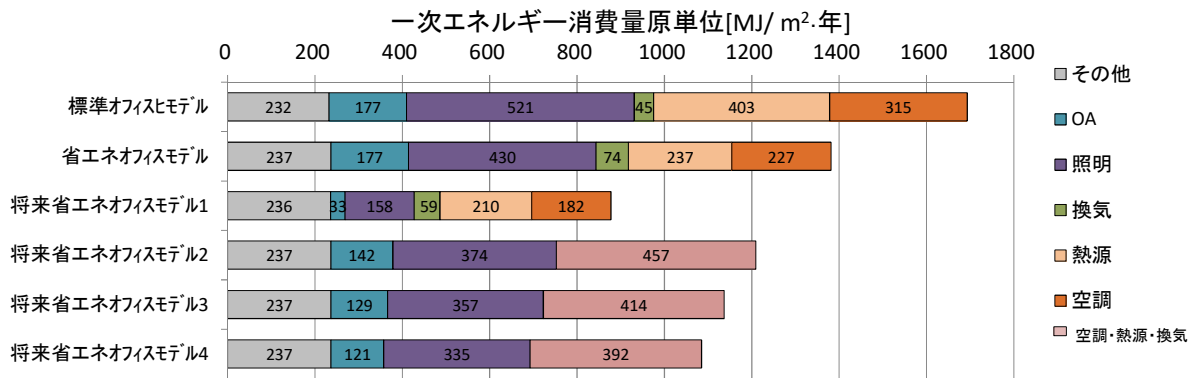


図-3 各モデルのエネルギー消費量内訳

表-6 各パターンのシミュレーション結果とその削減率

モデル名前	導入技術区分	各設備の一次エネルギー原単位[MJ/年m2]						全体 [MJ/年m2]	削減率	
		空調	熱源	換気	照明	OA	その他		標準オフィスモデル基準	省エネオフィスモデル基準
標準オフィスモデル	導入なし	315	403	45	521	177	232	1693	0.0%	
+省エネ技術	①外皮の高断熱化1	259	362	45	521	177	237	1601	5.4%	
+省エネ技術	②熱源の高効率化1	315	350	45	521	177	237	1646	2.8%	
+省エネ技術	③全熱交換機の導入	315	324	74	521	177	237	1648	2.6%	
+省エネ技術	④照明の高効率化1	307	404	45	430	177	237	1600	5.5%	
+省エネ技術	⑤クールビズの導入	282	376	45	521	177	237	1638	3.3%	
省エネオフィスモデル	①～⑤すべて導入	227	237	74	430	177	237	1381	18.4%	0.0%
+将来省エネ技術	⑥外皮の高断熱化2	223	232	74	430	177	237	1372	19.0%	0.7%
+将来省エネ技術	⑦空調の高効率化2	227	197	74	430	177	237	1342	20.7%	2.9%
+将来省エネ技術	⑧ファン搬送動力の低減	182	237	59	430	177	237	1321	22.0%	4.4%
+将来省エネ技術	⑨照明の高効率化2	205	239	74	228	177	236	1159	31.6%	16.1%
+将来省エネ技術	⑩OAの高効率化	208	238	74	430	33	236	1220	28.0%	11.7%
+将来省エネ技術	⑪照度の見直し	211	241	74	317	177	237	1257	25.8%	9.0%
+将来省エネ技術	⑫ペリメータ部の調光	227	237	74	417	177	237	1369	19.2%	0.9%
将来省エネオフィスモデル1	①～⑫すべて導入	182	210	59	158	33	236	878	48.2%	36.5%
将来省エネオフィスモデル2	BAUシナリオ		457		374	142	237	1209	28.6%	12.4%
将来省エネオフィスモデル3	Aシナリオ		414		357	129	237	1137	32.9%	17.7%
将来省エネオフィスモデル4	Bシナリオ		392		335	121	237	1085	35.9%	21.5%

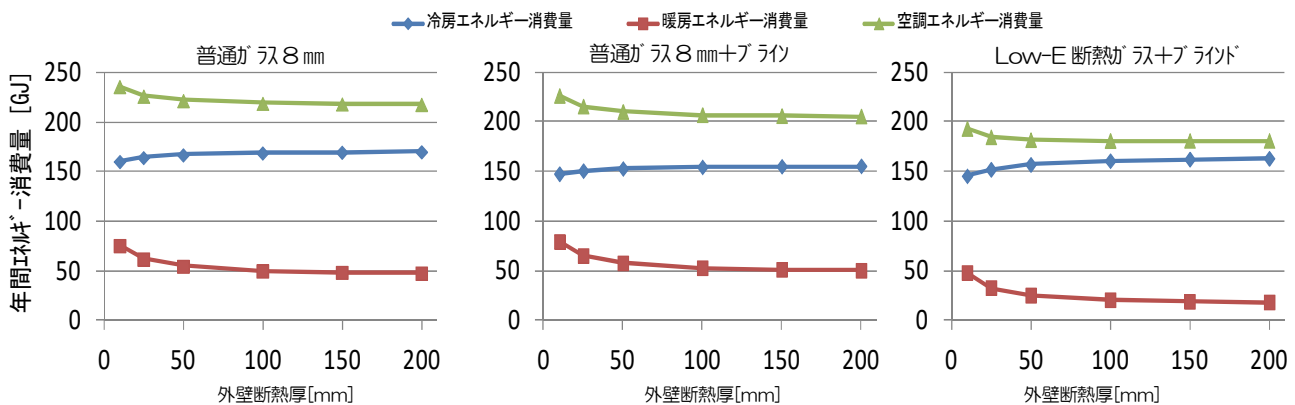


図-4 開口部の性能別の断熱材厚と、空調エネルギー消費量

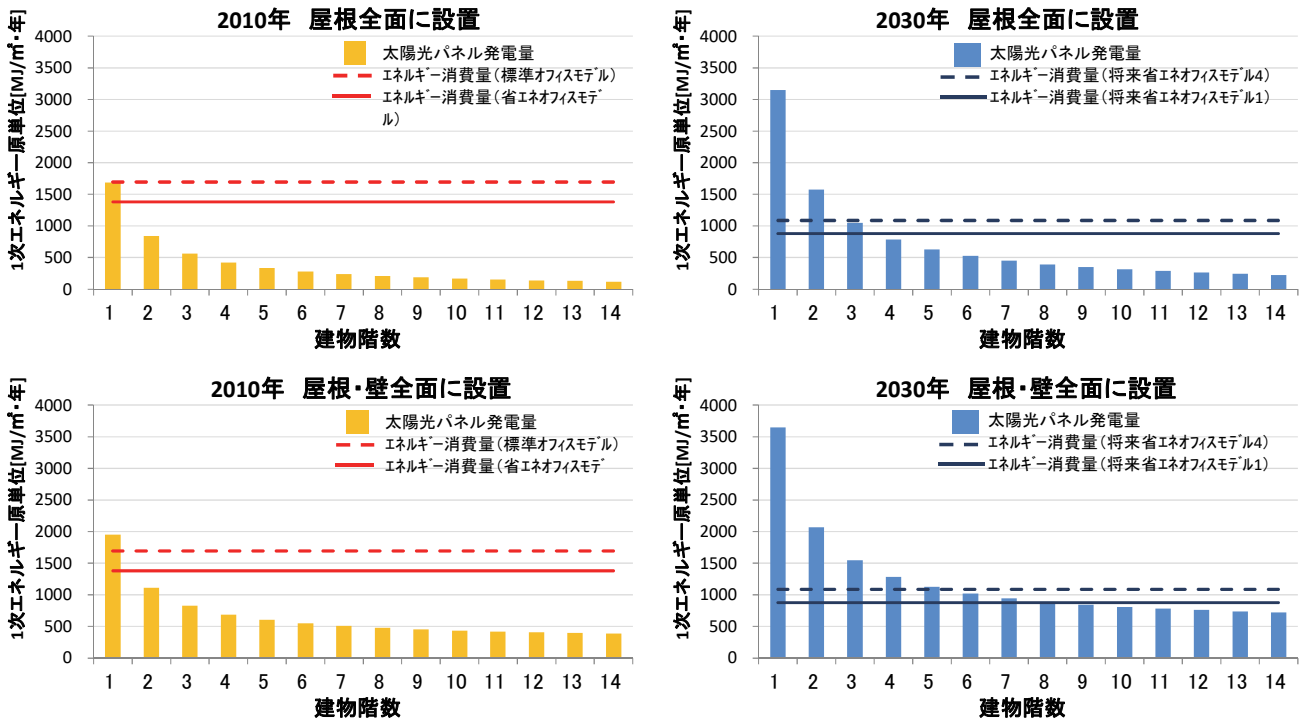


図-5 ZEBが実現可能な建物階数

4. まとめ

世界のZEBの動向と、国内のZEBの実現性についてわかったことを以下に示す。

- i. 各国のZEBの達成目標は、今後10~20年程度で新築の非住宅建物を、ゼロエネルギーもしくはゼロカーボン化するという内容になっている
- ii. ZEBの考え方は各国で異なるが、日本のZEB構想は、他国に比べても野心的な内容となっており、実現のためには日本独自の技術などに取り組んでいく必要があるものと考えられる
- iii. ZEBを実現するための省エネルギー化対策では、設備の機器効率向上のほか、温度や照度の見直しなど、在室者環境の変更による削減効果も大きく、設定温度・照度などの在室者環境の見直しも進められていくと考えられる
- iv. 建築外皮の断熱厚が増えるにつれ、空調エネルギー消費量の削減効果は少なくなる。また、高断熱化が促進されることで、建物の内部発熱の抑制と処理が課題となる

V. 2030年にZEBが可能な建物階数は、太陽光パネルを屋根全面に設置した場合、3階、壁面にも設置した場合で10階程度となった

5. あとがき

ZEBの実現には、再生可能エネルギー導入設備の適用効果を最大化するとともに、照明・空調等の建築設備のエネルギー消費量を最小化することが必要である。それには、太陽光パネルの発電効率の向上だけでなく、パ

ネル表面の温度上昇による発電効率の低下を抑制するための運用方法を考えていく必要がある。また、地中熱などのその他の自然エネルギー利用技術のさらなる普及も望まれる。省エネルギー技術では、設備の高効率化だけでなく、タスクアンビエント照明・空調などのような、在室者の要求する環境性能と、必要なエネルギー量の最適化を図る設計技術が普及していくものと思われる。これらの低炭素下技術と、その評価に取り組み、国の目標より早期のZEBの実現を目指していきたい。

【参考文献】

- 1) European Council for an Energy Efficient Economy, 「Nearly zero energy buildings : achieving the EU 2020 target」、2011.2
- 2) 日本建築学会 環境工学委員会 熱分科会、「標準問題の提案（住宅用標準問題，オフィス用標準問題）」、第15回熱シンポジウム，1985年
- 3) 建築研究開発コンソーシアム、「産業界における非住宅建築物の低炭素化に向けた取り組みと将来展望に関する調査報告書」、2011.3
- 4) 経済産業省、「ZEB（ネット・ゼロ・エネルギー・ビル）実現と展開について」、平成21年11月
- 5) 新エネルギー・産業技術総合開発機構、「太陽光発電ロードマップ(PV2030+)」、2009.6
- 6) 省エネルギーセンター、「業務用ビルのエネルギー原単位管理ツール ESUM ver.5」
- 7) 一般社団法人日本サステナブル協会、「非住宅建築物の環境関連データベース」、平成22年12月

地中熱を利用した空調システムに関する研究

Heating Ventilation Air Conditioning Systems Using Ground Source Heat

清水 賢* 舟木秀尊* 茂木正史*

要 旨

地球温暖化対策やゼロ・エネルギー・ビルディング（以下、ZEB と称す）を実現するためには、建築や設備の省エネルギー性能の向上に加え、再生可能エネルギーの活用を拡大することが必要である。本研究では、再生可能エネルギーである地中熱に着目し、技術研究所研究管理棟の1階に地中熱利用空調システムを導入し実証試験を行った。冷房運転および暖房運転について、運転条件を変えて計測し、消費電力、システム効率や地中温度などのデータを蓄積している。本報告では導入した地中熱利用空調システムの概要と、実測データから導いた地中温度と機器効率やシステム効率との関係、および空気熱源ヒートポンプと比較した省エネルギー効果について報告する。

キーワード：地中熱、ボアホール、ヒートポンプ、再生可能エネルギー

1. まえがき

地球温暖化対策の強化が求められる中、我が国は2020年までに温室効果ガスを1990年比で25%削減するとの目標を掲げている¹⁾。また、経済産業省ではZEB（年間の一次エネルギー消費量が正味（ネット）でゼロとなる建築物）を2030年までに新築ビル全体で実現する目標を設定した²⁾。

ZEBを実現するためには、省エネルギー技術の追求が必要であり、低炭素かつ省エネルギー効果の高い再生可能エネルギー利用技術の活用が注目されている。その一つに、空調に使われるエネルギーを削減する技術として地中熱の利用がある。地中熱を空調の熱源とする技術は、国内でも利用が進みつつあるが、さらに普及を拡大するためには、導入コストの低減、信頼性の高いシステムの設計方法や運用手法の確立など、解決すべき課題が残っている³⁾。また、地中熱を利用することで地中温度が変化し、省エネルギー効果が小さくなることも予想されるため、実運転データを取得し、検証する必要がある。

そこで、実建物に地中熱空調システムを導入し実証実験を行った。実験結果から熱交換器からの採熱率、連続運転による地中温度の変化とそれがシステムの成績係数に与える影響、一次側循環流量と成績係数の関係など、設計方法や運用手法の向上に繋がるデータの取得、地中熱利用空調システムの省エネルギー効果を把握した。

本報告ではこれらについて述べ、地中熱利用空調の技術向上に資する成果について示す。

2. 地中熱の利用方法

2.1 地中熱利用について

一般的に普及している空気熱源の空調機は外気を熱源としたヒートポンプを用い、外気に対して放熱または採熱を行っている。その場合、冷房運転では外気温度が高くなると空気へ放熱し難くなり、暖房運転では外気温度が低くなると採熱が難しくなるほか、除霜運転に至ることもある。一方、地中熱を熱源として利用する場合、外気温度に比べて安定した地中の温度をヒートポンプの熱源として活用でき、除霜運転の懸念も解消される。実証試験で観測した地中温度と外気温度の変化を図-1に示す。地中の温度は通年16°C程度で安定している。

2.2 地中熱の利用方式

地中熱エネルギーを利用する方法は大きく分類すると、クローズドループ方式とオープンループ方式に分けられ

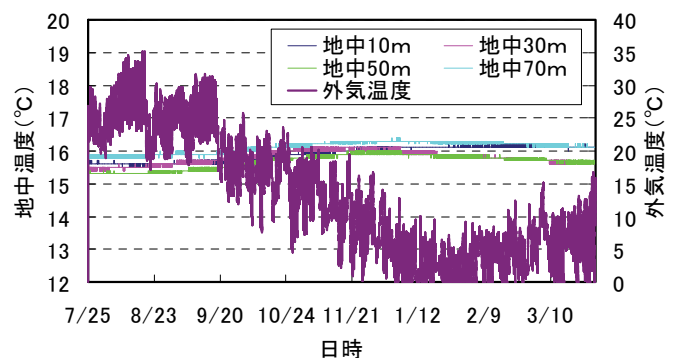


図-1 外気温度及び地中温度変化

* 技術研究所

る。図-2にクローズドループ方式の概略図を示す。この方式の特徴は熱交換器とヒートポンプの間を循環する流体が閉鎖回路の配管で計画されていることである。閉鎖回路であるため揚水規制などに制限されずに利用でき、汎用性のある方式である。循環させる流体には不凍液もしくは水を用いることが一般的である。

地中熱交換器には、垂直型、水平型、傾斜型、螺旋型がある。日本では垂直型が多く使われており、掘削孔を利用するボアホール方式と杭（基礎杭・採熱専用杭）を利用する杭方式がある。最近では、Uチューブと呼ばれる採放熱するための配管を挿入し、流体を循環させる方式が多く用いられている⁴⁾。

図-3にオープンループ方式の概略図を示す。この方式は地下水を利用することで、安定した温度で流れ、土よりも熱容量の大きい地下水の熱エネルギーを活用できるので、クローズドループ方式よりも高い熱効率が得られる。地下水を揚水し、ヒートポンプの熱源とする場合や直接放射パネルなどに地下水を送る場合もある。揚水し熱を利用した地下水は同じ帯水層に戻す方法のほか、別の帯水層に注入する方法もある。運転時には採水部の目詰まりを防止するために、逆洗浄が可能なシステムが必要である。また、水質によっては設備を保護するための水処理設備が必要になる場合もある。地域によっては揚水規制があるため、諸官庁と打合せを十分にする必要がある。

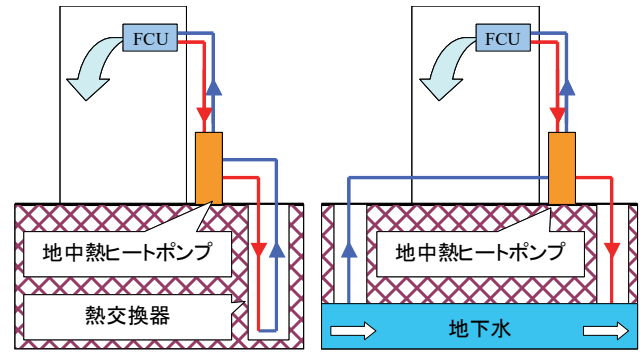


図-2 クローズドループ方式 図-3 オープンループ方式

表-1 地中熱利用空調システム主要機器

地中熱ヒートポンプユニット	冷/暖房能力	10.0/10.0	kW
	定格消費電力	2.73/3.13	kW
	定格冷房COP	3.2	-
	定格暖房COP	3.7	-
	一次側定格水量	30	L/min
ファンコイルユニット	冷/暖房能力	10.4/15.6	kW
	定格消費電力	0.4	kW
一次側循環ポンプ	定格消費電力	0.4	kW
二次側循環ポンプ	定格消費電力	0.75	kW

※定格暖房運転条件：採熱戻り温度0℃、暖房往温度35℃、一次側流量30L/min、二次側流量25L/min
 ※定格冷房運転条件：採熱戻り温度30℃、暖房往温度7℃、一次側流量30L/min、二次側流量25L/min

3. 地中熱利用空調の実証

3.1 導入システム概要

地中熱利用空調システムを技術研究所研究管理棟の1階に導入した。建物概要はRC造4階建てで、空調設備は氷蓄熱槽を有したマルチ型パッケージエアコン（以下EHPとする）が設置されている。室外機の冷暖房能力は30kWで、室内機は冷暖房能力10kWのものが3台設置されている。室内機からの給気は壁面に設置してある吹出口から送られ、室内機への還気は天井面に設置された吸込口から還るルートとなっている。

導入した地中熱利用空調システムの主要機器を表-1に示す。導入したシステムの空調対象領域はEHP室内機1台が設置されている範囲（約60m²）とした。既存のEHPとエネルギー比較をする為に、地中熱利用空調システムの冷暖房能力を既存のEHP室内機1台の能力と同等の機器とした。二次側の機器は天井裏に設置するタイプのファンコイルユニットを選定し、壁面にある吹出口にダクトで接続した。図-4に地中熱利用空調システムの概要を示す。

熱源となる地中熱利用の方式は地下水の採水が困難なため、クローズドループ方式を採用した。熱交換器の設

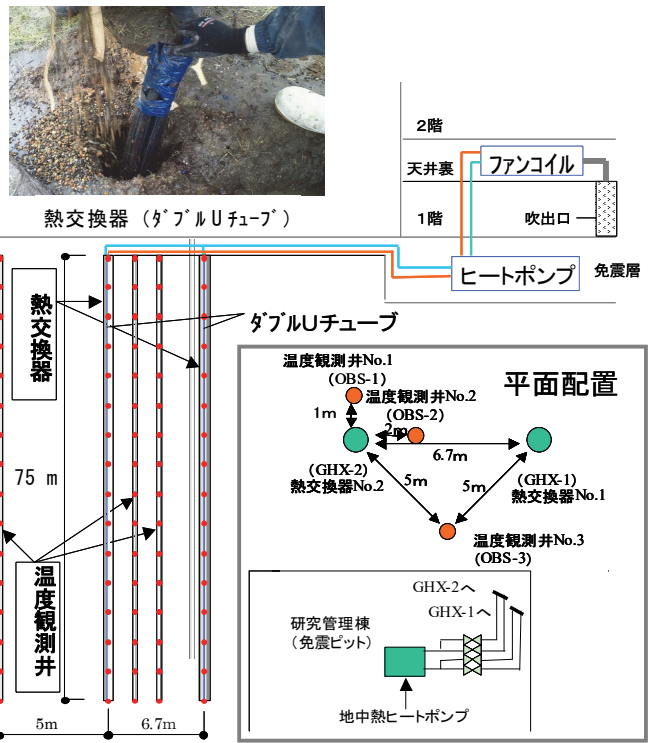


図-4 地中熱利用空調システム概要

置費用を抑え、熱交換器1本当たりの採放熱量を大きくするため熱交換器内に配管呼径25Aのポリエチレン製Uチューブを2組設置した。この方法の深さ方向1m当たりの採放熱率は既往の研究や調査報告書等から30W/m²~100W/m²と幅がある。今回選定した地中熱

ヒートポンプの一次側定格送水量が 30L/min であるため、同様の流量を採用した武田ら⁸⁾の研究より採熱率 60W/m²~80W/m² 程度を想定した。このことから 75m×2 本のボアホールを掘削し熱交換器を埋設し、最大熱源能力は 9.0kW~12.0kW が確保できると想定した。熱交換器の設置場所は熱損失を少なくするために可能な限り配管長さが最短となる場所とした。2 本の熱交換器は熱干渉を防ぐため 5m 以上の間隔を確保した。また、地中の温度変化を計測する目的で熱交換器 No.2 から 1.0m、2.0m、5.0m の位置に深さ 75m の温度観測井を設置し、深さ方向 5m 間隔で地中温度を観測できるようにした。設置場所では冬季は氷点下となるため、配管内には一次側（熱交換器-ヒートポンプ間）および二次側（ヒートポンプ-ファンコイルユニット間）ともに凍結防止対策として不凍液を充填した。

3.2 計測点概要

計測点を図-5 に示す。流量と温度差から地中への採放熱量とファンコイルユニットが処理する熱負荷を算出するため、一次側および二次側配管のヒートポンプユニット近傍に流量計と不凍液温度を計測する温度計を設置した。また、ヒートポンプユニット、ファンコイルユニット、一次側および二次側循環ポンプそれぞれの電力を計測し、システム全体の成績係数が算出できるようにした。

4. 地中熱ヒートポンプ性能特性検証

4.1 性能検証方法

実験は事務所での利用を想定して平日 5 日間を 1 サイクルとした。実験要因を運転時間、熱交換器の本数、一次側流量とし、1 日 8 時間（9 時-17 時間）運転、24 時間運転、2 本の熱交換器を 1 本に減らした運転、一次側の流量を変更させた運転等を行った。

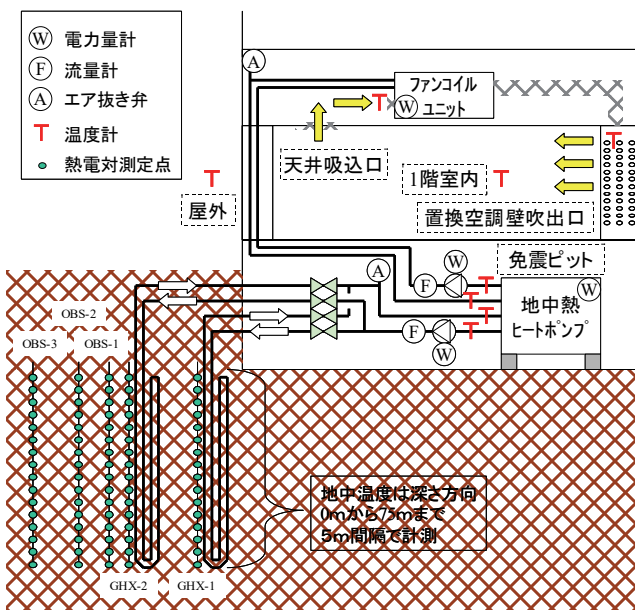


図-5 計測点

本研究では熱交換器からの採放熱量 (kW) と電力 (kW)、室内機が処理した空調負荷 (kW) を 10 分毎に計測した。それらの値からヒートポンプの成績係数（以下 HPCOP とする）とシステム全体の成績係数（以下 SCOP とする）を算出した。HPCOP は空調負荷をヒートポンプ単体の消費電力で除した。SCOP は地中熱利用空調システム全体の消費電力（ヒートポンプ、ファンコイルユニット、一次・二次循環ポンプの消費電力合計値）で空調負荷を除した値である。計測日毎の 9 時から 17 時の間の採放熱、消費電力、空調負荷、HPCOP、SCOP の平均を算出した値と地中温度推移を確認した。なお、地中熱の温度推移は熱交換器 GHX-2（図-5）での測定データを用いて評価した。

4.2 試験結果

a. 冷房時 8 時間運転

図-6 に冷房時の 8 時間運転を 1 サイクル行った結果を示す。HPCOP と SCOP 共に 1 日目から徐々に低下する傾向がみられた。これは図-7 に示す地中温度変化から、地中平均温度が初日から徐々に上昇し地中への放熱を妨げていることが原因と考えられる。

b. 冷房時 24 時間運転

図-8 に冷房時の 24 時間運転を 1 サイクル行った結果を示す。HPCOP と SCOP 共に 3 日目まで低下した後、4 日目で上昇し 5 日目で再度低下した。図-9 に示す地中温度変化は 4 日目に 30℃程度まで上昇し、その後は約 30℃であった。

c. 熱交換器 1 本のみ使用した冷房時 8 時間運転

図-10 に使用する熱交換器を 2 本から 1 本に減らして 8 時間運転を 1 サイクル行った結果を示す。なお、2 日目の開始から 3 日目の停止までは連続して運転し、2 日間連続して運転した場合のデータも取得した。熱交換器を 2 本使用している場合と比較すると HPCOP および

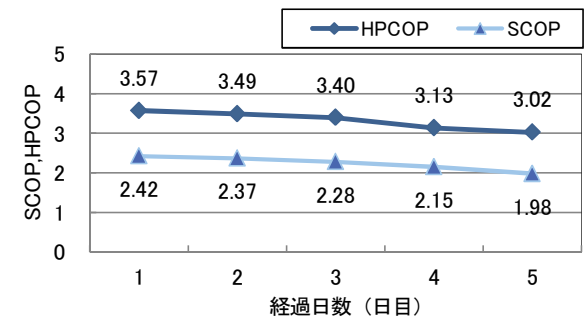


図-6 冷房時 8 時間運転日別平均値

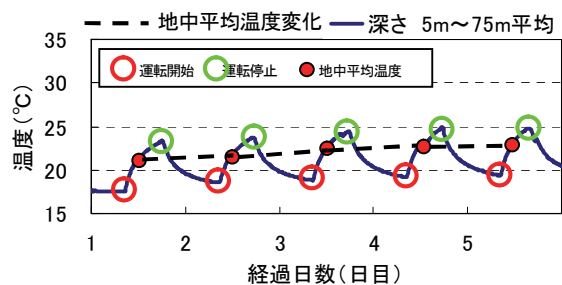


図-7 冷房時 8 時間運転地中温度推移

SCOP が大きく下がっている。これは図-11 の地中温度推移をみると 1 日目の地中平均温度で 7℃程度高くなり、運転終了時点で 30℃を超えた。4 日目で各 COP が回復したのは地中の平均温度が低下したことによると考えられる。地中平均温度が上昇すると各 COP が低下する傾向が見られる。

d. 熱交換器 1 本のみ冷房時 24 時間運転

図-12 に熱交換器を 1 本のみ使用して 24 時間運転を 1 サイクル行った結果を示す。各 COP 共に低下し続け、5 日目には定格 COP (3.2) の半分程度まで下がり、冷房時計測期間中の最も低い値を示した。図-13 の地中の温度推移に示すとおり、地中温度が上昇し続けており、これに対応して各 COP が低下し続けた。各 COP が最も低い値を示した 5 日目には、冷房時の計測期間中、地中温度は最も高くなった。

e. 地中温度と成績係数の関係

地中温度と成績係数の関係を図-14 に示す。横軸に 9 時から 17 時の平均値の地中平均温度を、縦軸に HPCOP および SCOP の平均値を示している。この図から特に冷房時の HPCOP が地中温度に関係し、地中温度が高くなると HPCOP が下がることが分かった。選定したヒートポンプの冷房時定格 COP は 3.2 であるが、定格の能力を発揮させるためには地中平均温度は 23℃程度以下でなければならない。24 時間運転のように地中へ常時放熱し続ける運転を行うと地中温度が上昇し成績係数が悪くなることが予想でき、検証結果からもそのことが確認できた。暖房時の場合は地中平均温度が 10℃程度以上になると定格 COP3.7 を上回りはじめた。

HPCOP が高い運転をしているときに SCOP との差が大きくなる原因は、システム全体の消費電力に対してポ

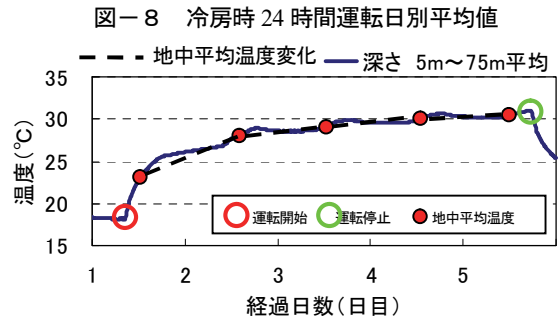
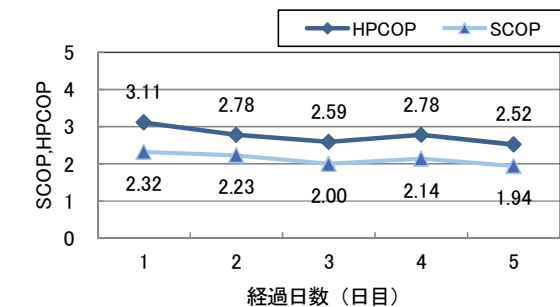


図-9 冷房時 24 時間運転地中温度推移

ンプやファンコイルユニットの消費電力の占める割合が大きくなるためであり、最適設計や運転制御により改善ができると考えられる。

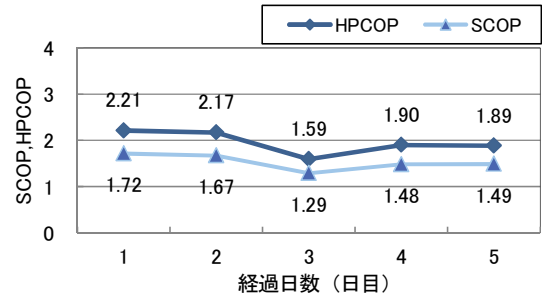


図-10 熱交換器 1 本 冷房時 8 時間運転日別平均値

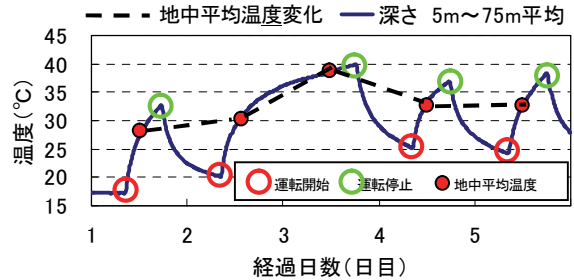


図-11 熱交換器 1 本 冷房時 8 時間運転地中温度推移

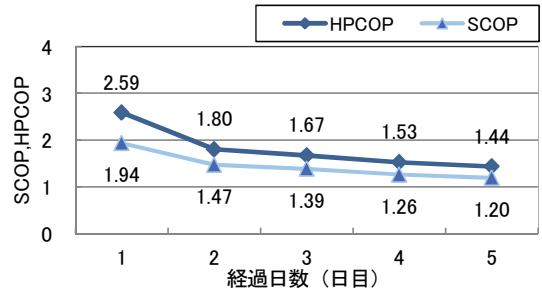


図-12 熱交換器 1 本 冷房時 24 時間運転日別平均値

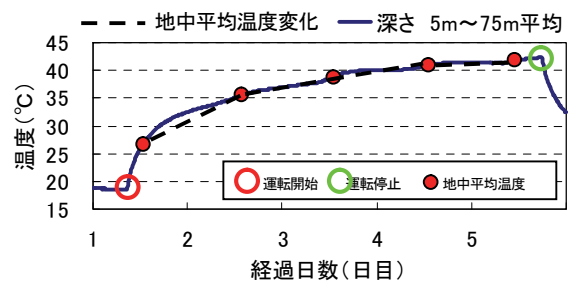


図-13 熱交換器 1 本 冷房時 24 時間運転地中温度推移

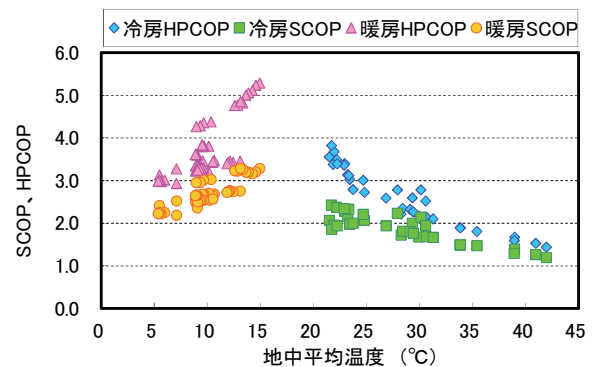


図-14 地中熱平均温度と各 COP の相関グラフ

また、地中へ熱を送り続ける 24 時間運転のような運用状況下では、HPCOP が低下し省エネルギー効果が失われてしまう恐れが高い。このような場合は地中熱の利用と合わせて従来の空気熱源（もしくは別の熱源）を利用する方式に切り替えられるシステムとすることが望ましい。

f. 一次側流量における性能比較

一次側の循環水量による各 COP の変化を確認するため、一次側循環水量を 10L/min、15L/min、20L/min、25L/min、30L/min と一日毎に変化させて運転したデータを図-15 に示す。この時、一次側のパラメータに対する変化を明確にするため、二次側の流量は一定とした。機器の定格水量 30L/min に対して 10L/min であっても各 COP の変化は小さく、定格流量時と同等の効率での運転が可能であることが分かった。この結果から一次側の流量を抑えれば、搬送エネルギーの抑制ができることに繋るので、今後の設計に反映したい。

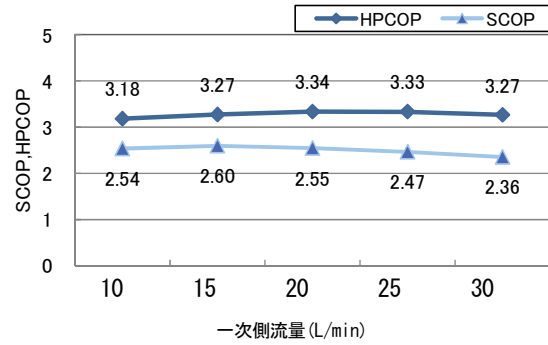


図-15 一次側流量変更時の日別平均値

g. EHP との消費電力比較

省エネルギー効果を検証するために、冷房運転時の地中熱利用空調システムと既存 EHP の消費電力を比較する。

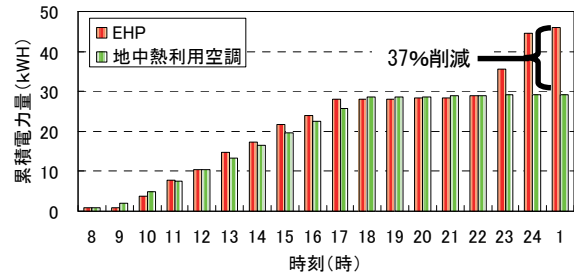


図-16 夏季消費電力比較

冷房運転時の比較結果を図-16 に示す。2010 年と 2011 年で、外気の温度変化が類似した 1 日で比較した。既存 EHP は夜間に氷蓄熱を行っているため、それを考慮した 1 日の累積消費電力量で比較すると消費電力は EHP に対して 37%少なかった。

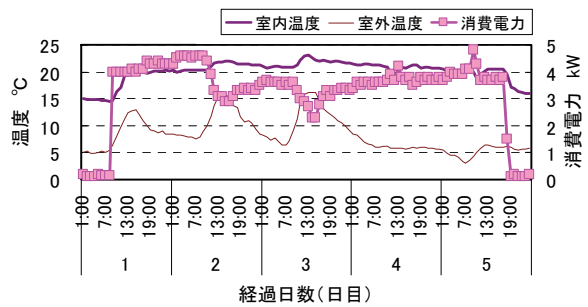


図-17 暖房時 EHP 消費電力

暖房運転時に既存 EHP と地中熱利用空調システムとで 5 日間 24 時間運転を行った結果を図-17、18 に示す。既存 EHP の消費電力量は外気温度変化の影響を受けているが、地中熱利用空調システムでは概ね一定であることがわかる。消費電力量は 5 日間の平均で EHP に対して地中熱利用空調システムが 42%少なく、冷暖時、房時共省エネルギーの効果を確認した。

