

大変形空間創成ブロックを用いた 橋梁の地震時桁遊間の確保

羽田野 英明¹・山上 正遵²・阪口 裕紀³・小林 孝一⁴・六郷 恵哲⁵

¹正会員 中日本建設コンサルタント(株) (〒460-0003 名古屋市中区錦1-8-6)
E-mail: h_hatano@nakanihon.co.jp

²岐阜大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻 (〒501-1193 岐阜県岐阜市柳戸1-1)
E-mail: n3121022@edu.gifu-u.ac.jp

³正会員 丸栄コンクリート工業(株) (〒501-6251 岐阜県羽島市福寿町間島1518)
E-mail: mar-hgis@maruei-con.co.jp

⁴正会員 岐阜大学准教授 工学部社会基盤工学科 (〒501-1193 岐阜県岐阜市柳戸1-1)
E-mail: ko2ba@gifu-u.ac.jp

⁵フェロー 岐阜大学教授 工学部社会基盤工学科 (〒501-1193 岐阜県岐阜市柳戸1-1)
E-mail: rk@gifu-u.ac.jp

橋梁の桁遊間は、伸縮装置の耐久性や騒音防止の観点からは、縮小することが望ましいが、免震支承を用いた場合には桁の衝突防止の観点から、拡大することが求められる。本研究では、まず伸縮装置の騒音や橋台胸壁の耐荷力についての現状を調査した。その上で通常時には輪荷重等の鉛直荷重を支え、地震時には水平方向に容易に変形して桁の移動に追従でき、また被災後には交換が容易で、構造物に高い復旧性を付与できる、特殊なブロックを、複数微細ひび割れ型繊維補強モルタルと発泡スチロールから作製した。ブロックは力学的に非常に異方性が高く、水平方向に20%以上変形するなど、期待した機能を有した。また繊維の混入によって破壊時の破片飛散を防ぐことができ、発泡スチロールの使用によって大変形後にも半分以上の変形を回復させることができた。

Key Words : bridge, gap, impact force, large deformation block, FRC, styren foam

1. はじめに

橋梁の維持管理において、桁端部は、最も損傷が発生しやすい部位であり、桁端部に設置する伸縮装置の計画では、走行性、騒音・振動特性、常時・地震時の伸縮量、橋軸直角方向の耐荷性、非排水性、耐久性(疲労、磨耗、劣化)、施工性、および経済性等を考慮する必要がある。これらの特性を改善・向上させるための研究は、以下のような3種類に大別される。

- ・伸縮装置の開発や改良
- ・地震時の衝突力軽減に関する研究
- ・桁遊間を縮小する構造の研究

(1) 伸縮装置の開発や改良

伸縮装置の開発や改良は、維持管理上で問題となる伸縮装置の疲労耐久性を高めたり、伸縮装置から発生する騒音や振動を低減することを目的として、主として伸縮

装置メーカーで実施されている。その成果は、メーカー独自の伸縮装置として、実用化・販売されている。

(2) 地震時の衝突力軽減に関する研究

地震時の衝突力を軽減する研究は、地震時に桁端部を下部工に設置した衝撃吸収材に衝突させることにより、衝突力を軽減して耐震性を確保するものである。平成8年以前の橋梁設計では、大規模(レベル2)地震についての考慮が行われておらず、大規模地震時に上部構造と橋台が衝突することが懸念される。このことへの対応として、上部構造の桁端と橋台の間に生じる衝突力を軽減するための衝撃吸収材¹⁾⁴⁾を設置する耐震補強対策が研究・実用化されている。この衝撃吸収材については、ゴム製品メーカーを中心として、材料や構造の研究が行われ、一部特許申請が行われている。

(3) 桁遊間を縮小する構造の研究

桁端部および伸縮装置の特性に最も大きな影響を及ぼすパラメータが桁遊間である。桁遊間が狭いほど、騒音・振動等が発生しにくく、伸縮装置の耐久性や非排水性は高く、維持管理性も優れている。一方、免震支承を用いて地震時耐力を確保した水平力分散構造では、地震時の振動を減衰・吸収するために、広い桁遊間が必要となる。

この桁遊間を縮小する構造の代表的な研究として、ノックオフ構造の開発がある。ノックオフ構造は、この相反する要求を満足させるために、通常時は狭い桁遊間とし、地震時には広い桁遊間を確保できるような機構を有したものであり、図-1に示すような事例が文献⁹⁾で紹介されている。この構造では、橋台胸壁の上側部分が桁との衝突で部分的に破壊され、橋台側に押込まれることにより桁遊間を確保するものである。その構造に対するアイデアが特許申請されているが、十分には普及していない。普及しない要因の一つとして、この構造が橋台胸壁の上側部分を破壊する機構であり、地震後に橋台胸壁の修復作業が必要なことが挙げられる。

道路橋示方書⁹⁾では、地震時に隣接する上部構造同士や、上部構造と橋台などの下部構造が衝突しないように必要な遊間を設けることを標準としている。ただし、レベル2地震動に対して衝突が生じないように上部構造端部に大きな遊間を確保すると、伸縮装置が嵩高な構造となり著しく不経済となるとともに、維持管理、走行性、振動、騒音などが問題となるような場合も生じる。そのため、免震橋以外で、上部構造端部の衝突が橋の耐震性能を損なわないことを確認する場合には、レベル1地震動に対してのみ衝突が生じないように遊間を縮小してもよいとしている。

(4) 本研究の目的

本研究は、桁遊間を縮小する構造に関するものであり、免震橋においても、レベル2地震時に桁端部と橋台胸壁や隣接桁端部との衝突を許容することで遊間を縮小し、

通常使用レベルでの橋梁桁端部での伸縮装置の耐久性を確保し、伸縮装置から発生する騒音などを低減することを目的としている。これまでのノックオフ構造が、橋台胸壁の上側部分を破壊する機構のため、地震後に大がかりな修復作業を必要とし、また橋脚上での架違部には適用できない構造であるのに対し、本研究で示す構造は、プレキャスト部材を利用することで、地震後の修復性を向上させ、橋台部だけでなく、橋脚上での架違部にも適用できる新しい形式のノックオフ構造である。なお、本研究では、レベル2地震時の復旧性確保の観点から、胸壁損傷を避けるため、衝突により胸壁に作用力する荷重が胸壁の保有耐力以下となるような構造を想定している。

これまでの研究⁷⁾で、遊間を縮小する特殊なブロックの基本的な構造特性と衝撃力緩和効果を確認している。ここでは、遊間と発生騒音レベルの関係を測定・整理して、騒音レベル低下への遊間縮小の効果を明らかにするとともに、特殊なブロックを用いた遊間縮小構造の研究をさらに進めて、より実用性の高いブロック形状と設置構造について提案し、実橋への適用に向けて、具体的な設計の考え方を示す。

2. 橋梁桁端部での騒音と胸壁耐力の把握

(1) 伸縮装置からの発生騒音レベル

東海地方の重交通路線である国道1号、22号、23号や、木曾三川の県道に架かる大型橋梁（28橋）における伸縮装置の騒音測定を実施し、伸縮装置から発生する騒音レベルについて評価を行った。

