橋座面へのアンカー削孔を必要としない 鉛直アンカーボルトレス支承の開発

Development of a Vertical Anchor Boltless Bridge Bearing

鈴鹿　良和*1，谷口　博胤*1，渡邉　光*1，五味　傑*1，佐藤　晴海*1，ゼリン　アリファ*2
YOSHIKAZU SUZUKA, HIROTSUGU TANIGUCHI, HIKARU WATANABE, TAKASHI GOMI, HARUMI SATO, ZERIN ARIFA

橋梁更新工事における支承取替え工では，支承アンカーボルトを新たに設置することが必要である。しかし，対象橋梁が過年度耐震補強工事等により端対傾構を巻立てコンクリートにより補強している場合，支承近傍の桁下遊間が小さく，新設支承アンカーボルト用の削孔機が入らずコア削孔ができないという課題がある。そこで，新設支承の鉛直方向の支承アンカーボルトを省略し，橋座面へのコア削孔を行わない鉛直アンカーボルトレス支承の開発を行った。

キーワード：鉛直アンカーボルトレス支承，支承取替，更新工事，狭小空間

Bearing replacement during bridge renewal works requires the installation of new vertical anchor bolts. However, in cases where end diaphragms have already been strengthened during previous seismic retrofitting, the clearance beneath the girder in the vicinity of the bearing is often insufficient to accommodate the drilling equipment required for core drilling and anchor-bolt installation. To address this challenge, a vertical anchor boltless bridge bearing has been developed in which no core drilling of the bearing seat is required.

Keywords: Vertical anchor boltless bearing, Bearing replacement, Bridge renewal project, Confined space

1. 開発の目的

橋梁更新工事における支承取替え工において，取替え前の支承が旧規準で設計されている場合，設計水平力が増加し，支承の各部材が大きくなることが多い。支承のアンカーボルトも同様であり，アンカーボルトの増設，もしくは，取替え前より大きなアンカーボルトの新規設置が必要となる。その場合，新設支承アンカーボルトを設置するため橋座面にコア削孔を行うこととなる。

しかし，対象橋梁が過年度耐震補強工事等により端対傾構を巻立てコンクリートにより補強している場合は支承近傍の桁下遊間が小さく，新設支承アンカーボルト用の削孔機が入らずコア削孔ができない課題が生じる。

従来は，端対傾構の巻立てコンクリートをウォータージェット工法により，橋台前面のコンクリート製落橋防止装置を人力はつりにより撤去する方法（**写真-1**）や，機能分離型支承（パット沓＋水平力分担構造）を採用する方法（**写真-2**）によってこの課題を解決してきた。しかし，これらの解決策は既設構造物の撤去・復旧が必要となることや，水平力分担構造を設置する主桁に補強横桁を追加するなど，鋼構造物への補強が多くなることが課題としてあり，現場施工の省力化が求められてきた。

そこで，新設する支承の鉛直方向のアンカーボルトを省略し，橋座面へのコア削孔を行わない鉛直アンカーボルトレス支承の開発を行った。なお，本開発は住友理工（株）との共同開発である。

*1 土木事業本部橋梁構造設計部
*2 技術研究所技術開発推進部



写真-1　端対傾構巻立てコンクリートの撤去状況

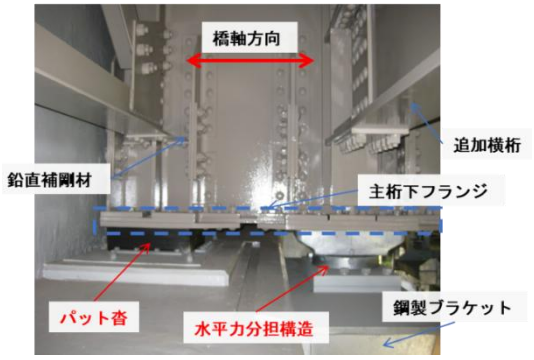


写真-2　機能分離型支承設置状況

2. 構造概要

(1) 本構造の特徴

本構造は，支承取替え工において使用するジャッキアップ用鋼製ブラケットを，取替え後も撤去せず，支承と下部構造を接合する本設部材として再利用することを特徴とする。これによって新設支承アンカーボルト用の削孔が不要となり，それに伴い端対傾構の巻立てコンクリートの撤去，ブラケット撤去作業が不要となるため，支承取替え工全体の施工性向上と省力化が期待できる。また，ブラケットが桁かかり長を延長することにもつながり，落橋防止対策の向上も期待できる。鉛直アンカーボルトレス支承の構造概要を**図-1**，**図-2** に示す。