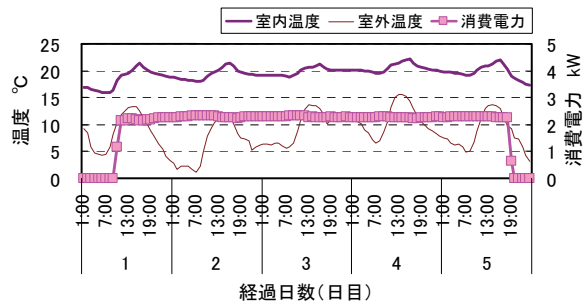


図-18 暖房時 地中熱利用空調システム消費電力

h. 採熱率の確認

表-2 に採熱量が最大となった計測日近辺の 9 時から 17 時間の平均値を示す。この期間の運転条件は冷房運転時に熱交換器を 2 本使用して 8 時間運転を行ったものである。最も採熱量が大きくなったのは 8 月 25 日であり、10.38kW となった。この値を熱交換器の深さ方向の合計長さ (150m) で除して採熱率を算出すると、約 70W/m となり、当初の計画に近い採熱率が得られた。

表-2 最大採熱量計測日前後の各パラメータ

i. 熱交換器間の温度干渉確認

地中温度が成績係数に影響を与えるので、他の熱交換器からの放熱により当熱交換器周辺の地中温度が変化するとエネルギー効率が悪くなる。そこで、熱交換器周辺の温度変化を確認するため、図-20 に熱交換器 No.2 と熱交換器からの離隔 1m、2m、5m の位置に設置された温度観測井内の観測開始日 H23 年 7 月から H24 年 3 月末までの温度推移を示す。熱交換器近傍では空調運転に

日月	地中温度	HPCOP	SCOP	採熱	電力	処理負荷
	°C	—	—	kW	kW	kW
8月23日	22.9	3.36	2.34	8.37	2.38	5.57
8月24日	23.7	2.79	2.00	9.09	2.60	5.19
8月25日	24.8	2.72	2.07	10.38	3.08	6.36
8月26日	24.7	3.00	2.21	9.45	2.75	6.07

合わせて地中温度が大きく変化していることが分かる。冷房運転開始時から地中温度も上昇し暖房運転に切り替わると徐々に温度が低下し、暖房運転終了時には冷房運転開始時とほぼ同じ温度を示した。離隔が 1m、2m の地点では熱交換器近傍の変化からやや遅れて温度の影響が伝わってきている。熱交換器近傍の温度変化が大きいとその影響を受けやすいことが分かる。離隔 5m 地点の温度変化は非常に緩やかであり、設置した 2 本の熱交換器が互いに熱干渉していないことがここから推測できる。

5. まとめ

本研究より地中熱利用空調設計と運転手法の確立に資する以下の成果が得られた。

- i. 地中熱利用空調システムを導入し、稼動状況毎の地中温度変化と、それらが成績係数に及ぼす影響を把握し熱交換器周辺の地中温度と HPCOP および SCOP の間には関係があることが分かった
- ii. 長時間運転により、冷房時は地中温度が高くなると各 COP は低下し、暖房時は地中温度が低くなると各 COP は低下する傾向が見られたことから、建物使用時の運転時間を考慮した設計が必要である
- iii. 一次側流量を機器定格流量以下に抑えた場合においても、各 COP に大きな変化は見られず、低流量での省エネルギー運用が可能である
- iv. 既設 EHP と地中熱利用空調システムの消費電力を比較し、地中熱利用空調システムの省エネルギー効果（約 40%の省エネ）を確認した
- v. 計測期間中の最大採熱率は、冷房運転において約 70W/m となり計画時に予測した採熱率であることを確認した
- vi. 温度観測井の温度変化から、熱交換器から 1m、2m の離隔では熱干渉が起こるが、5m の離隔では熱干渉がないことが確認できた

6. あとがき

本研究の成果を設計方法と運転手法の向上に繋げ、地中熱利用空調の普及を図っていきたい。また、当システムは、地中熱に限らず、下水の熱、工場排水熱、太陽熱の利用などにも拡張して適用することができる。他の再生エネルギーと組み合わせたハイブリッド方式への展開も可能であり、再生エネルギーを利用するシステムの高度化につなげていきたい。

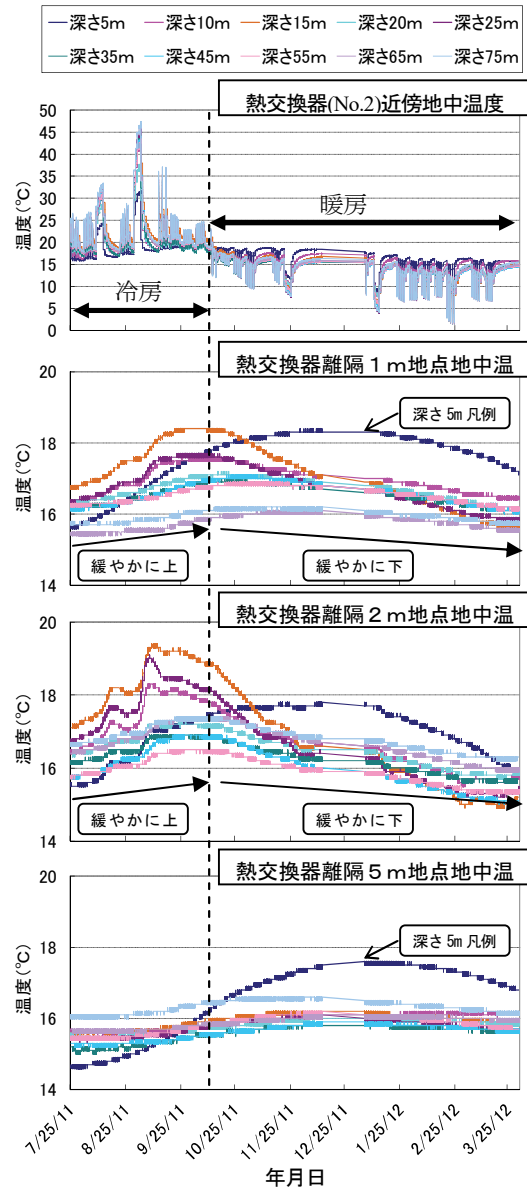


図-20 計測期間中の地中温度変化

【参考文献】

- 1) 国連気候変動首脳会合 COP3、1997.3
- 2) 経済産業省 エネルギー基本計画、2010.6
- 3) 葛流他、「地中熱ヒートポンプシステムにおける地中熱交換機仕様の設計方法」、日本建築学会大会学術講演梗概集、2010.9
- 4) 環境省水・大気環境局 地中熱利用にあたってのガイドライン
- 5) 濱田靖弘他、「垂直埋設 U 字管を用いた地中蓄熱型冷暖房システムの実験と解析」、空気調和・衛生工学会論文集 No.61、1996
- 6) 平成 22 年度群馬県緑の分権改革推進事業（地中熱利用）調査報告書
- 7) 平成 21 年度長野県緑の分権改革推進事業 再生可能エネルギー導入可能性調査（地下熱利用）調査報告書
- 8) 武田能拓他、浅層地中熱の採熱試験結果と消雪時の採熱量の比較検討、全地連「技術 e-フォーラム 2003」さいたま

既存ブレースの耐震補強工法の開発

Development of a Method for Seismic Strengthening Existing Braces

岸本 剛* 山上 聡* 服部晃三** 船津昌史**

要 旨

山形鋼を使用したブレースの座屈耐力を向上させる目的で、角型鋼管を拘束材を使用し無溶接・無開孔で山形鋼に取り付け座屈補剛する耐震補強工法を開発した。また、山形鋼を使用したラチス柱を座屈補剛する工法も考案した。補強効果と座屈耐力を評価するため座屈実験を実施し、角型鋼管は山形鋼の補強に効果があること、また、その補強効果を考慮した計算値は実験値を安全側に評価することを確認した。

キーワード：ブレース、座屈補剛、耐震補強、山形鋼

1. まえがき

ブレースを使用した鉄骨造建物では、ブレースに山形鋼が使用されることが多い。一般に山形鋼を使用したブレースは細長比が大きいため、通常、ブレースには圧縮力を負担させず、引張力のみを負担させる設計が行われる。しかし、山形鋼の座屈補剛により圧縮力を負担させることが可能となれば、引張力と共に圧縮力も負担する設計が可能となる。そのため、引張力だけの補強に比べ補強量を減らすことができ、耐震補強工法としてメリットがある。また、文化的価値の高い建物の耐震補強工事では、建物の現状保持の観点から、既存部材への穴あけや溶接を避ける施工を要求されることがある。

山形鋼を座屈補剛により耐震補強する研究についてはこれまでいくつか行われ(例えば 1)、2)、その補強効果が明らかにされている。例えば小澤らは補強材の曲げ剛性が付加されることにより山形鋼の座屈耐力が大きくなることを指摘している。しかし、既往の研究では、既存部材である山形鋼に溶接あるいは穴あけを行い補強している例も多く、これらを避けた補強工法の研究事例は少ない。

そこで、今回、山形鋼を使用したブレースを、拘束材を使用し角型鋼管を無溶接・無開孔で山形鋼に取り付け、座屈補剛する耐震補強工法を考案した。同様に、山形鋼を使用したラチス柱を座屈補剛する工法も考案した。これらの補強効果を検証するため座屈実験を実施し、耐力評価を行った。本報では工法概要と補強効果、および耐力評価法について報告する。

2. 工法概要

図-1 に山形鋼を使用したブレースやラチス柱に、溶

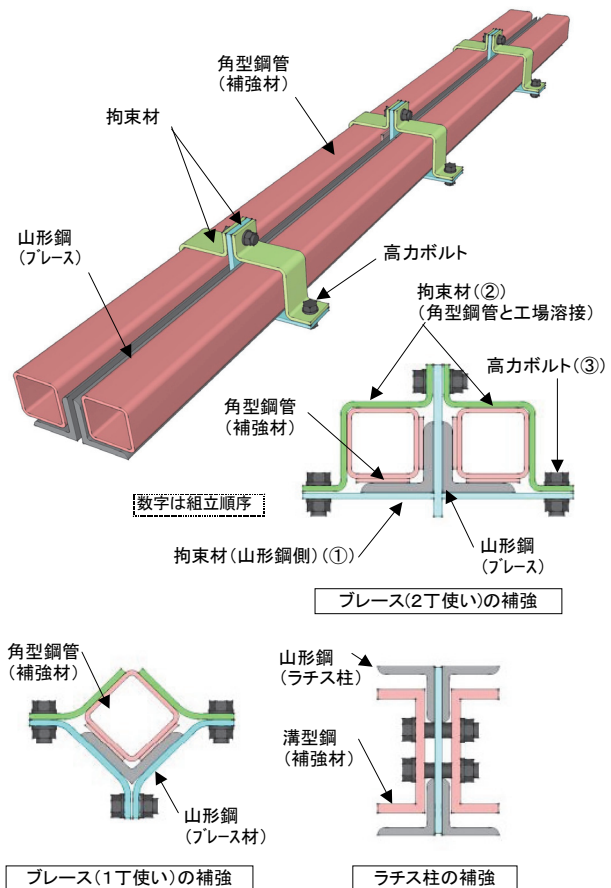


図-1 工法概要

接や穴あけ無しで補強材を取り付け座屈補剛する耐震補強工法 (以下、本工法) の概要を示す。対象とする部材は、山形鋼を使用したブレース (1丁使い、2丁使い)、ラチス柱である。本工法は、補強材によりブレースの断

*技術研究所 **西日本支社建築設計部

面性能を向上させ、座屈耐力を増大させる耐震補強工法で、角型鋼管は、拘束材によりブレースである山形鋼に取り付けられる。拘束材は高力ボルトで締め付けることにより固定される。同様に、ラチス柱の場合では、溝型鋼は背中合わせに配置され、山形鋼を挟み込むように高力ボルトで固定される。組立は、図-1に示すように、①既存部材に山形鋼側より拘束材を取り付け、②既存部材に拘束材を溶接した角型鋼管を取り付け、③①と②の拘束材を高力ボルトで締め付け一体化する手順で行われる。現場では拘束用鋼板と角型鋼管を設置後、高力ボルトで締め付けて固定するので既存部材への溶接や穴あけが不要となる。

3. 実験概要

3.1 試験体

表-1に試験体一覧を、図-2に対象となるブレースと山形鋼を使用したブレースとラチス柱の断面を示した概要図を、図-3に試験体形状を、表-2に材料試験結果を示す。試験体は実大スケールで、山形鋼を用いたブレースを対象とした試験体14体、ラチス柱を対象とした試験体2体の計16体である。基本的に図-2(b)に示す弱軸方向で実験を行った。ただし、ブレース2丁使いでは、通常、弱軸方向は交差部が支点となって座屈長さ

表-1 試験体一覧

No	既存部材	座屈方向	試験体形状					座屈長さ L(mm)	細長比 λ					
			既存部材	補強部材	拘束方法									
					種類	形状	拘束材 ヒッチ							
1			-	-	-	-	3640	154						
2	ブレース	弱軸 曲げ	2L- 75x75x6	□-60x60x3.2	鋼材 挟込	A1			@500					
3						A2			@1000					
4									@400					
5						B			@500					
6						繊維巻付			全域					
7										□-100x100x6	鋼材挟込	A1	@500	
8										-	-	-	-	
9										2L- 50x50x6	□-50x50x3.2	鋼材 挟込	A2	@500
10										-	-	-	-	
11										L- 75x75x6	□-75x75x4.5	鋼材挟込	C	@500
12										-	-	-	-	
13										-	-	-	-	
14										-	-	-	-	
15						ラチス 柱	弱軸 曲げ	4L- 50x50x4	PL-6	ボルトによる固定	-	2340	119	

*表中の細長比は無補強の場合の値

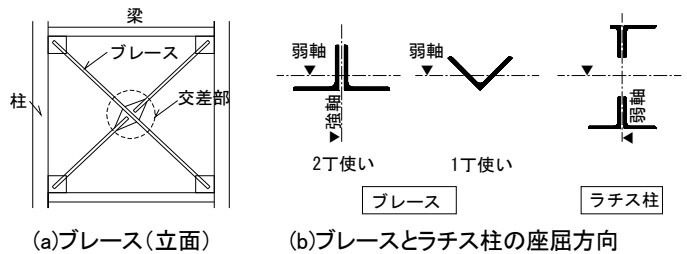
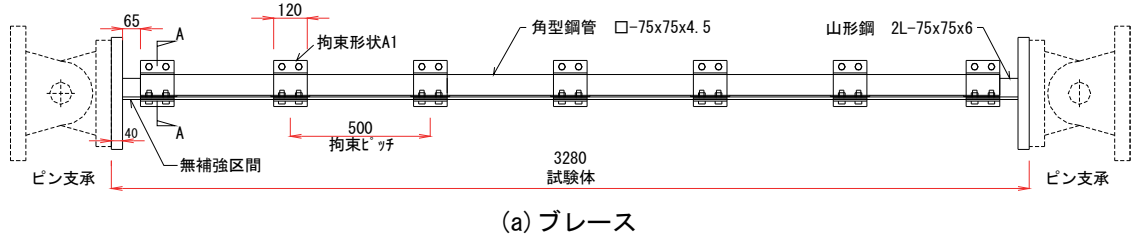
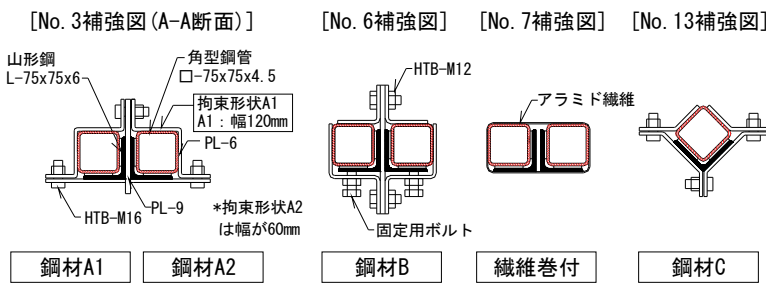


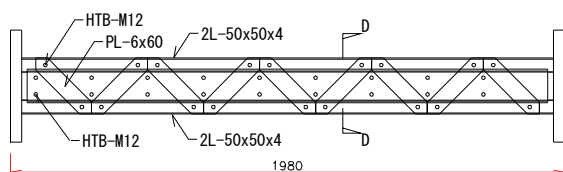
図-2 概要図



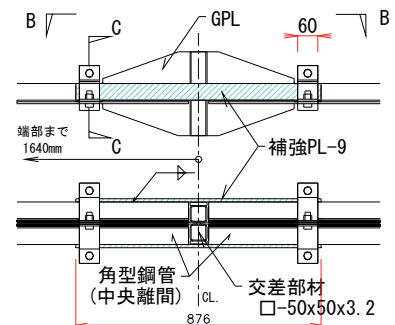
(a) ブレース



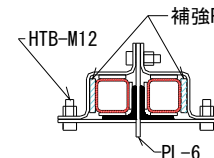
(b) 角型鋼管との拘束方法



(d) ラチス柱



B-B断面図



C-C断面図

(c) 交差部を模擬したブレース

図-3 試験体形状

が部材長の半分となるため、同図の弱軸方向の直交方向（強軸方向）で座屈する可能性もある。そこで、2 丁使いでは強軸方向も座屈方向とした。

図-3 (a) にブレースの試験体例を示す。ブレースの実験パラメータは、座屈方向の他に、角型鋼管の断面の大きさ、山形鋼と角型鋼管の拘束材の種類、間隔とした。山形鋼の座屈耐力は補強材の曲げ剛性が付加され大きくなる。そこで、角型鋼管の曲げ剛性 (EI) の大きさを角型鋼管の断面、つまり断面二次モーメントの大きさとして変化させた。拘束方法は図-3 (b) に示すように、山形鋼と角型鋼管を鋼材や繊維シートで固定する方法とした。鋼材による拘束は、2 丁使いを拘束するタイプ (A1、A2、B)、1 丁使いを拘束するタイプ (C) がある。繊維巻付による拘束は、アラミド繊維を角型鋼管の材軸方向の全面に巻き付けた。

通常、ブレースは図-2 (a) に示すように構面内の配置が X 形になっていることが多い。この場合、部材中央の交差材により、部材全長にわたり角型鋼管を配置することができない。図-3 (c) に示す No.11 はこの状態を模擬し、材軸方向の中央にガセットプレート (GPL) を配置し、山形鋼と角型鋼管を継ぎ、角型鋼管の外側から鋼板で補強した試験体である。

ラチス柱は、図-3 (d) に示すように両側から溝型鋼厚さ 6mm のコの字形の鋼板をボルトで固定する方法で座屈補剛した。

3.2 加力方法

図-4 に加力方法を示す。加力は、No.10、11 以外は単調圧縮加力とした。No.10、11 は繰返し荷重による影響を確認する目的で降伏変位の 1、2 倍の変位振幅で 1 サイクルづつ加力した。材端条件は座屈方向に対して回転自由とした。したがって実験での座屈長さ (L) は両端のピン支点間 (No.1~14 で 3640mm、No.15、16 で 2340mm) となる。これより山形鋼のみの細長比 (λ) はブレースの 2 丁使い弱軸方向で 154、同強軸方向で 159、1 丁使い弱軸方向で 240 となる。また、ラチス柱の細長比 (λ) は 119 となる。なお、No.9~11 では、強軸方向の座屈耐力を確認できるように弱軸方向の面外変形を拘束し実験を実施した。

4. 実験結果

4.1 荷重-軸方向変位関係と最終変形状況

表-3 に実験時の最大荷重一覧 (圧縮) を示す。表中には 4.3 節に示す補強効果を考慮した細長比を記載している。また、図-5 に各試験体の荷重 (N) - 軸方向変位 (δ) 関係を示す。各試験体とも補強した試験体は無補強に対して最大荷重が増加した。最大荷重に達した後は、無補強の No.1 や、取り付けた角型鋼管の曲げ剛性が小さい No.2 は、荷重は最大荷重後も緩やかに低下し

表-2 材料試験結果

(a) 鋼材

種類	試験体	降伏強度	引張強度	降伏ひずみ	伸び
		$\sigma_y(N/mm^2)$	$\sigma_u(N/mm^2)$	$e_f(\times 10^{-6})$	(%)
L-50x50x4	No.15,16	338	482	1567	36
L-50x50x6	No.9,10,11	322	461	1524	27
L-75x75x6	No.4	337	492	1626	26
	No.4以外	314	446	1589	23
□-50x50x3.2	No.10,11	433	482	2046	36
□-60x60x3.2	No.2	447	493	2088	24
□-75x75x4.5	No.4	396	471	1954	34
	No.4以外	451	490	2132	-
□-100x100x6	No.8	496	532	2328	25
PL-4.5	No.9,10,11	318	471	1504	40
PL-6	No.4	364	463	1694	30
	上記以外	346	430	1641	27
PL-9	No.4	352	449	1684	26
	上記以外	351	434	1670	26

(b) アラミド繊維 (カタログ値)

試験体	繊維目付	設計厚さ	引張強度	引張弾性率
	g/m ²	mm	N/mm ²	N/mm ²
No.7,14	415	0.286	2060	1.18x10 ⁶

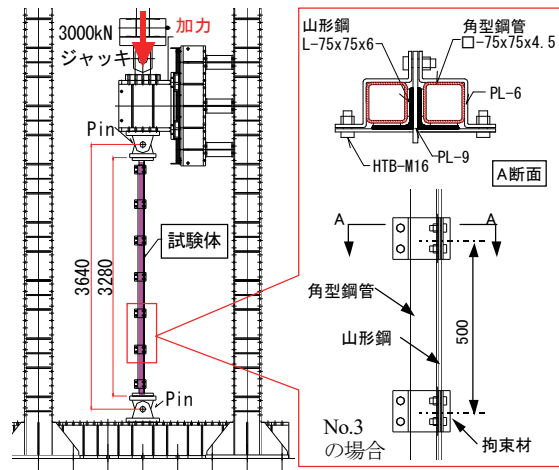


図-4 加力方法

表-3 最大荷重一覧

No	既存部位	座屈方向	実験結果			細長比 ³⁾
			最大荷重 Nmax(kN)	耐力 ¹⁾ 増加率	最終 破壊 ²⁾	
1	ブレース	弱軸 曲げ	118	-	①	154
2			257	2.18	①	116
3			468	3.97	①→②	88
4			448	3.81	①	94
5			540	4.59	①→②	88
6			410	3.48	①→②	88
7			352	2.99	①→②	-
8			543	4.61	①→②	63
9		78	-	①	159	
10		強軸 曲げ	340	4.34	①→②	130
11		287	3.67	①	130	
12		弱軸 曲げ	34	-	①	240
13			273	8.13	①→②	98
14			147	4.36	①→②	-
15			284	-	①	119
16		ラチス柱	弱軸 曲げ	392	1.38	①→②

1) 無補強に対する耐力の増加率

2) ①: 全体曲げ座屈、②: 端部変形

3) 式(1)(4.3節)による補強効果を考慮した細長比

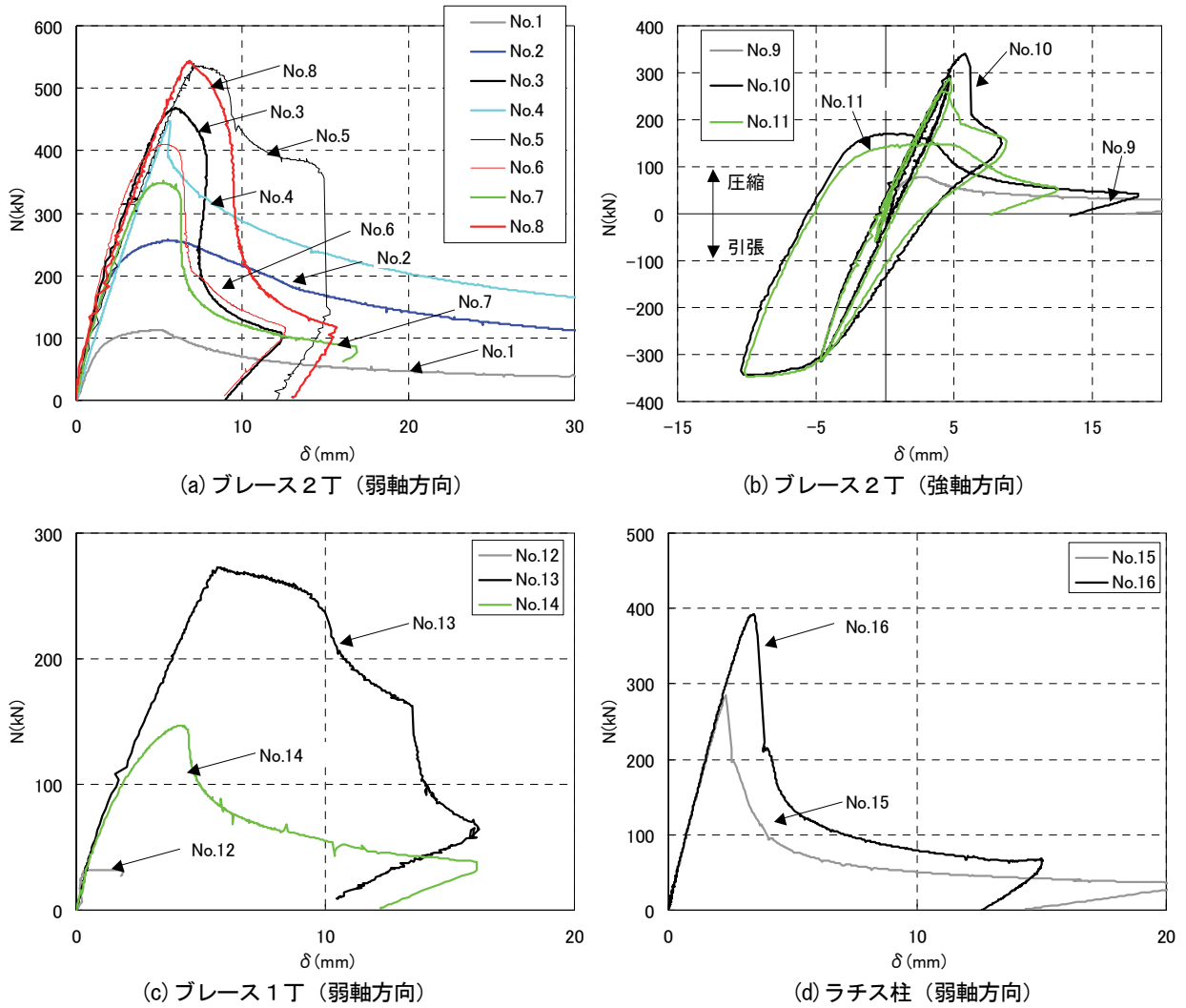
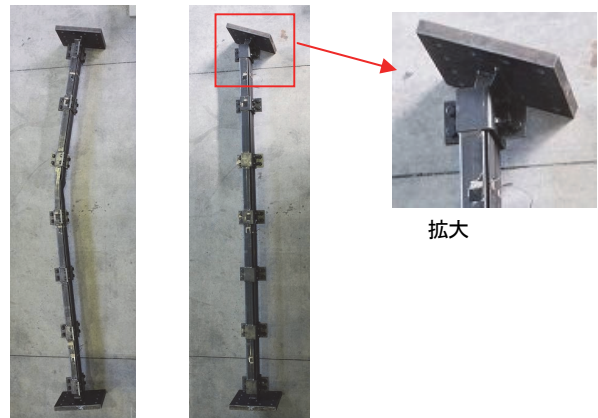


図-5 圧縮軸力(N)一軸方向変位(δ)関係

たが、角型鋼管の曲げ剛性が大きい No.8 などは急激に荷重が低下する傾向がみられた。これは、各試験体とも座屈により材軸直交方向に曲げ変形が生じるが、No.1 や No.2 は最大荷重が比較的小さいため、圧縮軸力と曲げ変形により山形鋼に作用する曲げモーメントが小さくなる。そのため座屈後の荷重低下が小さいと考えられる。

写真-1 に最終変形状況の一例を示す。最終変形状況は、無補強の試験体と No.2 などの補強した試験体では、部材全体が曲がる全体座屈となったが、角型鋼管で補強した試験体の多くは No.3 のように全体座屈後に最終的に試験体端部の無補強区間で折れ曲がるような状態となった。今回の実験では、補強した試験体についても図-3 (a) に示すように試験体の端部に 65mm の無補強区間がある。この部分は補強区間に比べ曲げ剛性が急激に小さくなっている。

この曲げ剛性の差とこの部分に生じる試験体の曲げモーメントの差を比較することにより端部無補強区間の損傷を検討した。図-6 に各試験体の最終変形状況と補強区間と無補強区間の曲げモーメント比 (M_a/M_b) を曲げ剛性比 (EI_a/EI_b) で除した値との関係を示す。ここで、



全体座屈 (a) No. 2 全体座屈後端部変形 (b) No. 3

写真-1 最終変形状況

座屈後の曲げモーメントは等分布荷重によるものと仮定し、補強区間の曲げモーメント (M_a) は中央位置とした。また、補強区間の曲げ剛性は、角型鋼管と山形鋼の曲げ剛性を加算したものである。縦軸が 1 より小さい場

合は、無補強区間と補強区間の曲げモーメント比 (M_a/M_b) より曲げ剛性比 (EI_a/EI_b) が大きい領域である。この場合、無補強区間では、補強区間と比較して曲げモーメントより曲げ剛性が小さいため端部変形が生ずると考えられる。同図では概ね縦軸が1近傍、またそれ以下の場合、最終変形は端部変形であり、縦軸が1より大きい場合は全体座屈となっている。これより無補強区間と補強区間の曲げ剛性比が端部変形の原因と考えられる。なお、角型鋼管で補強していない試験体 (No.1、9、12) はいずれも全体座屈となった。

4.2 最大荷重の比較

a. 拘束方法による比較

図-7に、山形鋼2丁使い (座屈方向が弱軸方向) の場合の、角型鋼管との拘束方法の違いによる最大荷重の比較を示す。各試験体の山形鋼と角型鋼管の曲げ剛性は同一である。アラミド繊維による拘束は、材軸方向全域としたにもかかわらず他の鋼材での拘束より最大荷重が小さかった。これは、繊維を巻き付ける際、鋼材タイプと異なり山形鋼と角型鋼管をボルト等で絞り込んでいないため、拘束効果が小さいと考えられる。

拘束材の形状が同じで間隔が異なる試験体 (No.4、No.5) を比較すると、間隔が1000mmと大きいNo.5の方が400mmのNo.4よりも最大荷重が小さく、No.4に対し約83%であり、間隔が最大荷重に与えることがわかる。

また、拘束材の間隔の違いによる最終変形状況を比較すると、図-6によれば、間隔の小さいNo.5は全体座屈後の端部変形に対し、大きいNo.4は全体座屈となった。間隔が大きい場合は、曲げ剛性が計算よりも小さく、補強部と端部無補強部の剛性差が小さくなり全体座屈したと推測される。このことから、拘束材の間隔が大きい場合、角型鋼管は補強効果を十分発揮していないと考えられる。

b. 角型鋼管の断面による比較

図-8に、山形鋼2丁使い (座屈方向が弱軸方向) の場合の、角型鋼管の断面の違いによる最大荷重の比較を示す。拘束材の間隔は500mmである。角型鋼管の断面が大きくなるに伴い、最大荷重が増加した。

図-9に、曲げ剛性比と最大荷重比の比較を示す。縦軸は最大荷重比で、無補強試験体No.1の最大荷重で基準化した値、横軸は曲げ剛性比で無補強試験体No.1の曲げ剛性(EI_0)で基準化した値である。角型鋼管で補強した試験体の曲げ剛性(EI_n)は、山形鋼と角型鋼管の曲げ剛性を足し合わせ求めた。曲げ剛性比が大きくなるほど、最大荷重比も大きくなっていることが確認できた。No.4に関しては、山形鋼が降伏荷重 (同図の点線) に達したため、最大荷重比が頭打ちであった。

4.3 耐力評価方法

実験より、角型鋼管の曲げ剛性と拘束材の間隔が耐

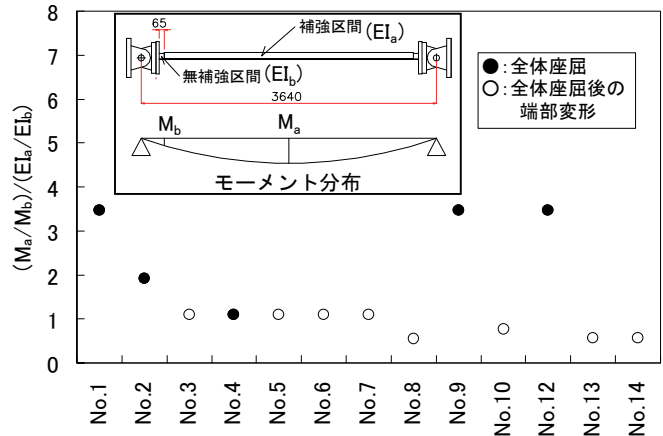
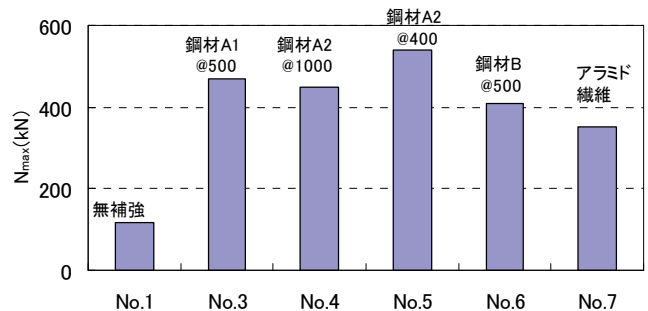


図-6 最終変形状況と $(M_a/M_b) / (E_a/E_b)$ の関係



* 図中には拘束方法 (図-3 (b)参照) を示す

図-7 拘束方法による最大荷重 (N_{max}) の比較

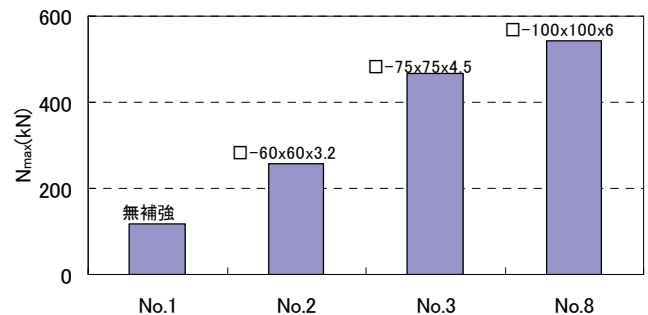


図-8 角型鋼管の断面による最大荷重 (N_{max}) の比較

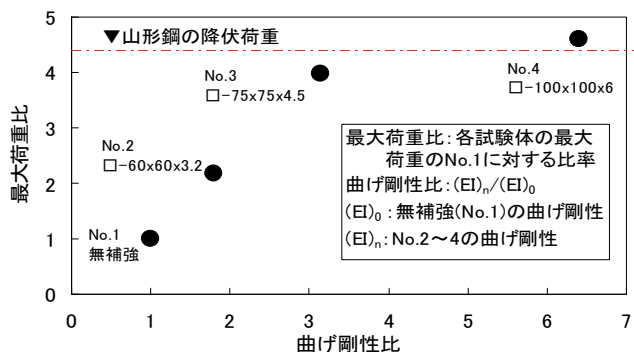


図-9 曲げ剛性比と最大荷重比の比較

屈耐力に影響することを確認したので、次に座屈耐力の評価方法を検討する。

角型鋼管の曲げ剛性と、拘束材の間隔の影響を考慮

した細長比 λ は式(1)で算定することとした。

$$\lambda = C \cdot \lambda_0 \tag{1}$$

ただし、 C ：鋼材による拘束材の効果を考慮した係数で式(2)³⁾による、 λ_0 ：角型鋼管による座屈補剛効果を考慮した細長比で式(3)による

$$C = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 \cdot I_o \cdot l_1}{48 \cdot l_k^2} \left(\frac{l_1}{I_f} + 4 \frac{e_o}{I_b} \right)} \tag{2}$$

$$\lambda_0 = \frac{l_k}{i_o} \tag{3}$$

$$i_o = \sqrt{\frac{I_o}{A_k}} \tag{4}$$

ただし、 l_1 ：拘束材の間隔(mm)、 I_o ：山形鋼と角型鋼管の断面 2 次モーメントの和(mm⁴)、 l_k ：座屈長さ(mm)、 I_f ：山形鋼と角型鋼管の断面 2 次モーメントの小さい方(mm⁴)、 I_b ：拘束材の断面 2 次モーメント(mm⁴)、 e_o ：拘束材の有効長さ(mm)、 A_k ：山形鋼の断面積(mm²)

拘束材の間隔による影響は、式(2)で設計に反映することとした。拘束材の間隔が大きいほど山形鋼に付加される角型鋼管の曲げ剛性が低下すると考え、それを鋼構造座屈設計指針³⁾を参考に式(2)で細長比を割増すことで評価した。組立材が非充腹の場合、充腹の場合に比べ座屈荷重が低下することを同式は反映したもので、ここでは「鋼構造座屈設計指針³⁾より非充腹の程度が拘束材の間隔に相当すると考えた。また、同式は拘束材の形状(幅、厚さ等)も併せて考慮している。角型鋼管による補剛効果を考慮した細長比は式(3)で求める。

