

連続高架橋の多方向地震動下での支承取付部の 曲げせん断挙動と破壊

後藤 芳顕¹・奥村 徹²・海老澤 健正³

¹フェロー 工博 名古屋工業大学プロジェクト教授 次世代耐震工学研究所（〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町）

²正会員 博(工) (株)地震工学研究開発センター（〒880-0902 宮崎県宮崎市大淀3丁目5番13号）

³正会員 修(工) 名古屋工業大学大学院 助教（〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町）

1. はじめに

積層ゴム系支承は極大地震に対する高架橋の有効な耐震性能向上策として多く採用されてきた。ゴム系支承は橋脚が終局状態に至るまでその損傷を制御するための重要な役目を持っているため、橋脚が保有水平耐力に到達する以前に破壊しないように設計されることが前提である。しかし、熊本地震では大切畑大橋などの中間橋脚上では橋脚が損傷する以前にゴム支承の取付ボルトが破断するという被害が観察された¹⁾（写真-1）。このように、橋脚の損傷以前に支承取付部のボルト破断が生じると荷重分散や免震機能が喪失するので高架橋の耐震設計思想が根本的に破綻する可能性もある。大切畑大橋の支承取付部の被害は卓越周期を1秒近傍に持つ過大な上下動に加え、地盤の水平移動と沈下などによるとの見解²⁾が示されている。しかし、高架橋に設置された状態のゴム支承が取付部を含めて地震動下でどのような挙動をし、破壊に至るのかという基本的な事項がいまだ実証的な研究によりほとんど解明されておらず、現行の支承部の設計法^{3),4)}の妥当性自体が十分に検証されているとは言い難い状態にある。

著者らが最近実施した2径間連続高架橋模型の水平2方向同時加振実験^{5),6)}で得られたゴム支承の挙動特性の検討から、橋台のような曲げ剛性の大きい橋脚上では支承はほぼ純せん断変形をするが、通常の間橋脚上では橋軸直角回りの曲げ変形による橋脚天端の回転で支承には曲げ変形が生じ、無視できないレベルの純曲げモーメントが作用することがわかった。大切畑大橋でも純曲げモーメントが作用する中間橋脚上のほとんどの支承では取付部分のボルトが

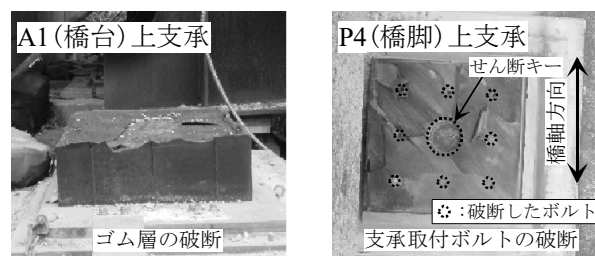


写真-1 大切畑大橋のゴム支承の被害

破断する一方、せん断変形が卓越する両端の橋台上では支承本体のゴム層のせん断破壊が生じた。以上の事実に着目し、本論文では従来検討されていない支承に作用する純曲げモーメントが支承の取付ボルトの破断挙動に与える影響に焦点を当てて検討する。さらに、地震の作用で橋脚が終局状態に到達する以前に支承取り付けボルトが破断するのを防止するための設計について考察する。

2. 連続高架橋のゴム支承の変形特性

橋脚天端の回転により支承に生じる橋軸直角回りの相対回転による純曲げがゴム支承本体の損傷に影響を与える可能性については過去にも指摘されている^{7)~12)}。しかし、過去の研究では、単一RC橋脚上にゴム支承を設置した部分構造模型を用いた载荷実験^{7),8)}による検討に限られており、現実の高架橋に設置された状態を適切に再現した検討は行われていない。また、数値解析による高架橋に設置された支承挙動に関する検討は行われている^{9),10)}が、実験や実測による妥当性の検証はなされていない。さらに、過去の研究対象はゴム支承本体^{10)~13)}が中心で、