(2) 力の伝達

支承に作用する水平力は，支承本体からベースプレート，鋼製ブラケットおよびブラケットアンカーボルトを介して下部構造に伝達させる（**図-3**）。一方，鉛直力は支承本体からベースプレート，無収縮モルタルを介して下部構造に伝達させることにより，鉛直方向の支承アンカーボルトを省略した構造としている（**図-4**）。

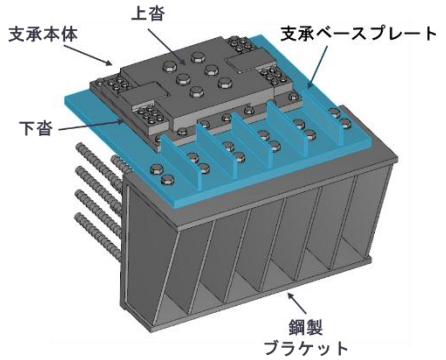


図-1　鉛直アンカーボルトレス支承概要図

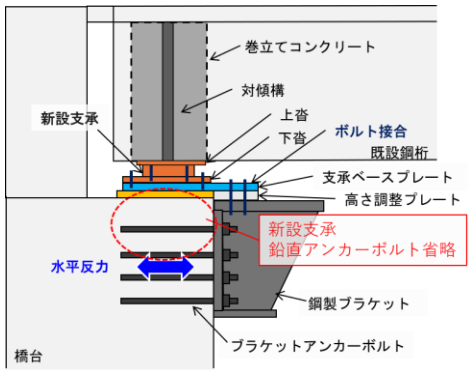


図-2　鉛直アンカーボルトレス支承の構造概要図

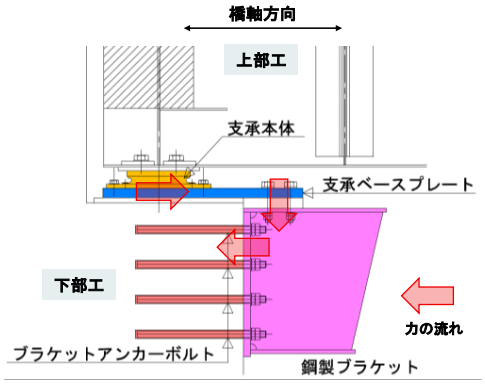


図-3　水平力の伝達経路

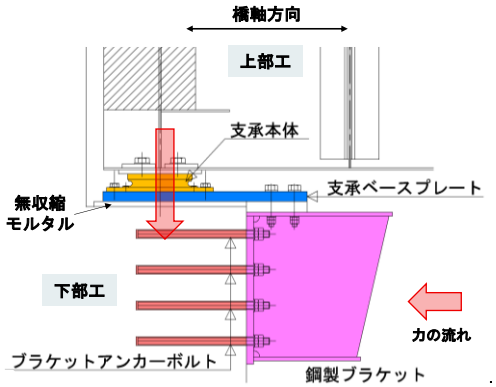


図-4　鉛直力の伝達経路

(3) 支承本体

本構造は桁下遊間の小さな箇所への使用を想定しており，ゴム本体に標準的な積層ゴム支承は適用できない。そこで,鉛直力はゴム本体で水平力はサイドブロックにより伝達する支承として,ディスク型高面圧ゴム支承「DRB」[1)]を採用した。

ベースプレートは，支承本体と鋼製ブラケットを接合するため，橋軸方向は標準支承に対して長くなる。それに対し，直角方向は，これまで既設構造物の橋座の鉄筋，主桁の対傾構や水平材，支承サイドブロックの制約を受けながら施工したアンカーボルト用のコア削孔位置実測結果を反映してベースプレート寸法を決定する必要があったが，本構造ではそれらの制約を受けずに寸法を決定できる。あわせて，支承縁端距離が不足することや，新設ベースプレートがパラペットに干渉するといった課題に対し効果がある。また，橋座が狭いなどの理由でジャッキアップ後にアンカーボルトの削孔を行う必要がある場合に対しては，コア削孔位置実測結果を待たずにベースプレートの製作が可能となり，支承製作期間短縮も期待できる。なお，本構造はベースプレートの補強リブが鋼製ブラケット上に配置され，その補強リブ間に締結ボルトを配置するため，ベースプレート寸法はブラケットアンカーボルト用の削孔結果を反映する必要がある。