図-10 に拘束材に鋼材を使用したブレースの座屈応力度と細長比との関係を示す。縦軸は降伏応力度で無次元化した値、横軸は式(3)による細長比である。同図中には、式(5)、式(6)に示す Johnson の放物線式とオイラー式で求める座屈曲線に加え、「鋼構造設計規準」⁴⁾による座屈曲線も併せて示す。

$\lambda \leq \lambda_0$ のとき

$$\sigma_c = \left\{ 1 - 0.4 \cdot (\lambda / \lambda_0) \right\} \cdot \sigma_y \tag{5}$$

$\lambda > \lambda_0$ のとき

$$\sigma_c = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \tag{6}$$

ただし、 σ_c ：山形鋼の座屈応力度(N/mm²)、 λ_0 ：限界細長比、 σ_y ：設計基準強度(N/mm²)、 E ：ヤング係数(N/mm²)、 λ ：細長比

今回の実験より、補強前で細長比が 154~240 と比較的

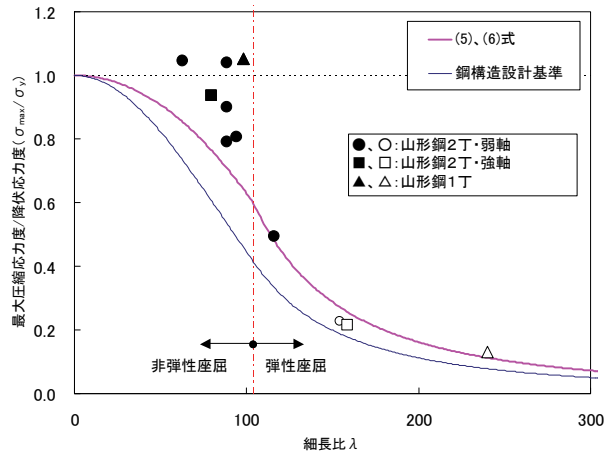


図-10 座屈応力度と細長比の関係

大きい領域でも補強効果があることが確認できた。また、補強した試験体についても細長比の増加と共に座屈応力度が低下しており、概ね式(5)、式(6)による座屈曲線で評価できること、また、実験値は「鋼構造設計規準」による座屈曲線を上回り、安全に評価できることが確認できた。

5. まとめ

今回の実験により、以下の知見を得た。

- i. 山形鋼を角型鋼管で補強することにより座屈耐力が大きくなること、座屈耐力は角型鋼管の曲げ剛性の増加に伴い大きくなることがわかり、補強部材として角型鋼管は有効である
- ii. 拘束材の種類として、角型鋼管の曲げ剛性が同じ場合、拘束材の間隔が大きくなるほど座屈耐力が小さくなる
- iii. 角型鋼管による角型鋼管の曲げ剛性と、拘束材の間隔の影響を考慮した提案式は、座屈応力度を安全に評価でき、本工法は耐震補強工法として有効である
- iv. ラチス柱を鋼板で座屈補剛することにより座屈耐力が上昇し、座屈補剛に効果がある

6. あとがき

既存ブレースに穴あけや溶接をすることなく座屈補剛する耐震補強工法の適用場面は、今後増えてくることが予想される。今後、開発した工法を積極的に実建物に適用していきたい。

【参考文献】

- 1) 小澤他、「鉄塔山形鋼トラス個材の座屈補強実験」、日本建築学会大会学術講演梗概集、2006.9
- 2) 福岡他、「送電用山形鋼鉄塔柱材の補強に関する研究」、日本建築学会大会学術講演梗概集、2003.9
- 3) 日本建築学会、「鋼構造座屈設計指針」、2009
- 4) 日本建築学会、「鋼構造設計規準」、2005

既存建物のタイル仕上げに生じているひずみの 評価方法に関する研究

A Study on the Estimation of Strain on the Tile Finish of Existing Buildings

起橋孝徳* 河野政典*

要旨

一般に、既存建物のタイル仕上げの健全性は、剥離範囲の調査や接着力試験によって評価されている。しかし、調査時に健全と評価された範囲でも新たに剥離を生じる場合がある。このため、既施工タイル仕上げ壁のタイルがどの程度剥離を生じやすくなっているかを評価することを目的に、接着状態にあるタイルに生じているひずみの大きさを測定する方法を提案した。また、提案した試験方法について、屋内の検証実験と屋外環境における現場適用性実験を行い、タイルに生じているひずみを計測することが可能であることを確認した。

キーワード：タイル、既施工、収縮、ひずみ、剥離

1. まえがき

一般に、既存建物のタイル仕上げの健全性は、打音診断や赤外線カメラによる剥離範囲の調査や、接着力試験による強度の大きさを評価されている。これらの調査では、調査時点のタイルの剥離や接着不良の把握が可能である。しかし、このような調査から健全と判定された部位でも、その後の短期間で新たに剥離が生じる場合がある。このため、従来の評価方法では、調査時に接着状態にあるタイルの剥離しやすさを判別することは難しい。

近年の研究では、タイル仕上げの剥離はタイルと下地コンクリートのそれぞれに生じるひずみの差（以下、層間ひずみ差と称する）によって生じると考えられている^{1),2)}。この考え方を参考にすると、対象とするタイルの張付工法で剥離を生じない層間ひずみ差の限界と、タイル仕上げに生じる層間ひずみ差を把握することによって、タイルの剥離危険性が予測可能になると考えられる。しかし、従来のひずみ計測方法では、タイル施工に先立ってひずみゲージを設置してタイル施工時から連続計測を行う必要があり、既存建物の評価に適用することは難しかった。そこで、本研究では、下地に接着しているタイルに生じているひずみの大きさを、タイル施工後の任意の材齢で計測する方法を提案する。

2. タイル仕上げのひずみ推定方法の提案

既施工タイルには、温度変化によるタイル自体の伸

縮に加えて、下地コンクリートとの挙動の違いを相互に拘束することによるひずみが生じている。このうち、層間ひずみ差に由来するタイルひずみは、タイルと下地コンクリートの相互拘束を解放することによって0に復元すると考えられる。そこで、表面のひずみを計測しながらタイルを下地コンクリートから剥ぎ取り、この間のタイルのひずみ変化量で層間ひずみ差によるタイルひずみを推定する方法（以下、タイルひずみ解放試験と称する）を提案する。タイルひずみ解放試験の概要を図-1に、手順を表-1に示す。ここで、既施工タイルの表面にひずみゲージを貼付し、タイルの周辺目地材を除去した際やタイルを強制的に剥ぎ取った際のひずみの変化量

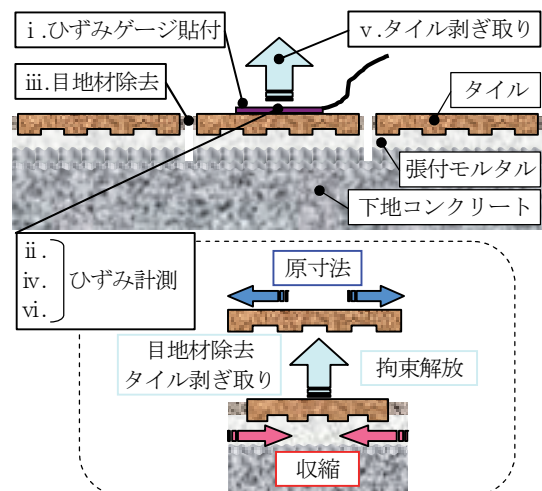


図-1 タイルひずみ解放試験概要

*技術研究所

表-1 タイルひずみ解放試験手順

手順	作業内容
i	タイル表面にひずみゲージを貼付する
ii	ひずみの計測を開始し、基準値を設定する
iii	隣接するタイルとの間の目地材を除去する
iv	基準値からのひずみ変化量を計測する
v	ゲージを張り付けたタイルを強制的に剥離させる
vi	基準値からのひずみ変化量を計測する
vii	各ひずみ変化量の計測値から、タイルに生じていたひずみの大きさを算出する

を計測することによって、調査時に評価対象タイルに生じていたひずみを推定できると仮定した。

3. タイルひずみ解放試験方法の検証

提案したタイルひずみ解放試験の妥当性を確認するため、屋内ひずみ計測実験を行った。また、同試験の現場適用性を検討するため、屋外ひずみ計測実験を行って作業環境による影響を把握するとともに、単体タイル表面におけるひずみの分布状況を調査した。

3.1 ひずみ計測方法の妥当性の確認

環境条件が一定の屋内で、ひずみの大きさが既知の試験体を用いてタイルひずみ解放試験を行い、提案したひずみ計測方法の妥当性を検証した。

a. 実験方法

屋内ひずみ計測実験の手順を図-2に示す。試験方法の妥当性は、タイルひずみ解放試験でタイル剥ぎ取り後に計測したひずみ変化量（以下、タイル剥取時ひずみと称する） ϵ_2 と、準備段階に計測した試験体のひずみ（以下、試験前ひずみと称する） ϵ_0 の比較により検討した。

試験体に使用した材料を表-2に、下地コンクリートの調合を表-3に示す。また、試験体形状および下地処理方法とタイル割付を図-3に示す。試験体は、コンクリート打設時の側面に当たる長辺2面に対して、一面を無処理、その裏面を水圧100MPaの超高压水洗浄処理とした上で、タイル張付用既調合モルタルを使用して両面にタイルを直張りしたものである。

ひずみ計測位置を図-4に示す。試験体のひずみ計測は、全てのタイルについて表面の中央で加力方向にひずみゲージを貼付して行った。

試験は、温度20℃、湿度60%の恒温恒湿屋内で行い、試験前ひずみは、タイル張付けから3.5ヶ月封緘養生した後、クリーブ試験機で軸力比1/3 σ_B の荷重を約1年間継続荷重して生じさせた。

b. 実験結果および考察

タイルひずみ解放試験状況を写真-1に示す。試験の際の破断は、ほぼ張付モルタルのタイル裏足位置で生じた。なお、一部ではモルタルとコンクリートの界面や

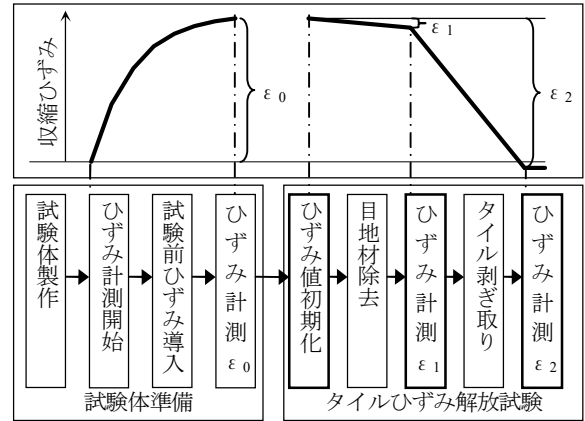


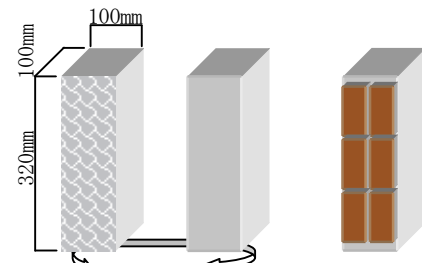
図-2 屋内ひずみ計測実験手順

表-2 使用材料

材料種類	諸元	
コンクリート	セメント	普通ポルトランドセメント、密度：3.16g/cm ³
	細骨材	千葉県富津産山砂、表乾密度：2.60g/cm ³ 、吸水率：1.27%
	粗骨材	桜川産碎石、表乾密度：2.65g/cm ³ 、吸水率：0.62%、実積率：61.5%
タイル仕上	タイル	陶磁器質タイル（JIS A 5209(2008)吸水率による区分I類）、裏足有、45角二丁
	張付材	タイル張付用プレミックスモルタル（モルタルA）
	目地材	タイル化粧目地材

表-3 コンクリート調合（呼び強度：27N/mm²）

水セメント比 W/C	単位量 (kg/m ³)				混和剤 添加率
	W	C	S	G	
60%	175	292	845	962	C×1.0%



下地処理：超高压水洗浄，下地処理なし タイル割付（表裏共）

図-3 試験体形状および下地処理方法とタイル割付

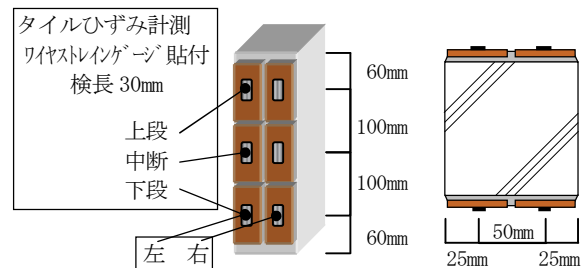


図-4 試験体ひずみ計測位置

コンクリート下地位置にも生じたが、剥ぎ取り後にタイル裏面に残留したモルタルやコンクリート片を除去しても、計測値に大きな変化が見られなかった。このことか

ら、今回の実験における破断位置の違いは、ひずみの計測結果に影響を及ぼしていないものと判断した。

屋内ひずみ計測実験の各段階で得られた値を表-4に示す。表中の空欄は、作業中にタイルが割れて計測不能になった場合である。また、欄を薄墨に塗ったタイルは、準備段階のひずみ計測履歴から剥離が生じていると判断されたものである。このようなタイルは、タイル剥取時ひずみ ϵ_2 が試験前ひずみ ϵ_0 と大きく異なっているため、タイルひずみ解放試験に適さないと判断した。

目地材除去時ひずみ ϵ_1 は、縦目地除去時の変化は小さく、横目地除去時に $40 \sim 220 \mu$ の伸びが計測された。

タイル剥取時ひずみ ϵ_2 に占める目地材除去時ひずみ ϵ_1 の割合の平均値は、中段のタイルで 23%、上下段の端部タイルでは 14%であった。中段タイルのひずみが相対的に大きいのは、上下段のタイルから目地材を介して拘束を受けているためと考えられる。

タイル剥取時ひずみ ϵ_2 と試験前ひずみ ϵ_0 の絶対値の差は、試験前に剥離していたタイルを除くと平均で約 5%、変動係数は 0.08 程度であった。ここで、タイルひずみ解放試験によるひずみは、载荷によって与えられたひずみより平均で 31μ 大きくなった。これは、試験前ひずみの計測開始よりも前に乾燥収縮などによって生じていたひずみが、タイルひずみ解放試験で計測されたためと考えられる。

試験前ひずみ ϵ_0 と、タイルひずみ解放試験によって得られたひずみ計測値 ϵ_2 の関係を図-5に示す。剥離を生じていたタイルを除いた両者の関係は、下地処理方法による差は見られず、相関係数は $r=0.88$ で高い相関関係を示した。

以上のことから、提案したタイルひずみ解放試験方法によって、既存タイルに生じているひずみを推定することが可能であることを確認した。



写真-1 屋内ひずみ計測実験状況

3.2 試験環境と張付材料による影響の確認

a. 実験方法

タイル仕上げ面のひずみは、直射日光の影響によって試験結果が大きく異なることが予測される。そこで、試験環境による影響を把握するため、対象部分が日照環境下にある場合と日陰環境下にある場合について、タイルひずみ解放試験を行った。

試験は、つくば市内のコンクリート構造物（平成 18 年 7 月打設、コンクリート調合：Fc27-18-20）の東面壁

表-4 屋内実験におけるタイルひずみ計測値

		試験前ひずみ ϵ_0			目地材除去時ひずみ ϵ_1			タイル剥取時ひずみ ϵ_2		
		上段	中段	下段	上段	中段	下段	上段	中段	下段
		下地処理無し	No.1	左 -485	中 -608	下 -523	上 53	中 129	下 95	上 491
	1	右 -408	中 -486	下 -424	上 46	中 91	下 72	上 470	中 581	下 444
	No.2	左 -550	中 -698	下 -679	上 62	中 191	下 100	上 581	中 742	下 -
	2	右 -570	中 -688	下 -695	上 85	中 113	下 70	上 531	中 719	下 679
	No.3	左 -577	中 -754	下 144	上 85	中 763	下 196	上 609	中 762	下 120
	3	右 -513	中 -629	下 -564	上 39	中 106	下 80	上 454	中 -	下 558
超高圧水洗浄	No.1	左 -513	中 -625	下 -535	上 90	中 157	下 80	上 591	中 669	下 594
	1	右 -580	中 -692	下 -733	上 83	中 133	下 78	上 596	中 709	下 735
	No.2	左 -448	中 -479	下 -454	上 88	中 157	下 91	上 557	中 -	下 577
	2	右 -417	中 -491	下 -363	上 85	中 162	下 97	上 376	中 -	下 -
	No.3	左 -521	中 -480	下 -332	上 99	中 171	下 62	上 567	中 603	下 392
	3	右 -536	中 -604	下 -511	上 116	中 223	下 115	上 512	中 617	下 -

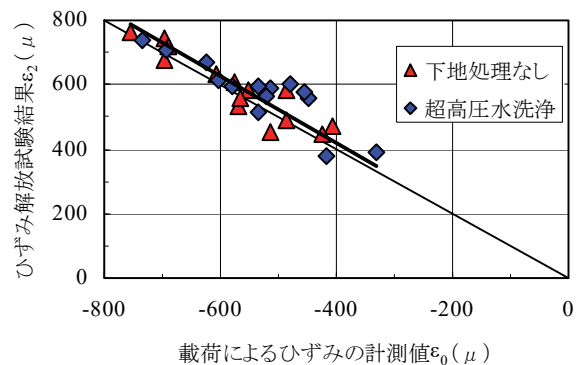


図-5 タイルひずみ解放試験前後のひずみの関係

表-5 使用タイル張付材料

張付材料	概要
モルタル A	既調合モルタル、ヤング係数 21.1kN/mm ²
モルタル B	既調合モルタル、ヤング係数 17.6kN/mm ²
モルタル C	既調合モルタル、ヤング係数 7.5kN/mm ²
弾性接着剤	変成シリコーン樹脂系、一液型

表-6 屋外壁試験体タイル張付方法

下地処理方法	無処理		超高圧水洗浄			
	なし(直張り)		2mm	5mm	10mm	
下地モルタル厚さ						
張付材料	モルタル A	①	⑤	-	-	-
	モルタル B	②	⑥	⑨	⑩	⑪
	モルタル C	③	⑦	-	-	-
	弾性接着剤	④	⑧	-	-	-

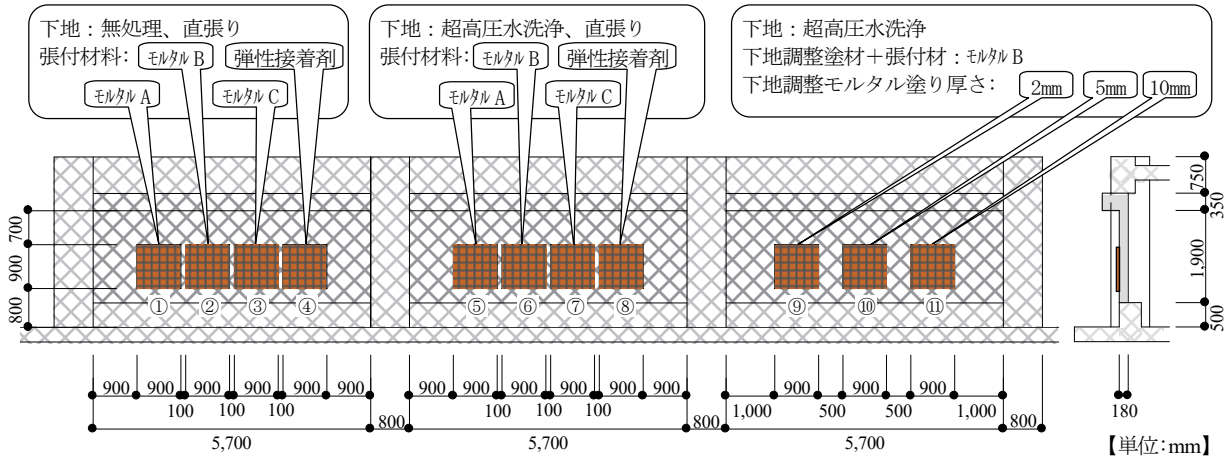


図-6 屋外模擬壁（東面）試験体タイル張り張付状況

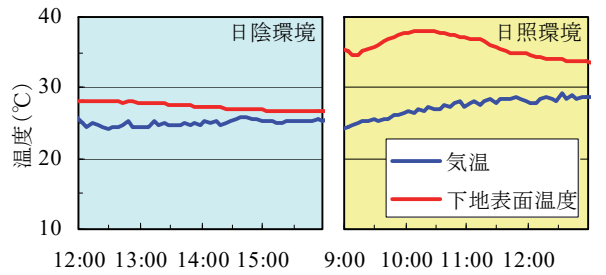
に張り付けたタイル（平成20年7月施工）を対象として行った。タイル張付材料と方法を表-5と表-6に、試験体の全体概要を図-6に示す。下地調整モルタルにはモルタルBを使用し、タイルと目地材は表-2に示す屋内実験同様とした。タイルの張り付け方向は一般的な施工を参考にして横長とした。ひずみの計測方向はタイルの長辺方向とし、タイル施工から2年経過以降の平成22年9月に、タイル表面の中央部に検長10mmのひずみゲージを貼付した。実験水準である日照環境と日陰環境は、試験体のタイル面が東に向いていることから、各試験の実施時間を晴天の日の午前と午後によって設定した。

b. 実験結果および試験方法に関する考察

タイルひずみ解放試験中の気温と下地コンクリート面の温度履歴を図-7に示す。同じ時間帯の温度履歴が異なっているのは試験日が異なるためである。日照環境下では、外気温に比べて下地表面温度が高い。これは、日射によって温められたタイル表面から伝導する熱によるものであるため、タイル表面温度と気温との差はこれよりも大きいと考えられる。一方、日陰環境下では下地表面温度と気温の差は漸減しており、タイル表面温度と気温の差はこれよりも小さいと考えられる。

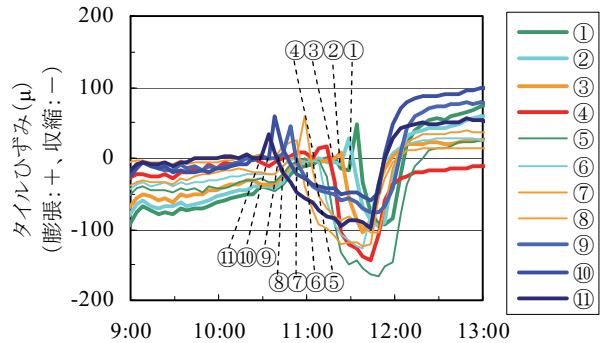
日照環境下にあるタイルの剥ぎ取り作業に伴う表面ひずみの推移を図-8に示す。ひずみは、各タイルの目地材除去作業直前の値を0とし、タイルの剥ぎ取り作業時点を図中に凡例と同じ丸付き数字で示した。いずれのタイルでもひずみは剥ぎ取った直後から大きく変動し、剥ぎ取り前後のひずみ差として安定した値を読み取ることが困難であった。これは、日射によって外気温よりも温められていたタイルが、剥ぎ取り作業によって壁面から離れて薄片となるとともに、日射が遮られることによって急激に温度が低下したためと考えられる。

日陰環境下にあるタイルの剥ぎ取り作業に伴う表面ひずみの推移を図-9に示す。日陰環境下で試験を行った際のひずみは、タイル剥ぎ取り作業後も安定していた。



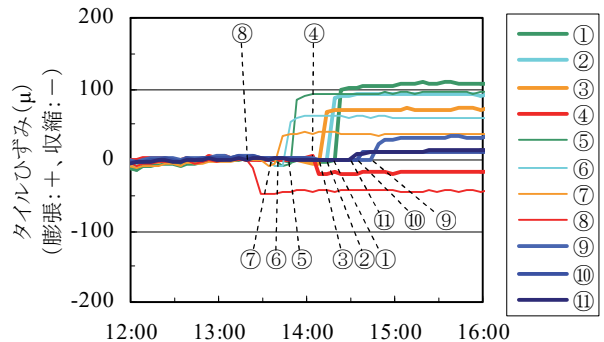
時刻(左:平成22年9月17日、右:平成22年9月18日、h:m)

図-7 タイルひずみ解放試験時の温度変化



時刻(平成22年9月18日、h:m)

図-8 日照環境のタイル剥ぎ取りに伴うひずみ変化



時刻(平成22年9月17日、h:m)

図-9 日陰環境のタイル剥ぎ取りに伴うひずみ変化

これは、タイルと外気温の温度差が小さく、試験中に急激な温度変化が生じなかったためと考えられる。このこ

とから、タイルひずみ解放試験を精度良く実施するためには、試験対象の温度変化が小さい日陰環境下で行う必要があることが分かった。

c. タイル仕上げの張付材料に関する考察

日陰環境下のタイルひずみ解放試験によって得られた結果に基づいて、タイルひずみと張付材料の関係について考察する。

タイルひずみ解放試験時の、タイル表面のひずみ変化量を図-10に示す。目地材の除去に伴ってタイルは僅かながら収縮する傾向にあった。このことから、タイルには目地部分の張付モルタルや目地材の乾燥収縮による引張力も加わっていたと考えられる。また、タイル剥取時ひずみは、大きなものでも100μ程度と屋内実験に比べて小さな値であった。これは、タイルの施工時期が壁コンクリート打設のほぼ2年経過後であり、それ以降に生じたコンクリートの乾燥収縮が小さいためと考えられる。また、タイルの施工とタイルひずみ解放試験を行った時期がいずれも夏期で、この間の温度差が小さいため、タイルとコンクリートの熱膨張率の違いによるひずみ差も小さいことが挙げられる。

張付材料の種類について比較すると、モルタル系の張付材料を使用したタイル(①~③、⑤~⑦、⑨~⑪)は、剥ぎ取りの際には一様に膨張ひずみを示した。これは、下地コンクリートの乾燥収縮などによってタイルに与えられていた圧縮力が、タイルの剥ぎ取りによって解放されたためと考えられる。これに反して、弾性接着剤を使用したタイル(④、⑧)では、剥ぎ取りの際のタイルひずみは収縮する挙動を示した。これは、弾性接着剤で張り付けられたタイルでは、モルタル系張付材料を使用した場合とは逆に、タイルの表面に引張力が与えられていたことを示している。しかし、そのメカニズムは明らかでないため、弾性接着剤を使用したタイル仕上げ面では、タイルひずみ解放試験によるひずみ差の推定は難しいと考えられる。

材料メーカー試験による張付モルタルのヤング係数と、タイル剥取時ひずみの関係を図-11に示す。下地コンクリートから剥ぎ取った際に生じたタイルのひずみ変化量は、張付モルタルのヤング係数が高いほど大きくなる傾向にあった。これは、張付モルタルの剛性が高いほど、ひずみ伝達率が高くなることを示していると考えられる。なお、下地処理無しと超高压水洗浄でタイル剥取時ひずみは若干異なったが、これは模擬壁の形状によってコンクリート下地に生じたひずみの大きさが異なっていたためと考えられる。

下地調整塗りモルタルと張付モルタルを合わせたモルタル層の、コンクリート表面からタイル裏足凸部までの厚さと、タイル剥取時ひずみの関係を図-12に示す。タイル剥取時ひずみは、モルタル層の厚さにほぼ反比例する傾向が見られた。このことから、本試験で計測する

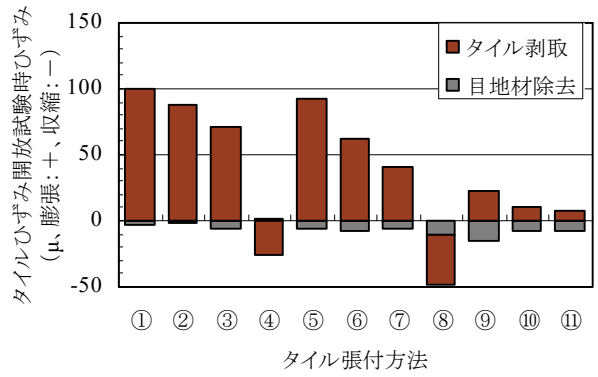


図-10 タイルひずみ解放試験のひずみ変化

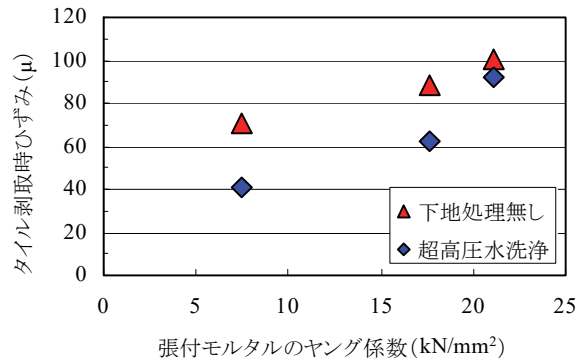


図-11 タイルひずみと張付材ヤング係数との関係

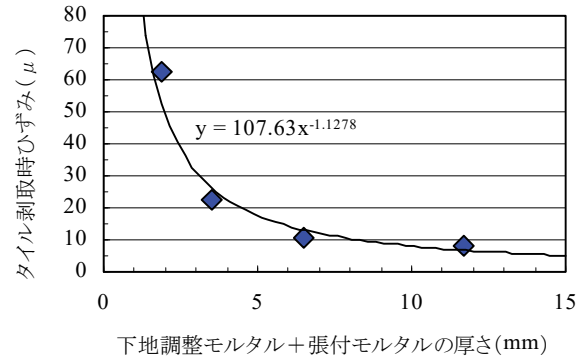


図-12 モルタル層厚さとタイルひずみの関係

タイル剥取時ひずみは、主にタイルと下地コンクリートとの層間ひずみ差によって生じたものであり、モルタル層の熱伸縮や乾燥収縮などの挙動によるタイルひずみへの影響は小さいと考えられる。

3.3 タイル面内のひずみ分布状況の把握

a. 実験方法

前節では、タイル表面中央での長辺方向のひずみを対象としてきたが、実際のタイル仕上げ面では屋内実験と異なり、下地の収縮は二次的に発生する。そこで、タイル面内のひずみの大きさの分布を明らかにするため、一枚のタイルに複数のひずみゲージを貼付してひずみ計測を行った。

試験は、前節と同じ試験体の中で最も多く使用されている張付材料であるとともに、タイル剥取時ひずみが最も大きかった①を対象として行った。タイルの形状と

ひずみゲージの貼付位置を図-13 に示す。鉛直と水平の各方向ひずみは別個のタイルを用いて計測した。タイル内部のひずみは上下と左右では対称形に生じていると仮定し、一枚のタイルの 1/4 の範囲で中央から隅角部までの間にひずみゲージを 6 枚貼付した。ひずみゲージは、検長 5mm、線膨張係数 $11.8 \mu\text{fC}$ のものを平成 23 年 2 月にタイル表面に貼付し、計測結果に温度補正を行った。

b. 実験結果および考察

計測結果を表-7 に示す。水平方向ひずみの横中央／縦端部位置は、タイル剥離の際にゲージが欠損したためタイル剥取時ひずみは計測できなかった。

タイル剥取時ひずみのタイル表面上の分布を図-14 に示す。タイル剥ぎ取りに伴うタイルの膨張は、水平方向の値が鉛直方向よりも大きくなった。これは、タイル端部から遠いほど下地の拘束による圧縮力が蓄積されているためと考えられる。ひずみは、同一軸線上ではいずれの方向においても端部よりも中央の方が大きくなる傾向を示した。一方、鉛直方向のひずみに着目すると、軸線の位置がタイル中央に近いものほどひずみは小さくなった。これは、計測方向のひずみと直交方向のひずみによるポアソン変形が相殺するためと考えられる。この結果から、鉛直・水平方向でタイルひずみの最大値を得るためには、タイルの長辺方向を対象とし、長辺方向の中央、かつ、短辺方向の端部の位置で計測する必要があると考えられる。

以上のことから、タイルに生じるひずみは部位によって異なり、その最大値を得るためには計測位置と方向に留意する必要があることが分かった。

4. まとめ

既存タイルのひずみを測定して、タイルの健全性を評価するために、タイルひずみ解放試験を提案した。提案した試験方法については、屋内実験と屋外実験による検討から、ひずみの評価方法の妥当性が確認できた。また、実験から以下の留意点が得られ、これらによって試験精度を高められることが分かった。

- i. 計測するタイルは、モルタル系張付材料を用いて下地に接着している状態のものを対象とする
- ii. 安定した計測値を得るため、試験は直射日光による影響が無い環境で行う必要がある
- iii. タイルに生じる最大ひずみを把握するためには、タイルの長辺方向について計測し、ひずみの計測位置をタイル長さの中央とする必要がある
- iv. 計測方向に直交する方向のひずみ成分による影響を小さくするためには、ひずみの計測軸線をタイルの周辺部に採ることが望ましい

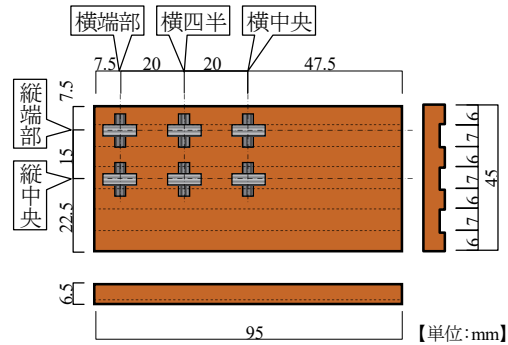


図-13 タイル形状・ひずみゲージ貼付位置

表-7 タイル表面ひずみ分布計測結果

		計測位置	横端部	横四半	横中央
目地材除去時ひずみ ϵ_1	水平方向	縦端部	-16	-14	-7
		縦中央	-2	-3	0
	鉛直方向	縦端部	-27	-19	-25
		縦中央	-33	-22	-22
タイル剥取時ひずみ ϵ_2	水平方向	縦端部	-11	103	—
		縦中央	28	101	101
	鉛直方向	縦端部	61	7	-11
		縦中央	61	45	24

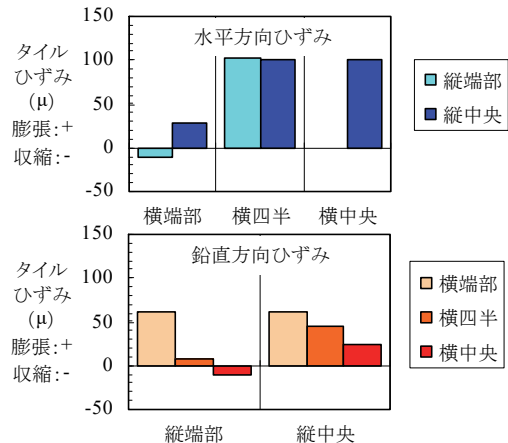


図-14 タイル剥取時ひずみの表面分布

5. あとがき

本研究により、提案した方法によって既施工タイルに生じているひずみを計測することができるようになった。さらに、当該試験方法で得られた値を、別途試験で把握したタイルに剥離を生じるひずみの大きさと比較することによって、タイルの剥離予測に役立つ資料が得られると考えられる。

【参考文献】

- 1) 例えば、名知博司、小野 正、「外装タイル張り仕上げのひずみ追従性設計法の提案」、日本建築学会構造系論文集、第 615 号、pp31-37、2007.5
- 2) 起橋孝徳、樹田佳寛、河野政典、「タイル張り仕上げの剥離防止性能評価に関する研究」、日本建築学会構造系論文集、第 668 号、pp1781-1786、2011.10

地すべり対策工事へのCSG工法の適用

Application of CSG Method to Landslide Prevention Work

廣中哲也* 石井敏之* 谷口知哉** 吉田和陸**

要旨

大滝ダム迫地区の貯水池斜面の安全性を確保するために、地すべり対策工事として、CSG工法（Cemented Sand and Gravel Method）を用いた押え盛土の抑制工を実施した。CSG工法は、施工現場近傍で容易に入手できる河床砂礫や掘削ズリ等を骨材に使用するため環境負荷が小さく、セメント改良土に比べて強度が高く、安定していることから今後、押え盛土等への普及が期待されている。本報告では、迫地区地すべり対策の押え盛土に使用したCSGの配合、混合装置、施工管理および品質管理について述べる。

キーワード：地すべり対策工事、CSG工法、混合装置、品質管理

1. まえがき

奈良県吉野郡川上村の一級水系紀の川上流部に位置する大滝ダムの試験湛水により平成15年5月初旬に白屋地区に地すべりが発生した。地すべりを防止するため、セメント改良土に比べて強度が高いCSG工法を使った押え盛土工事が平成17年4月に初めて適用された¹⁾。その後、白屋地区以外の貯水池斜面についても、専門家による現地調査や委員会での検討が実施され、新たに大滝地区の前面すべりおよび迫地区の下部すべりの発生が懸念されたため、2件の地すべり対策工事を実施することになった(写真-1参照)。

本報告では、迫地区地すべり対策工事の押え盛土工に平成22年2月から平成23年1月に提案技術として採用されたCSG工法の配合、平成16年に開発し改良を加えた混合装置の適用および施工・品質管理について述べる。なお、CSG工法の適用に際しては、財団法人ダム技術センターの技術指導を受けた。