測定項目は、発生騒音レベル、伸縮装置の形式、遊間長とした。騒音測定は、橋梁の桁下側に放射される騒音とし、ハンディ型騒音測定器を用いて、伸縮装置から1m離れた位置にて5分間の測定を行い、発生騒音レベル（等価騒音レベル L_{Aeq} 、最大騒音レベル L_{Amax} ）とした。周辺状況から伸縮装置に近接できない場合には、測定箇所

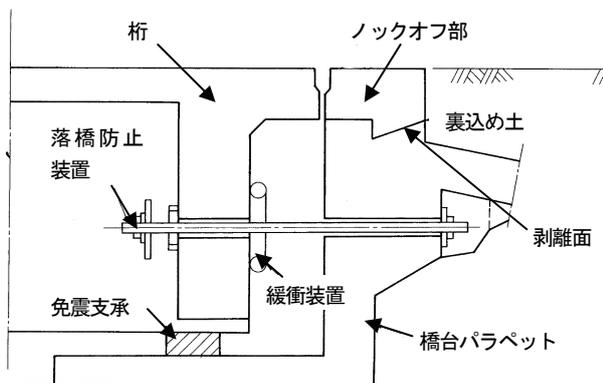


図-1 ニュージーランドでの事例⁹⁾

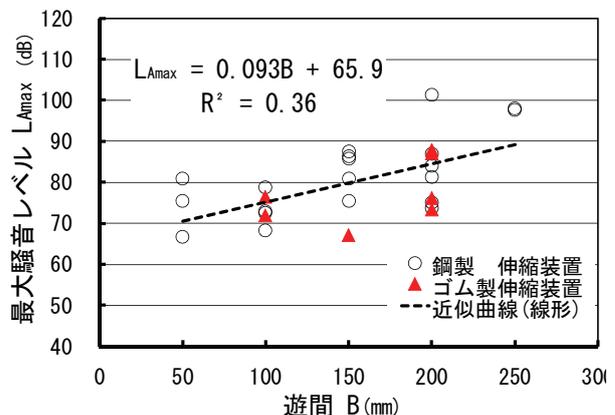


図-2 最大騒音レベルと遊間の関係

からの距離に応じて距離減衰式を用いて1m位置に補正して測定値とした。遊間は実測値を50mmきざみに整理した。

伸縮装置から発生する音は、車両が伸縮装置上を通過する時に発生する衝撃的な音で、間欠的に発生することから、静寂な状況では非常に耳障りな音となる。また、過去に発生した伸縮装置からの騒音に対する苦情や対策では、等価騒音レベル (L_{Aeq}) での判定では解決策とはならず、騒音ピーク値が対象となっている。そのため、伸縮装置から発生する騒音レベルの評価は、等価騒音レベルではなく、最大騒音レベル (L_{Amax}) で行うものとした。測定結果を、図-2に示すように、横軸を遊間とし、縦軸を最大騒音レベル L_{Amax} としてプロットした。測定結果は、鋼製伸縮装置の方が若干高い騒音レベルを示したが、ゴム製伸縮装置の測定数が7橋と少ないため、その区別は行わず、全測定結果を1次式で線形補間し、騒音予測の近似式とした。

$$S_{PL1} = 0.093 \times B + 65.9 \quad (1)$$

$$S_{PL2} = S_{PL1} - 20 \log(r) \quad (2)$$

ここで、

S_{PL1} : 伸縮装置部 (離隔距離1m) の騒音レベル (dB)

S_{PL2} : 評価する箇所における騒音レベル (dB)

B : 遊間(mm)

r : 伸縮装置端部から評価箇所までの距離(m)

図-2に示す測定結果による近似式は、遊間と騒音レベルの間に中程度の相関が認められ、橋梁設計技術者が経験的に理解していた遊間が広がると騒音レベルが高くなるという現象を裏付けている。

(2) 橋台胸壁の耐力特性

レベル2地震時において、桁端部が橋台胸壁に衝突する構造とするため、実橋の橋台胸壁の耐力がどの程度確保されているかを調査した。調査は、平成14年道示⁸⁾以

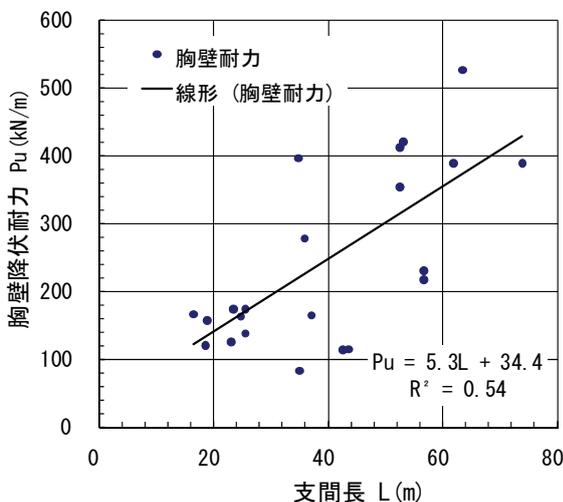


図-3 胸壁耐力と支間長の関係

降に設計された29橋台とした。

調査項目は、支間長、胸壁厚、胸壁厚、胸壁への落橋防止取付有無、主鉄筋の配筋状況とした。調査対象とした29橋台のうち、27橋台が、PCケーブルによる落橋防止装置を橋台胸壁に設置する構造であり、胸壁の配筋は、落橋防止装置の固定部材としての必要耐力から決定されていた。なお、すべての橋台において、胸壁コンクリートの設計基準強度は、 24N/mm^2 、鉄筋材質はSD345であった。

調査結果より、橋台胸壁基部における単位幅(1m)あたりの落橋防止装置の固定力作用方向である橋台前側への降伏モーメント M_y ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$) を、胸壁高で除して胸壁降伏耐力 P_y (kN/m) とし、横軸を支間長、縦軸を胸壁降伏耐力として整理すると図-3のようになる。図より、胸壁耐力は、支間長に比例する傾向がある。これは、胸壁が落橋防止ケーブルなどを固定する部材として、橋台に作用する上部構造死荷重反力から、部材寸法や配筋が決定されており、死荷重反力が支間長に比例して大きくなることに起因するからと考えられる。

3. 大変形空間創成ブロックの形状特性の検討

(1) 桁端衝突部における要求性能

本研究における桁端部は、図-4に示すように伸縮装置の下側に、破壊時に大きく変形して空間を創生する機能を有するブロック (以下、大変形空間創成ブロック) を配置する構造である。一般的な桁端構造では、桁遊間と伸縮遊間は同一となるが、この構造では、伸縮遊間を桁遊間より大幅に縮小する。レベル2地震時の桁端部の相対移動量に対して桁遊間を確保して衝突時の支承機能の損傷発生を防止するとともに、レベル1地震や常時の温度変化に対して、伸縮装置部の遊間を確保して伸縮収縮機能確保する。そのため、伸縮装置が小型化でき、伸縮装置の損傷が発生しにくく、前述したように騒音レベルも低くすることができる。騒音レベルは、遊間を100mm縮小すれば、式(1)により、9dB程度低減でき、騒音抑制効果は大きい。