実橋の支承取替えでは端支点・中間支点の両方が対象となるが，中間支点部は支承反力が大きく，支承各部材が大きくなるため，本開発では端支点を対象とした。本開発でモデルとした橋梁の概要と設計反力を**表-1** に示す。

表-1 開発でモデルとした橋梁の概要

モデルとした橋梁の諸元	
橋長	114.0m
支間長	23.1m+33.5m+33.5m+23.1m
構造形式	鋼4径間連続非合成鈑桁橋
全幅員	12.850m
桁高	1.6m（4主桁）

設計反力（支承1基あたり）		
鉛直反力		400kN
水平反力	橋軸方向	3,300kN
	橋軸直角方向	1,300kN

3. 構造検討

(1) 検討概要

本構造の特徴は，ベースプレートを鋼製ブラケットと接合して，水平力をベースプレートから鋼製ブラケットを介して下部工に伝達する点である。そこで，ベースプレートおよびベースプレートと鋼製ブラケットとの締結ボルトに対して行った事前検討について記載する。

なお，本報では，部材に作用する軸力，曲げモーメント，せん断力およびねじりモーメントに対して，各部材の断面性能を用いて表計算ソフトで応力度を算出する方法およびその結果を「計算」と称する。また，本構造は複雑な形状であり，その影響を上記の「計算」で評価できないことが考えられたため，別途 FEM 解析による検討も実施しており，その方法および結果を「FEM」と称する。

表-2 ベースプレート上面の橋軸方向応力

	応力度		判定（道示Ⅱ 4.3）[2)]				
	圧縮	曲げ	式-4.3.4			式-4.3.5	
	σ_c (N/mm²)	σ_{bcy} (N/mm²)	K※	≦	1.0	Σσ (N/mm²)	≦ σ_{cal} (N/mm²)
計算	53	114	0.95	≦	1.0	167	≦ 298
FEM	-	-	-			246	

※：$K = \dfrac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \dfrac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}\alpha_y} + \dfrac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}\alpha_z}$

各記号は H24 道示Ⅱ[2)]の「4.3 軸方向力と曲げモーメントを受ける部材」に準拠する。

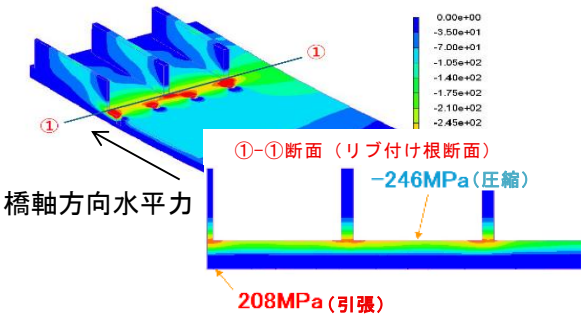


図-5 FEM におけるベースプレートの橋軸方向応力発生状況

(2) ベースプレートの設計

ベースプレートの橋軸方向照査は，道路橋示方書・同解説 [2)]（以下，道示）の軸方向力と曲げモーメントを受ける部材に準じて設計した。桁端側から桁中央側へ橋軸方向水平力が作用したとき，その水平力作用位置が高いと必要板厚が厚くなり，支承構造高が桁下空間に収まらない。そこで，本構造で用いる支承は，上沓とサイドブロックの接触位置を下げることにより水平力の作用高を低減させた改良版の DRB とした。なお，改良版の DRB は住友理工（株）の製品である。あわせて，ベースプレート上面に補強リブを設置して曲げ剛性を高め，ベースプレート板厚の増加を抑制することにより支承構造高を小さくして，本構造の実橋梁への適用性を確認した。桁中央側に橋軸方向水平力が作用する場合について,ベースプレート上面の橋軸方向応力の計算結果と FEM 結果を**表-2** に，FEM におけるベースプレートの橋軸方向応力発生状況を**図-5** に示す。FEM ではベースプレート上面に