強度範囲を示す。CSGは、CSG材の粒度および含水量の変動を考慮した2本の単位水量-強度曲線に囲まれた範囲（以後、ひし形と称す）の最も低い値をCSG強度とし、これ以上の値が確保できるように管理する。なお、強度の最大値をピーク強度、応力-ひずみ曲線が直線関係（弾性領域）にある範囲の最大値をCSG強度としている²⁾。

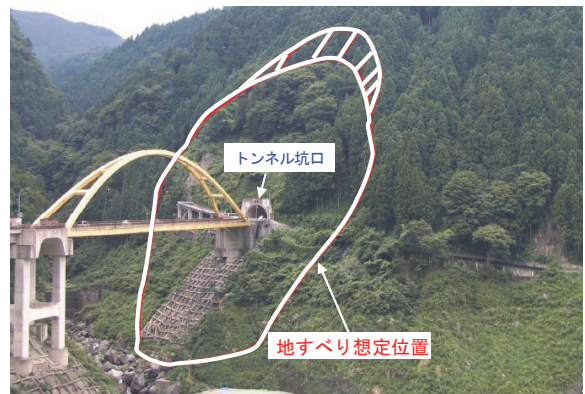


写真-1 大滝ダム迫地区の地すべり想定場所

2. CSG工法および地すべり対策工事の概要

2.1 CSG工法の概要

CSG工法は、河床砂礫や掘削ズリなどの施工現場近傍で容易に入手できる岩石質材料（以後、母材と称す）の粒径80mm以上を取り除いた骨材（以後、CSG材と称す）に、セメント、水を添加し、簡易な混合装置により連続製造した材料（以後、CSGと称す）を運搬、ブルドーザで敷均し、振動ローラで転圧して構造物を築造するものである。

図-1に粒度幅と単位水量管理範囲から求まるCSGの

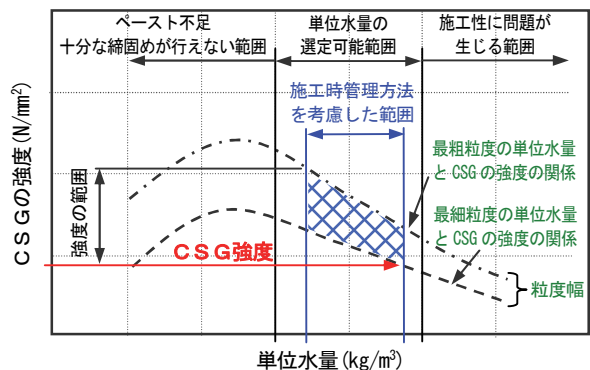


図-1 粒度幅と単位水量範囲から求まるCSGの強度範囲

*技術研究所 **西日本支社土木第3部

2.2 地すべり対策工事の概要

表-1に迫地区地すべり対策工事の概要、写真-2に施工場所を示す。大滝ダム迫地区のトンネル坑口の上部斜面を頭部として河床まで達する想定規模30万³の地すべりの安全性を確保するために(写真-1参照)、地すべり対策工を実施するものである。地すべり対策工は、CSG工法を用いた押え盛土による抑制工とし、補助工法としてアンカーによる抑止工を組み合わせている。なお、地すべりの対策工法は、抑制工と抑止工に区分され、抑制工は、横ボーリング工、集水井工、排水トンネル工、排土工、押え盛土工等により地すべり地の地形、地下水状態等を変えることで地すべりの滑動力を緩和させる工法である。また、抑止工は、杭、シャフトまたはアンカーの構造物自体の持つ抵抗力を利用して地すべりの滑動力を停止させる工法である。

表-2にCSGによる押え盛土の設計強度とCSG材の関係、図-2に押え盛土の施工断面と設計強度を示す。本工事に使用したCSG材は、現地発生材と購入材の5種類、CSGの設計強度は2.5N/mm²、2.9N/mm²、3.6N/mm²の3種類である。なお、設計強度3.6N/mm²の強度管理データから、CSG強度とピーク強度の関係に高い相関が得られたため、応力-ひずみ曲線の測定作業の省力化を目的に、施工途中に設計強度をCSG強度からピーク強度に変更した。

3. CSGの配合

3.1 CSGに使用したCSG材

CSGに使用したCSG材は、市中の採石場でジョークラッシャーにより粒径80mm以下に破碎した砕石(以後、購入材と称す)、川迫ダム堆積材を80mm以下にふるい分けしたもの(以後、川迫材Iと称す)、川迫ダム堆積材をジョークラッシャーにより粒径80mm以下に破碎したもの(以後、川迫材IIと称す)、九尾ダム堆積材をジョークラッシャーにより粒径80mm以下に破碎したもの(以後、九尾材と称す)および大滝地区地すべり対策工事で発生した浚渫材(以後、浚渫材と称す)の5種類とした。

表-3にCSG材の物性値、図-3~図-8にCSG材の粒度分布の範囲を示す。物性値試験および粒度試験に使用した試料は、現場仮置場内の全域から採取し、細粒側および粗粒側の粒度を確認の後、各CSG材の最細粒度、最粗粒度および平均粒度の管理範囲を設定した。浚渫材は、他のCSG材に比べて、粒径5mm以下の密度が小さく、吸水率が大きく、粒度の変動幅も大きいことが分かる。また、80mm以下にふるい分けした川迫材Iをジョークラッシャーで破碎することで、細粒分の割合が増加すると同時に粒度の変動幅も小さくなり、同じく破碎した九尾材の粒度と同様の分布を示すことを確認した。そこで、川迫材IIと九尾材に共通の粒度管理範囲の設定が可能と考

えて、最細粒側の管理範囲に九尾材の値、最粗粒側の管理範囲に川迫材IIの値を採用した。

表-1 迫地区地すべり対策工事の概要

工事名称	迫地区地すべり対策工事		
発注者	近畿地方整備局		
工期	平成20年8月~平成23年2月		
施工場所	奈良県吉野郡川上村迫地先		
工事内容	土工	掘削工	15,550m ³
	抑制工	CSG押え盛土工	116,000m ³
	抑止工	アンカー工	123本
	法面工	吹付け法枠	1,914m ²
	法面工	繊維混合吹付け	1,429m ²
流路工	現場打ち	104m	



写真-2 施工場所

表-2 押え盛土の設計強度とCSG材の関係

ひし形No.	設計強度(N/mm ²)	CSG強度とピーク強度は高い相関を示すことから、応力-ひずみ曲線の測定作業の省力化を目的に、設計強度をCSG強度からピーク強度に変更した	標高(m)	CSG材種類
1	3.6(CSG強度)		265-285	購入材
2				購入材
3	2.9(ピーク強度)		285-295	川迫材I
4*1)				川迫材II
5	2.5(ピーク強度)	295-304.9	浚渫材	
6			購入材	

*1)同様の粒度分布を示すことから同一のひし形とした

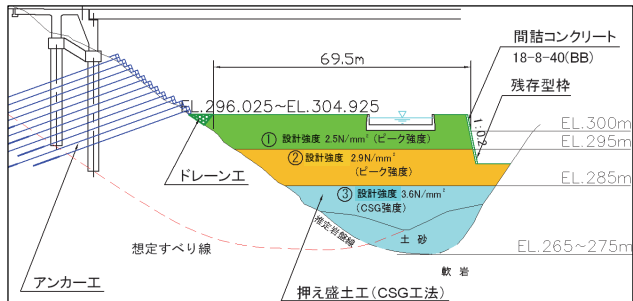


図-2 施工断面と設計強度

表-3 CSG材の物性値

種類	粒径(mm)	表乾密度(g/cm ³)	絶対乾密度(g/cm ³)	吸水率(%)
購入材	80-40	2.69	2.67	0.73
	40-20	2.66	2.64	0.88
	20-10	2.64	2.60	1.63
	10-5	2.61	2.56	1.81
	5-0	2.53	2.47	2.47
川迫材I	80-40	2.66	2.64	0.78
	40-20	2.63	2.60	1.46
	20-10	2.62	2.57	1.89
	10-5	2.61	2.56	2.23
	5-0	2.55	2.45	4.13
川迫材II	80-40	2.66	2.64	0.81
	40-20	2.63	2.60	1.44
	20-10	2.61	2.57	1.91
	10-5	2.61	2.55	2.20
	5-0	2.53	2.43	4.04
九尾材	80-40	2.66	2.64	0.80
	40-20	2.64	2.61	1.20
	20-10	2.62	2.58	1.59
	10-5	2.62	2.58	1.81
	5-0	2.53	2.45	3.16
浚渫材	80-40	2.69	2.67	0.89
	40-20	2.66	2.62	1.50
	20-10	2.65	2.60	2.03
	10-5	2.64	2.58	2.45
	5-0	2.46	2.32	6.09

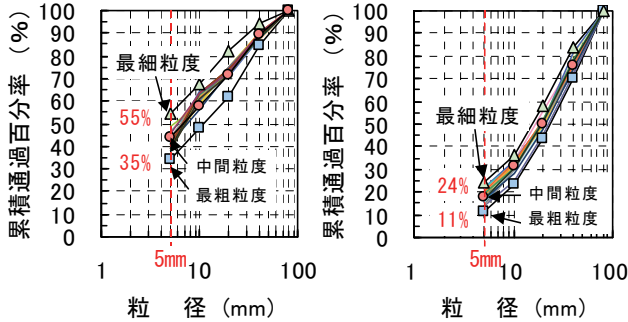


図-3 購入材の粒度

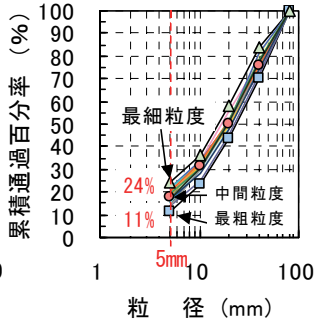


図-4 川迫材 I の粒度

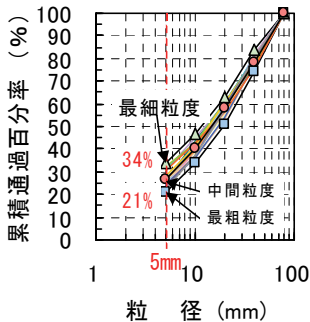


図-5 川迫材 II の粒度

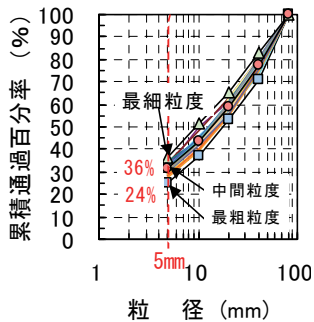


図-6 九尾材の粒度

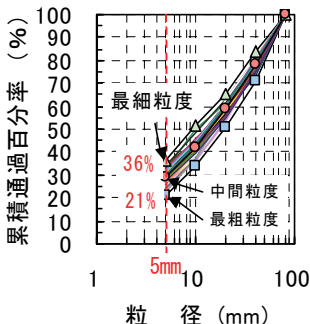


図-7 川迫材 II と九尾材の粒度

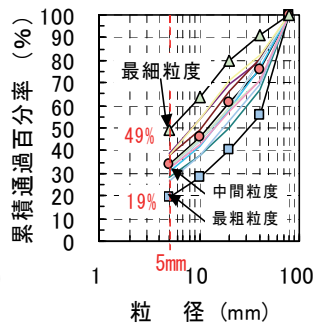


図-8 浚渫材の粒度

3.2 室内試験および試験施工

a. ひし形作成の流れ

図-9 にひし形作成フローを示す。室内試験では、容量120ℓの傾胴式ミキサを用いてCSGを混合する。室内標準供試体試験では、粒径40mmでふるったCSGと直径150mm×高さ300mmの供試体を用いて、混合および締固め状況を目視確認すると共に、CSG材の粒度、単位セメント量、CSGの強度と単位水量の範囲を把握する。

室内大型供試体試験では、最大粒径80mmのCSG、直径300mm×高さ600mmの供試体および室内標準供試体試験で設定した単位水量の範囲を用いて、CSG材の粒度と単位水量別の締固め機（以後、電動ハンマと称す）の締固め時間をパラメータとしたCSGの強度および密度の関係を作成する。この結果から小型傾胴式ミキサでの電動ハンマによる大型供試体の締固め時間毎の単位水量とCSGの強度の範囲（以後、ひし形と称す）を作成する。

実機の混合装置および締固め機械を用いた試験施工では、敷均しおよび締固め試験を実施し、実機締固め機械の転圧回数とCSGの沈下量および密度の関係を把握する。次に、電動ハンマによる大型供試体の締固め時間および実機の締固め機械による転圧回数とCSGの密度の関係から転圧回数に相当する締固め時間を把握する。ここで、大型供試体試験で得られた締固め時間に相当するひし形（単位水量とCSGの強度の範囲）を選定すれば、転圧回数に対応したCSGの強度の品質管理に必要なひし形となる。最後に、ひし形のCSGの強度を小型傾胴式ミキサによる大型供試体の値から実機混合装置の値とするために、実機混合装置の性能確認試験を実施する。小型傾胴式ミキサの大型供試体に対する実機混合装置の強度比によりひし形のCSGの強度を補正することで、実機混合装置と実機締固め機械の転圧回数に対応したひし形を決定する。本工事に使用するCSGは、表-2に示すように各強度区分の施工時期と設計数量、各発生材の搬入時期、打設数量、粒度分布および工期等を考慮して、6つのひし形を作成して品質管理を行った。ここでは、購入材を使用した設計強度3.6N/mm²の室内試験と試験施工による「ひし形」の設定について示す。

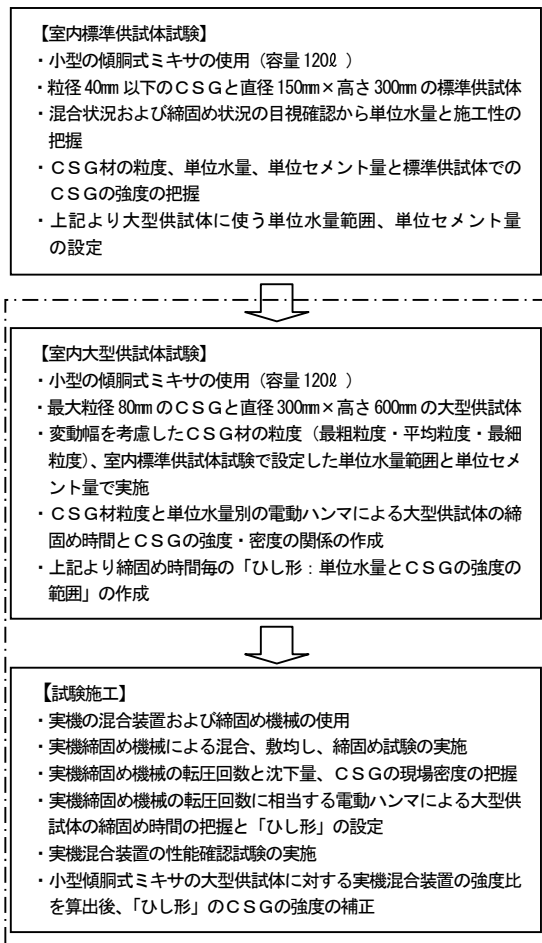


図-9 ひし形作成フロー

b. 室内試験

(a) 室内標準供試体試験

図-3に購入材の粒度範囲、表-4に室内標準および大型供試体の試験ケースを示す。CSG材は、粒度の変動幅を把握するために、仮置場内の全域から採取した試料(25m²に1箇所の30試料)による粒度試験を実施した。粒径5mmの通過百分率が細粒側で50%、粗粒側で40%であることを確認後、財団法人ダム技術センター発行の「台形CSGダム 施工・品質管理技術資料」²⁾(以後、技術資料と称す)を参考に粒度の管理範囲を粒径5mmの通過百分率で最粗粒側に-5%、最細粒側に+5%した最粗粒側35%から最細粒側55%に設定した。試験に用いたCSG材は、最粗粒度、平均粒度、最細粒度の3種類とし、粒度別に分級したものを3種類の粒度に再混合して使用した。単位セメント量を100kg/m³、単位水量は、CSG材の自然含水量と施工上の限界を考慮して、下限値を75kg/m³に設定し、15kg/m³間隔で135kg/m³までの5段階に変化させた。混合には、容量120ℓの傾胴式ミキサーを使用し、CSG材とセメントを投入して60秒間空練りした後、水を加えて120秒間混合した。粒径40mmでふるったCSGを用いて直径150mm×高さ300mmの標準供試体を作製し、脱型後は所定の材齢まで20℃の養生室にて封かん養生した。

図-10に標準供試体の単位水量とCSG強度を示す。CSG強度は、単位水量90kg/m³以上で目標値3.6N/mm²を満足した。フレッシュ性状は、単位水量90kg/m³で水量不足による供試体への充填不良が見られた。

(b) 室内大型供試体試験

室内標準供試体試験の結果から単位水量の範囲を105~135kg/m³、CSG材には室内標準供試体試験と同様の方法で再混合、調整したものを使用した。締固めに質量35kg、打撃数1,100回/分の電動ハンマを使用し、締固め時間を30秒、45秒、60秒の3段階として、最大寸法80mmのCSGを用いた直径300mm×高さ600mmの大型供試体を作製した。図-11~図-13に締固め時間30~60秒の大型供試体のひし形を示す。設定した最粗粒度から最細粒度の範囲と各締固め時間において、単位セメント量100kg/m³、単位水量105~135kg/m³で設計強度を満足することを確認した。

3.3 試験施工

表-5に主要機械と締固め方法を示す。試験施工では、購入材、単位セメント量100kg/m³および単位水量120kg/m³を用いて、実機によるCSGの混合、敷均しおよび転圧を実施し、締固め機械の転圧回数毎の沈下量と現場密度を測定した。現場密度は、地盤工学会基準の「JGS 1611-2003 突き砂法による土の密度試験方法」および「JSG 1614-2003 RI計器による土の密度試験方法」に準拠して測定した。締固め方法は、ブルドーザ(8t級)により1回当たり厚さ25cmのCSGを3回敷均して、

表-4 室内標準および大型供試体の試験ケース

区分	要因	水準
標準供試体試験	粒度	最細粒、平均、最粗粒
	単位セメント量(kg/m ³)	100
	単位水量(kg/m ³)	75、90、105、120、135
大型供試体試験	粒度	最細粒、平均、最粗粒
	単位セメント量(kg/m ³)	100
	単位水量(kg/m ³)	105、120、135
	締固め時間(秒)	30、45、60

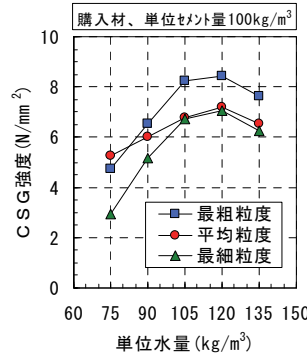


図-10 標準供試体の単位水量とCSG強度

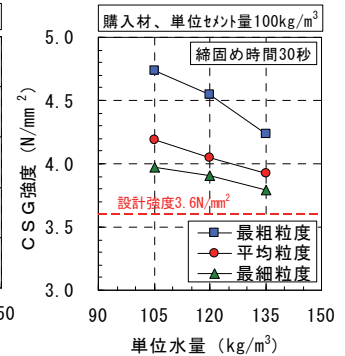


図-11 大型供試体のひし形(締固め時間30秒)

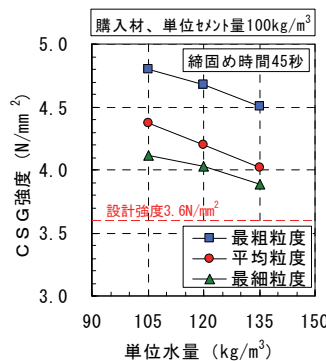


図-12 大型供試体のひし形(締固め時間45秒)

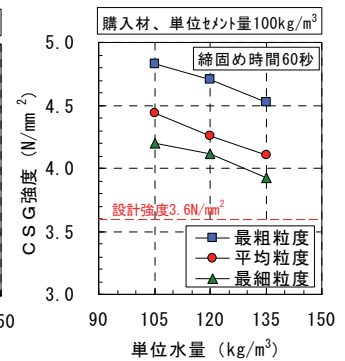


図-13 大型供試体のひし形(締固め時間60秒)

表-5 主要機械と締固め方法

項目	仕様・方法	
使用機械	混合	CSG混合装置(120m ³ /hour)
	敷均し	ブルドーザ(8t級)
	転圧(一般部)	振動ローラ(11t級)
	転圧(着岩部)	振動タンバ(60kg)
締固め方法	1回当たり厚さ25cmのCSGを3回敷均して転圧層75cmとし、無振動2回の転圧後、有振動で転圧した	

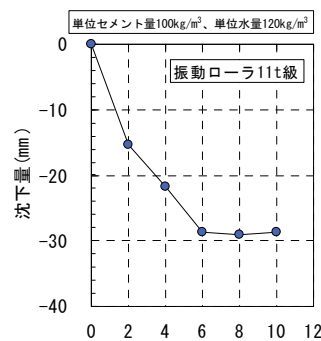


図-14 転圧回数と沈下量

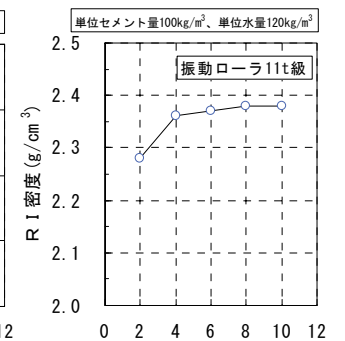


図-15 転圧回数とRI密度

転圧層の厚さを75cmとした。振動ローラ（11t級）により無振動で2回転圧した後には有振動で10回まで転圧した。

図-14に転圧回数と沈下量の関係、図-15にR I計器で測定したCSGの現場密度（以後、R I密度と称す）と転圧回数との関係を示す。今回の使用材料、使用機械および締固め方法では、無振動2回+有振動6回の振動ローラ（11t級）による転圧で沈下量およびR I密度が収束する傾向を示した。試験施工の結果から設計強度3.6N/mm²に購入材を使用する場合の振動ローラ（11t級）の転圧回数に無振動2回+有振動6回を採用した。

図-16に試験施工に使用した同一のCSGを用いた大型供試体の締固め時間と密度の関係を示す。突き砂法で測定したCSGの現場密度は2.28g/cm³となり、実機締固め機械の転圧回数（11t級振動ローラの転圧回数で無振動2回+有振動6回）に相当する電動ハンマによる大型供試体の締固め時間を40秒と判断した。技術資料に準拠して、事前に実施した室内試験での小型傾胴式ミキサを用いた大型供試体の締固め時間30秒（図-11）と45秒（図-12）のひし形から内挿することで締固め時間40秒の大型供試体の「ひし形」を算定した（図-17参照）。

表-6に試験施工に使用した同一のCSG材を用いて小型傾胴式ミキサと実機混合装置で混合した大型供試体のCSG強度の試験結果を示す。小型傾胴式ミキサで混合した大型供試体のCSG強度に対する実機混合装置の強度比は0.85と1.0より小さくなった。そこで、図-17を小型傾胴式ミキサに対する実機混合装置の強度比0.85で補正して、実機混合装置に相当する大型供試体の締固め時間40秒のひし形を算定した（図-18参照）。補正後のCSG強度は、設計強度3.6N/mm²を下回ったため、単位セメント量を100kg/m³から110kg/m³に増加させた。

図-19に単位セメント量110kg/m³の実機混合装置に相当する大型供試体の締固め時間40秒のひし形を示す。単位セメント量を110kg/m³に増加させたCSG強度は、設計強度をすべて満足しており、図-19を設計強度3.6N/mm²で購入材を使用した場合の実機混合装置に相当する大型供試体の締固め時間40秒のひし形に決定し、CSGの強度管理に使用した。同様の方法で設計強度とCSG材の種類を考慮して決定した施工仕様を表-7、ひし形一覧を表-8に示す。

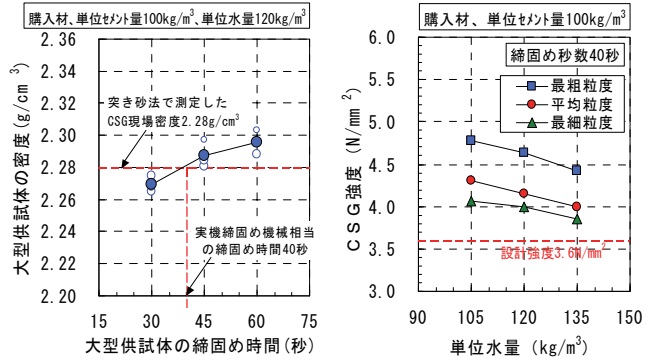


図-16 締固め時間と密度 図-17 締固め時間40秒のひし形

表-6 傾胴式ミキサと実機での大型供試体のCSG強度

条件	単位水量 (kg/m ³)	CSG強度		強度比 (②/①)
		①傾胴式ミキサ	②実機混合装置	
購入材 単位セメント量 100kg/m ³	105	4.15	3.39	0.85
	120	4.31	3.89	
	135	4.42	3.70	

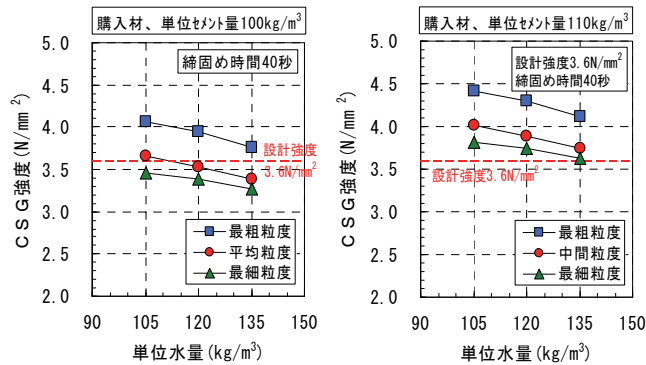


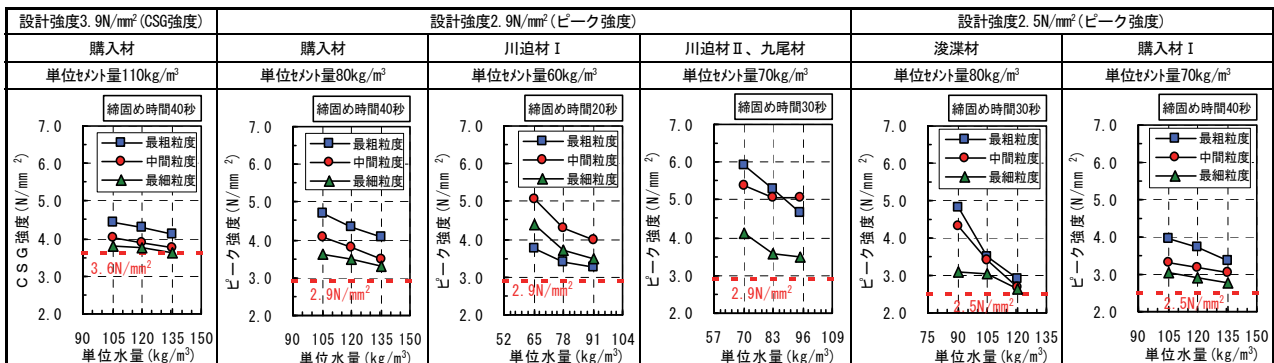
図-18 補正後のひし形 図-19 実機相当のひし形

表-7 主な施工仕様と大型供試体の締固め時間

設計強度 ^{*1)} (N/mm ²)	CSG材名	単位 セメント量 (kg/m ³)	施工仕様		大型供試体の 締固め時間 (秒)
			敷均し 8t級ブルターザ	転圧 11t級振動ローラ	
3.6 CSG強度	購入材	110	1回25cmのCSGを3回敷均し (転圧層の厚さ75cm)	無振動2回 + 有振動6回	40
	購入材	80			40
2.9 ピーク強度	川迫材I	60			20
	川迫材II ^{*2)}	70			30
	九尾材 ^{*2)}	70			30
2.5 ピーク強度	浅瀬材	80			30
	購入材	70			40

*1) CSG強度とピーク強度は高い相関を示すことから、応力-ひずみ曲線の測定作業の省力化を目的に設計強度をCSG強度からピーク強度に変更した
*2) 同様の粒度分布を示すことから、同一の施工仕様とひし形を用いた

表-8 決定したひし形の一覧表



4. CSG混合設備

4.1 混合装置

CSGの混合装置には、平成15年度に開発し、平成16年1月に福島県こまちダム建設工事の上流仮締切堤に適用し、平成16年3月に(財)日本ダム協会からCSG工法用混合装置として認定を受けたものを使用した³⁾。写真-3に3連式混合装置、写真-4に混合装置のボックス構造、写真-5に混合装置のパドルの形状および表-9に混合装置の仕様を示す。混合装置は、自重で矩形筒内を流下する各材料に対して、3連のパドルを流下方向とは逆方向に回転させることで、攪拌混合する連続混合方式である。本工事は、CSGの日製造量で1,000m³以上かつ12ヶ月間の総製造量で約120,000m³と大規模な施工となった。そのため、混合装置の製造能力を向上させ、維持管理の容易さを考慮した改良を実施した。以下に混合装置の特長と改良点を示す。

- i. 装置の傾斜角度とパドルの回転数を変化させることで、CSG材料への適用範囲が広く、良好な混合性能が得られる
- ii. 自重により材料が流下することで、パドル回転用のモータ出力を小さくできる
- iii. パドル回転軸毎の独立したボックス構造とすることで故障等の交換作業が迅速かつ容易である
- iv. 10tトラック1台で運搬可能な重量と寸法であり、設置、撤去も容易である

4.2 混合設備

写真-6に混合設備、表-10に主な混合設備の仕様を示す。混合設備の設置面積は、500m²程度(縦10m×横50m)であり、CSG材受入れホッパ、ベルトフィーダ、セメントサイロ、セメント供給設備、ベルトスケール、No.1ベルトコンベア、給水設備、混合装置、No.2ベルトコンベア、製品ホッパ、中央管理室等からなっている。

製造手順は、10tダンプトラックで運搬したCSG材を

受入れホッパに投入後、中央管理室からの自動制御によりベルトフィーダで一定量のCSG材をNo.1ベルトコンベアに供給する。次に、No.1ベルトコンベアに設置されたベルトスケールを通過する単位時間当たりのCSG材



写真-3 3連式混合装置



写真-4 ボックス構造 写真-5 パドルの形状

表-9 混合装置の仕様

項目	仕様
寸法(mm)	長さ4.0m、幅0.7m、高さ0.9m
重量	3.6ton
製造能力	120m ³ /hour
パドル回転数	9~110rpm (75rpmで使用)
回転軸数	3軸
モータ出力	5.5kW×3台
装置傾斜角	可変式40~60° (50°で使用)



写真-6 CSG混合設備の全景

表-10 主な混合設備の仕様

設備名	仕様
受入れホッパ	容量13m ³
ベルトフィーダ	切出し能力313t/hour、幅0.9m×長さ3.8m
セメントサイロ	容量200t、直径4.6m×高さ16.2m
セメント供給装置	供給能力20t/hour
No.1ベルトコンベア	搬送能力316t/hour、幅0.75m×長さ19.5m
混合装置	製造能力120m ³ /hour、幅0.7m×高さ3.1m
No.2ベルトコンベア	搬送能力343t/hour、幅0.75m×長さ32.3m
製品ホッパ	容量6m ³
濁水処理設備	処理能力10m ³ /hour

の重量が配合量となるようにリアルタイムでベルトコンベアの搬送速度を調節する。その後、CSG材の重量に合わせてNo.1ベルトコンベア中間のセメント供給装置の供給速度を変化させて配合量に見合ったセメントを供給する。また、混合水もCSG材の重量に合わせて給水ポンプの稼働率を変化させて配合量に見合った水を混合装置の上から1番目と2番目のパドルの間から供給する。混合装置でCSG材、セメントおよび水を攪拌したCSGをNo.2ベルトコンベアで製品ホッパに搬送し、10tダンプトラックに積込んで打設位置まで運搬する。

5. 施工および品質管理

5.1 施工管理

図-20に施工フロー、写真-7にCSG材の貯蔵、写真-8にCSG材の積込みを示す。CSG材の貯蔵は、野積み方式とし、降雨による含水量の変動を抑えるために、シート掛けを実施した。また、ストック内の粒度のバラツキを少なくするために、施工3~5日分の一次ストックと翌日施工の1日分の二次ストックの各段階に分けて仮置きした。さらに、バックホウで攪拌しながら10tダンプトラックに積込んで運搬した。

写真-9に打設前清掃、写真-10に打継面処理を示す。CSGの打継面は、ブリーディングがないことからバキューム吸引機による簡易清掃を実施した。その後、一体性の確保を目的として、打継面に水セメント比80%のセメントペーストを散布した。

写真-11にCSGの運搬・荷降ろし、写真-12に敷均し・転圧、写真-13に打設面の養生を示す。CSGは、8t級ブルドーザで25cm×3層の薄層に敷均した後、11t級振動ローラで転圧した。転圧仕様は、前述の試験施工の結果から無振動2回+有振動6回の計8回とした。転圧後は、乾燥を防止するためシート養生を実施した。図-21に敷均し完了からの転圧開始時間とCSG密度を示す。敷均し完了から4時間以降でCSG密度の低下傾向が大きくなっており、転圧開始時間が4時間以内になるように管理した。

写真-14に残存型枠の設置状況を示す。CSG押え盛土の河川側斜面の表面を保護するために、1枚当たりの寸法600mm×1,000mm、重量50kgのプレキャストパネル

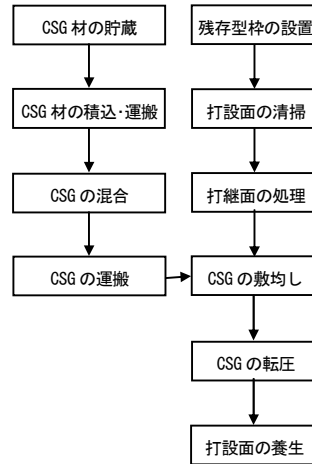


図-20 施工フロー

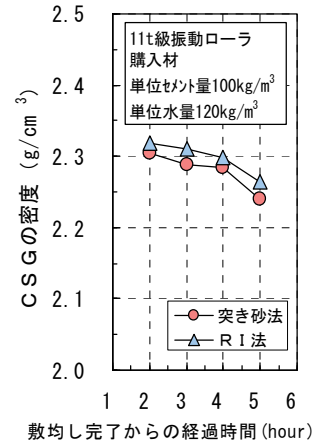


図-21 転圧開始時間と密度



写真-7 CSG材の貯蔵



写真-8 CSG材の積込み



写真-9 打設前清掃



写真-10 打継面処理



写真-11 運搬・荷降ろし



写真-12 敷均し・転圧



写真-13 打設面の養生



写真-14 残存型枠の設置

表-11 CSGの打設実績と混合装置のパドル交換実績

CSGの打設実績		混合装置のパドル交換実績		
項目	実績	交換時製造量	交換部位	交換数量
総打設量	120,404m ³			
日最大打設量	1,228m ³	8,720m ³	上から2軸目	7枚/7枚中
日平均打設量	547m ³	46,876m ³	上から2軸目	3枚/7枚中
月最大打設量	20,232m ³	64,927m ³	上から2軸目	4枚/7枚中
月平均打設量	10,655m ³			
時間最大製造量	120m ³	製造1万m ³ あたりのパドル磨耗量		
		1軸目:10mm	2軸目:14mm	3軸目:11mm



写真-15 使用前後の混合装置パドルの磨耗状況

と現場打ちの間詰めコンクリートを組合わせて施工した。
 表-11にCSGの打設実績と混合装置のパドル交換実績、
 写真-15に使用前後の混合装置パドルの磨耗状況を示す。
 今回の総打設量は12ヶ月間で約120,000m³、日最大打設量は1,228m³、月最大打設量は20,232m³であった。また、混合装置は目標の時間最大製造量120m³を満足した。混合装置の上から2軸目のパドルの磨耗量が大きく、2軸目のパドルを施工期間中に3回交換した。

5.2 品質管理

a. 品質管理項目

品質管理の主な目的は、CSG材の粒度および単位水量、CSG強度がひし形の管理範囲内に入ることを確認することにある。表-12に品質管理項目を示す。CSG材は、施工現場近傍で容易に入手できる河床砂礫や掘削ズリ等を粒度調整と洗浄を行うことなく骨材に使用するため、品質の変動が予想されることから測定項目および測定頻度が多くなっている。

b. 品質管理結果

図-22に施工前日までに1日に1回実施する乾燥炉法によるCSG材の粒度、図-23に施工中に2時間に1回実施する簡易法(水洗いふるい法)によるCSG材の粒度を示す。施工前および施工中ともにひし形決定時に想定した最細粒度と最粗粒度の範囲内にあることを確認して施工した。

図-24に施工日毎のCSG材の表面水量を示す。表面水量を測定し、単位水量が120kg/m³となるように、混合時の給水量を決定する。粒径10mm以上は、施工前に乾燥炉法で測定した表面水量、変動幅の大きい粒径10mm未満は、施工中に2時間に1回の頻度で電子レンジ法により測定した表面水量を用いた。