この構造では、地震時水平力分散構造や免震構造のような桁端移動量の大きい橋梁において、レベル2地震発生時に伸縮遊間が常時の機能以上に縮小して伸縮装置が破損し、その後に、大変形空間創成ブロックがさらに収縮して、必要な桁遊間を確保することとなる。このような桁端衝突機能を発揮するために、大変形空間創成ブロックには、以下のような性能が必要である。

a) 空間創成機能

桁端衝突後、桁遊間を確保できるように100~150mm程度の収縮ができる。

b) 鉛直荷重支持機能

常時では、走行車両の輪荷重や伸縮装置等の自重荷重などを支持でき、レベル2地震発生により桁端が衝突した後では、応急的な復旧対応として覆工版を設置した場合などに、走行車両の輪荷重や覆工板自重などの鉛直荷重を支持できる。

c) 水平荷重支持機能

本研究では、レベル2地震時（橋軸方向）に遊間が縮小し、最初に伸縮装置が破壊し、その後に変形創成ブロックが破壊する耐荷機構を想定している。そのため、このブロックは、常時では、伸縮装置に作用する温度変化等に起因する水平力で損傷せず、レベル2地震時では、胸壁耐力以下の作用力で確実に破壊する必要がある。なお、伸縮装置に作用する温度変化等に起因する橋軸方向水平力（伸縮抵抗力）は、単位幅あたり15~30kN程度（ゴム製伸縮装置の場合）である。なお、橋軸直角方向に対する変位については、伸縮装置が変形して、ブロックには橋軸直角方向の変位や荷重は作用しない構造を想定している。

d) 耐久性

レベル2地震発生までメンテナンスが不要となるように、以下のような耐久性を有する。

- ・凍結防止剤により劣化しない
- ・太陽光の紫外線により劣化しない
- ・泥堆積や漏水により劣化しない
- ・常時の水平荷重や鉛直荷重により疲労破壊しない

e) 施工性

建設時には、橋台胸壁部の場所打ちコンクリートと同時施工となるため、橋台胸壁部との取り合いが簡易な構造とする。また、レベル2地震による衝突発生後には、撤去・復旧時の作業性に優れる。

(2) ブロックの形状

このような要求性能を踏まえ、本研究では、複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料⁹⁾ (HPFRCC,

以下HPと略称) を用いて、図-5に示すように荷重方向によって抵抗性能が異なるブロック形状とした。レベル2地震時の衝突後に、大変形したブロックの取替えが容易なように、プレキャスト製品として製作することを念頭においた形状とした。また、桁端部とブロック衝突時に、HPの特徴である繊維の架橋効果が発揮されることで、通常のコンクリートやモルタルを用いた場合と異なり、ブロック自体の破壊が靱性的で、ブロック片が剥落することもなく、撤去・運搬などの作業性がよく、その後の補修が容易となる利点も兼ね備えている。

図-6に実験の対象とした供試体の形状および材料を示す。なお、図-6において紙面の上下方向がブロック設置後の橋軸方向(水平方向)であり、紙面の直角方向が鉛直方向である。また、ブロックに用いた材料の配合と特性を表-1に示す。配合は、衝突破壊時のブロックの靱性確保の観点から、高強度ポリエチレン繊維 (PE) の混入率を標準1.5%、1ランク少ない0.5%、繊維を含まない普通モルタル (以下、NMと略称) の3種類とした。また、ブロックの粉砕防止の観点から、大型ブロックの一部には、鉄筋を配筋した供試体も作成した。

供試体AおよびBは、ブロックの基本的な破壊モードを調べるための供試体である。供試体CおよびDは、発泡スチロール (以下、EPS) を組み合わせて、収縮量を大きく確保した供試体である。供試体EとFは、供試体A~Dの結果を踏まえ、さらに圧縮変形機能を高める形状としたものである。供試体G~Lは、実構造物での利用を想定した形状としたものである。なお、供試体E~LでのEPSは、ブロック成形時の型枠と空間充填材の役割を果たしている。EPSは、ブロックが破壊を伴う大変形をした後でも、荷重が取り除かれると、ある程度の復元性を発揮する特性をブロックに付与している。なお、EPSはブロック内に収めた形状であり、紫外線による劣化は発生しない構造となっている。

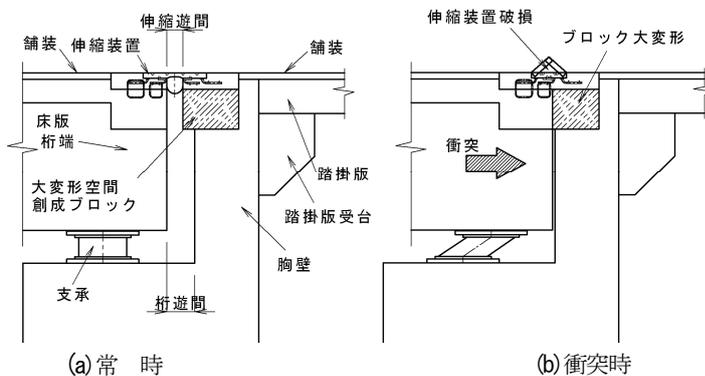


図-4 大変形空間創成ブロックの配置

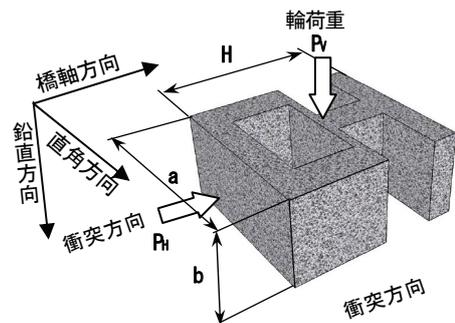


図-5 外力の作用方向

(3) 実験方法および検討項目

アムスラー型万能試験機を用い、圧縮荷重試験を行った。この圧縮試験では、大規模地震において桁端部と橋台胸壁が衝突した時の圧縮特性を把握するとともにブ

ック破壊後における鉛直方向の荷重支持機能を確認するものである。試験では、大変形空間創成ブロックの水平方向における荷重と変位の関係、およびブロック破壊後の鉛直方向における荷重支持力を確認することとし、供