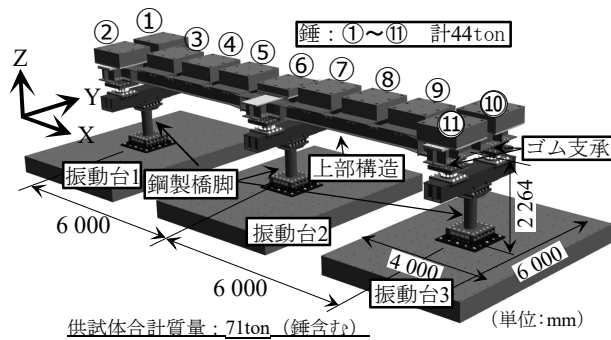


図-1 マルチ振動台上の連続高架橋模型

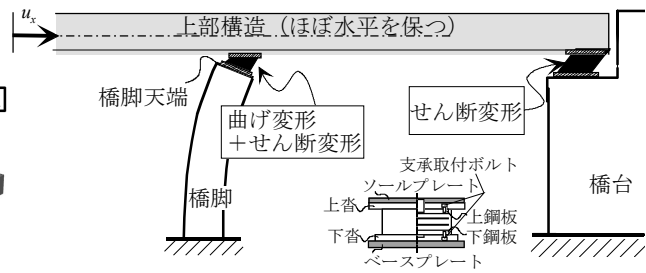


図-3 高架橋と支承の変形

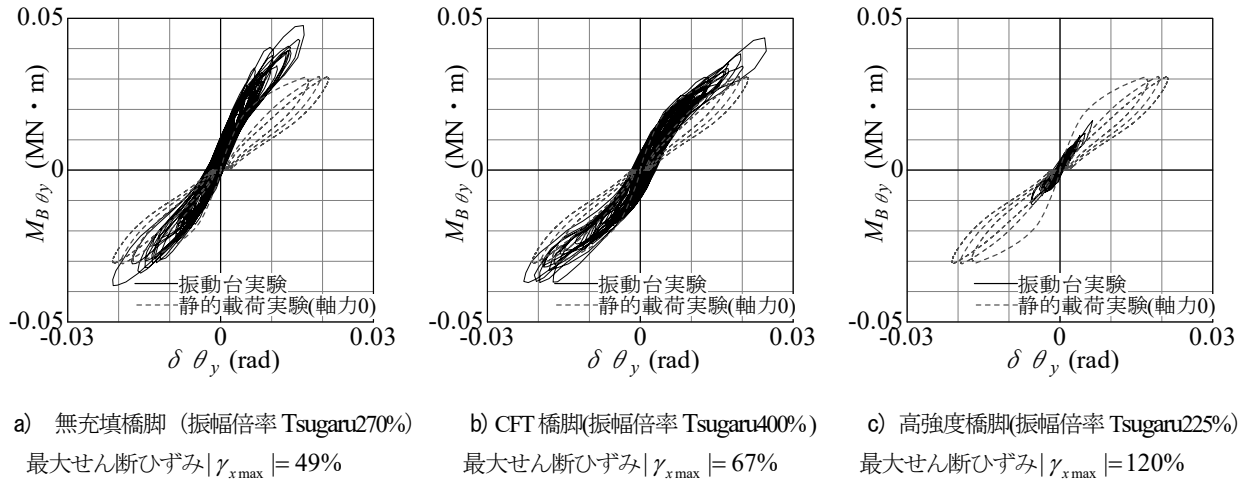


図-2 橋軸直角軸まわり支承部の純曲げモーメント-相対回転関係 (中央橋脚 (P2) 上支承)