図-25に測定頻度と粒径10mm未満の表面水量の差分を示す。連続する2回の表面水量の差分がひし形の単位水量の管理幅±15kg/m³以内にあり、2時間に1回の測定頻度で管理可能であった。

図-26に材齢7日の標準供試体と材齢28日の大型供試

表-12 品質管理項目

区分	管理項目	試験方法	測定時期	管理頻度	
CSG骨材(受入時)	色調・粒子形状	目視観察		1回/日	
	密度	密度および吸水率試験	施工1ヶ月前以上	1回/週	
	吸水率	・+5mm JISA1110 ・-5mm JISA1109			
CSG骨材(施工時)	粒度	骨材のふるい分試験 JIS A 1102(乾燥法)	施工3日前以上	1回/日	
	表面水率	骨材の含水率試験および含水率に基づく表面水率試験 JISA1125(乾燥法)			
	単位水量	粒度	水洗い法	施工当日	1回/AM、PM
	CSG骨材の粒度	表面水率	電子レンジ法		1回/2h
CSG	計量	CSG骨材量 給水量 セメント量	自動計測装置	施工当日	リアルタイム
	転圧回数	転圧回数	トータルステーション転圧管理システム	施工当日	転圧毎
		RI密度	砂置換法	施工当日	RI密度に移行
		砂置換密度	RI法		1回(3点)/日
	強度	大型供試体密度	強度試験供試体用	7or28日後	標準供試体に移行
標準供試体(材齢7日) 大型供試体(材齢28日)		圧縮強度試験	7日後 28日後	1回(3本)/日 標準供試体に移行	

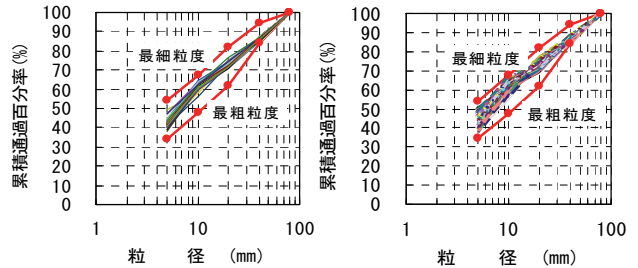


図-22 施工前の粒度

図-23 施工当日の粒度

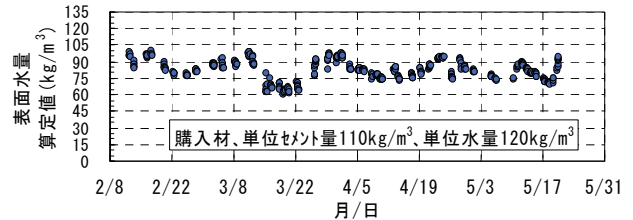


図-24 CSG材の表面水量

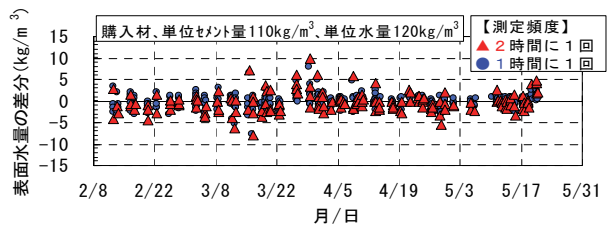


図-25 測定頻度と粒径10mm未満の表面水量の差分

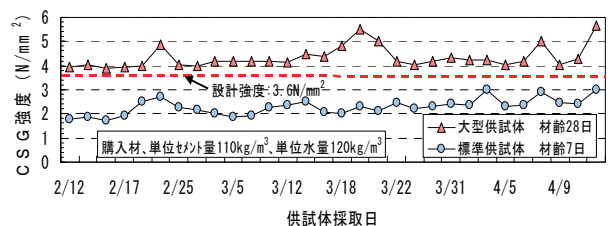


図-26 標準供試体と大型供試体のCSG強度

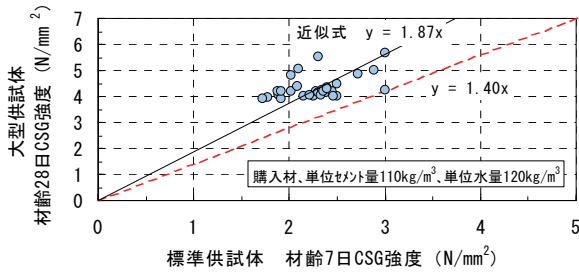


図-27 大型供試体と標準供試体のCSG強度の相関



写真-16 3連式および4連式混合装置

体のCSG強度、図-27に大型供試体の材齢28日におけるCSG強度と標準供試体の材齢7日におけるCSG強度の相関を示す。図-26より大型供試体の材齢28日CSG強度は設計強度 3.6N/mm^2 を満足し、標準供試体の材齢7日CSG強度と同様の変動傾向を示していることがわかる。また、図-27より大型供試体の材齢28日CSG強度は、標準供試体の材齢7日CSG強度の1.4倍以上となっており、大型供試体の材齢28日CSG強度と標準供試体の材齢7日CSG強度には、相関関係が見られる。そこで、強度の変動に対して、標準供試体の材齢7日CSG強度を用いて早期に対応した。

6. 混合装置の混合性能試験

本工事の設計強度 3.6N/mm^2 のCSGの配合とひし形の決定に際して、小型傾胴式ミキサで混合した大型供試体の強度に対する実機混合装置で混合した大型供試体の強度比(以後、混合性能と称す)が0.8程度と1.0より小さくなった。そのため、混合性能で補正した実機混合装置に相当するひし形は設計強度以下となり、混合装置の改良が必要となった。しかし、混合装置の改良と性能確認に伴う工期の遅延を回避するため、本工事では単位セメント量を増加することで設計強度を確保した。その後、すべての打設を完了した後に混合装置の混合性能の向上を目的とした混合試験を実施した。表-13に実験概要、写真-16に3連式および4連式混合装置を示す。小型傾胴式ミキサ、3連式混合装置および4連式混合装置で混合したCSGを用いた大型供試体のピーク強度を比較した。表-14に強度試験結果を示す。3連式混合装置からパドルを1軸増

加して4連式とすることで、混合性能が0.84から0.95に大きくなった。さらに、小型傾胴式ミキサと同等以上の混合性能を得るためには、混合装置の傾斜角度を小さくすることやパドルの回転数を増やすこと等の方法がある。

表-13 実験概要

実験ケース	No	混合装置の種類	条件	
	1	小型傾胴式ミキサ	容量 120ℓ、空練り 60 秒 給水後混合 120 秒	
2	3 連式混合装置	パドル回転軸数 3 軸 傾斜角度 50°、回転数 75rpm		
3	4 連式混合装置	パドル回転軸数 4 軸 その他は 3 連式と同様		
配合	設計強度	CSG 材	単位セメント量	単位水量
	2.5N/mm^2 (ピーク強度)	購入材	70kg/m^3	120kg/m^3
測定項目と方法	<ul style="list-style-type: none"> ・大型供試体(直径 300mm×高さ 600mm)の圧縮強度 ・各ケース 2 回の混合を行い、3 本×2 回の計 6 本の供試体を採取 ・供試体の締固め時間は、電動ハンマで 40 秒とした 			

表-14 混合性能に関する圧縮強度試験結果

装置の種類	回	ピーク強度(N/mm²)		混合性能 (傾胴式ミキサに対する強度比)
		3本の平均	2回の平均	
小型傾胴式ミキサ	1	4.05	4.12	1.00
	2	4.18		
3連式混合装置	1	3.43	3.46	0.84
	2	3.48		
4連式混合装置	1	3.94	3.91	0.95
	2	3.87		

7. あとがき

本報告では、主にCSG材に購入材を用いた単位セメント量 110kg/m^3 の配合のひし形および施工仕様の決定方法、品質管理の結果について述べた。残りの配合についても同様にひし形と施工仕様を決定し、施工および品質管理を実施して、CSG材の粒度、単位水量、CSGの強度および密度等を範囲内に管理した。また、施工中は混合装置の大きなトラブルもなく、日最大打設量で $1,228\text{m}^3$ 、月最大打設量で $20,232\text{m}^3$ と大規模な施工を実現し、無事に工期内の竣工を迎えた。今回の施工から混合装置内の清掃作業の軽減および混合性能のさらなる向上が課題となった。今後は、これらの課題を改善し、CSG工法の新たな構造物への普及展開を図りたい。

最後に、本工事へのCSG工法の適用にあたり、数々のご指導とご助言をいただいた(財)ダム技術センターの藤澤侃彦顧問、ならびにご協力いただいた関係各位に深く感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 井上貴嗣ほか、「地すべり対策工事におけるCSG工法の適用」、ダム技術、No.277、pp.23-pp.41、2009.10
- 2) (財)ダム技術センター、「台形CSGダム施工・品質管理技術資料」、2007.9
- 3) 廣中哲也ほか、「CSG混合装置の開発」、(株)奥村組技術研究所年報、No.30、pp.39-pp.44、2004.10

削孔検層システムによるトンネル切羽前方の地山予測

Predicting Geological Conditions Ahead of a Tunnel Face

Using the Drill Logging System

塚本耕治* 今泉和俊*

要 旨

山岳トンネルの施工段階において実施する切羽前方調査の一つに、油圧削岩機の油圧や削孔速度などの削孔データを用いて、削孔区間の地山状況を予測する削孔検層法がある。トンネル切羽前方の地質変化をリアルタイムに評価できる削孔検層システムを開発し、多くのトンネル現場に適用している。このシステムでは、単位掘削体積あたりの削孔に要したエネルギー量を用いて地山の状態を評価している。開発した削孔検層システムを適用することにより、地山の硬軟の程度や硬岩地山における亀裂分布などを精度よく予測できることを確認した。

キーワード：トンネル、削孔エネルギー、地山評価

1. まえがき

山岳トンネルにおいては、技術的、経済的な理由によりトンネルルートを選定段階や設計・施工の計画段階時に十分な地質調査を実施することが難しく、施工中に予期せぬ地山変状に遭遇することがある。山岳トンネルを安全かつ経済的に施工するためには、切羽前方の地質変化、地山の硬軟、亀裂発達状況、破碎帯の有無、風化状況、帯水状況など（以下、地山状況とする）を事前に把握することが重要であり、それらの探査結果を用いて補助工法の検討や掘削後の変状などの予測に適用する。

山岳トンネルの施工段階に行う切羽前方探査の一つとして、油圧削岩機の油圧や削孔速度などの削孔データを計測、解析し、削孔区間の地山状況を予測する削孔検層法がある。

一般的な削孔検層法では、サンプリング周波数が 1Hz 程度であり、削孔速度が大きくなる脆弱な地山の硬軟の程度を精度よく把握することが困難である。このことから、2kHz のサンプリング周波数を用いて、切羽前方の地質変化をリアルタイムに評価できる削孔検層システムを開発し、多くのトンネル現場に適用してきた。

ここでは、開発した高周波サンプリング削孔検層システムの概要、および亀裂の存在により削孔エネルギーが敏感に応答した事例、切羽前方の脆弱な地山位置を予測して補助工法を適用することで切羽崩落の危険を回避した事例について報告する。

2. 削孔検層システムの概要

2.1 システムの構成

本システムの計測機器は表 1 のように油圧削岩機（ドリルジャンボ）に設置する油圧センサーや油量センサーなどの各種センサー、および削孔検層時の計測データを AD 変換する AD 変換器、計測結果を表示、記録する計測パソコン、およびそれらを接続するケーブルからなる。

2.2 油圧削岩機の構成と削孔データ計測

油圧削岩機は、図 1 のようにドリフターの打撃力をシャンクロッドに加えるピストン、ロッドに回転力と推力（フィード圧）を加えるシャンクロッド、打撃力と回転力を前方に伝達するロッド、ロッドとロッドを連結して力を伝達するスリーブ、岩盤を直接打撃して破碎するビットなどからなる。

油圧削岩機の油圧回路に設置した油圧センサーを用いて削孔時の打撃圧、回転圧、フィード圧を計測する。また、フィードシリンダに流入する油量を流量計を用いて計測し、流量計が発するパルス信号から削孔長を求める。流量計が発する最大パルス数は約 1000 パルス/秒であることから、計測のサンプリング周波数を 2kHz にした。削孔データの計測処理方法を図 2 に示す。計測を開始すると、各センサーの信号を AD 変換してバッファに取り込む。バッファの削孔データをパソコンのハードディスクに記録すると同時に削孔データから地山評価の計算処理を逐次行い、削孔深度方向 1~5cm 区間ごとに打撃圧、回転圧、フィード圧、削孔速度、および削孔エネルギーの平均値を計算し、パソコン画面上にリアルタイム

* 技術研究所

表－1 計測機器の主な仕様

計測機器名	主な仕様	
油量センサー	流量範囲	0～80 l /min
	入力電圧	12VDC
	出力電圧	12VDC (パルス)
	最大圧力	30MPa
油圧センサー	圧力範囲	0～20MPa
	出力電圧	1～5VDC
AD 変換器	入力チャンネル数	8
	分解能	12 ビット
	入力電圧	0～10VDC
	最大サンプリング周波数	1MHz
計測パソコン	OS	WindowsXp
	CPU	Pen-900MHz 以上

に表示する。削孔検層時には、長さが約 3m のロッドを 10～15 本繋ぐことにより切羽前方 30～45m を削孔する。なお、ロッドを繋ぐ際の削岩機の動作が削孔検層の結果に影響を与えないように、計測担当者は計測パソコンから計測の中断、および再開の操作を行う。

2.3 地山評価方法

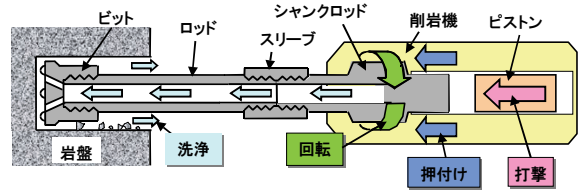
削孔データのうち打撃圧やフィード圧が高くなると削孔速度が速くなる。また、削孔長が長くなるとロッドと孔壁の摩擦が大きくなり削孔速度が遅くなる。そのため、地山状態の評価では、打撃圧、フィード圧、削孔長が削孔速度に与える影響を考慮して、単位掘削体積あたりの削孔エネルギー E_d に削孔エネルギー補正係数 C を乗じた式(1)の削孔エネルギー E_v を用いる。

$$E_v = CE_d = C \left(\frac{E_k N}{aV} \right) \quad (1)$$

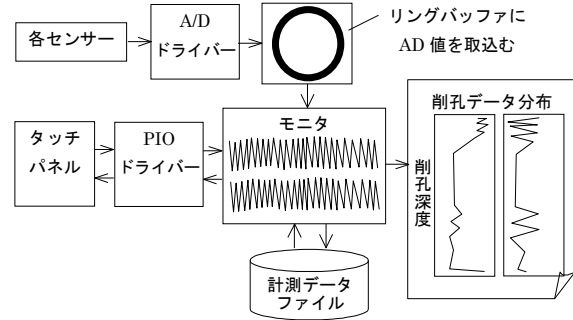
ただし、

- E_d : 削孔エネルギー (J/cm³)
- C : 打撃エネルギー補正係数 (= $C_P C_F C_L$)
- C_P : 打撃圧による補正係数 (= $P/17.2$)
- C_F : フィード圧による補正係数 (= $(6.0/F)^{0.5}$)
- C_L : 削孔長による補正係数
(= $1/(0.004 L^2 + 0.0075 L + 0.9921)$)
- E_k : 一打撃あたりの打撃エネルギー (J)
- N : 打撃数 (回/s)
- V : 削孔速度 (cm/s)
- a : 削孔断面積 (cm²)
- P : 打撃圧 (MPa)
- F : フィード圧 (MPa)
- L : 削孔長 (m)

削孔時に油圧削岩機内のシャンクロッドを打撃するピストンの移動により、打撃圧には図－3に示す打撃に依



図－1 油圧削岩機の構成



図－2 削孔データの計測処理方法

じて周期的に繰り返す脈動が発生する。削孔エネルギーの計算に用いる打撃数 N は 1 秒ごとの打撃圧波形からオフセット成分を除去した脈動波形をフーリエ変換した図－4に示すフーリエスペクトルを逐次計算し、その卓越振動数から求めた。

サンプリング周波数 1Hz で計測する従来のシステムによる結果と比較するため、本システムを用いて計測したサンプリング周波数 2kHz の削孔データを 1Hz で再サンプリングし、削孔長と削孔速度の関係から両システムを比較する。なお、従来のシステムの削孔速度は 1 秒間の削孔深度から求め、本システムの削孔速度は削孔深度 5mm に要した時間から求める。

削孔長と削孔速度の関係を図－5に示す。サンプリング周波数が 1Hz の場合には、削孔長 1.5cm 付近の削孔速度が -0.105cm/s になり、削孔エネルギーが負の値になる。これは岩盤とビットの間に削孔した岩片が入り、実際の削孔長より短く計測したことが原因と考えられ、前後の削孔データを補間して削孔速度を正の値に修正する必要がある。また、削孔深度方向の計測間隔は、削孔速度が遅い場合に 0.21cm、削孔速度が速い場合に 1.37cm であり、削孔速度により削孔データの深度間隔にばらつきが生じる。したがって、詳細な削孔データを収集したい軟質化した地山では、削孔速度が速くなるため、細かい深度間隔の削孔データを計測できない。

これに対し、サンプリング周波数 2kHz で計測する本システムでは、指定した深度間隔ごとに削孔エネルギーの平均値を求めており、削孔エネルギーが負の値になることがなく、従来の計測システムに比べて精度の高い計測が可能である。

3. 適用事例

高周波サンプリング削孔検層システムの適用事例として、岩質が異なる2ヶ所のトンネルに適用した結果について報告する。

3.1 Aトンネル

削孔検層を実施した地山は花崗閃緑岩 ($q_u=90\sim 120\text{MPa}$)が主体であり、事前調査による当初の支保パターンはC Iであった。トンネル切羽の左側から削孔長20mの削孔検層を行った。また、削孔検層の結果と実際の地山状況を比較検証するため、削孔検層後のボーリング孔に CCD カメラを挿入し、孔壁の状態を撮影した。削孔深度16~18m範囲における孔壁の展開画像と削孔エネルギーを対比した結果を図-6に示す。削孔エネルギーは概ね $400\sim 800\text{J}/\text{cm}^3$ の範囲にあるが、亀裂1および亀裂2が存在する深度では $200\sim 300\text{J}/\text{cm}^3$ 程度になる。これは、亀裂の存在によって岩盤を破碎しやすくなり、削孔エネルギーが小さくなったものと考えられる。

このように、硬岩地山において削孔検層の削孔エネルギーから亀裂位置や数などの情報を得ることができる。

3.2 Bトンネル

削孔検層を行ったトンネル切羽の地山は泥質片岩が主体であり、事前調査による支保パターンはD IIとされていたが、実際はD Iであった。トンネル切羽の左右2ヶ所から削孔長42mの削孔検層を行った。削孔検層による削孔エネルギーと施工中に観察した実際の地山状況を対比した結果を図-7に示す。右側の削孔エネルギーのピークは、削孔深度5m付近が $400\text{J}/\text{cm}^3$ 程度から $200\text{J}/\text{cm}^3$ 程度、14.5m付近が $200\text{J}/\text{cm}^3$ 程度から $400\text{J}/\text{cm}^3$ 程度になる。また、27.5m付近では $400\text{J}/\text{cm}^3$ 程度から $800\text{J}/\text{cm}^3$ 程度になり、実際の地山状態も硬質であった。また、左側の削孔検層についても削孔エネルギーの大きさと地山状態の関係は同様の結果になった。削孔深度5~17.5mの範囲は、削孔エネルギーが概ね $100\sim 300\text{J}/\text{cm}^3$ であり、D IIの地山等級に相当する脆弱な地山が当初の予測位置より切羽前方側8m程度の位置に出現すると予測した。切羽崩落の危険性があることから一旦掘削作業を中断し、鏡吹付け、長さ4mのGRP (Glassfiber Reinforced Plastic、ガラス繊維強化プラスチック) ボルトによる注入式フォアポーリング等の補助工法を実施した。この対策により切羽天端部の地山を安定した状態で掘削が可能になり、切羽崩落の危険を回避してD II区間を施工した。

当該のトンネルで実施した7回分の削孔検層から求めた削孔エネルギーを1m区間ごとに平均した値と切羽評価点をトンネルの距離程で比較した結果を図-8に示す。切羽評価点は、トンネル切羽の地山状況の観察記録から地山の圧縮強度、風化変質の度合い、割れ目間隔、割れ目状態、湧水等の各項目を点数化し、支保を選定する際

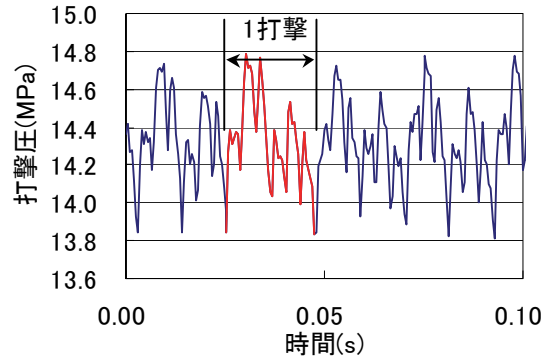


図-3 打撃圧の時刻歴波形

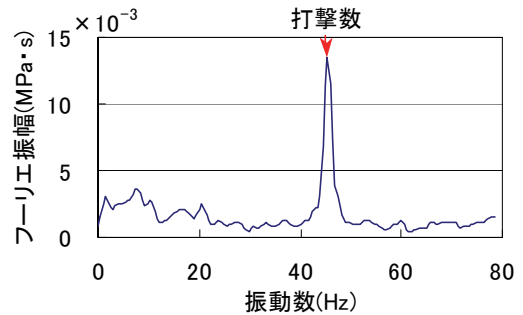


図-4 打撃圧のフーリエスペクトル

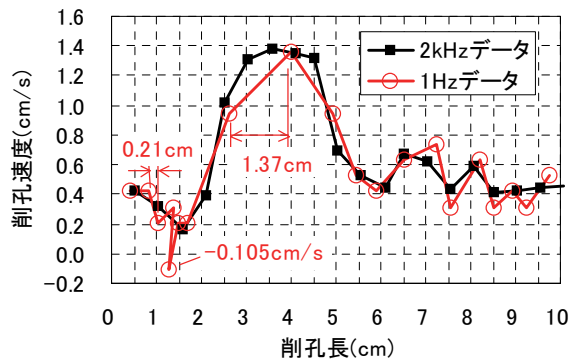


図-5 削孔長と削孔速度の関係

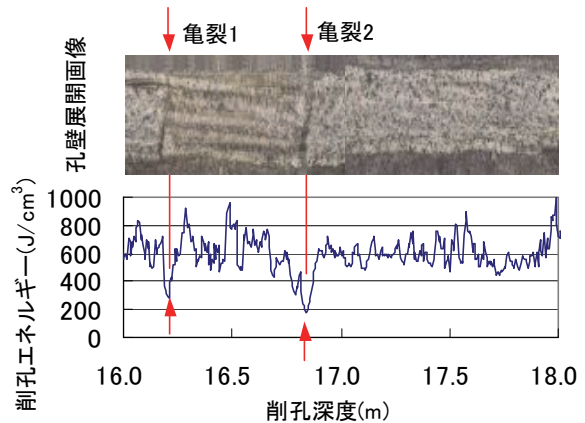


図-6 削孔エネルギーと亀裂の関係

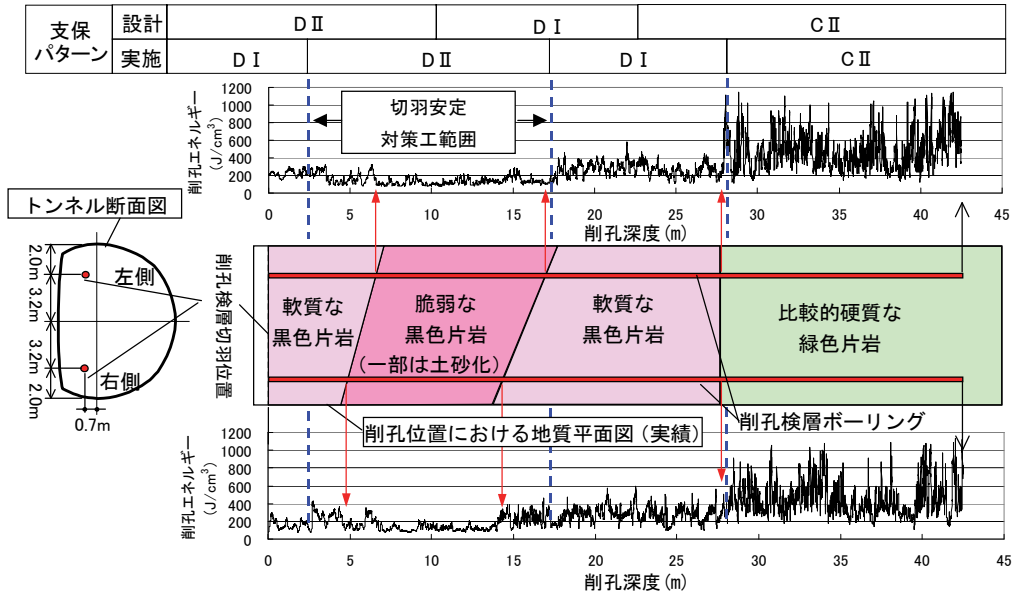


図-7 削孔エネルギーと実際の地山状況の対比 (Bトンネル)

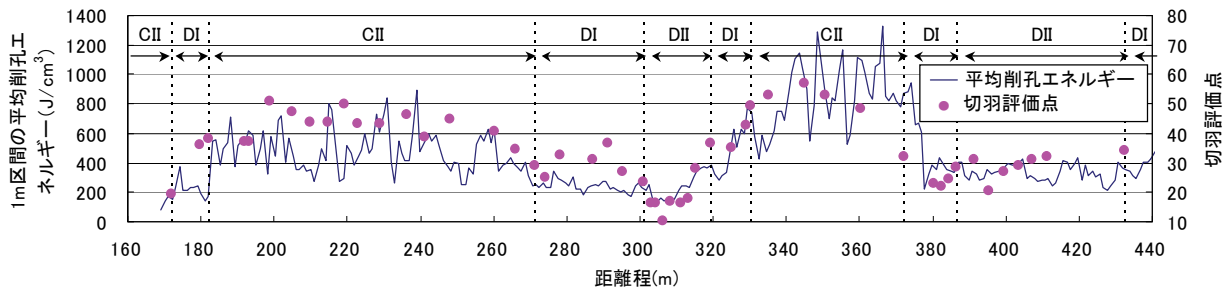


図-8 平均削孔エネルギーと切羽評価点の推移 (Bトンネル)

の指標として利用される。その値が小さいほど脆弱な地山と評価され、地山等級が低く判定される。距離程 260m 付近から削孔エネルギーが小さくなると切羽評価点も小さくなり、距離程 310m 付近から削孔エネルギーが大きくなると切羽評価点も大きくなっており、両者の傾向はよく一致している。1m 区間ごとに平均した削孔エネルギーと切羽評価点の関係を支保パターンごとに分けて整理した結果を図-9に示す。このトンネルの支保パターンと削孔エネルギーの関係は、概ねDIIの場合が 100~400J/cm³、D Iの場合が 200~500J/cm³、C IIの場合が 300~1000J/cm³の範囲にある。

以上から、削孔検層により求めた削孔エネルギーが切羽評価点と相関があること、支保パターンと対応がよいことがわかった。したがって、削孔検層システムの適用により切羽前方の削孔エネルギー変化の詳細を把握し、地山性状に適合した支保パターンを選定することにより、工事の安全性と経済性を確保したトンネルを構築できる。

4. あとがき

トンネル切羽前方の地山調査に削孔検層システムを適用し、得られた切羽前方の削孔エネルギーから硬岩地山

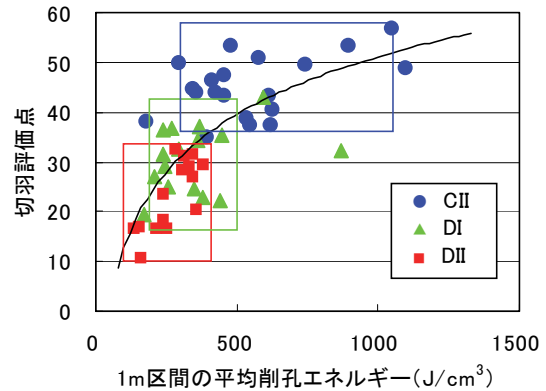


図-9 平均削孔エネルギーと切羽評価点の関係

における亀裂の分布や地山の硬軟の程度などを精度よく予測できることを確認した。今後、削孔検層システムから得られた削孔データの蓄積と分析により、さらに予測精度を高めたいと考えている。

【参考文献】

- 「トンネル工事用機械ハンドブック上巻」、(社)日本トンネル技術協会、P8、1978

ウォータージェットによるコンクリート表面処理技術

－壁・柱部用表面処理機の性能確認試験－

Concrete Surface Preparation Technology by Water jetting

- Performance Verification Tests for Surface Preparation Equipment for Walls and Columns -

石井敏之* 白石祐彰* 森本克秀** 川西健之***

要 旨

コンクリート構造物の改修工事におけるコンクリート表面の研掃や塗膜除去は、ウォータージェット工法で行うことが多くなってきている。しかし、ウォータージェット工法による作業は、主にハンドガンタイプなどの WJ 装置を用いた人力による施工のため、作業員の技量による処理面のバラツキ、繰り返し作業の苦渋さによる作業効率の低下やミスト・粉塵などの飛散による作業環境の悪化といった問題がある。これらの問題点を解決するために、処理面の出来形の均一化を図り、かつミスト・粉塵などの飛散抑止を可能とした壁・柱部用ウォータージェット表面処理機を開発した。

実物大模型を用いた性能確認試験により、開発した壁・柱部用ウォータージェット表面処理機は、処理面の良好な一体化が確保でき、かつ作業環境を大幅に改善できることを確認した。

キーワード：ウォータージェット、表面処理機、塗膜除去、研掃、飛散防止

1. まえがき

コンクリート構造物の改修工事では、はつり、コンクリート表面を 1mm 程度切削する研掃や表面の塗膜を除去するなどの作業を、ウォータージェット（以下、WJ）工法で行うことが多くなってきている。このうち、研掃や塗膜除去作業（以下、表面処理）は、主にハンドガンタイプなどの WJ 装置を用いた人力による施工のため、作業員の技量による処理面のバラツキ、繰り返し作業の苦渋さによる作業効率の低下やミスト・粉塵などの飛散による作業環境の悪化といった問題がある。これらの問題点を解決するために、コンクリート壁・柱部の表面処理を対象として、処理能力の向上と処理面の出来形の均一化を図り、かつミスト・粉塵などの飛散を抑止できる WJ 表面処理機を開発した¹⁾。

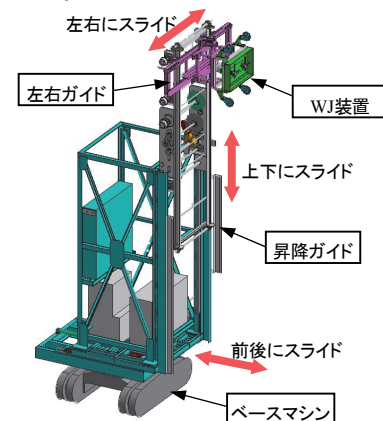
本報では、開発した壁・柱部用 WJ 表面処理機に関して、実物大模型を用いた性能確認試験より得られた結果について報告する。

2. WJ 表面処理機の概要

図－1 に WJ 表面処理機を示す。WJ 表面処理機は、

表面処理を行う WJ 装置を上下・左右・前後へのスライドが可能な鋼製ガイドに組み込み、そのガイドを旋回が可能な電動式のクローラ型ベースマシンに搭載して、移動ができるようにしたものである。また、駆動源には、排気の換気設備が不要な電動モータを用いている。表－1 に WJ 表面処理機の諸元を示す。

施工は、WJ 装置をエアースリンダーで壁・柱の処理面に一定の圧力で押し付けながら一定速度で移動させ、一度に幅 1.8×高さ 6.5m の範囲の表面処理ができるように自動化されている。



図－1 WJ 表面処理機

*技術研究所 **東日本支社環境技術部 ***東日本支社機械部

WJ 装置は、写真-1に示すように、長さの異なる 4本のランスノズル（ノズル径 0.35mm）を有する回転式噴射装置 2 基をブラシ付きの鋼製カバーで覆い、ノズルから超高压水を噴射し回転させることによって表面処理を行うものである。また、ブラシを 2 重化し、上下左右端に 4 箇所吸引口を設けることによって、周辺へのミスト・粉塵などの飛散を抑止する構造としている。

表-1 WJ表面処理機の諸元

項 目		諸 元
寸 法		2500(L)×2090(W)×4100(H)mm
重 量		41kN
施工 範囲	水 平	700～1800mm
	鉛 直	500～6500mm
WJ 装置	寸 法	750(L)×450(W)mm
	移動速度	0.5～5.0m/min

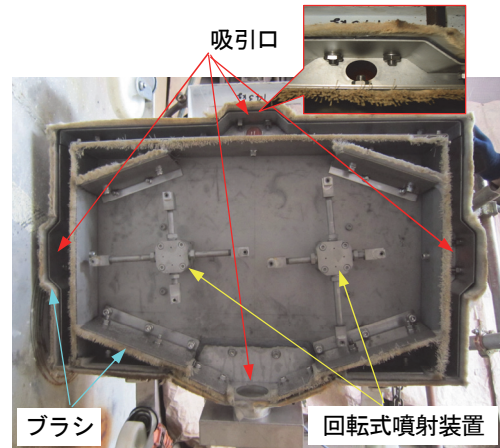


写真-1 飛散抑止機能を付加したWJ装置

3. 性能確認試験の概要

3.1 試験目的

開発した WJ 表面処理機の実工事への適用には、施工環境条件に応じて適切な表面処理を施工できることが求められる。そのため、壁・柱を模擬した実物大の模型を組み立て、施工性能試験と飛散抑止性能試験の 2 種類の性能確認試験を実施した。

施工性能試験は、WJ 装置の移動速度が研掃および塗膜除去作業の処理面の出来形に及ぼす影響を、飛散抑止性能試験は、WJ 装置の移動速度、WJ 装置と壁面との離れ、吸引量および超高压水ポンプの水圧が飛散抑止に及ぼす影響を確認することを目的に実施した。

3.2 試験概要

a. 施工性能試験の概要

模型としては、図-2と写真-2に示すように、表面に鋼板を配した幅 6.0×高さ 6.5m の模擬壁に幅 0.6×高さ 6.5×奥行 0.25m の柱部を設けた。また、模擬壁に、研掃および塗膜除去の処理面を評価するためのコンクリートパネル試験体（以下、パネル試験体）を設置できるようにした。試験に用いた超高压水ポンプの水圧は 200MPa、水量は 20l/min とした。



写真-2 施工性能試験状況

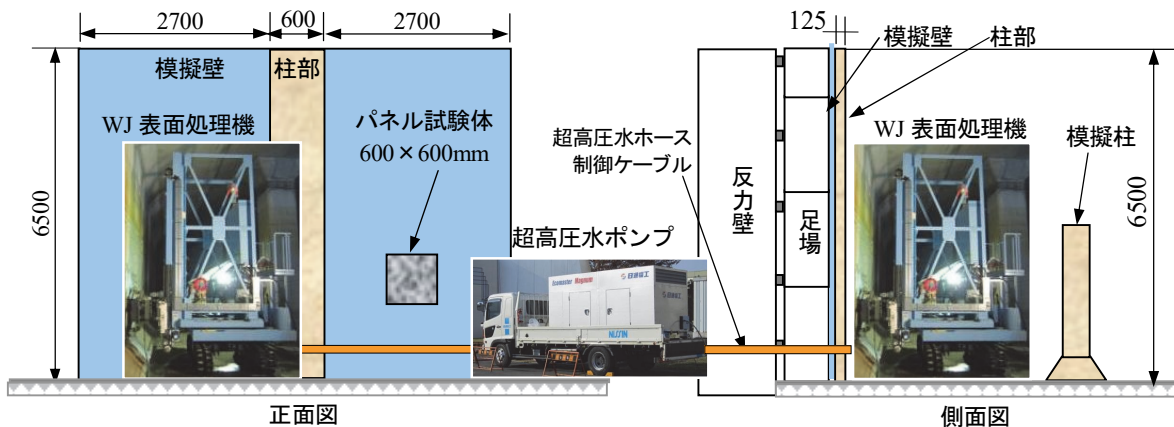


図-2 施工性能試験の概観

研掃用パネル試験体の寸法は、幅 600×高さ 600×厚さ 50mm で、21-12-20N のコンクリートを打ち込んで製作した。塗膜除去用パネル試験体は、研掃用パネル試験体の表面に黒色の変性エポキシ樹脂を塗布した。なお、パネル試験体の表面形状の計測は、写真-3に示すレーザー変位計を水平方向に 60cm/min の一定速度で移動させながら行った。