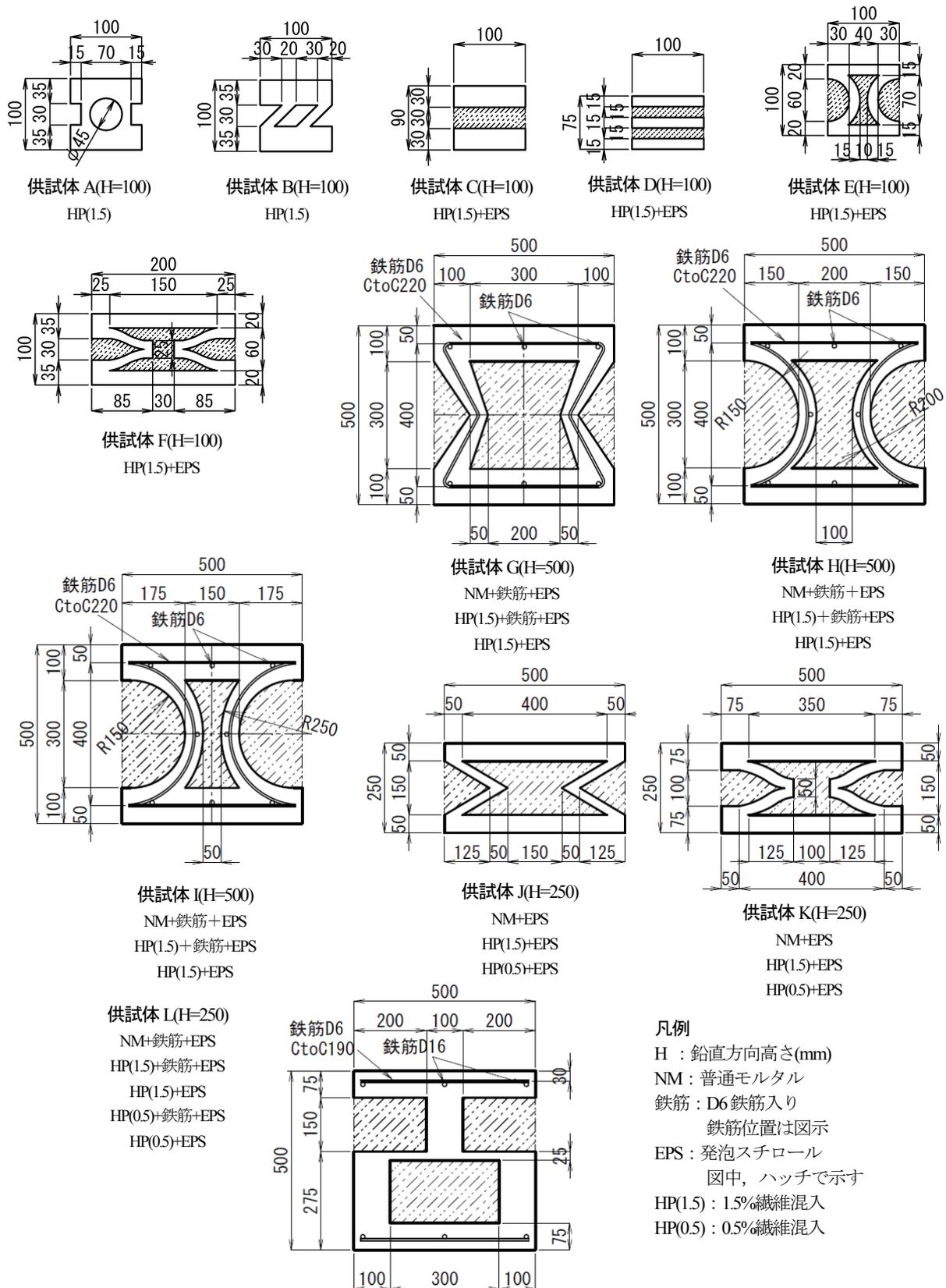


図-6 供試体の平面形状と材料 単位(mm)

試体の水平方向に載荷してブロックを破壊させた後、鉛直方向に載荷を行い、荷重と変位を測定した。荷重はロードセルで、供試体の変位は高感度変位計により計測した。このブロックには地震時に衝撃荷重が載荷され、その載荷速度は1~3m/secと想定されるが、ここではブロックの基本特性を把握する観点から、試験は静的載荷（載荷速度0.1kN/sec程度、除荷速度0.4kN/sec程度）とし

た。なお、鉛直方向載荷については、供試体A~Eの実験で鉛直方向の強度が十分あることが確認されたため、以降の供試体での載荷は省略した。

(4) 実験結果

圧縮載荷試験結果を表-2に示す。なお、形状の特性が比較しやすいように、未充填空間部およびEPSを含むブ

表-1 材料の配合と特性

種類	水 W (kg/m ³)	セメント C (kg/m ³)	細骨材 S (kg/m ³)	高性能 AE減水剤 Sp (kg/m ³)	AE減水剤 Ad (kg/m ³)	増粘剤 Mc (kg/m ³)	繊維混入率 (vol%)	繊維	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	引張強度 (MPa)	引張終局ひずみ (%)
NM	273	496	1289	—	1.24	—	—	—	40	50	—	—
HPFRCC - 1.5	342	1264	395	37.9	—	0.9	1.5	PE	88	22	7.9	1.68
HPFRCC - 0.5	342	1264	395	37.9	—	0.9	0.5	PE	81	20	5.8	0.52

繊維：高強度ポリエチレン繊維 (PE)、繊維径12μm、繊維長12mm、引張強度2.6GPa、弾性係数88GPa
 EPS：型内発泡法、D-30 (単位体積重量 0.30±0.02kN/m³)、規定ひずみ10%でσ_y=180kN/m²
 鉄筋：SD295A

表-2 大変形空間創成ブロックの載荷試験結果

供試体	材料構成	水平方向 特性						鉛直方向特性	
		第一最大荷重時		最大変位時		除荷時		最大荷重時	
		みかけ応力 N/mm ²	みかけひずみ %	みかけ応力 N/mm ²	みかけひずみ %	残留歪 %	変形回復率 %	みかけ応力 N/mm ²	みかけひずみ %
A-1	HP1.5%	22.15	0.70	7.06	10.06	9.83	2	42.7	1.55
A-2	HP1.5%	22.54	0.96	9.07	10.01	9.71	3	53.0	1.28
B-1	HP1.5%	1.08	1.02	0.00	4.48	4.48	0	53.0	1.54
B-6	HP1.5%	2.06	0.73	0.00	3.72	3.72	0	59.9	1.27
C-1	HP1.5%	0.36	23.12	9.24	30.17	6.47	79	30.1	1.45
C-2	HP1.5%	0.41	24.41	7.75	30.18	13.07	57	41.1	1.68
D-1	HP1.5%	0.33	22.98	10.02	29.79	7.99	73	24.5	1.59
D-2	HP1.5%	0.44	24.97	10.11	30.28	13.42	56	25.4	1.80
E-1	HP1.5%	1.13	1.15	0.44	14.80	14.14	4	35.2	1.62
E-2	HP1.5%	1.23	1.62	0.39	14.48	14.32	1	34.7	1.42
F-1	HP1.5%	0.32	2.19	0.32	19.06	7.75	59	—	—
F-2	HP1.5%	0.34	2.30	0.57	19.14	6.84	64	—	—
G-1	NM+鉄筋	2.07	0.13	0.50	6.97	3.50	50	—	—
G-2	HP1.5%+鉄筋	3.11	0.36	2.26	10.45	8.73	17	—	—
G-3	HP1.5%	3.10	0.58	2.21	1.20	0.56	53	—	—
H-1	NM+鉄筋	1.83	0.28	1.17	7.84	4.27	45	—	—
H-2	HP1.5%+鉄筋	1.66	0.43	0.17	8.54	7.80	9	—	—
H-3	HP1.5%	1.15	0.53	0.28	7.95	4.31	46	—	—
I-1	NM+鉄筋	2.25	0.19	1.00	5.95	3.51	41	—	—
I-2	HP1.5%+鉄筋	2.78	0.51	1.42	1.85	1.47	20	—	—
I-3	HP1.5%	2.71	0.49	1.20	4.41	2.89	35	—	—
J-1	NM	0.09	0.09	0.23	25.60	5.95	77	—	—
J-2	HP1.5%	0.21	1.54	0.18	21.35	7.06	67	—	—
J-3	HPO.5%	0.16	0.54	0.24	26.36	6.40	76	—	—
K-1	NMのみ	0.08	0.10	0.37	25.27	6.59	74	—	—
K-2	HP1.5%	0.19	1.60	0.35	25.19	6.11	76	—	—
K-3	HPO.5%	0.14	1.11	0.41	25.32	6.24	75	—	—
L-1	NM+鉄筋	0.09	1.60	0.34	24.04	7.85	67	—	—
L-2	HP1.5%+鉄筋	0.17	0.68	0.32	23.97	11.31	53	—	—
L-3	HP1.5%	0.24	0.65	0.29	23.95	9.11	62	—	—
L-4	HPO.5%+鉄筋	0.15	0.34	0.32	24.11	9.61	60	—	—
L-5	HPO.5%	0.16	0.30	0.34	24.13	9.56	60	—	—