設置した補強リブ付け根部近傍に計算より高い応力が発生している。そこで，計算および FEM の妥当性について載荷試験により検証することとした。

(3) 締結ボルトの設計

ベースプレートとブラケットを接続する締結ボルトには，ボルト図心位置と水平力作用位置が直線上にない（**図-6**）ことから，平面的な回転が発生する。本締結ボルトのせん断応力度の計算では，橋軸直角方向水平力によるせん断応力と，ボルト群の平面配置上の図心を中心に回転する動きにより生じるせん断応力の両方を考慮することにより，計算が FEM に対して約 1.23 倍大きくなった（**表-3**）。引張応力度は，FEM では橋軸直角方向載荷時にベースプレートのねじれるような挙動によるボルト軸方向の変形が影響し，水平力の作用高さを考慮したねじりモーメントの計算より FEM が大きな値となった。ただし，部材決定率はせん断が支配的であることを確認した。

なお，大規模地震による復旧性を考慮する場合，支承本体を損傷させずに，ベースプレートとブラケットを締結するボルトの先行破断が望ましい。載荷試験の供試体では，本締結ボルトを先行破断部材として設計し，想定通りの破壊モードとなるかを確認することとした。

4. 載荷試験による性能確認

(1) 載荷試験概要

本構造の性能を確認するために載荷試験を実施した。載荷試験による挙動を比較し，複数の供試体で同様の挙動となることを確認することでイレギュラーな要素を判別しやすくするため，供試体は 2 体製作した。供試体は，上沓がサイドブロックに衝突するまでの挙動は従来の支承と変わらないため，サイドブロックに荷重が作用した後からの挙動を再現することとした。

計測項目についてボルト類は，下沓締結ボルト，ベースプレート締結ボルト，ブラケットアンカーボルトの 3 つの軸力を計測した。ベースプレートは，断面急変部となるリブ近傍の応力性状を把握することを目的に，ベースプレート上面，ベースプレートリブのひずみを計測した。ブラケットはベースプレート締結ボルトから力が伝わることによる応力性状を把握するために，ベースプレート締結ボルト間の上フランジ下面のひずみを計測した。また，橋軸方向の支間中央側載荷時はベースプレート締結ボルトを基点としてベースプレートが浮き上がり，直角方向載荷時にはベースプレート締結ボルトを基点として回転する挙動が想定されたことから，ベースプレートの水平方向および鉛直方向の変位を計測した。また，ベースプレートの変位がブラケットにどのように影響を与えるか確認するために，ブラケットの鉛直変位および目開き（橋台とブラケットの離れ）を計測した。

載荷荷重は，橋軸方向・橋軸直角方向ともに道示におけるレベル 2 地震動（以下，L2 地震）を想定して正負交番繰り返し載荷を行うことと

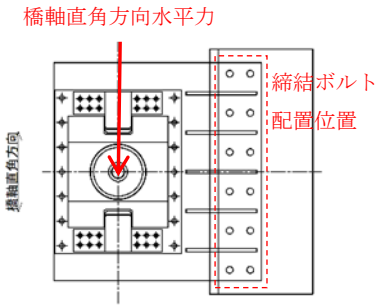
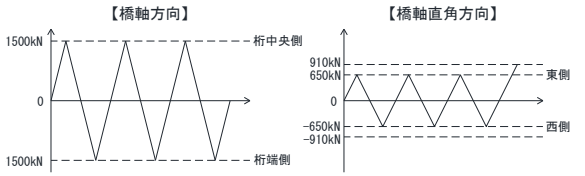


図-6 橋軸直角方向水平力と締結ボルト配置

表-3 締結ボルトに生じる応力

	引張応力度				せん断応力度			
	σ_t (N/mm²)	(決定率)	≦	σ_{ta} (N/mm²)	τ (N/mm²)	(決定率)	≦	σ_{ta} (N/mm²)
計算	29	(4%)	≦	799	351	(76%)	≦	459
FEM	123	(15%)			298	(65%)		



載荷ケース	載荷方向	鉛直力	水平力	
①	橋軸方向	400kN	1500kN	設計荷重
②	橋軸直角方向	400kN	650kN	設計荷重
③	橋軸直角方向	0kN	650kN→910kN	設計荷重→終局荷重