研掃の施工性能試験は、WJ 装置の移動速度を 1.0、2.0、3.0、4.0、5.0m/min で研掃を行い、結果を目粗し度、研掃深さおよび付着強度で評価した。目粗し度は、研掃後のパネル試験体表面側線の凸凹の総延長と側線の直線長の比率²⁾として、研掃深さは、試験前と試験後のパネル試験体表面までの平均値として求めた。また、付着強度は建研式付着力試験機を用いて求めた。

塗膜除去の施工性能試験は、WJ 装置の移動速度を 0.5、1.0、1.5、2.0m/min で塗膜除去を行い、結果を塗膜除去率で評価した。塗膜除去率は、塗膜除去後のパネル試験体表面の処理状態をデジタルカメラで撮影し、画像解析から、塗膜が除去された面積と全表面積の比率で定義した。

b. 飛散抑止性能試験の概要

模型としては、図-3と写真-4に示すように、表面に白色の変性エポキシ樹脂塗料を塗布した幅 4.5×高さ 6.5m の模擬壁を設けた。試験時には、超高压水ポンプ（水圧 200MPa、水量 20l/min）とバキューム車（吸引量 40m³/min）を配置した。なお、バキューム車までの吸引ホース延長は実工事を考慮して 70m とした。

表-2 試験因子と水準

因子	水準
WJ 装置の移動速度	1.0, 2.0, 3.0 (m/min)
バキューム車の吸引量	0, 20, 30, 40 (m ³ /min)
WJ 装置と壁面との離れ	0, 10, 30 (mm)
超高压水ポンプの水圧	160, 200 (MPa)

飛散抑止性能試験は、飛散防止機能を付加した WJ 装置の移動速度、WJ 装置と壁面との離れ、バキューム車の吸引量および超高压水ポンプの水圧を試験因子とした。試験因子の水準を表-2に示す。飛散抑止の評価は、WJ 装置から漏れたミスト・粉塵などを、写真-5に示す WJ 装置外部に壁から 140mm 離れた位置に設置した粉塵計の計測値（以下、質量濃度）で行った。

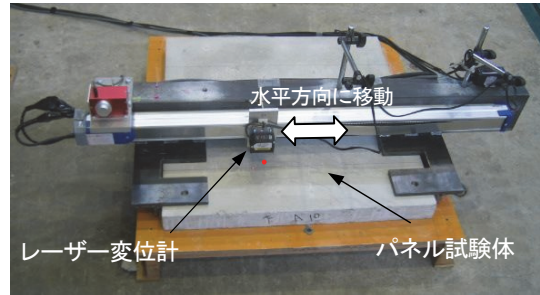


写真-3 表面形状の測定



写真-4 飛散抑止性能試験状況

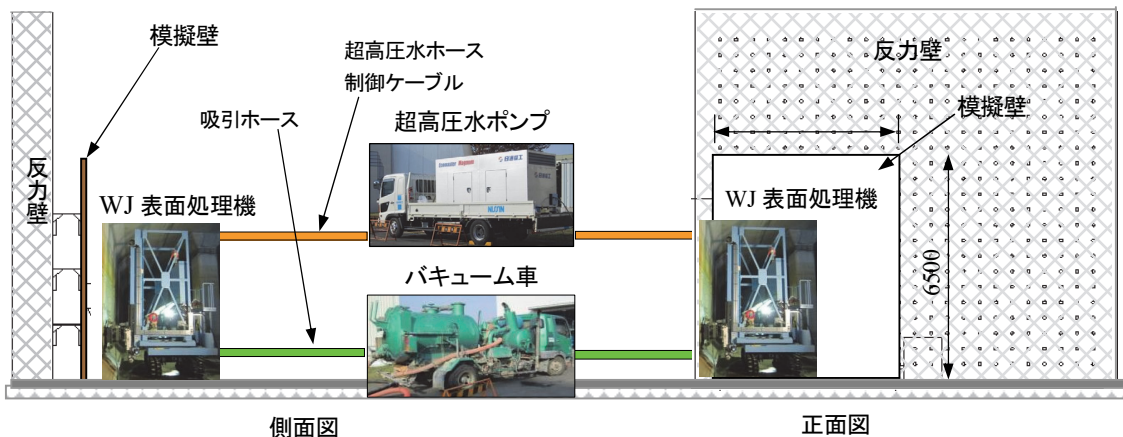


図-3 飛散抑止性能試験の概観

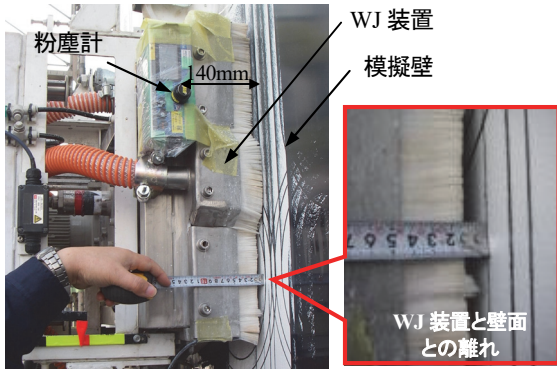


写真-5 WJ装置と壁面との離れ

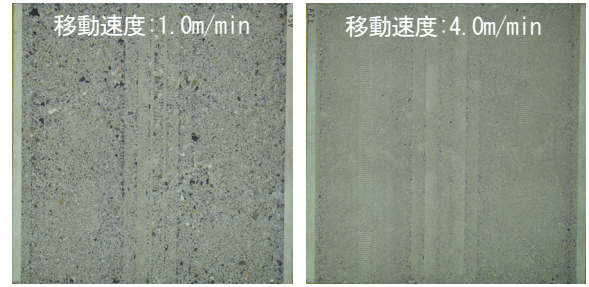


写真-6 試験後の処理面（研掃）

4. 性能確認試験の結果

4.1 施工性能試験結果

a. 研掃結果

写真-6に試験後の処理面を、図-4に目粗し度および研掃深さとWJ装置の移動速度の関係を示す。なお、研掃の試験においては、無処理と従来手法のひとつであるジェットタガネによるケースを追加した。目粗し度はWJ装置の移動速度が速くなるにつれて減少し、研掃深さはWJ装置の移動速度が速くなるにつれて浅くなっている。これは、WJ装置の移動速度が速くなると処理能力が大きくなるが、処理面でのWJのエネルギー密度³⁾が小さくなったことが原因と考えられる。

図-5に付着強度とWJ装置の移動速度の関係を、図-6に付着強度と目粗し度の関係を示す。付着強度は、WJ移動速度が速くなると小さくなり、目粗し度が大きくなるにつれて大きくなる傾向が見られる。

付着強度は、ジェットタガネが1.52N/mm²、無処理が2.38N/mm²、WJ表面処理機によるものが2.7N/mm²以上であった。全ての付着強度は、表面処理の性能照査に用いられる基準値⁴⁾の1.5N/mm²以上であった。付着強度を比較すると、WJ表面処理機による付着強度は無処理に対して13%以上増加した。また、付着強度試験時の破断面を見ると、無処理の場合は断面修復材と処理面での界面破壊となっているが、WJ表面処理機による場合は、パネル試験体のコンクリートから破壊する母材破壊が主となっており、処理面で良好な一体化が図られていることがわかる。

これらのことから、WJ表面処理機による表面処理は、コンクリート処理面の出来形が均一化され、より良好な付着強度が確保できる処理方法であることを確認した。

b. 塗膜除去結果

写真-7に試験後の処理面を、図-7に塗膜除去率とWJ装置の移動速度の関係を示す。WJ装置の移動速度が0.5m/minで塗膜がほぼ100%除去でき、移動速度が速くなるにつれて塗膜除去率が低下し、2.0m/minで半

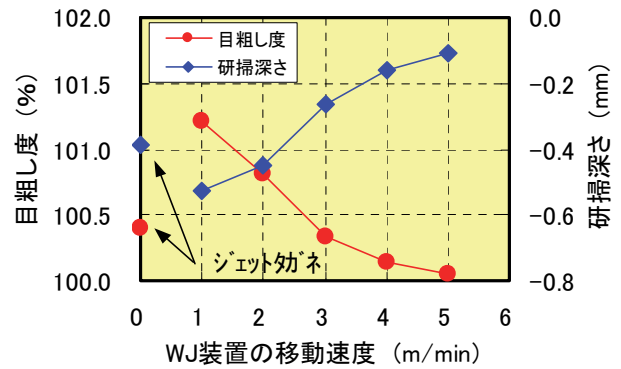


図-4 目粗し度・研掃深さとWJ装置の移動速度

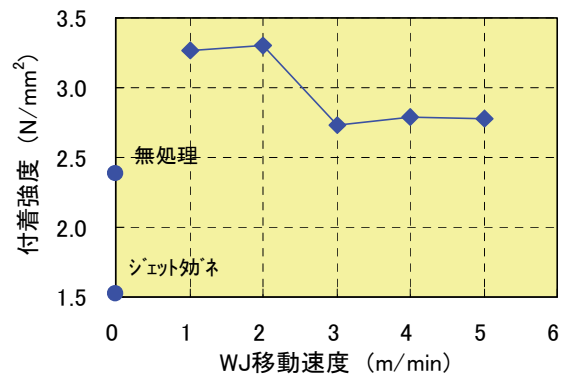


図-5 付着強度とWJ装置の移動速度

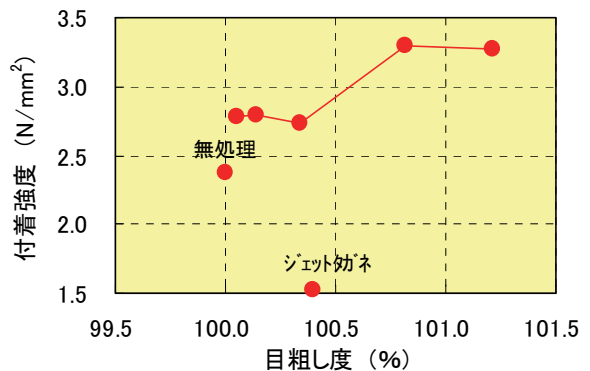


図-6 付着強度と目粗し度

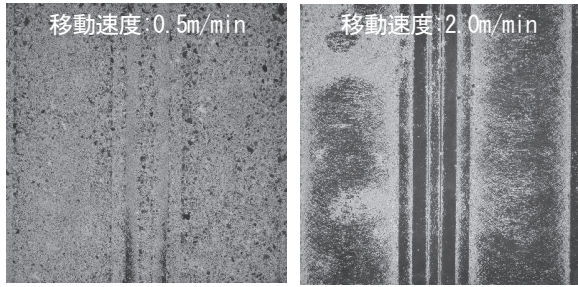


写真-7 試験後の処理面（塗膜除去）

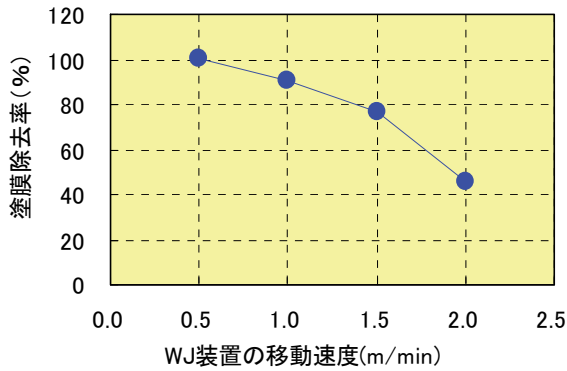


図-7 塗膜除去率とWJ装置の移動速度

分以下となった。さらに、移動速度が 2.0m/min になると、塗膜が円弧状に残るようになった。これは、前述したように WJ 装置の移動速度が速くなると WJ のエネルギー密度が小さくなり、かつ WJ 噴射装置が回転方式であるため、円弧状に塗膜が残ったと考えられる。

塗膜除去の処理能力を向上させるには、WJ 装置の移動速度を速くする必要があるが、塗膜除去が確実にできる WJ 装置の移動速度は、施工条件にもよるが、0.5～1.0m/min 程度であることがわかった。

4.2 飛散抑止性能試験結果

図-8 に質量濃度とバキューム車の吸引量との関係、図-9 に質量濃度と WJ 装置と壁面との離れとの関係を示す。また、図-10 に質量濃度と WJ 装置の移動速度との関係、図-11 に質量濃度と超高压水ポンプの水圧との関係を示す。なお、試験前の質量濃度は 0.09mg/m³ であった。適正な作業環境の確保を考慮して、飛散抑止性能試験での目標質量濃度を 0.3mg/m³ 以下とした。

図-8 より、表面処理時の質量濃度は、吸引をしない場合 0.7mg/m³ 以上とミストなどが飛散している状態になっているが、吸引を行うと 0.16mg/m³ 以下と大きく低減し、飛散が抑止されている。また、目視観察でも吸引を行うと、ミストなどの漏洩がほとんど見られなかった。これにより、WJ 装置内を吸引することによってミスト・粉塵などの飛散抑止ができ、作業環境が改善されることを確認した。

図-9 より、WJ 装置の右端部を壁から離間させた場

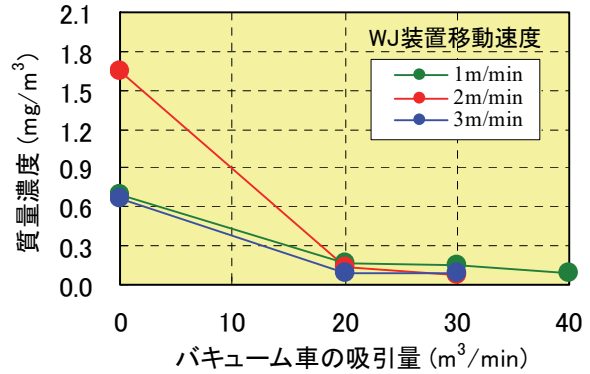


図-8 質量濃度とバキューム車の吸引量

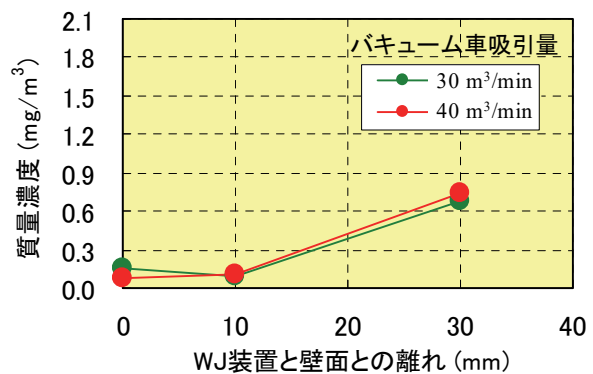


図-9 質量濃度とWJ装置と壁面との離れ

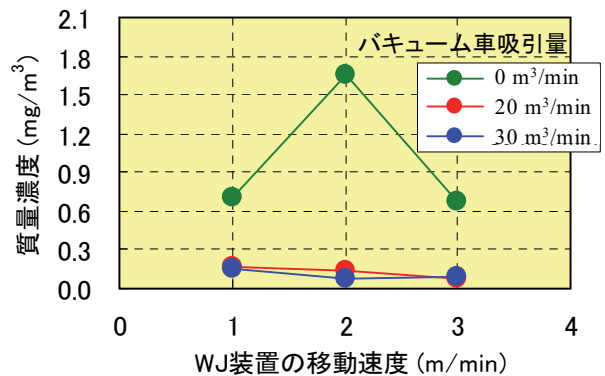


図-10 質量濃度とWJ装置の移動速度

合の質量濃度は、離れが 10mm の場合で 0.2mg/m³ 以下、離れが 30mm の場合で約 0.6mg/m³ となった。ただし、離れが 10mm の場合での質量濃度は 0.2mg/m³ 以下になっているが、目視観察では離間している箇所から若干のミストなどの飛散が観察された。これらより、WJ 装置が処理面から 10mm 程度まで離れても、十分に吸引できることがわかった。

図-10 と図-11 より、吸引を行った場合、WJ 装置の移動速度の変化および超高压水ポンプの水圧の変化による質量濃度は 0.2mg/m³ 以下とほぼ一定である。した

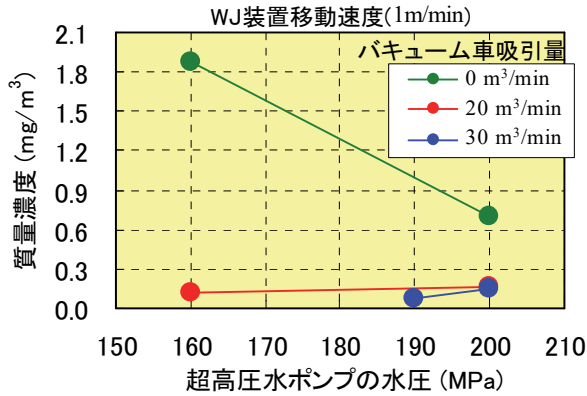


図-11 質量濃度と超高压水ポンプの水圧

がって、WJ 装置の移動速度と超高压水ポンプの水圧の変化は、WJ 装置からのミスト・粉塵などの漏洩にほとんど影響を及ぼさないことがわかった。

これらのことから、飛散抑止装置を付加した WJ 表面処理機を用いることによって、WJ 作業時に発生したミストや粉塵などを、WJ 装置の移動速度や超高压水ポンプの水圧に関係なく吸引することができ、大幅な作業環境の改善が図れることがわかった。

5. まとめ

コンクリート壁・柱部の表面処理を対象として、WJ 装置による処理作業を自動化し、かつミスト・粉塵などの飛散を抑止できる WJ 表面処理機を開発した。開発した WJ 表面処理機について、実物大の模型を用いた施工性能と飛散抑止性能の確認試験を行い、以下のことがわかった。

- i. 研掃による処理面での付着強度は $2.7\text{N}/\text{mm}^2$ 以上を確保でき、より良好な一体化が図れる
- ii. 塗膜を確実に除去できる WJ 装置の移動速度は、 $0.5\sim 1.0\text{m}/\text{min}$ 程度である
- iii. 飛散抑止機能により作業時に発生するミストや粉塵などの飛散を低減でき、大幅な作業環境の改善が図れる
- iv. 飛散抑止の効果は、吸引の有無と WJ 装置と処理面との離れの影響が大きく、WJ 装置の移動速度と水圧の影響は小さい

6. あとがき

性能確認試験により、開発した壁・柱部用 WJ 表面処理機は、処理面で良好な一体化が確保でき、かつミストや粉塵などの飛散による作業環境の悪化を抑止できることが確認できた。現在、壁・柱部用の WJ 表面処理機を、2 つの実現場に適用しており、処理能力・コストおよび

表面の出来形などに関して、人力による WJ 施工との比較を進めている。

さらに、装置の適用部位の拡充を目指して、人力施工で、より苦渋作業となる天井部の表面処理に適用できる WJ 表面処理機の開発を進めており、早期に実現場への展開を実施していきたいと考えている。

【参考文献】

- 1) 森本克秀、石井敏之、白石祐彰、川西健之、「ウォータージェットによるコンクリート表面処理技術 ー壁・柱用表面処理機の開発ー」、奥村組技術研究年報、No.36、pp.59-64、2010.8
- 2) 坪川将丈、水上純一、「コンクリート系空港舗装 ー最近の技術展開ー」、セメント・コンクリート、No.748、pp.49-54、2009.6
- 3) 日本道路公団技術部、「ウォータージェット施工マニュアル」、p.5、2000.6
- 4) 例えば、NEXCO 東日本、NEXCO 中日本、NEXCO 西日本、「構造物施工管理要領」、p.3-12、2009.7

普通鉄筋のスパイラル巻立による耐震補強工法の開発

Development of a Method of Seismic Retrofit by Spiral Lining with Reinforcing Bars

山口 治* 三澤孝史** 森本克秀* 中村方紀*

要 旨

高架橋柱の耐震補強工法として開発した「高張力筋によるスパイラル巻立工法」は、これまでに多数の施工実績を有する。高張力筋で対応できない柱の耐震補強と、さらなるコスト縮減を目的として「普通鉄筋によるスパイラル巻立工法」を開発した。普通鉄筋スパイラル巻立工法は、鋭角加工や大断面柱への巻立てを可能にし、普通鉄筋を使用することで約 5%のコスト縮減が可能となる。

本稿は、普通鉄筋スパイラル巻立工法の概要と、実物大試験体の正負交番載荷試験による耐震性能の結果を報告する。

キーワード：普通鉄筋、スパイラル巻立、耐震補強、高架橋柱、正負交番載荷試験

1. まえがき

高架橋柱の耐震補強は、平成 7 年の兵庫県南部地震以降、せん断耐力および変形性能の向上を目的とした補強工法が多数開発され、実構造物に適用されている。

せん断耐力の向上を目的とした耐震補強工法としては、**図-1**に示すように鋼板巻立て工法、繊維巻立て工法、コンクリート巻立て工法の 3 種に大別される。コンクリート巻立て工法は、既設柱の外周にせん断補強鉄筋を配し、コンクリートの打設または吹付けコンクリートにより鉄筋を保護する工法である。通常の施工設備・材料で補強が可能で、上述の 3 種類の工法のうち最も安価なことから適用事例が多い。当社は、大型機械を要せず狭い部での施工が可能なコンクリート巻立て工法の一つである高張力鉄筋によるスパイラル巻立工法（以下、高張力筋スパイラル巻立工法）を開発し、耐震補強に適用してきた。しかし、高張力筋スパイラル巻立工法では補強ができない 1.2m 四方以上の大断面柱や、断面に鋭角部を有する柱の耐震補強が残っている。これらは、鋼板巻立てや繊維巻立てにより補強されているが、より安価な耐震補強工法が求められている。

このようなことから、適用範囲の拡大とコスト縮減を目的として、普通鉄筋を使用したスパイラル巻立工法（以下、普通鉄筋スパイラル巻立工法）を開発した。

本稿では、普通鉄筋スパイラルの耐震補強性能を確認するため、鉄道高架橋柱を模擬した実物大試験体を作成し、正負交番載荷試験により、耐震補強工法としての耐力・変形性能を確認したので報告する。

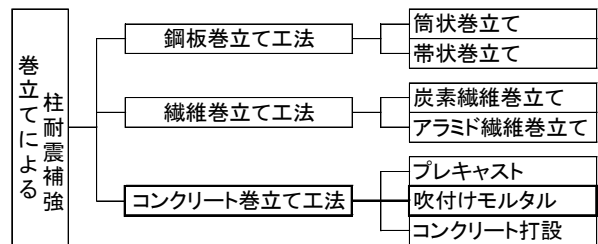


図-1 巻立てによる柱の耐震補強の分類

2. 普通鉄筋スパイラル巻立工法について

普通鉄筋スパイラル巻立工法について、従来の高張力筋スパイラル巻立工法との比較により特長を述べる。従来の高張力筋スパイラル巻立工法は、工場が高張力鋼（SBPD 1275/ 1420）のスパイラル鉄筋を加工し、人力で運搬できる重量（30kg）で現地に搬入して既設柱に巻立てる。高張力鉄筋は、70 度以下の鋭角な曲げ加工ができないため、適用できる柱断面が限定される。また、高張力鉄筋の継手は 2 重の重ね継手とするため鉄筋使用量が嵩み、材料単価が高価なことと合わせてコスト増大の要因であった。

一方、普通鉄筋スパイラル巻立工法は、**図-2**に示すように、既設柱の 3 辺と継手部分から成る形状に加工した普通鉄筋（SD 345,SD390 等）を 1 つの部材として、**図-3**に示すように、柱を挟み込むように設置し、スパイラル状に配置する。**写真-1**に普通鉄筋の組立状況を

* 東日本支社環境技術部 ** 技術研究所

示す。普通鉄筋は、70度以下の加工が可能で、鋭角を有する柱断面にも適用できる。各部材の継手部分をフレア溶接で接合するため、継手長が10D+40mm(D:鉄筋径)となり、高張力筋スパイラル巻立法に比べて大幅に継手長を短くすることができる。また、表-1に示すとおり、帯形状の鉄筋巻立て工法に比べて、溶接箇所を33%(102箇所から67箇所)削減できる。

普通鉄筋は、高張力鉄筋に比べ一般的で容易に入手できるうえ、材料の重量当りの単価が約1/3である。高張力筋スパイラル巻立法と比べて、柱耐震補強工事全体で約5%のコスト縮減が可能となる。

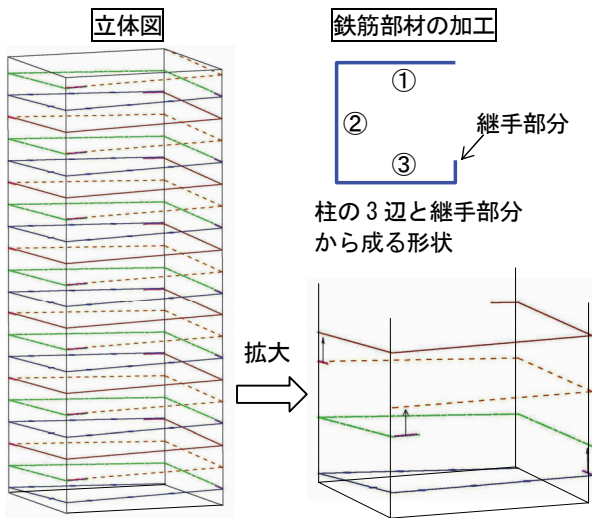


図-2 普通鉄筋によるスパイラル巻立て概略図

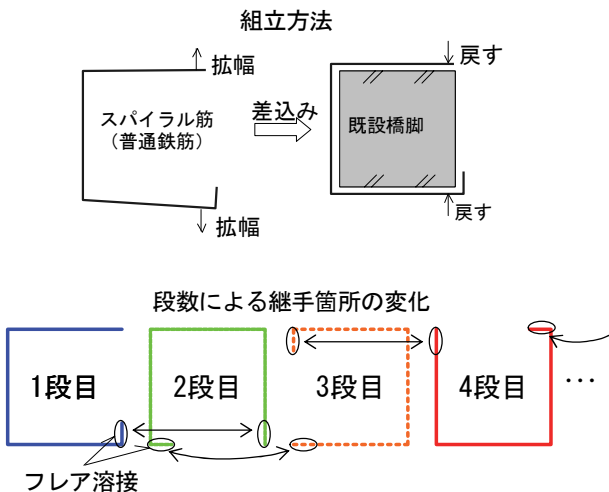


図-3 普通鉄筋の組立方法



写真-1 普通鉄筋の組立状況

表-1 継手部の比較

工法名称	高張力筋スパイラル巻立法	帯鉄筋(普通鉄筋)巻立法	普通鉄筋スパイラル巻立法
鉄筋種類	SBPD1275/1420	SD345,SD390	SD345,SD390
鉄筋加工形状 ^{*1}	 1束9巻きで加工 30kg	 1本:3辺+溶接しろ 1.8kg	 1本:3辺+溶接しろ 4.4kg
継手方法	2重の重ね継手	フレア溶接 10D	フレア溶接 10D
継手長略図 ^{*2}	 (6箇所、40.3m)	 (102箇所、16.3m)	 (67箇所、10.7m)
継手の割合 ^{*3}	24%	10%	6%

*1: □800mmの柱に対しD16(高張力筋はφ12.6mm)で加工した1部材の重量

*2: □800mm,L=3.0mの柱、鉄筋間隔60mmで比較

*3: 補強鉄筋全体に占める継手部分の割合

3. 交番載荷試験概要

3.1 試験体諸元

試験体は、せん断破壊先行となるRCラーメン高架橋を想定し、断面寸法 800mm×800mm の図-4に示す柱とした。既設柱部は、図-5に示すとおり軸方向鉄筋D32(SD345)20本、帯筋φ9(SR235)を150~300mm間隔で配置した。コンクリートの設計基準強度は24N/mm²とした。試験体の諸元を表-2に、コンクリートの配合を表-3に示す。

せん断補強部は、表-4に示す諸元により、柱部の表面に普通鉄筋(SD345 D16 @59mm)をスパイラル状に配置し、継手部をフレア溶接で接合した。鉄筋の表面には表-5に示すとおり、短繊維を混合したモルタルを2層に分けて吹付け、図-6に示すように厚さ65mmのコンクリート巻立て部を形成した。

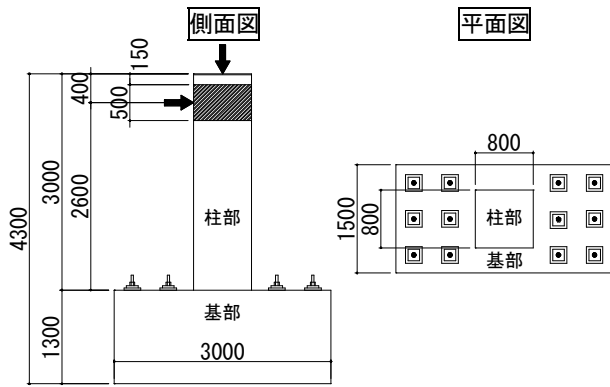
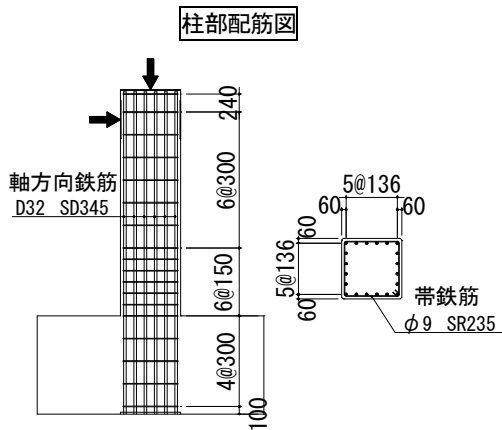
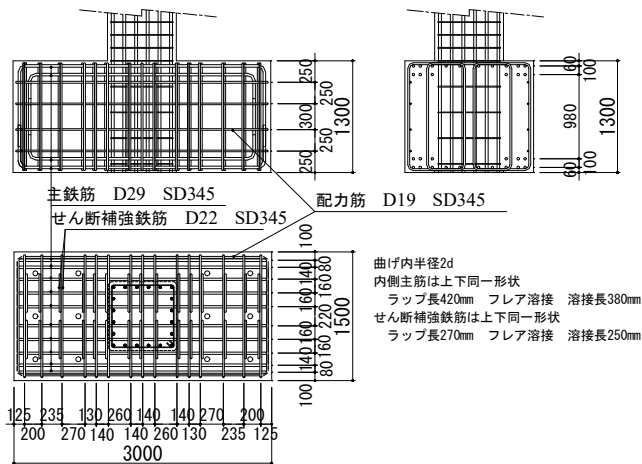


図-4 試験体（既設部）一般図



柱部配筋図



基部配筋図

図-5 試験体（既設部）配筋図

表-2 試験体（既設部）の諸元

柱形状	断面	800mm×800mm
	有効高さ	740mm
	せん断スパン	2600mm
	せん断スパン比	3.51
鉄筋	軸方向鉄筋	SD345 D32×20本
	軸方向鉄筋比*4	2.48%
	帯鉄筋(基部)	SR235 φ9@150mm
	帯鉄筋比(基部)*5	0.11%
	帯鉄筋(中間部)	SR235 φ9@300mm
帯鉄筋比(中間部)*5	0.05%	
コンクリート	設計基準強度	24N/mm ²

*4: 軸方向鉄筋比: $p_x = A_s / (b \cdot d)$

A_s : 引張鉄筋の断面積(mm²) d : 有効高さ(mm)

*5: 帯鉄筋比: $p_w = A_w / (b \cdot s_w)$

A_w : 区間 s_w における部材軸と直交する既設せん断補強鉄筋の総断面積(mm²)

s_w : 部材軸と直交する既設せん断補強鉄筋の配置間隔(mm)

表-3 試験体（既設部）コンクリート配合

使用箇所	設計基準強度 (N/mm ²)	単位量 (kg/m ³)				
		セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
柱	24	275	184	876	932	—
基部	30	313	183	840	940	—

表-4 試験体（補強部）の諸元

補強部	普通鉄筋スパイラル	SD345 D16@59mm
	補強鋼材比*6	0.84%
	吹付けモルタルの設計基準強度	50N/mm ²

*6: 補強鋼材比: $p_x = A_x / (b \cdot s_x)$

A_x : 区間 s_x における部材軸と直交する普通鉄筋スパイラルの総断面積(mm²)

s_x : 部材軸と直交する普通鉄筋スパイラルの配置間隔(mm)

表-5 試験体（補強部）コンクリート配合

使用箇所	単位量 (kg/m ³)							
	セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤①	混和剤②	混和剤①	混和剤②
補強部	533	239	1416	—	43	53	8	5.04

混和材①: 膨脹材

混和材②: シリカフューム

混和剤①: 収縮低減剤

混和剤②: 高性能AE減水剤

短繊維: ポリプロピレン樹脂

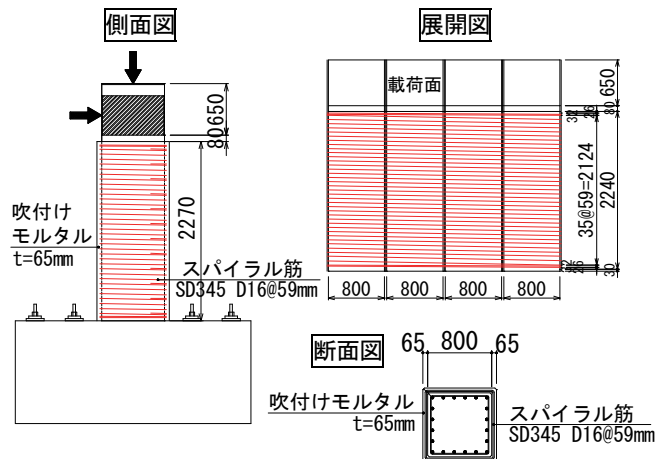


図-6 試験体（補強部）配筋図

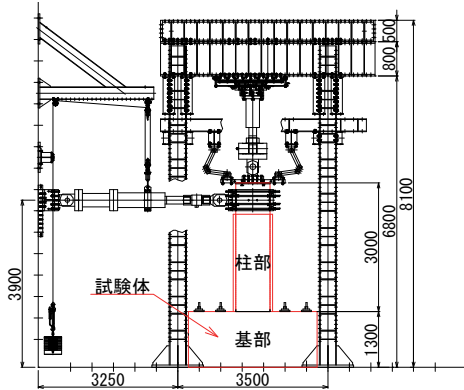
3.2 荷重方法

試験体を PC 鋼棒で反力床に固定し、既設高架橋柱の軸方向圧縮力相当の 2,368kN(3.7N/mm²)を鉛直荷重した。水平方向の荷重を降伏変位の偶数倍 ($\pm 1 \delta_y, \pm 2 \delta_y, \pm 4 \delta_y, \dots$) として各 3 サイクルとした。荷重装置を図-7に示す。

本実験の降伏変位 ($1\delta_y$) については、高張力筋スパイラル巻立工法で同寸法の試験体を用いて交番载荷を実施した際、軸方向鉄筋が降伏した水平変位である14.6mmを採用した。

3.3 計測項目

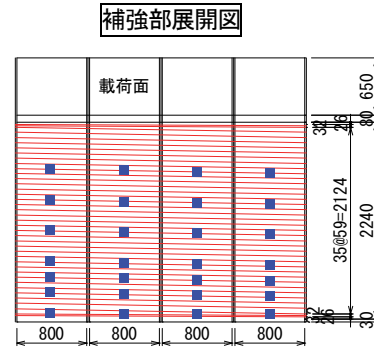
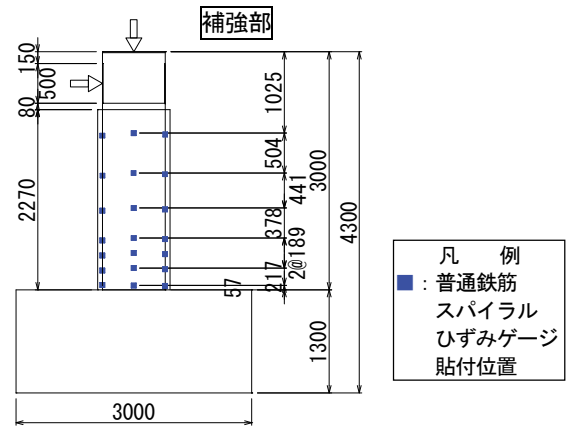
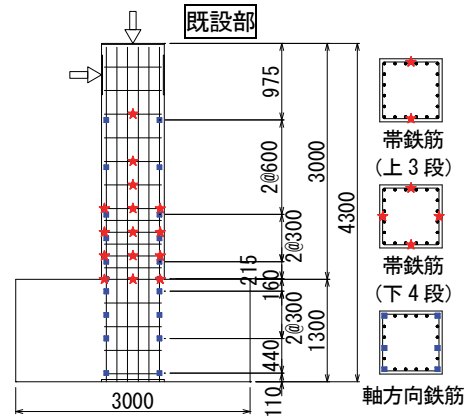
表一六に示す载荷重、変位、ひずみの測定により、载荷試験の管理および試験体の状況を把握する。変位測定位置を図一八、ひずみゲージ貼付位置を図一九に示す。