ロックを中実直方体とみなし、外力作用は、式(3)のみかけ応力で表し、変形は、式(4)のみかけひずみで示している。

$$\text{みかけ応力} \quad \sigma = P_h / (a \cdot b) \quad , \quad P_v / (a \cdot H) \quad (3)$$

$$\text{みかけひずみ} \quad \varepsilon = \delta_h / H \quad , \quad \delta_v / b \quad (4)$$

ここで、 δ_h と δ_v は荷重載荷方向の変形を、その他の記号の説明は、図-5に示す。

「(最大みかけひずみー残留みかけひずみ) / 最大みかけひずみ」を除荷時の変形回復率と定義し、破壊時の変形特性を評価している。なお、残留みかけひずみは、除荷直後に計測した値とした。また、表-2で、第一最大荷重時とは、ブロックの一部分に最初の破壊(明確な荷重低下)が発生した時点のピーク荷重を示している。表-2から判るように、このブロックは、鉛直方向のみかけ応力は、一般的に使用されるコンクリート強度と同程度であるが、水平方向のみかけ応力は、A供試体を除き、非常に小さな値となり、異方荷重特性を示している。これは、ブロックが、鉛直方向には荷重を支持する強度を必要とし、水平方向には大きな荷重を支持機能は期待せず、桁衝突時に大きな変形性能を発揮できるような特性を求めたからである。

(5) ブロックの特性評価

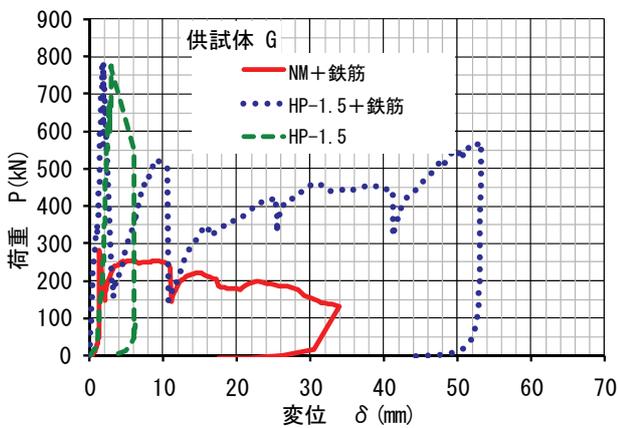
供試体A~Fの基本特性については、これまでの研究⁷⁾で示しており、ここでは、その後の追加実験を踏まえ、実構造への適用を想定した供試体G~Lについて、その詳細を述べる。

a) 供試体G

供試体Eの結果を踏まえ、大型化して、傾斜部材での曲げ破壊を意図した供試体である。供試体Gの試験結果を図-7に示す。第一最大荷重時のみかけ応力は、2.1~3.1N/mm²と他の供試体に比べて大きく、最大みかけひずみは最大でも10%程度で変形性能は小さい。また、図-7(c)に示すように破壊モードが使用材料によって大きく異なっている。無筋のHP-1.5の供試体は、想定した破壊箇所である傾斜部材だけでなく、水平荷重作用を受ける水平部材も破壊している。この供試体では、傾斜部材での曲げ破壊は発生せず、せん断破壊モードとなるため、十分な変形性能が発揮できなかった。なお、大変形時にHPを用いた用いた供試体は、繊維の架橋効果でブロック片が剥落せず一体化していたが、NMを用いた供試体は、変形の進行に伴ってブロック片の剥落が発生した。

b) 供試体H

供試体Eの結果を踏まえ、大型化して、アーチ状の曲



(a) 変位-荷重関係

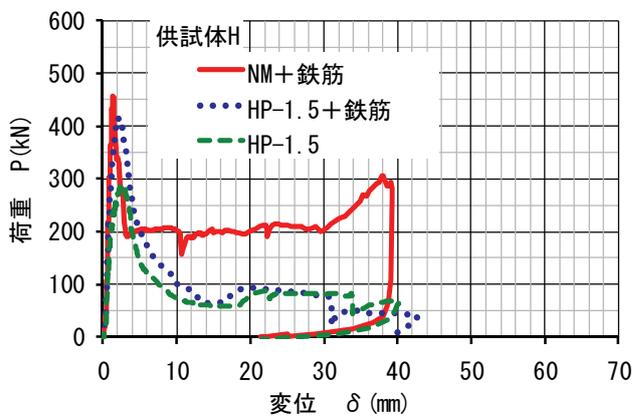


(b) HP-1.5+鉄筋 変形状況



(c) 最大変形時の比較

図-7 供試体 G の変形特性



(a) 変位-荷重関係



(b) NM+鉄筋 変形状況



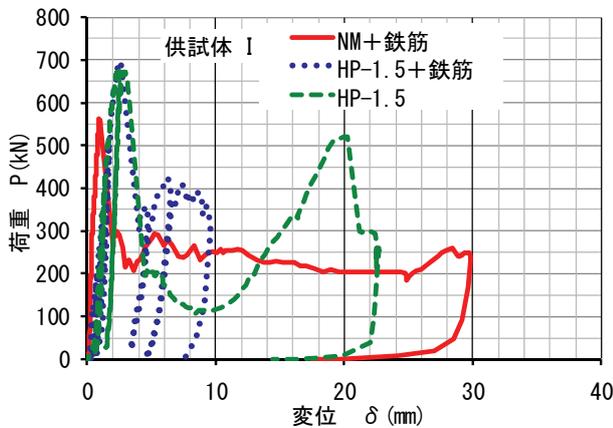
(c) 最大変形時の比較

図-8 供試体 H の変形特性

線部材での曲げ破壊を意図した供試体である。供試体Hの試験結果を図-8に示す。この供試体では、第一最大荷重は、繊維混入率が高い供試体が大きくなるが、ポストピークの荷重変形特性では、(NM+鉄筋)が他に比べて大きな荷重支持機能を発揮している。これは、図-8(c)に示すようにアーチ部の曲線部材でせん断破壊が発生し、両側のアーチが接触して荷重を支持したためである。他の供試体では、アーチ部で曲げ破壊が発生し、このような荷重支持機能は発生せず、ポストピーク後の荷重支持能力は、小さい。また、供試体Gと同様に、HPを用いた供試体では、大変形時にブロック片が剥落せず一体化していたが、NMを用いた供試体では、変形の進行に伴ってブロック片の剥落が発生した。

c) 供試体I

供試体Hと同様に、供試体Eの結果を踏まえ、大型化して、アーチ状の曲線部材での曲げ破壊を意図した供試体である。供試体Hとの相違は、アーチ状の曲線部材の相互の隙間を狭くし、大変形時にアーチ部の接触で支持荷重の急激な低下を防ぐことを意図した点である。供試体Iの試験結果を図-9に示す。この形状の供試体では、第一最大荷重は、繊維混入率が高い場合に大きくなる。供試体Hに比べ、ポストピークでの高い荷重支持機能を