図-7 載荷荷重と載荷ステップ

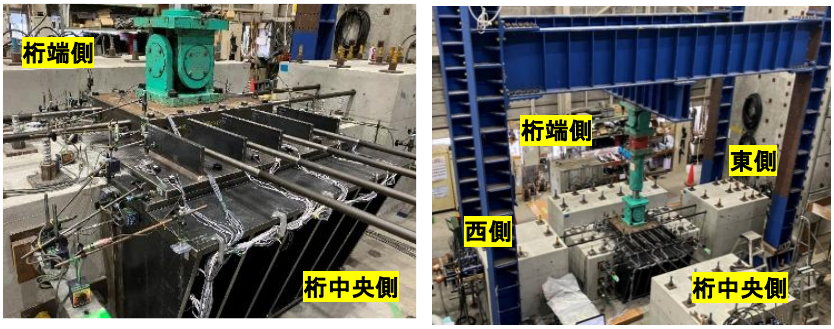


写真-3 載荷試験の状況

し，下沓に PC 鋼棒を設置し，PC 鋼棒を両側から引っ張ることで正負交番を再現した。繰り返し回数については，道路橋支承便覧の「特性検証試験において基本となる試験条件」における地震時水平力分散型ゴム支承の水平加振回数を参考に 3 回とした [3)]。実験設備の規模から，載荷荷重は実橋の L2 地震時水平力の 1/2 とし，供試体はその荷重に対する各部材の応力が実橋レベルでの設計と同等になるように設計した。実橋では軸方向地震時には負反力が生じないと考え，橋軸方向載荷時は鉛直荷重を載荷した。直角方向地震時には外桁の支承は主桁の回転により負反力が生じることがあることから，直角方向載荷時は鉛直荷重を載荷した状態と載荷していない状態の 2 パターンを実施した。

本構造は直角方向地震時の破壊挙動が複雑であると想定されたため，上記正負交番載荷を実施した後に，直角方向に終局荷重まで載荷し，供試体を破壊させることとした。載荷荷重と載荷ステップを**図-7**，載荷試験の状況を**写真-3** に示す。

(2) 載荷試験結果

下沓の水平変位計測箇所を**図-8**，水平方向の荷重変位曲線を**図-9** に示す。橋軸方向・橋軸直角方向ともに L2 地震時の設計荷重を載荷しても支承本体およびブラケットに損傷は見られなかった。無収縮モルタルは 1 回目の載荷でベースプレートとの縁切りが発生し，載荷を繰り返すことで無収縮モルタルのひび割れが進展した。

橋軸方向の振幅は 17 mm 程度である。これは，下沓とベースプレート，ベースプレートとブラケットの締結ボルトのボルト孔との遊び，ボルトの弾性変形によるものと考えられる。直角方向の振幅は 26 mm 程度と橋軸方向より大きい変位となった。これは，ボルト孔の遊び，ボルトの弾性変形に加えて，ベースプレートとブラケットの締結ボルトを中心に回転するような挙動による変位が生じたためと考えられる。

載荷試験によりベースプレートおよび締結ボルトに生じた応力を，事前検討結果（計算および FEM）とあわせて**表-4** に示す。ベースプレートとブラケットの締結ボルトに発生する軸力は，橋軸方向載荷時は想定した計算結果より小さい値となったが，橋軸直角方向載荷時は想定した計算結果より大きい値となった。ボルト軸力が計算および FEM と一致しなかった理由として，ボルト軸方向に生じるベースプレート等の変形がボルト位置により異なったことが考えられる。また，橋軸直角方向載荷時の方が橋軸方向載荷時に対して，ベースプレートの挙動が

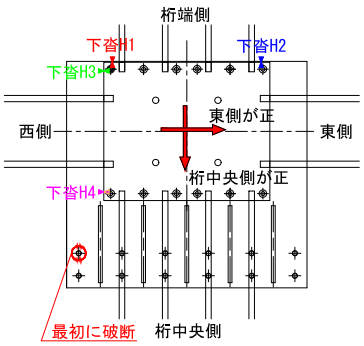


図-8　水平変位計測箇所

表-4　事前検討と載荷試験の比較

(N/mm²)