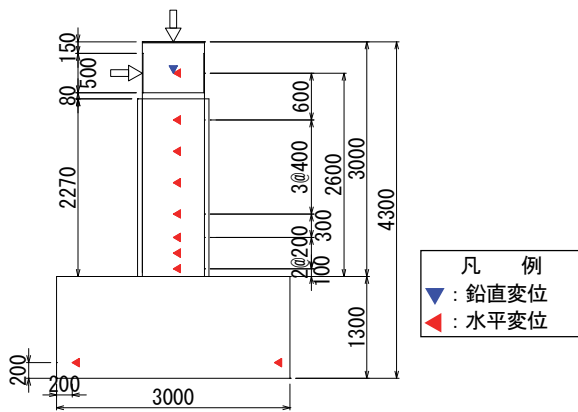
図一七 载荷装置 (側面図)

表一六 計測項目

計測項目	計測器	容量	数量	備考
载荷重	荷重計	±3000kN	1	鉛直荷重
		±2000kN	1	水平荷重
载荷点水平変位	変位計	1000mm	2	载荷方向
载荷点鉛直変位		100mm	1	载荷直角方向
試験体水平変位		1000mm	4	载荷方向
		300mm	2	
基部変位	200mm	1		
基部変位	25mm	6	载荷方向 载荷直角方向	
すべり支承変位	2000mm	1	—	
軸方向鉄筋ひずみ	ひずみゲージ	—	60	1箇所2枚
帯鉄筋ひずみ		—	22	
普通鉄筋スパイラルひずみ		—	28	1箇所2枚



図一九 ひずみゲージ貼付位置



図一八 変位測定位置

4. 試験結果

4.1 試験体の損傷状況

試験体の損傷状況を図一十に示す。1 δ_y で吹付けモルタルにせん断ひび割れが発生し、2 δ_y では、縦方向のひび割れの進展とともに、柱基部より約1600mm付近に曲げひび割れが発生した。6 δ_y では、吹付けモルタル基部のはらみ出しとともに、基部表層の剥離が見られた。8 δ_y では、吹付けモルタルの剥落が見られ、10 δ_y では、吹付けモルタルの剥落と基部の圧壊が顕著で、水平荷重の大幅な低下が見られた。12 δ_y の1サイクル目の正負とも主筋の破断音が発生し、荷重が最大水平荷重の1/3程度に低下したため、载荷試験を終了した。

試験終了後、試験体下部から 500mm 部分をはつり出し、主鉄筋及び補強鉄筋の損傷状況を確認した。

その結果、写真-2に示すように、隅角部の主筋が下部から 120~160mm で破断していたが、普通鉄筋スパイラルの溶接箇所には破断等の損傷は見られなかった。

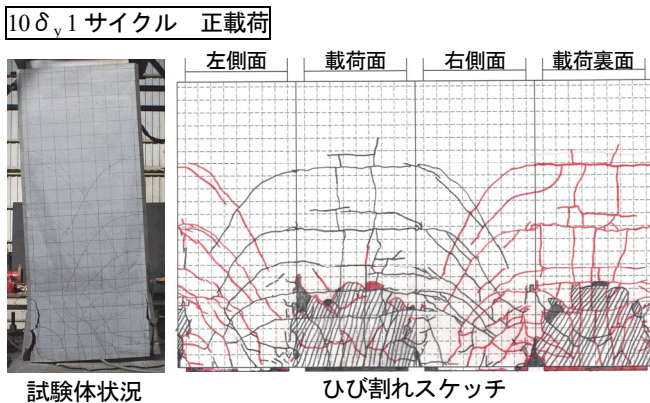
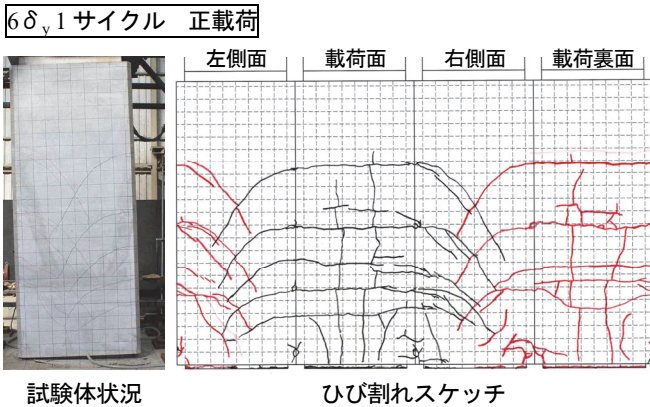
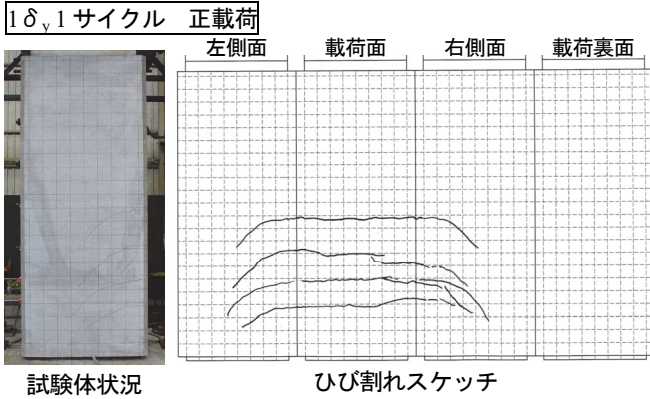


図-10 試験体の損傷状況

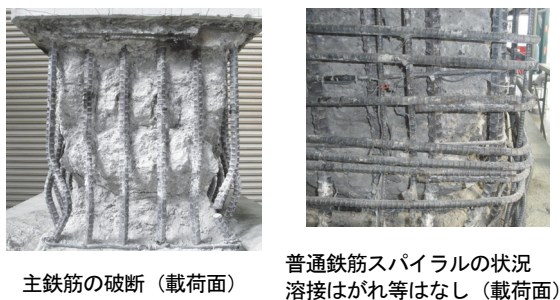


写真-2 載荷後の鉄筋状況

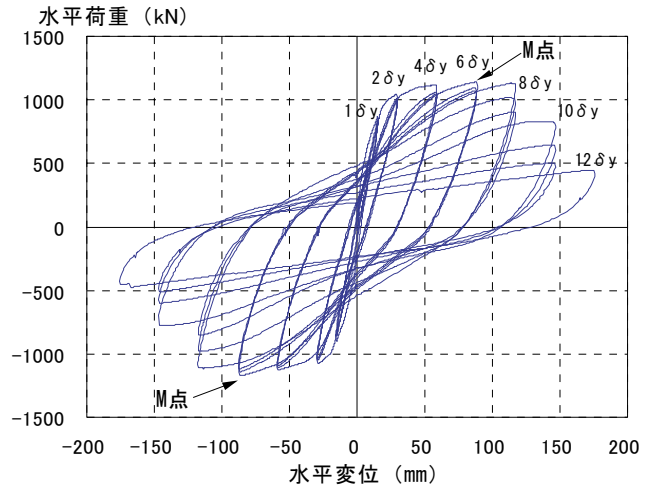


図-11 水平荷重-水平変位関係

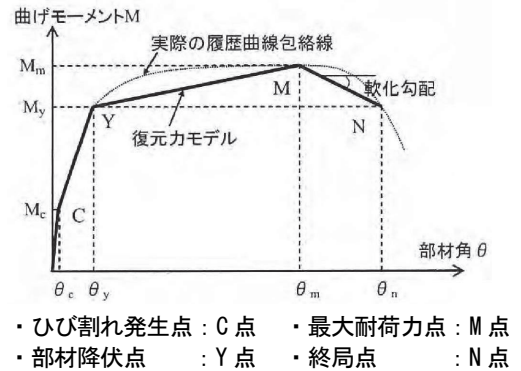


図-12 骨格曲線モデル

4.2 荷重-変位関係

水平荷重-水平変位の関係を図-11に示す。軸方向鉄筋が降伏 ($1\delta_y$) した後、 $6\delta_y$ までは繰返し載荷による耐力の低下は見られなかった。 $8\delta_y$ からは、繰返し載荷による耐力の低下が顕著になり、 $10\delta_y$ で曲げ破壊した。繰返し載荷による耐力の低下が現れない最大変位点 (M点) は、正負とも $6\delta_y$ であった。

5. 耐力・変形性能の評価

5.1 骨格曲線の算定

本試験では「鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物)」¹⁾に準拠し、部材端の曲げモーメントと部材角の関係の包絡線として表した図-12に示す骨格曲線モデルで変形性能を評価した。

降伏点 (Y点) および終局点 (N点) の部材角 θ は、鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物)¹⁾により算出した。繰返し載荷により荷重低下が生じない最大変形点である最大耐力点 (M点) の部材角は、既往の研究²⁾で提案された式により算出した。

部材角 θ_m は、躯体変形 (θ_{m0}) と軸方向鉄筋の伸出しによる回転角 (θ_{m1}) の和として算出する。 θ_{m0} は、

塑性ヒンジ回転角 (θ_{pm}) と塑性ヒンジ以外の変形 (δ_{mb}) により算出できる。

$$\theta_m = \theta_{m0} + \theta_{m1} \quad , \quad \theta_{m0} = \theta_{pm} + \delta_{mb}$$

$$\theta_{m1} = \{2.7(k_{w1} \cdot p_w + k_{x1} \cdot p_x) + 0.22\} \cdot (1 - N'_d / N'_b + 1) \theta_{y1}$$

$$\theta_{pm} = \{(0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013) + (0.0092k_{x0} \cdot p_x + 0.0022)\} \cdot k_{tb} / (0.79p_t + 0.153)$$

ただし、 $2.7(k_{w1} \cdot p_w + k_{x1} \cdot p_x) + 0.22 \leq 3.7$

$$(0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013) + (0.0092k_{x0} \cdot p_x + 0.0022) \leq 0.04$$

$$0.79p_t + 0.153 \geq 0.78$$

ここに、 p_w ：帯鉄筋比 p_x ：補強鋼材比 p_t ：引張鉄筋比
 k_{w0}, k_{w1} ：帯鉄筋強度を考慮する係数 $k_{w0}, k_{w1} = f_{swy} / 345$
 k_{x0}, k_{x1} ：補強鉄筋強度を考慮する係数 $k_{x0}, k_{x1} = f_{xy} / 345$
 k_{tb} ：柱寸法を考慮する係数 $k_{tb} = -0.0016b + 1.80 \geq 0$
 b ：部材下端部の断面積(mm)
 N'_d / N'_b ：軸力釣合比

試験から得られる水平荷重－水平変位の関係を曲げモーメント－部材角に換算し、既往の実験式²⁾から得られる結果との比較を表－7および図－13に示す。曲げモーメントは、Y点まで既往の実験式と同等、Y点以降は既往の実験式を上回った。また、部材角は全てのサイクルで上回った。このことから、普通鉄筋スパイラル巻立工法は、既往の実験式の値を上回る耐力、変形性能を発揮することを確認した。

曲げモーメント－部材角に換算した試験結果と高張力筋スパイラル巻立工法の試験結果の比較を図－14に示す。普通鉄筋スパイラル巻立工法と比べて、耐力・変形性能ともほぼ同等であった。

5.2 まとめ

普通鉄筋スパイラル巻立工法の実物大交番載荷試験により、以下の結果を得た。

- i. 普通鉄筋を使用したスパイラル巻立工法は、既往の実験式により耐力・変形性能を評価できる
- ii. 普通鉄筋を使用したスパイラル巻立工法は、高張力筋を使用したスパイラル巻立工法と比べて、同等程度の耐力と変形性能を有する

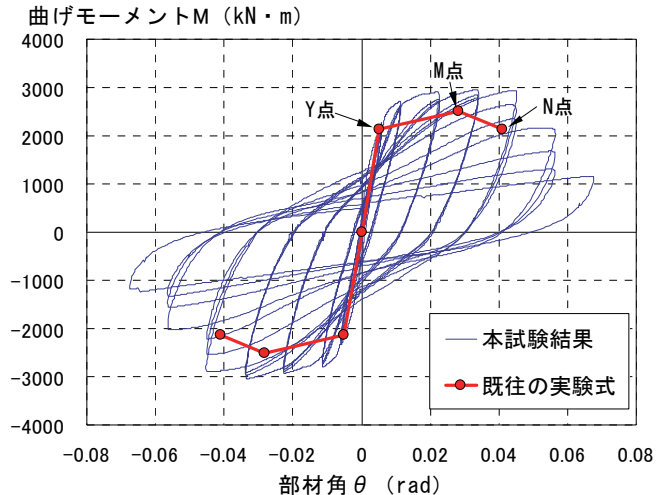
6. あとがき

従来の高張力筋スパイラル巻立工法に比べ、適用範囲の拡大とコスト縮減が可能な普通鉄筋スパイラル巻立工法を開発し、耐震性能を確認した。実構造物への適用に向けて、効率的な施工方法を確立することが課題となる。

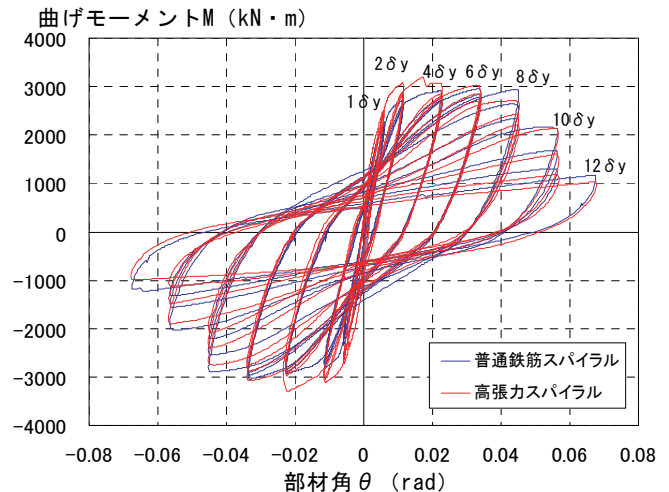
今後は、既設柱のせん断補強だけでなく、曲げ耐力の向上を目的とした耐震補強が増加することを見据え、耐力・変形性能を有する安価な工法の開発が必要であると考える。

表－7 曲げモーメント・部材角の比較（既往の実験式）

$M_y = M_n$ (kN・m)		M_m (kN・m)		θ_n (rad)	
既往の実験式	試験結果	既往の実験式	試験結果	既往の実験式	試験結果
2125.6	2266.2	2520.9	2825.3	0.0412	0.0528
θ_y (rad)		θ_m (rad)		θ_n (rad)	
既往の実験式	試験結果	既往の実験式	試験結果	既往の実験式	試験結果
0.00512	0.00596	0.0282	0.034	0.0412	0.0528



図－13 曲げモーメント－部材角関係と既往の実験式



図－14 高張力筋スパイラル巻立工法との比較

【謝 辞】

本工法の開発において載荷実験の実施および耐震性能の評価では公益財団法人鉄道総合技術研究所殿の御指導・御協力を賜りました。記して感謝いたします。

【参考文献】

- 1) 財団法人鉄道総合技術研究所、「鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)」、丸善、2004.4
- 2) 前田友章,岡本 大,谷村幸裕,庄野 昭,中村敏晴、「補強鋼材と吹付けモルタルで補強した RC 柱の変形性能算定手法」、土木学会第 64 回年次学術講演会、I-600、2009.9

鉄筋が腐食したRC柱の補修前後における 耐荷性能に関する実験的研究

An Experimental Study on the Structural Performance of RC Columns with Corroded Reinforcement and on the Structural Performance of Repaired Columns

三澤孝史* 川口昇平* 石井敏之*

要旨

柱の耐荷性能への鉄筋腐食の影響および鉄筋腐食した柱の補修効果に関する知見を得ることを目的に、水平交番載荷試験を行った。電食により軸方向鉄筋を腐食させた柱試験体および腐食させた鉄筋をはつり出して切除し、柱基部で同径の鉄筋を突合せアーク溶接継手により補修した試験体を用いた。載荷試験の結果、鉄筋を腐食させた柱は、腐食無しの柱に比べ、耐力・変形性能とも大きく低下し、補修した柱は腐食無しの柱とほぼ同じ耐力・変形性能を示すことがわかった。

キーワード：鉄筋腐食、RC、柱、電食

1. まえがき

鉄筋コンクリート（RC）構造物において、中性化や塩害等に起因する鉄筋の腐食は、RC構造物の耐荷性能に大きな影響を与える。鉄筋腐食とRC構造物の耐力・変形性能の関係を把握することは、適切な補修・補強を実施する上で重要な課題である。

しかしながら、現状においては鉄筋の腐食程度とRC構造物の耐力・変形性能に関する定量的な評価は明確にされていない。鉄筋の腐食を考慮したRC構造物の耐荷性能に関する研究は、各機関において実施されているが、梁部材を対象とした研究¹⁾が多く、柱を対象とした研究²⁾は少ない。

本研究では、電食により軸方向鉄筋を腐食させた柱試験体および電食により腐食させた鉄筋をはつり出して切除し、柱基部で同径の鉄筋を突合せアーク溶接継手により補修した柱試験体の水平交番載荷試験を実施し、健全な試験体との比較により、鉄筋が腐食した柱および鉄筋が腐食した柱の補修後の耐力・変形性能の把握を目的とした。

2. 水平交番載荷試験の概要

試験体の形状を図-1に、試験体の諸元を表-1に示

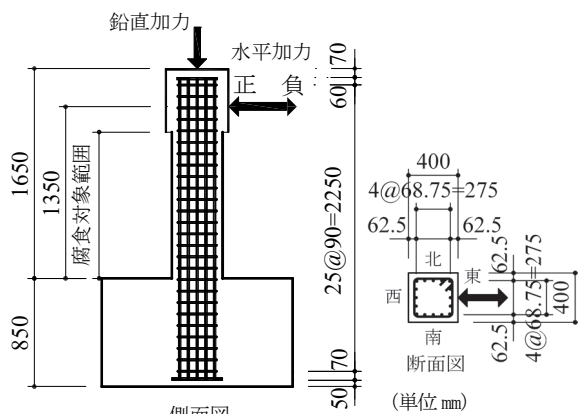


図-1 試験体の形状

表-1 試験体の概要

試験体名	CASE-1	CASE-2	CASE-3
概要	断面 400mm×400mm せん断スパン 1350mm(せん断スパン比 4.0) 設計基準強度 f'_{ck} 27N/mm ² G_{max} 13mm 軸方向鉄筋 D19 (SD345) 16本 引張鉄筋比 1.06% 帯鉄筋 D13 (SD345) @90mm 帯鉄筋比 0.7% 曲げせん断耐力比 2.0(材料試験値による)		
腐食の有無	腐食無し	軸方向鉄筋のみ腐食	軸方向鉄筋のみ腐食
		目標鉄筋質量減少率 30%	
補修の有無	補修無し		全ての軸方向鉄筋を柱基部で切断し、同径の鉄筋で溶接接続

* 技術研究所

す。試験体の断面寸法は 400×400mm、柱基部から載荷点まで 1350mm であり、曲げ破壊（材料試験値による曲げせん断耐力比 2.0）するように設計した。

試験体は、基準試験体として健全な CASE-1、軸方向鉄筋のみ腐食させた CASE-2、軸方向鉄筋のみ腐食させて鉄筋を取り替えた CASE-3 の 3 体とした。供用されている柱の鉄筋腐食の進行は、その環境条件によって異なるが、一般的には表面に近い帯鉄筋が最初に腐食し、その後、軸方向鉄筋が腐食すると考えられる。本研究では、鉄筋腐食状況を単純化して鉄筋腐食が耐荷性能に与える影響を把握しやすいように、軸方向鉄筋および帯鉄筋をそれぞれ腐食させたが、本報では、軸方向鉄筋のみ腐食させた試験結果について述べる。

腐食による鉄筋質量減少率の目標は、交番載荷試験において耐力・変形性能が低下するように 30%とした³⁾。

鉄筋が腐食した RC 部材の耐力・変形性能は、既往の報告⁴⁾によると、局所的な腐食による断面欠損の影響が大きい場合があるが、本報では平均的な腐食量を表す鉄筋の質量減少率で試験結果を整理した。鉄筋腐食のばらつきが耐荷性能に与える影響については、今後詳細に検討したいと考えている。

なお、腐食対象とする鉄筋および腐食範囲を限定するために、CASE-2、CASE-3 では帯鉄筋にエポキシ樹脂塗装鉄筋を用いた。さらに、CASE-1（腐食無し）も含め全ての試験体で、加力部およびフーチング部の軸方向鉄筋にエポキシ樹脂塗装を施した。表-2、表-3 に使用材料の試験結果を示す。

3. 電食

3.1 電食方法

電食の概念図を図-2 に示す。試験体の柱の周囲に塩化ビニール製の水槽を設置し、内部に海水相当の 3%塩化ナトリウム水溶液を満した。試験体から約 30mm の離隔を取って設置した銅板（厚さ 1mm）を直流電源の陰極に、軸方向鉄筋に繋いだリード線を柱試験体頭部から出し、陽極側に接続し印加した。写真-1 に電食状況を示す。

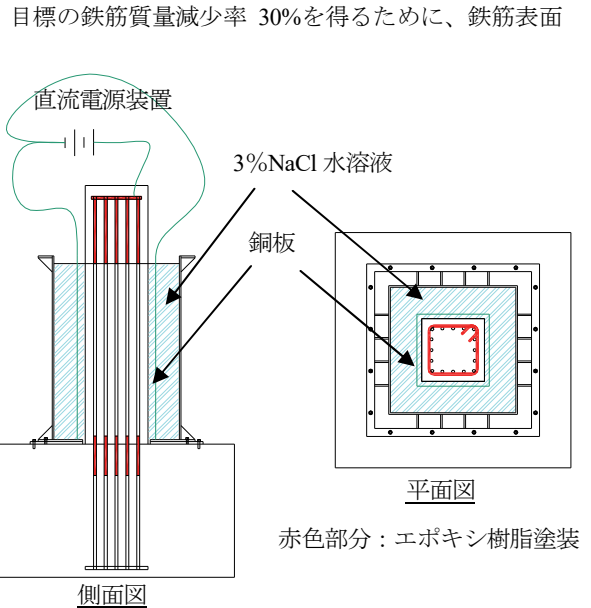


図-2 電食概念図 (CASE-2、3)

表-2 使用した鉄筋の材料試験結果

材料名	使用試験体	仕様	降伏強度 N/mm ²	降伏ひずみ ×10 ⁻⁶	弾性係数 10 ⁵ N/mm ²	引張強度 N/mm ²	破断伸び %
軸方向鉄筋	CASE-1~3	D19-SD345	389	2060	1.89	595	17.2
帯鉄筋	CASE-1	D13-SD345	367	1910	1.92	499	19.6
	CASE-2、3	D13-SD345	365	1900	1.92	509	19.6

CASE-2、3 の帯鉄筋はエポキシ樹脂塗装鉄筋

表-3 使用したコンクリートの材料試験結果

材料名、使用試験体		仕様	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 10 ⁴ N/mm ²	引張強度 N/mm ²	材齢 日	備考
載荷試験時 コンクリート	CASE-1	柱	33.6	2.69	2.77	204	引張強度は割裂引張強度試験による
		フーチング	34.5	2.88	2.84	212	
	CASE-2	柱	34.5	2.73	2.54	223	
		フーチング	32.5	2.81	2.81	231	
	CASE-3	柱	33.7	2.75	2.45	238	
		フーチング	33.1	2.82	2.43	246	
補修 コンクリート	CASE-3	配合強度 f28 33N/mm ² Gmax 15mm 高流動コンクリート	41.6	3.37	2.58	74	

積当たりの電流密度を $1\text{mA}/\text{cm}^2$ として、積算電流量と腐食減少量理論値の関係を示すファラデーの式より求め⁵⁾、通電時間を設定した。

$$W = \frac{C \cdot I \cdot t}{Z \cdot F} \quad (1)$$

ここに、W：腐食減少量理論値(g)、C：鉄の原子量、
I：電流(A)、t：通電時間(s)、Z：鉄の原子価、
F：ファラデー定数(96480C/mol)

CASE-2 については、交番載荷試験後に鉄筋を取り出し、JCI-SCI の方法に準拠して 60°C 、10%クエン酸水素二アンモニウム水溶液に 24 時間浸漬し、水洗した後に乾燥させて質量減少率を測定した。CASE-3 については、補修時に取り出した鉄筋について、CASE-2 と同様の方

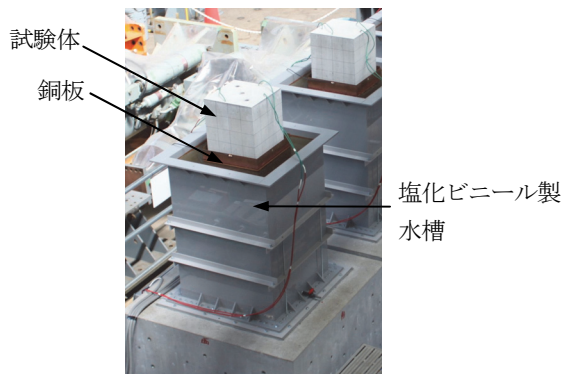


写真-1 電食状況

表-4 鉄筋腐食状況の評価方法

	質量減少率
軸方向鉄筋	腐食後の軸方向鉄筋を 150mm ごとに横リブ 8 節間 (約 100mm) で切断し、この質量と腐食のない加力部の鉄筋の質量との比
帯鉄筋	腐食対象帯鉄筋 1 本ごとの腐食後質量と腐食のない加力部の鉄筋の質量との比

基準長を横リブ 8 節間としたのは交番載荷試験の残留ひずみによる鉄筋長さの変化を考慮

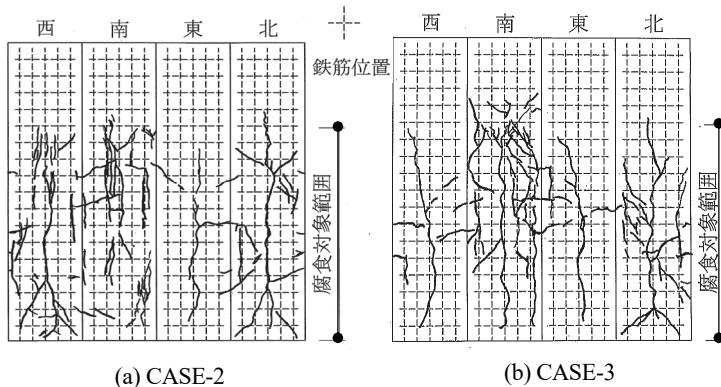


図-3 電食終了時のひび割れ状況

法で質量減少率を測定した。

3.2 電食による劣化状況

電食終了後の試験体のひび割れ状況を図-3 に示す。ひび割れは、CASE-2、CASE-3 のいずれも部材軸方向が卓越し、柱中央付近や柱隅角部の軸方向鉄筋付近に生じている。ひび割れ幅は CASE-2 が最大 1.1mm (西面)、CASE-3 が最大 1.5mm (南面) であった。

鉄筋の腐食状況を表-4 に示す方法で算出した質量減少率で評価した。表-5 に CASE-2、CASE-3 における軸方向鉄筋および帯鉄筋の質量減少率を、全体、東西南北の各面ごとに示す。全体は、腐食範囲内の全ての軸方向鉄筋あるいは帯鉄筋の質量減少率の平均値である。東西面は各 5 本、南北面は各 3 本の軸方向鉄筋の質量減少率の平均値である。

CASE-2 の鉄筋腐食状況は、軸方向鉄筋の目標質量減少率 30% に対し、平均 25.2% であり、帯鉄筋にも質量減少率で平均 2.7% の腐食が生じた。軸方向鉄筋は、西面と北面が東面と南面よりも腐食量が多くなっており、腐食量にばらつきがある。このような腐食量のばらつきは、鉄筋の腐食に伴いかぶりコンクリートがひび割れると通電し易くなり腐食が進行するため、ひび割れ発生時期の差異やひび割れ幅等のひび割れ性状の違いによる影響と思われる。

CASE-3 の鉄筋腐食状況は、軸方向鉄筋の目標質量減少率 30% に対し、平均 19.5% であり、帯鉄筋にも CASE-2 と同様に、質量減少率で平均 0.9% の腐食が生じた。

4. 補修方法

本研究では、柱の軸方向鉄筋が腐食し、フーチング内の軸方向鉄筋は健全であるので、腐食した鉄筋を切除し、同一規格で同径の鉄筋を接続する補修方法を想定した。鉄筋の接続方法には、ガス圧接、機械式継手、溶接継手があるが、今回は鉄筋のはつり出し長が短く、施工治具が比較的小さい突合せアーク溶接継手を用いた。溶接は、半自動アーク溶接機を用い、「鉄筋定着・継手指針

表-5 平均質量減少率 (%)

	区間・部位	CASE-2	CASE-3
軸方向鉄筋	全体	25.2	19.5
	東	17.0	15.3
	西	33.9	15.6
	南	16.1	23.6
帯鉄筋	北	33.4	29.0
	全体	2.7	0.9

[2007年版]⁹⁾に準拠した。軸方向鉄筋を取り替えた部分の帯鉄筋は、同一規格で同径の鉄筋に取替え、端部を重ね合わせてフレアー溶接した。

CASE-3の電食終了後、図-4に示すように、劣化したコンクリートを、溶接治具の設置に必要な離隔を考慮して、軸方向鉄筋の裏側40mmまでウォータージェットによりはつり、柱基部で全ての軸方向鉄筋を切断した。次に、同径の鉄筋を突合せアーク溶接により接続し、帯鉄筋を配筋した後、補修前の柱と同じ断面寸法となるよ

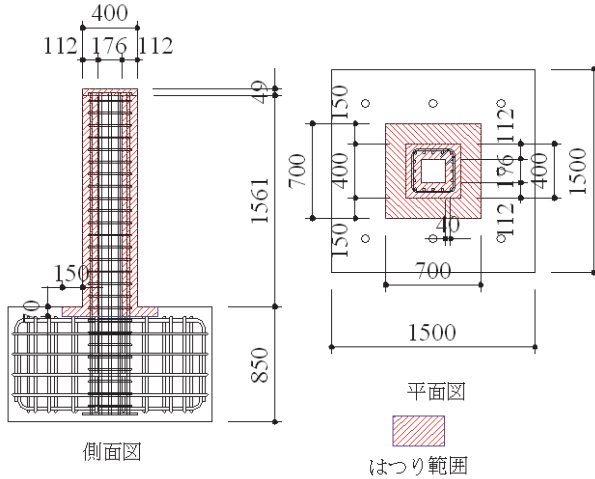


図-4 ウォータージェットによるはつり範囲

うに型枠を設置して高流動コンクリートを打設した。

5. 水平交番荷重試験

5.1 荷重試験の概要

水平交番荷重試験は、試験体のフーチングを反力床にPC鋼棒で定着させ、試験体頭部に油圧ジャッキで一定の軸力(上部工の自重を想定した圧縮応力度 1N/mm^2)を加えた状態で、反力壁より油圧ジャッキ(容量 1000kN 、ストローク $\pm 250\text{mm}$)で正負交番の水平力を加えた。軸力を載荷する油圧ジャッキは、スライド支承を介して載荷フレームに設置されており、水平変位を妨げない構造になっている。写真-2に交番荷重試験状況

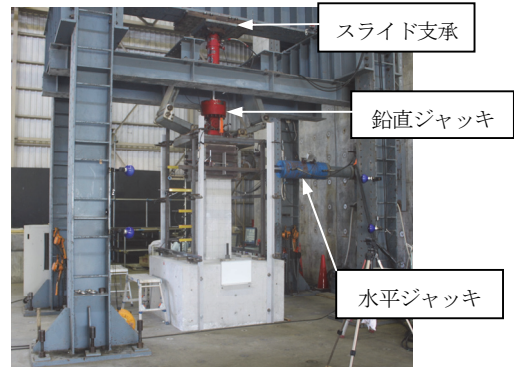
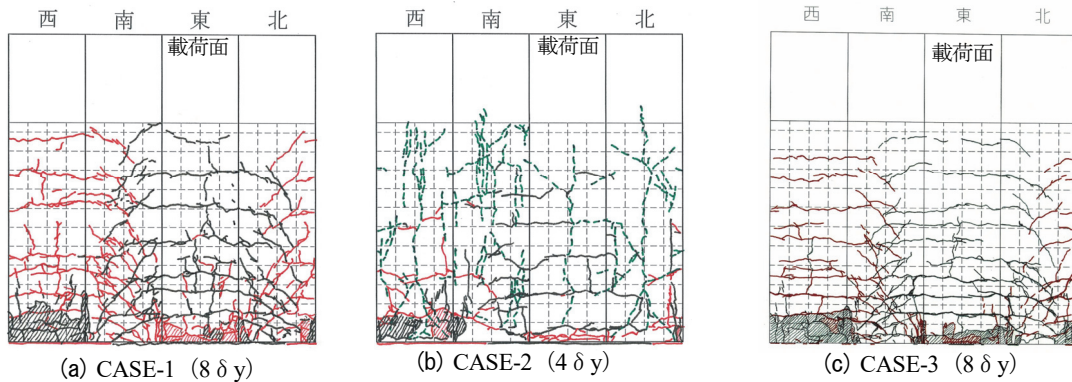


写真-2 水平交番荷重試験状況



実線：交番荷重時のひび割れ 破線：腐食時のひび割れ

図-5 交番荷重試験時のひび割れ状況

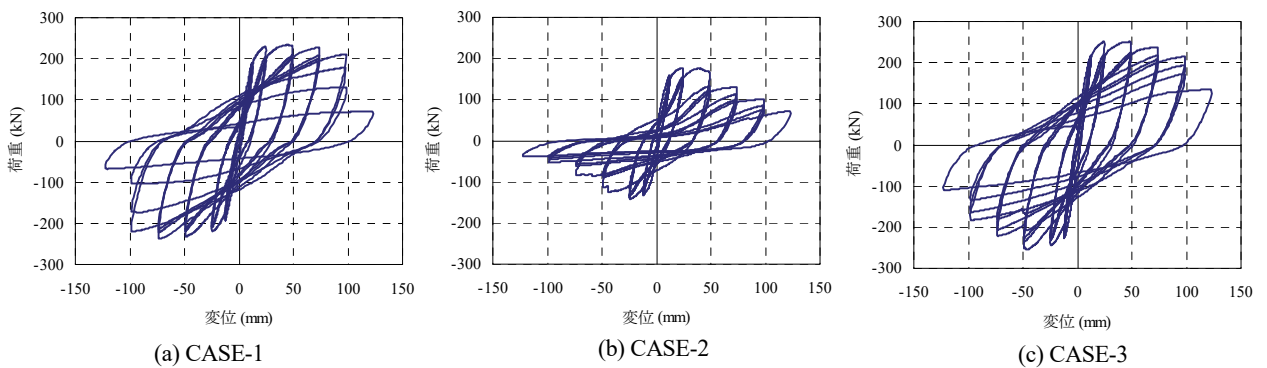


図-6 水平荷重-水平変位関係

を示す。

以下、試験体頭部に加える水平荷重を「荷重」、荷重
 載荷位置の水平変位を「変位」と記す。また、図-1に
 示すように、水平ジャッキを押し出す方向に載荷した時
 を「正載荷」、引き戻す方向に載荷した時を「負載荷」
 と記す。

載荷パターンは、CASE-1、CASE-3 においては、軸
 方向鉄筋が柱基部において降伏する変位 (δy) までは
 荷重制御で載荷し、以降は変位制御により、降伏変位の
 偶数倍の変位を各 3 サイクルずつ載荷した。CASE-2 は
 腐食させるため、ひずみゲージを貼付していないので、
 CASE-1 で得られた正載荷における降伏変位 (δy) を
 基準に CASE-1 と同様に載荷した。

5.2 水平交番載荷試験結果

(a)破壊性状

CASE-1 では、図-5 (a)に示すように、水平方向の
 曲げひび割れの発生とせん断方向のひび割れが発生した
 が、軸方向鉄筋の降伏後もせん断破壊は生じなかった。
 6~8 δy において、柱基部の軸方向鉄筋の座屈に伴うか
 ぶりコンクリートのはらみ出し・剥落が生じ、荷重が低
 下する曲げ破壊であった。

CASE-2 では、図-5 (b)に示すように、CASE-1 に比
 べ、水平方向の曲げひび割れおよびせん断方向のひび割
 れの発生が少ない。これは、腐食ひび割れと軸方向鉄筋
 の腐食により鉄筋の付着強度が低下し、コンクリートと
 鉄筋の一体性が低下したことによるものと考えられる。

CASE-3 では、図-5 (c)に示すように、曲げひび割
 れとせん断ひび割れの発生状況に CASE-1 と大きな差異
 はない。CASE-1 とほぼ同じような破壊性状を示し、6
 ~8 δy で、柱基部の軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコ
 ンクリートのはらみ出し・剥落が生じ、荷重が低下する
 曲げ破壊であった。