(a) 変位-荷重関係



(b) HP-1.5 変形状況



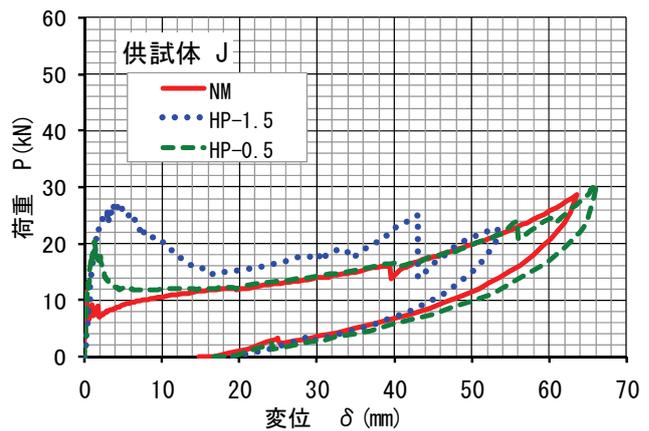
(c) 最大変形時の比較

図-9 供試体Iの変形特性

発揮している。これは、図-8(c)に示すようにアーチ部の曲線部材で、両側のアーチがEPSを介して接触して荷重を支持したためである。この供試体では、アーチ部で曲げ破壊が発生するが、ひび割れが数箇所集中する傾向があり、除荷後の変形回復率は低い。また、供試体Gと同様に、HPを用いた供試体では、大変形時にブロック片が剥落せず一体化していた。一方で、NMを用いた供試体では、変形の進行に伴ってブロック片の剥落が発生した。

d) 供試体J

供試体Fの結果を踏まえ、大型化して、傾斜部材での曲げ破壊を意図した供試体である。供試体Jの試験結果を図-10に示す。第一最大荷重時のみかけ応力は、 0.2N/mm^2 程度と小さく、最大みかけひずみは22%程度の大きな圧縮変形となる。破壊箇所が分散するため、バイリニア型の荷重-変位挙動を呈する。また、変形回復率が70%程度と高い。第一最大荷重は、繊維混入率が高い供試体で大きくなるが、ポストピークの荷重変形特性には大きな差異は見られず、その荷重変形特性は、EPSの変形特性に依存している。HP1.5%の供試体の最大変位が他の供試体より若干小さい理由は、左右の傾斜部材の破壊後の変形性状が異なり載荷面が傾斜したことにより、載荷を終了したという実験上の都合によるものである。変形の進行に伴うブロック片の剥落は、HPを用いた供試体だけでなく、NMを用いた供試体でも発生しなかった。これは、最大荷重のレベルが、供試体G~Iに比べて、1/10程度と小さいことによるものと考えられる。



(a) 変位-荷重関係

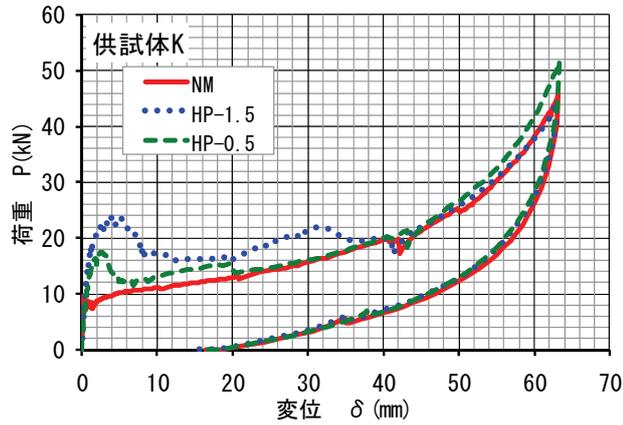


(b) HP-0.5 変形状況

図-10 供試体Jの変形特性

e) 供試体K

供試体Jと同様に、供試体Fの結果を踏まえて、大型化して、曲線状の傾斜部材での曲げ破壊を意図した供試体である。供試体Kの試験結果を図-11に示す。第一最大荷重時のみかけ応力は、 0.15N/mm^2 程度と小さく、最大みかけひずみは25%程度の大きな圧縮変形となる。供試体Jと同様に破壊箇所が分散してバイリニア型の荷重-

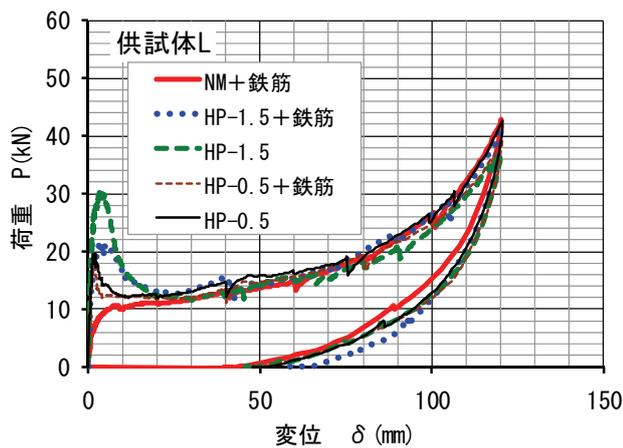


(a) 変位-荷重関係



(b) HP-0.5 変形状況

図-11 供試体 K の変形特性



(a) 変位-荷重関係



(b) HP-0.5 変形状況

図-12 供試体 L の変形特性

変位挙動を呈し、変形回復率も75%程度と高い。第一最大荷重は、繊維混入率が高い供試体で大きくなるが、ポストピークの荷重変形特性には大きな差異は見られず、荷重変形特性は、EPSの変形特性に依存している。供試体Jと同様に、この供試体でも変形の進行に伴うブロック片の剥落は、HPを用いた供試体だけでなく、NMを用いた供試体でも発生しなかった。

f) 供試体L

供試体G~Iの結果を踏まえ、大きな変形量を確認しつつ、中間の水平部材での破壊を意図した供試体である。供試体Lの試験結果を図-12に示す。第一最大荷重時のみかけ応力は、 0.15N/mm^2 程度と小さく、最大みかけひずみは24%の大きい圧縮変形となる。破壊箇所は、水平部材の4箇所分散し、バイリニア型の荷重-変位挙動を呈する。また、変形回復率が60%程度と高い。第一最大荷重は、繊維混入率が高い供試体で大きくなるが、ポストピークの荷重変形特性には大きな差異は見られず、その荷重変形特性は、EPSの変形特性に依存している。この供試体でも、変形の進行に伴うブロック片の剥落は、HPを用いた供試体だけでなく、NMを用いた供試体でも発生しなかった。

供試体G~Iの試験結果より、ブロックの材料に繊維を混入することで、大変形時のブロック片の剥落を防止する効果が確認できた。地震後の復旧作業性を確保するためには、繊維の混入が有効であることがわかった。ただし、最大荷重レベルが低い供試体J~Lでは、繊維を混入しないNMを用いた供試体でも、ブロック片の剥落は発生しなかった。