部材			橋軸方向			直角方向		
			計算	FEM	載荷試験	計算	FEM	載荷試験
ベースプレート	ベースプレート-ブラケット締結ボルト	せん断応力	282	278	-	439	331	-
		引張応力	309	207	150	30	220	308
	本体	曲げ応力	41	38	71	55	24	40
		せん断応力				143	-	-
	ベースプレート補強リブ	曲げ応力	26	14	21	-	4	9

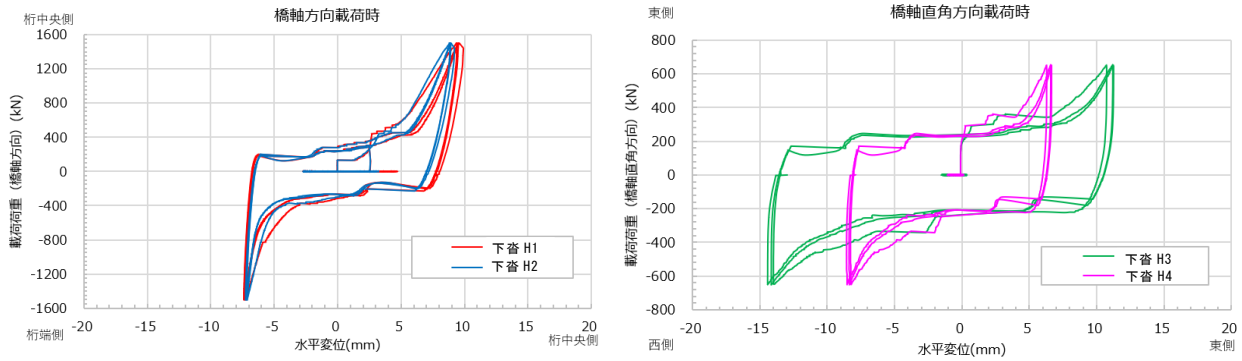


図-9　下沓の荷重変位曲線

複雑であり，その影響を受けるボルト本数が少ないため軸力のばらつきが大きくなったと考えられる。ただし，締結ボルトの設計ではせん断が支配的であり，構造検討においてせん断応力は FEM よりも計算の方が大きかったことから，3 章での計算方法は変更しないこととした。

締結ボルトの設計ではせん断が支配的であるが，載荷試験では計測ができなかった。ボルトとボルト孔には遊間があり，載荷が進むにつれて載荷方向の遊間が小さかったボルトから効き始め，各ボルトのせん断応力に偏りが生じることが懸念されるが，この遊間を各ボルトで均等になるように管理することは現実的ではない。これまで実績のある標準的な支承構造においても同様の挙動が生じると考えられるため，各ボルトのせん断応力が均等に近づくようボルト孔の遊間が小さくなるようなボルトが採用できないか，ボルト設置後に遊間を埋めることができないか，などの対策を今後検討する必要がある。

ベースプレートに発生する曲げ応力は，多少のばらつきはあるものの想定した計算と同じように制限値に対しては小さい値となった。また，FEM では補強リブ近傍に大きな応力が発生していたが（**図-5** 参照），実験では大きなひずみは計測されなかった。そのため，ベースプレートの設計については，部材厚の決定率はせん断が支配的であることから，3 章での計算方法を基本とすることとした。

破壊状況について，橋軸直角方向に終局荷重載荷後も載荷し続けた結果，1,600 kN を超えたところでベースプレートとブラケットを締結するボルトの破断により破壊した（**図-10**，**写真-4**）。破断したのは，載荷方向と反対側の最外縁のボルトである。本構造は，ベースプレートとブラケットを締結するボルトが最も早く破断に至るように設計しており，本実験で想定通り破壊に至ることを確認した。なお，実橋では，主桁があることから橋軸直角方向水平力に対して支承 1 基ごとに回転する挙動は生じないことが考えられる。その場合，締結ボルトに作用するせん断応力は回転する挙動によるせん断応力を考慮しない，橋軸直角方向水平力により生じるせん断応力のみの応力に近づくと考えられる。