(b)耐力・変形性能

図-6 に荷重-変位関係を示す。荷重-変位曲線にお
 ける履歴性状は、CASE-1 は図-6 (a)に示すように、

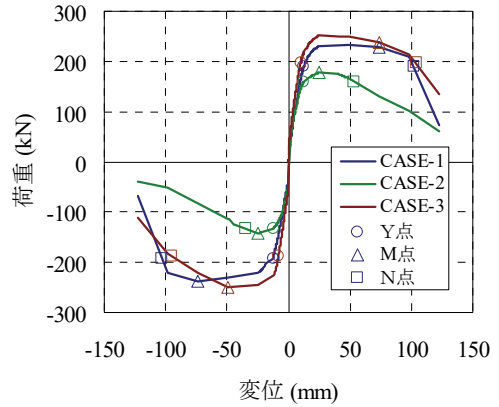


図-7 荷重-変位曲線の包絡線

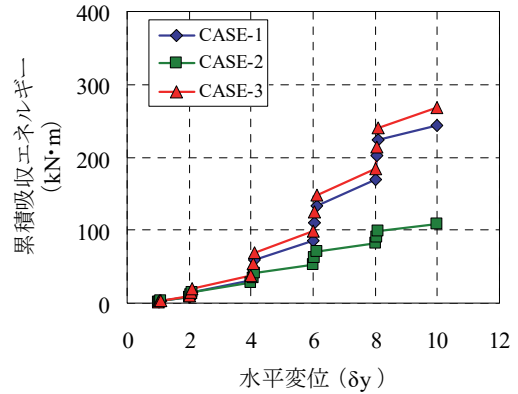


図-8 累積吸収エネルギー

吸収エネルギーの大きい紡錘型の形状を示し、終局変位
 は 8 δy 程度と、変形性能も良好である。

CASE-2 は、図-6 (b)に示すように、1 δy の時点か
 ら CASE-1 に比べ、荷重が小さい。2 δy までは、正載
 荷と負載荷で荷重の違いはあるが、軸方向鉄筋の降伏後、
 荷重が低下せずに変形が大きくなる CASE-1 と同様の履
 歴性状を示した。正載荷と負載荷における荷重の違いは、
 表-5 に示したように、負載荷時に引張り側となる西面
 の軸方向鉄筋の腐食量が東面に比べ大きいことから、鉄
 筋腐食による鉄筋断面の減少の影響が大きいと考えられ
 る。4 δy の 1 サイクル目の負載荷で軸方向鉄筋 (西

表-6 水平交番載荷試験結果

	CASE-1		CASE-2		CASE-3	
	正載荷	負載荷	正載荷	負載荷	正載荷	負載荷
降伏荷重 (kN)	190.7	192.1	159.9 (0.84)	132.5 (0.69)	197.1 (1.03)	187.1 (0.97)
降伏変位 (mm)	12.3	12.6	12.3	12.3	9.9	8.2
最大荷重 (kN)	227.3	236.7	176.9 (0.76)	143.0 (0.60)	237.2 (1.04)	250.6 (1.06)
終局変位 (mm)	101.7	102.8	53.7 (0.53)	35.0 (0.34)	103.7 (1.02)	95.5 (0.93)

降伏荷重：最外縁主鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点の水平荷重。但し、CASE-2 はひずみゲージ
 を貼付していないので、載荷の基準として用いた CASE-1 の正載荷における降伏変位(12.3mm)時の荷
 重とした。

降伏変位：降伏荷重時の水平変位

最大荷重：繰り返し荷重により耐力低下が顕著にならない最大変位時の水平荷重

終局変位：水平荷重-水平変位曲線の包絡線において、水平荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位
 ()内の数値は CASE-1 に対する比

側) 2本の破断、 $6\delta y$ の1サイクル目の負荷荷で軸方向鉄筋(西側)2本の破断に伴い、負荷荷での荷重は大きく低下した。その後も正載荷では、負荷荷より荷重が大きい状態が続き、正載荷で圧縮側となる東面では、 $10\delta y$ において柱基部の軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出し・剥落が生じた。

CASE-3は、図-6(c)に示すように、CASE-1と同様に吸収エネルギーの大きい紡錘型の形状を示した。 $8\delta y$ において、繰り返し荷重により、荷重が顕著に低下し、 $10\delta y$ において、柱基部の軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出し・剥落が生じ、荷重が大きく低下した。

図-7に各試験体について、荷重-変位曲線の包絡線を示す。図には、Y点(部材降伏点)、M点(最大荷重点)、N点(終局点)を丸印等で示す。表-6に各試験体の載荷試験結果を示す。

図-7、表-6より、CASE-2の降伏荷重は、正載荷時においてCASE-1に比べ約80%に、負載荷時において約70%に低下している。最大荷重は、正載荷時においてCASE-1に比べ約80%に、負載荷時において約60%に低下している。終局変位は正載荷時において、CASE-1の53%、負載荷時において34%と大きく変形性能が低下している。このように、CASE-2では耐力、変位とも低下しているが、軸方向鉄筋の腐食は、特に耐力に与える影響が大きいと思われる。降伏荷重および最大荷重の低下は、腐食による鉄筋断面の減少および鉄筋とコンクリート間の付着強度の低下の影響と考えられる。

CASE-3の降伏荷重は、CASE-1とほぼ等しい。最大荷重は、正載荷および負載荷とも、CASE-1に比べ、若干大きい。構造性能を「鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)、平成16年4月」⁷⁾に準拠して計算した結果、コンクリート強度および鉄筋強度の差による荷重の違いよりも大きい。これは、溶接部の径が大きくなっていることによる幾何学的な影響が大きいと思われるが、今後、さらに検討したい。終局変位は、CASE-1とほぼ同じであり、変形性能に大きな差はない。

図-8に各試験体について、各載荷ステップにおける荷重-変位関係から算出した累積吸収エネルギーを示す。

CASE-2の累積吸収エネルギーは、CASE-1に比べ、軸方向鉄筋が破断した $4\delta y$ 以降小さくなっている。 $10\delta y$ における累積吸収エネルギーはCASE-1の半分以下である。

一方、CASE-3の累積吸収エネルギーは、終局付近の $8\delta y$ において、CASE-1の約1.07倍と若干大きい、エネルギー吸収性能に大きな差は見られない。

以上より、軸方向鉄筋が約25%腐食した柱は、耐力・変形性能とも大きく低下するが、腐食した軸方向鉄筋をはつり出して柱基部で切除し、同径の鉄筋を突合せ溶接により接続する補修によって、健全時の柱と同程度

の耐力・変形性能に復元することが可能と考える。

6. まとめ

電食により柱の軸方向鉄筋を腐食させた柱試験体および柱試験体の軸方向鉄筋を腐食させた後、はつり出して軸方向鉄筋を取り替えて補修した柱試験体の水平交番載荷試験により、以下のことが明らかになった。

- i. 平均質量減少率で軸方向鉄筋が約25%、帯鉄筋が約3%腐食した柱試験体は、曲げ降伏後に軸方向鉄筋の破断により破壊した。腐食無しの柱に比べ、耐力は正載荷時において約80%、変形性能は約30%に低下した。降伏荷重および最大荷重の低下は、腐食による鉄筋断面の減少および鉄筋とコンクリート間の付着強度の低下の影響と考えられる。
- ii. 腐食させた軸方向鉄筋を取り出し、同径の軸方向鉄筋を柱基部で突合せ溶接により接続した柱試験体は、腐食無しの試験体と同様の破壊性状を示し、腐食無しの柱に比べ、耐力は若干大きくなるが変形性能は同程度であり、健全時の柱と同程度の耐力・変形性能に復元する。

本報では目標の鉄筋質量減少率を1水準としたが、今後、鉄筋の腐食量を変化させて柱の耐力・変形性能に鉄筋腐食が与える影響を把握し、劣化状況に応じた補修方法を検討していきたいと考える。

【参考文献】

- 1) 岩波光保、横田 弘、佐藤文則、「鉄筋腐食がRCはりの耐荷性能に及ぼす影響」、コンクリート工学年次論文集、Vol.24、No.2、pp.1501-1506、2002.7
- 2) 加藤絵万、岩波光保、伊藤 始、横田 弘、「繰返し荷重を受けるRC柱の構造性能に及ぼす鉄筋腐食の影響」、コンクリート工学年次論文集、Vol.27、No.2、pp.1489-1494、2005.7
- 3) 土木学会、「続・材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能」、2009.5
- 4) 日本コンクリート工学協会、「コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会 報告書」、1998
- 5) 碓本 大、荒木弘祐、服部篤史、宮川豊章、「両引き試験による鉄筋腐食と付着強度に関する研究」、コンクリート工学年次論文集、Vol.28、No.2、pp.661-666、2006
- 6) 土木学会、「鉄筋定着・継手指針[2007年版]」、2007.8
- 7) 鉄道総合技術研究所 編、「鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)、平成16年4月」、2004.4

アクティブ・ノイズ・コントロールの 制御方法に関する研究

Study on the Control Method of Active Noise Control

金澤朗蘭* 稲留康一*

要 旨

騒音の苦情件数は近年増加傾向にあり、そのおよそ 1/3 は工場や事業場（建設工事現場）に関わるものである（環境省 水・大気環境局大気生活環境室、「平成 22 年度騒音規制法施行状況調査について（2011.12）」より）。低周波数帯域の音は、中～高周波数帯域の音に比べて空気中の伝搬による減衰が少ない。さらに、低周波数帯域の音を遮音するには重量が必要となるため、騒音対策として一般的な防音パネルを用いて効果的に低減するのは難しい。そこで、スピーカから騒音の逆位相となる音を発生させ、干渉によって騒音レベルを低減させる、アクティブ・ノイズ・コントロールを適用した。アクティブ・ノイズ・コントロールによって騒音を効果的に低減するには、制御により騒音とスピーカからの音を精度良く干渉させる必要がある。そこで、誤差信号を参照しないフィードフォワード制御にローパスフィルタを挿入したアルゴリズムを提案し、ANC に適用して効果を確認した。本稿ではこの概要を報告する。

キーワード：低周波音、工事騒音、工場騒音、設備騒音、ANC

1. まえがき

工場や建設現場等から発生する騒音により、近隣住民から苦情が寄せられる場合が多い。これらの騒音は主に工業用または建設用機械から発生している。最近では、低騒音を謳う機械も増えているが、実際の作業で発生する騒音を十分に低減させるのは難しく、使用時間帯や使用頻度を制限して対処する場合が多い。工場や建設現場で使用される機械のうち、ファンなどの回転機械、室外機などの設備機器から発生する音の多くは、低周波数帯域（100Hz 付近）に他の周波数帯域よりも突出して音圧レベルの高い帯域（以下、ピーク音）をもつ¹⁾。

人の聴覚は低い音ほど感度が低く、高い音ほど感度が高くなる傾向をもつ。この特性を考慮した音圧レベルが騒音レベル（A 特性音圧レベル）であり、環境基本法や騒音規制法などにおける評価基準ではこの騒音レベルを指標としている。一般に、低い周波数帯域の音圧レベルは騒音レベルに大きな影響を与えないため、低い周波数帯域にピークがあっても、騒音レベルは基準値を満足している場合が多い。しかし、サッシなどの建具は低周波数帯域の透過時の低減量が小さいため、低周波数帯域にピークを持つ騒音が伝搬すると、図-1 に示すように室内では相対的に低周波数帯域のピーク音の影響が大きくなる²⁾。このため、居住者に不快な音として影響を与えてしまい、屋外での騒音レベルの値が基準値を満足し

ている場合でも、問題となる可能性がある。

前述の低周波数帯域の音を発生する設備機器等では、熱や空気を発生させるものが多く、騒音対策として一般的な、「音源を囲う」という方法をとることが難しい。音源を囲わずに敷地境界で対策を行う場合、従来の遮音方法（防音パネル、防音シート、防音塀）は、騒音レベルの低減には効果が得られるものの、低周波数帯域に対しては透過時の低減量が小さいため、低周波数帯域のピーク音に対しては効果が期待できない。

そこで、工場や建設現場から発生する低周波数帯域のピーク音を、囲うことなく低減する方法として、能動騒音制御（以下、ANC：Active Noise Control）の適用を検討した。ANC によって騒音を効果的に低減するには、制御により騒音とスピーカからの音を精度良く干渉させる必要がある。そこで、誤差信号を参照しないフィードフォワード制御にローパスフィルタを挿入したアルゴリ

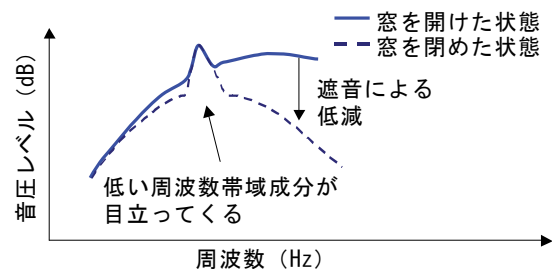


図-1 窓開閉による室内騒音の周波数特性概念図³⁾

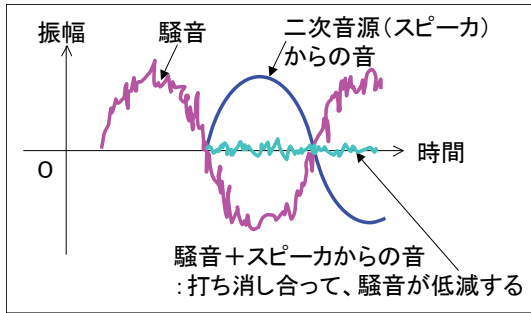


図-2 ANCのイメージ

ズムを提案し、ANC に適用して効果を確認した。本稿ではこの概要について報告する。

2. 対策方法の検討

2.1 ANCとは

ANC とは、対象とする騒音を、スピーカから音を発生させて干渉させ、受音点における音圧レベルを低減させるシステムである。イメージを図-2に示す。ANC が騒音対策に適用されているものに、車内におけるエンジンのこもり音の低減⁴⁾、などがあり、様々な分野で利用されている。

2.2 ANCの実例

ANC を使用した実例として、①一方向に音が伝搬する場合の騒音対策⁵⁾、②回折音の騒音対策、③点音源からの放射音の対策、などがある⁶⁾。①は、騒音が一方向に伝搬するダクト等における騒音対策で、サブコンや空調メーカーが製造したもの等、比較的多くの実用化例がある。②は、低周波数帯域の音の回折現象を利用したもので、高速道路の防音壁や、工事時の仮設囲いの上部に設置し、回折する低周波数帯域の音を低減するものなどがある⁷⁾。③は、ダクト開口端からの放射音など、点音源と仮定できる音源と近接した位置に二次音源を設置するもので、ガスタービンからの排気音対策などで使用されている⁸⁾。また、③には、重機の排気筒から発生する騒音を低減するもの^{9),10)}も含まれる。

①～③は、低周波数帯域の音を低減対象としており、音源を囲わずに対象音の音圧レベルを低減している。そこで、工場や建設現場から発生する低周波数帯域のピーク音を、囲うことなく低減する方法として、ANC を適用した。

3. 制御方法の検討

3.1 一般的なANCの制御フロー

ANC の制御方法には、フィードバック制御とフィードフォワード制御がある。フィードバック制御は、騒音

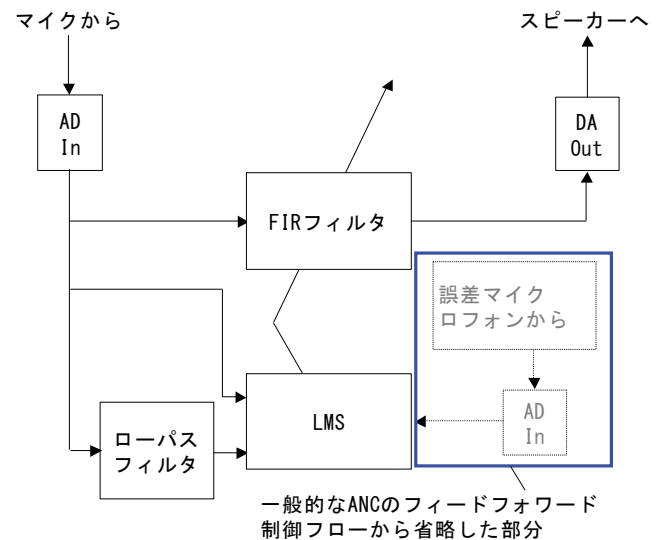


図-3 ブロックダイアグラム

を外乱と捉え、低減したい点(以下、制御点)において、スピーカから音を発生させて騒音を低減させる方法である。これに対しフィードフォワード制御は、騒音の情報を参照し、制御点において音源からの音波とスピーカからの音を干渉させて騒音を低減させる方法である。

フィードバック制御をANCに適用する場合、対象としている音場の特性をフィードバックするため、正確な音場を予測するための制御器の種類、位置、計測信号の処理方法、フィードバック演算アルゴリズムについて、解決すべきことが多く、開発対象の状況を考慮すると、フィードバック制御の適用は難しい。そこで、フィードフォワード制御をANCに適用した。フィードフォワード制御をANCに適用して効果的に騒音を低減するには、時々刻々と変化する騒音の特性を把握し、その特性を反映させた制御信号を作成する必要がある。

3.2 制御フローの検討

ピーク音の周波数帯域はある程度限定される。このため、制御対象としているピーク音の周波数を推定することにより、誤差信号を使用しないフィードフォワード制御がANCに適用可能である。

そこで、ANCにおけるフィードフォワード制御の一般的なアルゴリズムである filtered-X LMS アルゴリズム¹¹⁾を使用し、誤差信号を使用しない騒音の低減が可能な信号処理プログラムのブロックダイアグラムを図-3に示す。さらに、対象音は低周波数帯域のピーク音であるため、ローパスフィルタ(構造:直接型FIR、次数:40、遮断周波数:200Hz)を挿入し、ピーク音の周波数を的確に捉えられるようにした。

3.3 システムの検証

提案した制御アルゴリズムの妥当性を検証するために、無響室にて信号処理プログラムの動作と低減効果の確認実験を行った。制御用スピーカを騒音源と逆位相に駆動

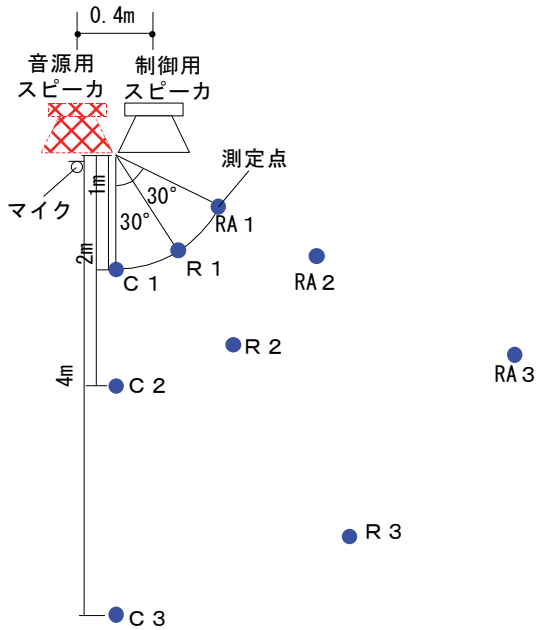


図-4 スピーカおよび測定点の配置

する点音源と考え、騒音源と想定したスピーカに制御用のスピーカを近接して設置した（中心間距離は 1/2 波長以下¹²⁾ の 0.4m）。

無響室内の測定点において、制御していない状態（以下、OFF）および制御状態（以下、ON）の音圧レベル（30 秒間の平均値（Leq））を測定した。測定は精密騒音計（RION 製 NA-28）で行った。音源用スピーカ、制御用スピーカ、測定点の配置を図-4 に示す。また、実験状況を写真-1 に示す。なお、スピーカアンプなど使用機器の特性の影響を避けるため、音源用スピーカと制御用スピーカとは異なる系により再生した。また、制御用スピーカの再生範囲の下限値は 40Hz である。実験では低周波数帯域にピークをもつ音源として、100Hz にピークのある送風機の音、80Hz にピークのある発電機の音を使用した。

各測定点における周波数特性を図-5、図-6 に示す。なお図-5、図-6 は、各測定点における周波数特性の平均値である。図-5、図-6 より、各測定点において、ピークの存在する周波数帯域での低減量は、送風機の場合で約 12dB、発電機の場合で約 8.5dB（いずれも平均値）であった。また、ピーク音以外の周波数帯域において、大幅な音圧レベルの増幅はみられなかった。

以上より、提案した信号処理プログラムを ANC の制御システムに適用することにより、ピークをもつ低周波数帯域の音圧レベルを低減できることを確認した。

4. 実機による検証

4.1. 適用対象の選定

建設現場には、建設機械のエンジン音など、様々な低



写真-1 実験状況

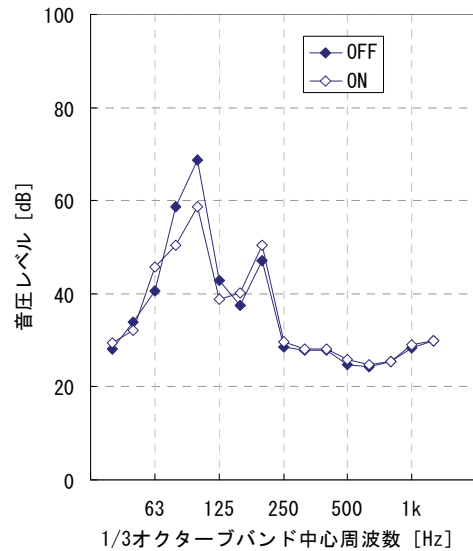


図-5 制御によるピーク音の低減
（音源：スピーカより送風機の音を再生（ピークの周波数 100Hz））

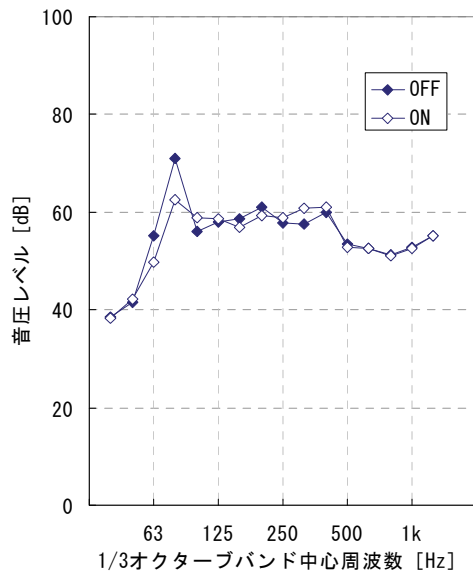


図-6 制御によるピーク音の低減
（音源：スピーカより発電機の音を再生（ピークの周波数：80Hz））



写真-2 重機A

周波数帯域の騒音がある。そこで、重機騒音への ANC の適用性を判断するため、屋外で重機騒音の特性を把握した。測定した重機の一例を写真-2に示す。測定は JIS Z 8731 に準拠して行った。

重機はそれぞれ異なるメーカーのバックホウ（バケット容量はすべて 0.8 m³）であり、重機が静止しエンジン音のみが発生している状態で測定した。いずれも重機の排気筒側から 1m 程度の位置、高さ 1.5m で測定を行った。重機 A から発生する騒音の周波数特性を図-7に示す。63Hz の低周波数帯域にピークがあることを確認した。また、ピーク以外の周波数帯域はほぼ一様であった。重機 A 以外の重機（異なるメーカー 2 社の製品）についても、同様の周波数特性であることを確認した。

さらに、建設現場での作業時の重機騒音の特性を把握するため、走行時、掘削時の場合について測定した。測定は重機 A のみについて、重機の側面から 5m 地点、高さ 1.5m で行った。測定結果を図-8に示す。図-8 から、走行時や掘削時にも 63Hz の低周波数帯域にピークが存在することが分かる。

排気筒周辺の音圧レベルの分布を水平面、鉛直面ともに測定した。測定した排気筒周辺の 63Hz 帯域の音圧レベル分布を図-9に示す。排気筒を中心に同心円状の分布を示していることがわかる。これらの特性は重機 A 以外についても同様である。

このことから、建設現場で使用される重機の騒音特性について、以下のことを確認した。

- i. 63Hz 程度の低い周波数帯域にピークが存在する
 - ii. エンジン音は、排気筒からの発生音が最も大きい
- i、ii より、考案した信号処理アルゴリズムを適用した ANC を、音圧レベルが最大である、排気筒付近の音圧レベルを低減するために適用して、重機から発生する騒音の影響を低減できると判断した。

4.2 実験概要

ANC のシステムを実際の重機に適用し、効果を確認した。重機は、写真-2の重機 A を使用し、周囲に測定点を設けて制御の OFF、ON による低周波数帯域の

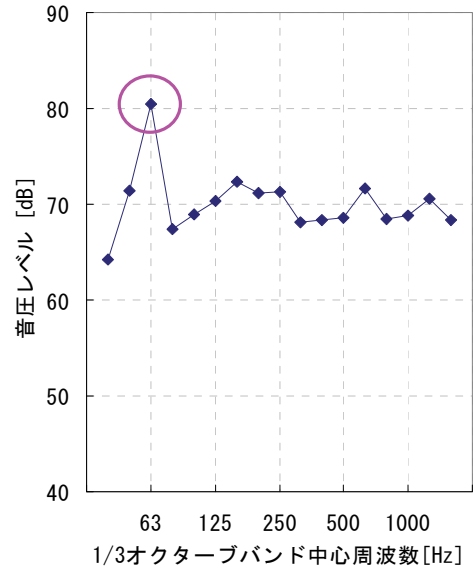


図-7 重機Aから発生する騒音の周波数特性

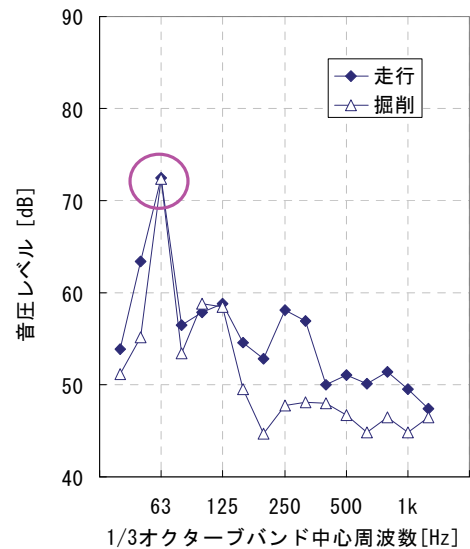


図-8 走行時および掘削時に重機から発生する騒音の周波数特性

ピークの音圧レベルの変化を測定した。各測定点とバックホウとの位置関係を図-10に示す。制御用スピーカを排気筒に隣接して設置した。写真-3～写真-5に実験状況を示す。マイクには、全天候用の風防を設置し、排気による風切音の影響を小さくした。また、制御装置、マイクアンプ、スピーカアンプなどは運転室内に設置した。

4.3 騒音の低減量

各測定点において、制御装置が OFF と ON の場合の音圧レベル (30 秒間の平均値 (Leq)) を測定した。測定は精密騒音計 (RION 製 NA-28) を使用した。測定結果を図-11に示す。すべての測定点において、制御によりピークである 63Hz 帯域の音圧レベルが 7~10dB 程度、

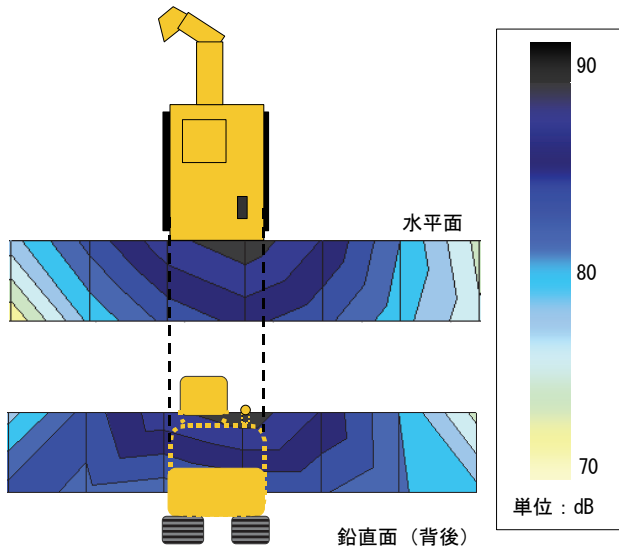


図-9 排気筒周辺の63Hz帯域の音圧レベル分布

低減していることを確認した。また、ピーク音以外の周波数帯域における音圧レベルの顕著な増幅はみられなかった。

次に、測定点①において、制御装置が ON と OFF の場合の音圧レベル変動を測定した。63Hz 帯域の音圧レベルの変動波形 (1/3 オクターブバンド) を図-12 に示す。エンジンをかけた状態で制御を開始すると、音圧レベルが低減し、効果が現れることを確認した。適応制御により、制御の継続時間が長くなるほど制御効果が大きくなるのが分かる。

これらの結果より、本システムを使用することで、目的とする低周波数帯域のピーク音の音圧レベルを低減できることを確認した。

5. おわりに

騒音源としてスピーカから騒音を発生させた実験室実験では、音源を純音、送風機の音、発電機の音のように、低周波数帯域にピークをもつ音の場合、ピーク音を10dB以上、低減できることを確認した。さらに、屋外においてバックホウへの適用実験を行い、40m程度の距離で、7~10dB程度、低周波数帯域のピーク音を低減できることを確認した。

本システムは、①点音源と仮定でき、②200Hz以下の低周波数帯域にピークをもつ、騒音源に対し、適用できる。今後の課題として、適用可能な条件の拡大が挙げられるが、制御システムの工夫等により検討していきたい。

なお、本実験を進めるにあたり多大な協力をいただいた方々および関係者各位に、深く感謝の意を表する。

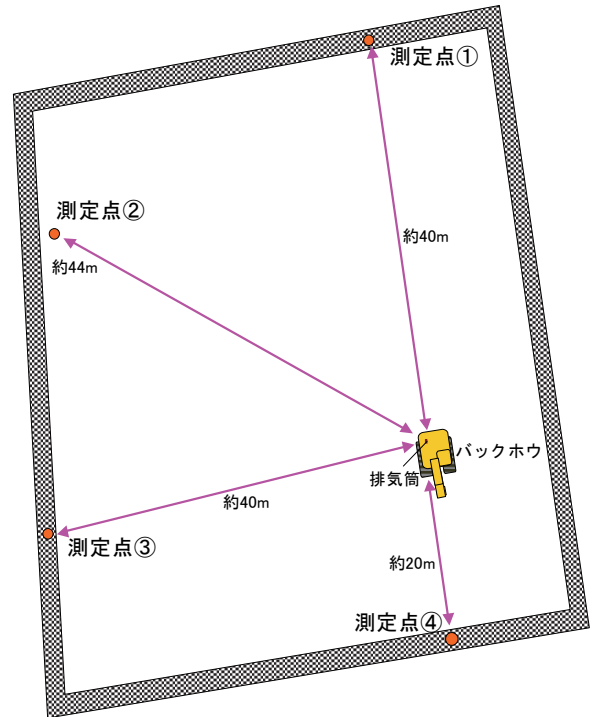


図-10 各測定点とバックホウとの距離



写真-3 使用重機

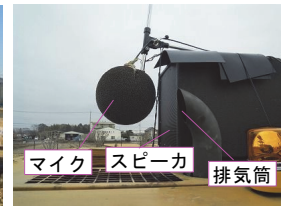


写真-4 システム



写真-5 測定点④

【参考文献】

- 1) (社) 日本騒音制御工学会、「地域の音環境計画」、技報堂、pp.170-175、1997.4
- 2) 「音のなんでも相談室 F. 低周波音・超低周波音」、音響技術、pp.51、2003.9
- 3) (社) 日本建築学会、「住宅の設備機器を対象とした低周波数領域の音と振動問題への対応資料」、日本建築学会、pp.27、2010.1
- 4) 例えば、長谷川聡、「自動車用アクティブ・ノイズ・コントロール (ANC) システム」、日本造船学会誌、pp.839-842、1992.11

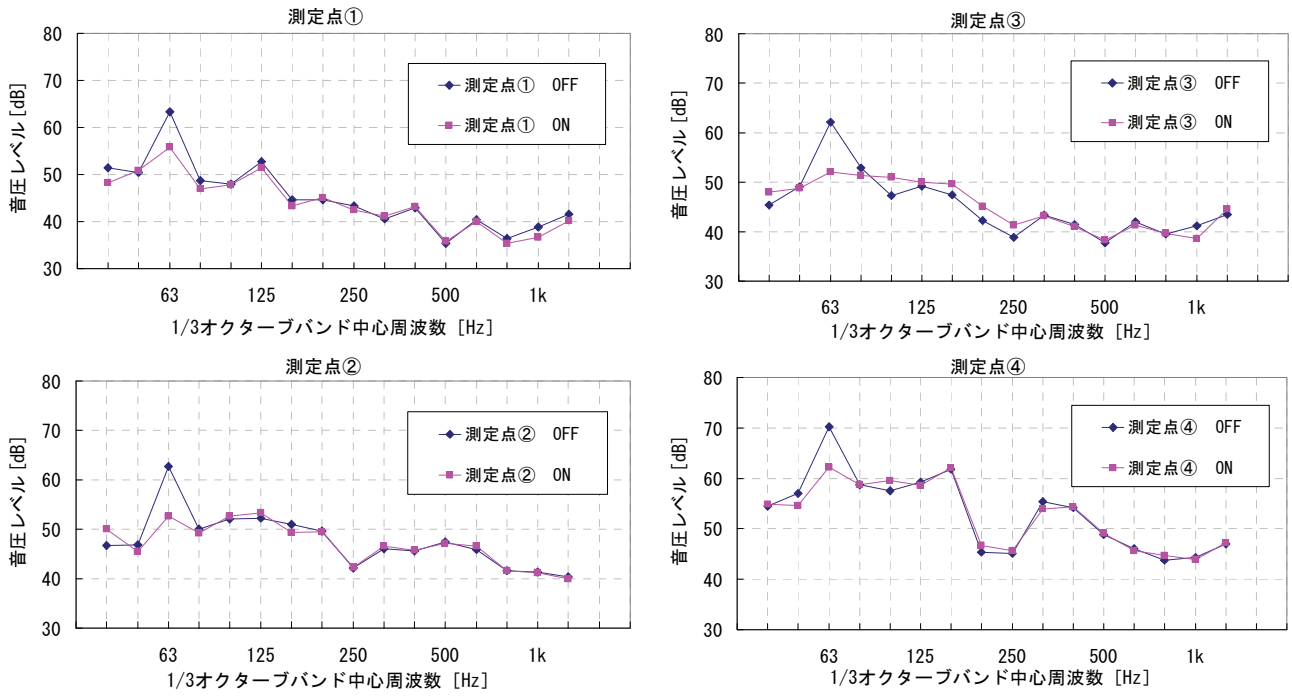


図-11 各測定点における測定結果

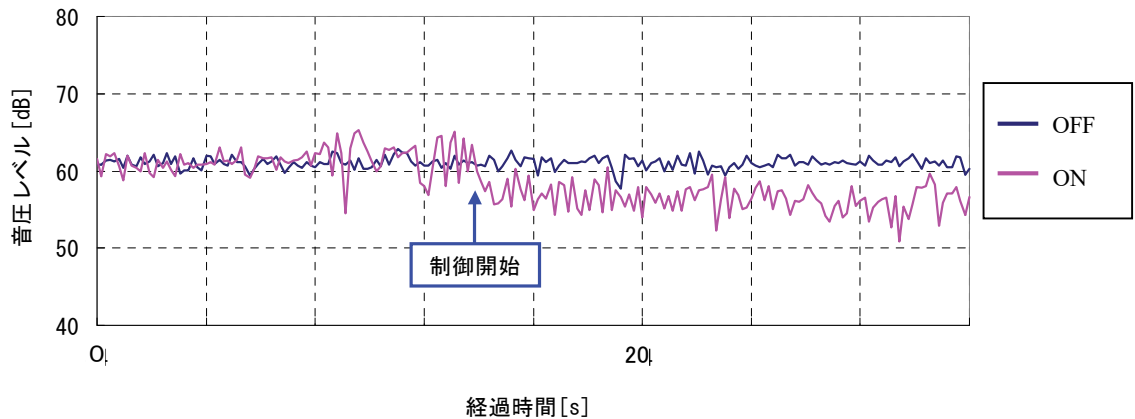


図-12 63Hz 帯域のレベル変動波形 (測定点①)

- 5) 例えば、高橋 稔、小栗敬堯、浜田晴夫、三浦種敏、「空調ダクトにおけるアクティブ・ノイズ・コントロール」、音響技術 No.60、pp.29-32、1987.12
- 6) 西村正治、「ANC 実用化の現状と将来」、騒音制御 27(4)、pp.223-225、2003.8
- 7) 例えば、中島立視、鈴木和憲、「位置固定騒音源を対象とした障壁回折音の能動制御に関する基礎実験 (その 2) - システムの設計・製作と基本性能の実験的確認 -」、日本音響学会研究発表会講演論文集、pp.617-618、2002.9
- 8) 例えば、阿部真一、栗栖清浩、「IPP ガスタービン排気音等の ANC による低減」、騒音制御、Vol.27 No.4、pp.247-251、2003.8
- 9) 松岡明彦、小林正明、半田雅俊、鈴木信也、「ANC を用いた建設機械騒音の低減に関する実験的検討」、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.227-228、2008.9
- 10) 小林正明、松岡明彦、半田雅俊、鈴木信也、「ANC を用いた建設機械騒音の低減に関する実験的検討 その 3 2 次音源スピーカに設置したレジューサの効果」、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.239-240、2010.9
- 11) 例えば、B.Widrow and S.D.Stearns、「Adaptive Signal Processing」、Prentice Hall、(1985).
- 12) Stephen Elliott、「Signal Processing for Active Control」、ACADEMIC PRESS、pp.2-48、2000.10