また、供試体への鉄筋の設置について、最大荷重レベルが高い供試体G~Iでブロック片の剥落が発生したものの、大きな剥落に進展しなかったことから、NMを用いた供試体では、その効果が確認された。

供試体J~Lの荷重-変位特性の比較を、図-13に示す。

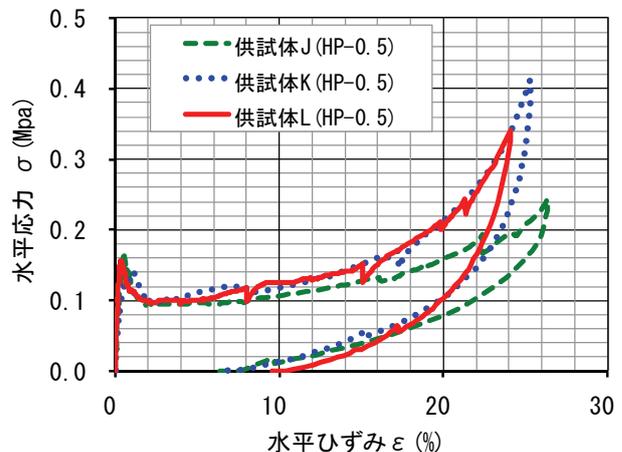


図-13 変形特性の比較

この図は、繊維を0.5%混入した供試体について、水平変位をみかけひずみに、荷重をみかけ応力に変換して比較している。この図から、これらの3供試体の水平みかけ応力-水平みかけひずみ特性は、ほぼ同一の特性を示すことが判る。

(6) 実構造物への適用に向けての形状選定

ブロックの第一最大荷重と胸壁耐力の比較を図-14に示す。これは、繊維を1.5%混入し、鉄筋を配筋しない供試体G~Lについて、載荷幅を単位幅1mとし、鉛直方向載荷高を250mmとしたときの第一最大水平荷重をHとし、支間長20mと60mの標準的な胸壁耐力を、図-3に示した胸壁耐力の線形近似式を用いて P_u としたものである。なお、図-14では、地震時にブロックの変形量が確保できるように、橋軸方向にブロックを複数個並べて設置することを想定して比較している。

供試体G~Iでは $H > P_u$ となり、ブロックの破壊荷重が橋台の胸壁耐力を上回る結果となった。これは、桁端部の衝突で、ブロックが破壊する前に胸壁の損傷が発生することを意味する。そのため、桁端部の衝突で胸壁の損傷を発生させずに、このブロックを利用するには、胸壁を厚くするなどの構造変更を行い、胸壁耐力を向上させる必要がある。

一方、供試体J~Lでは、 $H < P_u$ となり、ブロックの破壊荷重が橋台の胸壁耐力を下回る結果となった。これは、桁端部の衝突で、ブロックが最初に破壊し、胸壁の損傷が発生しないことを意味する。このブロックを橋台胸壁に設置すれば、現状の胸壁形状を大きく変えることなく、桁遊間を縮小でき、かつ地震時の桁端衝突時にも胸壁自体は損傷しないので、復旧も容易となる。

また、ブロックの破壊荷重(48-60kN/m)は、伸縮装置に作用する温度変化等に起因する常時の水平力(伸縮抵抗力15-30kN/m)を上回っており、ブロックの水平荷重支持機能における要求性能も満足している。

最大破壊荷重と胸壁耐力との比較、最大ひずみ、変形

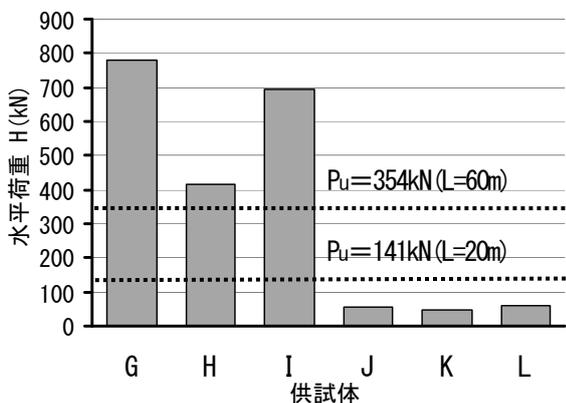


図-14 ブロックと胸壁耐力の比較

回復率、第一最大荷重時以後の安定した変形挙動などから、供試体J~Lの3タイプが実構造物への適用性が高いと判断した。特に供試体Lの形状は、中間の水平部材の厚みを変えることで、最大荷重をコントロールすることができ、高さ寸法を変えることで最大収縮量も容易に変えられることから、最も実用的と判断した。

4. 実橋における設計の考え方

(1) 縮小遊間の設定方法

ここで提案するブロックを利用して遊間を縮小する場合、レベル1地震による上部構造と橋台との衝突は許容せず、発生確率の非常に小さいレベル2地震については、上部構造と橋台との衝突は許容することとして遊間を設定する。ただし、レベル2地震における上部構造と橋台との衝突は許容するものの、その衝突による桁端部の損傷を限定的なものとして、早期の復旧を可能とするため、図-15に示すように衝突回数は1~2回程度以下となるような遊間を確保する。

この図は、文献⁷⁾で示した免震支承を用いた5径間連続鈹桁橋(Ⅱ種地盤、杭基礎)の桁端部の相対時刻歴変位を示したものであり、桁遊間を350mm確保し、伸縮遊間を200mmに縮小した場合を想定したものである。この場合、桁端と胸壁との衝突は、設定遊間200mmを上回る部分で発生することとなり、例えば、Type II-1地震では、赤い矢印で示すように、2回発生することとなる。このケースでは、150mmの遊間縮小が必要となり、供試体L(最大みかけひずみ24%)を用いる場合は、橋軸方向のブロック長さを700mm(150mm/0.24=625mm)程度確保する。

(2) 橋台胸壁の照査

橋台胸壁の設計では、図-16(a)に示すような一般的な

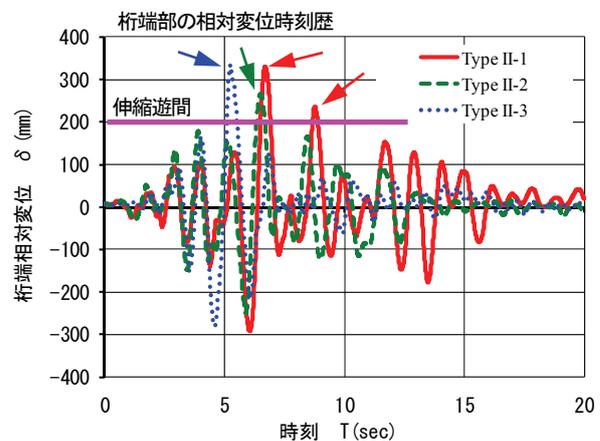


図-15 桁端の衝突回数の把握

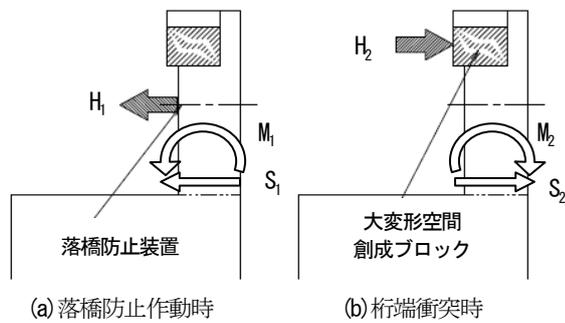


図-16 胸壁の照査

胸壁の作用力（土圧、落橋防止装置等）に加えて、ブロック衝突時における胸壁耐力を照査する。具体的には、図-16(b)に示すように、ブロックに作用する衝突力 H_2 （＝ブロックの最大破壊荷重）によって胸壁基部に作用する曲げモーメント M_2 とせん断力 S_2 が、胸壁の降伏モーメント M_f とせん断耐力 S_u を下回っていることを照査する。