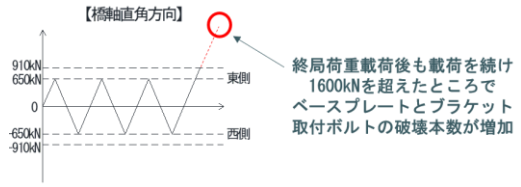


図-10　破壊時の載荷ステップ

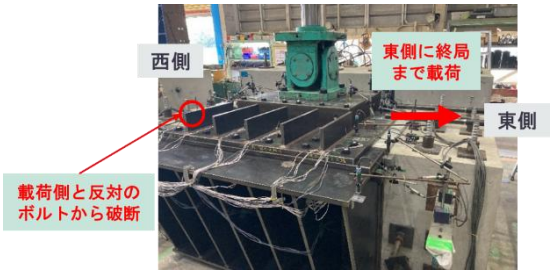


写真-4　供試体の破壊状況

(3) 変位対策

載荷試験より，鉛直アンカーボルトレス支承が構造上，変位が大きくなりやすい支承であることが分かった。ボルト孔の遊び，ボルトの弾性変形は標準的な支承構造でも考えられる挙動であるが，直角方向の変位は本構造特有の動きである。そこで，それらの変位を再現した動的解析を行い，標準的な支承構造に対する支承反力の変化量を把握した。

動的解析の結果，橋軸方向の反力は標準的な支承構造の応答値に対して 1.3 倍となったが，支承金物等の鋼部材で対応できる変化量であると思われるため，支承バネ値をモデル化した動的解析により，取替え後の応答値を把握することとする。橋軸直角方向の反力は標準的な支承構造の応答値に対して 2～3 倍と大きくなることから，鉛直アンカーボルトレス支承に対して直角方向には別途，変位を制限する構造を設け，固定支承と見なせるようにすることを標準とする。本構造は機能一体型支承と同等と考え，変位を制限する構造を設けても支承本体は L2 地震力まで考慮して設計する。また，変位を制限する構造は L2 地震力に対応する構造とする。

5. 本構造適用時の留意事項

(1) 水平力と桁下遊間の関係と負反力の有無

本構造の優位性が確保できる対象構造物は桁下空間が狭く，標準的な支承のアンカーボルト用のコア削孔ができない橋梁である。適用にあたっては水平力により決まる必要構造高が桁下空間に収まることが前提となる。また本構造は，支承部で上向き地震力が生じない橋梁を対象として適用するものであり，適用にあたっては動的解析等で負反力の有無を確認する必要がある。

(2) 支承構造およびベースプレート構造

本構造では，支承構造高を抑える対策として「ベースプレート上面に補強リブを設置する構造」を採用し，橋軸方向水平力による曲げに対する抵抗断面を大きくすることによりベースプレートの板厚の増加を抑えている。この対策は，座屈抵抗性を高めることにもつながる。また，「上沓とサイドブロックの接触位置を下げる構造」を採用することにより，水平力作用高を下げ，作用する曲げモーメントを低減することとしている。なお，今回，対象とした橋梁で本構造を採用する場合には「ベースプレート上面に補強リブを設置する構造」と「上沓とサイドブロック接触位置を下げる構造」が必要となったが，補強リブは耐久性の観点では望ましい形状ではないため，改良について可否も含めて今後検討が必要である。

(3) 支承縁端距離の適用

本構造では，支承部に作用する水平力をブラケットアンカーボルトに負担させるため，ブラケットアンカーボルトに対して道示の支承縁端距離[4]の検討を行う必要がある。

橋軸方向には支承縁端距離の考え方は該当しないため，ブラケットアンカーの配置は引抜力によるアンカー先端からのコーン状破壊に対する照査を満足するように，橋座面からの高さやアンカーの間隔を検討する。橋軸直角方向には，地震時水平力に対して道示に基づくブラケット設置面の耐力照査を行った上で，支承縁端距離 S は，**図-11** に示すように，縁端から水平方向に最も近くなるアンカー位置に対して，道示式を満足するようにする。