(3) 衝突発生後の対応

この構造では、レベル2地震による桁端部とブロックの衝突により、最初に伸縮装置が破損し、その後にブロックが大きく変形して桁遊間が確保される。そのため、地震後にブロックには最大40%程度（供試体Lの場合）の残留変形が生じることになり、復旧時の応急的な使用は可能であるが、長期的な継続使用は難しい。そのため破損した伸縮装置を交換する際に、このブロックも同時に取り換える必要がある。

5. 今後の課題・展開

本研究では、大変形空間創成ブロックを用いて、遊間を縮小し、大地震時に橋梁桁端部を拡大する基本構造を提案した。今後は、実用化に向けて、以下のような研究を行う必要がある。

(1) 衝撃試験による破壊形態の確認

地震時の桁衝突を考慮し、1～3m/sec程度の速度による衝撃的な載荷試験により破壊形態を確認する。

(2) 伸縮装置との取合構造

この構造は、伸縮装置が許容伸縮量を上回る変形が発生した後に、ブロックが大変形をする構造である。そのため、この大変形を伸縮装置が阻害しないように、伸縮装置とブロックの取合構造を工夫する。

(3) 変形回復率の向上

地震被災後の本格復旧対応まで、路面の応急的な復旧

を行い緊急車両や復旧工事用車両を安全に通過させるため、ブロックの除荷時の変形回復率を高めることが望まれる。本研究では60%程度の変形回復率を確保できたが、鋼製バネを組み合わせるなどして、この回復率をさらに高める。

6. おわりに

本研究は、レベル2地震時に桁端部と橋台胸壁や隣接桁端部との衝突を許容して遊間を縮小することで、通常使用レベルでの橋梁桁端部での伸縮装置の損傷を軽減して、維持管理上で問題となる伸縮装置の耐久性を高め、発生騒音等を低減することを目的として行った。本研究の成果を要約すると以下ようになる。

- (1) 伸縮装置から発生する騒音測定から最大騒音レベル L_{Amax} について、遊間をパラメータとして整理し、発生騒音レベルの予測式を提案した。
- (2) 桁端部と橋台胸壁の衝突を許容する観点から、最新の示方書で設計された橋台の胸壁の耐力特性を調査し、支間長と胸壁耐力の関係を明らかにした。
- (3) 桁端衝突機能を発揮させる大変形空間創成ブロックの要求性能を、空間創成機能、鉛直荷重支持機能、水平荷重支持機能、耐久性、施工性の観点から具体的に提示した。
- (4) 大変形空間創成ブロックとして、破壊性状が靱性的で、破壊後の変形回復率が高くなるように、発泡スチロールを空間充填材とし、HPFRCCを用いたプレキャスト製品を提案した。
- (5) 12種類の大変形空間創成ブロック形状について、破壊実験を行い、破壊性状の安定したブロック形状を提案した。実用化に向けたブロックでは、最大みかけ応力 0.15N/mm^2 程度、最大みかけひずみレベルで24%の変形後においても、60%程度の変形回復率が確保されていた。
- (6) 大変形空間創成ブロックの耐力と橋台の胸壁耐力を比較し、現況の胸壁厚を増加させることなく、ブロックが設置できることを示した。
- (7) 伸縮遊間を縮小する目安として、衝突回数を目安とする方法を提案した。
- (8) 大変形空間創成ブロックを用いる場合の遊間確保の考え方と、胸壁設計で考慮するブロック衝突荷重の扱い方を示した。

謝辞：本研究の実験では、当時、岐阜大学の学生であった余郷洋紀氏（現：ショーボンド建設）の御協力を頂きました。また、伸縮装置からの発生騒音測定については、中日本建設コンサルタントの古賀悟氏、鶴飼昭雄氏の御

協力を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 西本安志, 梶田幸秀, 彦坂熙, 石川信隆, 西川信二郎: 繰り返し衝撃荷重を受ける積層繊維補強ゴムの衝撃緩衝効果に関する研究, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.1333-1342, 2003.3.
- 2) 皆川勝, 藤谷健: ゴム鋼併用型耐震緩衝装置の開発に関する研究, 土木学会論文集, No.689/I-57, pp.343-353, 2001.10.
- 3) 青地知也, 大島俊之, 宮森保紀, 増田兼士, 若杉洋: 橋梁用ゴム緩衝材の機能特性と実橋への適用に関する研究, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.768-777, 2009.3.
- 4) 川畑智亮, 吉松慎哉, 桐川潔, 作田健, 香月智: 3次元複合材料を緩衝材に用いた耐震補強に関する一考察, 第9回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2006.2.
- 5) 川島一彦, 後藤洋三: 道路橋の免震設計とロックオフ機能付き橋台の開発, 土木施工, 32巻3号, pp.87-94, 1991.3.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.3.
- 7) 山上正遵, 羽田野英明, 阪口裕紀, 六郷恵哲: 合理的な橋梁桁端構造のための衝撃吸収ブロックの提案, コンクリート工学年次論文集, 2010.7.
- 8) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 2002.3.
- 9) 複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料指針作成小委員会: 複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針(案) (コンクリートライブラリー), 土木学会コンクリート委員会, 2007.5.

(2010. 5. 31 受付)

ENSURING OF GIRDER EDGE SPACE AT EARTHQUAKES WITH LARGE DEFORMATION BLOCKS

Hideaki HATANO, Masayuki YAMAKAMI, Yuuki SAKAGUCHI,
Koichi KOBAYASHI and Keitetsu ROKUGO

Gaps between superstructures and abutment parapets should be small for increasing the life of expansion joints and for reducing noise from joints. However, to prevent the collision of superstructures with seismic-isolation bearing into parapets, the gaps should be large. In this study, the noise from expansion joints and load bearing capacity of abutment parapet of bridges were investigated. On the basis of the results, concrete blocks with unique shapes were made with high performance fiber reinforced cement composite and foamed polystyrene for aiming at giving the following functions to the blocks: Having sufficient load bearing capacity for the vertical wheel load at ordinary times. Following the seismic displacement of the superstructure by deforming largely in horizontal direction. Enabling the restoration of damaged members easier by having an easy-replaceable module structure. The loading tests of the blocks revealed that they had highly anisotropic mechanical performances and high deformability of compressive strain of more than 20%, as had been expected. In addition, it was clarified that fibers could prevent spalling of concrete fragment after the fracture of the block. Polystyrene form helped to decrease the residual strain of blocks after being unloaded less than the half of its maximum strain during loading test.