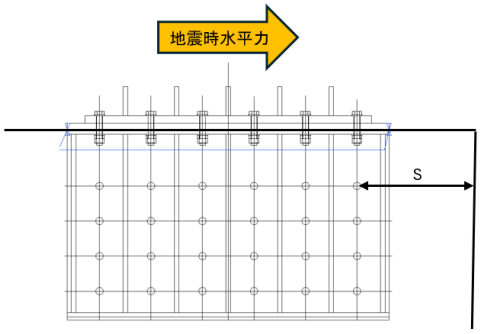


図-11 支承縁端距離 S の取り方

(4) 無収縮モルタルの構造

今回の実験ではベースプレート端部で無収縮モルタルが破壊する変状が発生した（**写真-5**）。無収縮モルタルのひび割れは L2 地震力まで載荷する途中で発生しており，支承の変位が大きいことに加え，今回の実験では無収縮モルタルを無筋としていたことも原因である。本構造では無収縮モルタルを介して上部工鉛直反力を下部工に伝えるため，ベースプレート下側の無収縮モルタルが大きく欠損することは望ましくない。そこで，無収縮モルタルにはベースプレート端部を跨ぐように鉄筋を配置することを標準とする。道示では，格子状に D16 以上と記載されているが，ピッチの記載が無いため，細目として D16ctc125 相当を配置する方針とする。配筋例を**図-12** に示す。

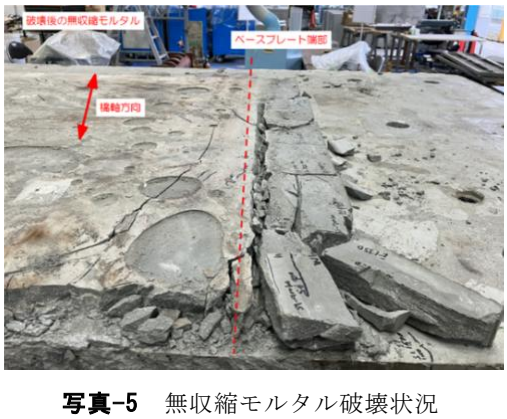


写真-5 無収縮モルタル破壊状況

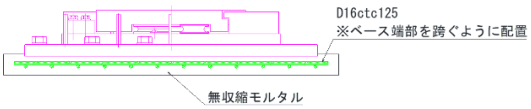


図-12 無収縮モルタルへの配筋例

(5) ブラケットと橋台の界面

本載荷試験では,ブラケット背面と橋台の間に不陸調整を兼ねて接着剤を塗布した。しかし，供試体破壊時のブラケット背面は，接着剤で破壊せず橋台かぶり部で破壊した（**写真-6**）。ブラケットは支承構造の一部となることから交換・復旧しやすい構造であることが望ましいため,ブラケット背面の接着剤の塗布は行わない方針とする。ただし，荷重を偏りなく橋台に伝えることが重要であるため,橋台面との不陸調整については今後検討が必要である。



写真-6　供試体解体後のブラケット接着面

6. 従来の標準構造との工程・工費比較

桁下空間が小さい場合の従来の支承取替工事と工程･工費の比較を行った。既設構造物の撤去作業等が少ないため，巻立てコンクリートを撤去する場合と比べ，約 10%の工程短縮効果が期待でき，コストは約 10%削減できる。

7. まとめ

本報では，支承取替工事の工期短縮・コスト縮減を図る鉛直アンカーボルトレス支承について，載荷試験により地震力作用時の挙動，設計の妥当性および破壊モードの確認を行い，あらかじめ想定した計算手法で各部材の設計が行えることを確認した。

本技術は，桁下空間が小さく標準的な支承に取り替えることのできない中小規模橋梁の支承取替工事に有効な構造である。また，施工空間の小さい橋座上でのコア削孔作業がなくなり，施工性・安全性の向上につながる構造である。

今後は，構造の改善として応答変位が小さくなるよう，ベースプレートとブラケットを締結するボルトのボルト遊間の縮小化について可否も含めて検討する。具体的には，使用ボルトの種類，ボルト遊間を小さくした場合の施工性，ボルト遊間の穴埋めについて，それらの可否と効果について検討する。また，本構造の適用範囲を拡大するためには，上部工が鋼橋の場合だけでなく，コンクリート橋の場合も想定することが望ましい。そのためには，コンクリート製の上部工と本構造との接合方法の開発が必要となる。

謝辞：本開発に際し、FEM 解析を含む事前・事後解析および鋼部材関連の供試体製作にご協力いただいた住友理工株式会社に、心より御礼申し上げます。

参考文献

1) 住友理工株式会社：製品情報，https://www.sumitomoriko.co.jp/product/catalog/，2026.11.5 参照
2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，pp.176-181，2012.3
3) 日本道路協会：道路橋支承便覧，p.247，2018.12
4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ上下部接続部編，pp.128-135，2025.10