支取付部を対象としたものはない。

著者らは、最近実施した、図-1 に示す過去最大級 (縮尺 $s=1/6.7$) の2径間連続高架橋模型の水平2方向同時加振実験⁹⁾から、ゴム支承部の挙動特性を明らかにすることができた。すなわち、実験では、図-2 に示すように、橋軸方向加振に対して、曲げ変形の生じる橋脚上の支承にはせん断とともに曲げ変形が生じ、大きな純曲げモーメントが作用する一方、橋台を模した曲げ剛性の大きい高強度橋脚上の支承では純せん断変形が卓越し、純曲げモーメントはほとんど作用しないことが観察された。このメカニズムは図-3 をもとに次のように説明される。橋軸方向の水平変位に対して支承の上鋼板が接合されている上部構造がほぼ水平に維持されるのに対し、橋脚には曲げ変形が生じ、橋脚天端に固定された支承の下鋼板が橋軸直角軸まわりに回転する。その結果、支承にはせん断変形に加えて橋軸直角軸まわりの相対回転 $\delta\theta_y$ による純曲げが生じる。その一方、橋台には曲げ変形がほとんど生じないのでせん断変形が支配的になる。実験において計測された $\delta\theta_y$ は無充填橋脚では $|\delta\theta_{y\max}|=0.016\text{rad}$ 、CFT 橋脚では $|\delta\theta_{y\max}|=0.025\text{rad}$ に到達しているが、橋台を模した高強度橋脚では $\delta\theta_{y\max}=0.007\text{rad}$ とかなり小さい。

以上のようなことから、熊本地震で生じた橋脚上の支取付部ボルトが破断した主な原因の一つとして上下動とともに従来の設計で無視されている支承部に作用する純曲げモーメントの影響が考えられる。

3. 支取付部に作用する曲げモーメントと現行設計

正の鉛直反力が作用する橋脚上の支承の上・下鋼板に橋軸方向相対水平変位 δ_{Bx} と橋軸直角軸回りの相対回転角 $\delta\theta_y$ が生じた場合を考える。この時にゴム支承に作用する橋軸直角まわりの曲げモーメント成分について、図-4 には構成するモーメントの種類と作用方向を矢印で示すとともに、支承高さ方向の分布を概念的に示している。図からわかるように、支承部に作用する橋軸直角回りの曲げモーメント成分 $M_{B\theta_y}$ は3種類のモーメントから構成されている。すなわち、せん断力 H_{Bx} の偶力による曲げモーメント $M_{B\theta_y}$ 、支承の水平相対変位 δ_{Bx} に起因した鉛直反力 V_B の $P-\delta$ 効果による曲げモーメント $M_{B\theta_y}$ ならびに上下鋼板の相対回転 $\delta\theta_y$ により生じる純曲げモーメント $M_{B\theta_y}$ である。

図-3 に示す高架橋橋脚の変形モードと各構成モーメントを示した図-4からわかるように、支承の x 方向のせん断力成分 H_{Bx} が最大となる時には橋軸方向の相対水

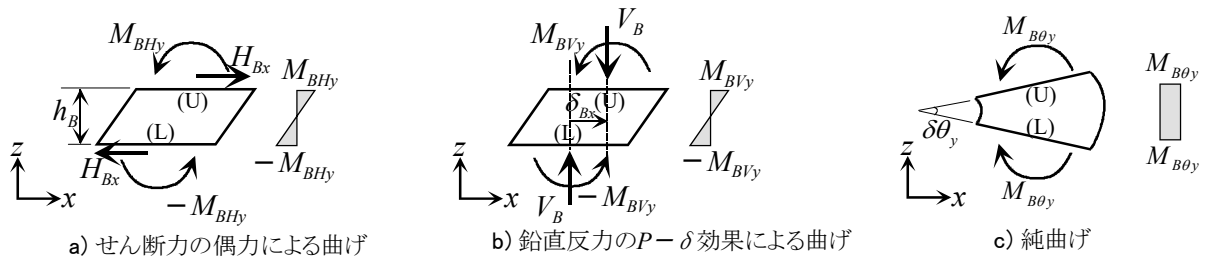


図-4 支承の上下鋼板接合部に作用する曲げモーメント成分

平変位成分 δ_{Bx} と橋軸直角軸まわりの相対回転角成分 $\delta\theta_y$ の絶対値も同時に最大値をとる。このため H_{Bx} 、 M_{BHy} 、 M_{BVy} 、 $M_{B\theta y}$ の絶対値は反力の正負によらず同時に最大値をとる。また、図-4 の各構成モーメント成分の分布からわかるように、支承に正反力が作用する場合には全曲げモーメント成分 $M_{By\Sigma}$ の絶対値の最大値は必ず支承上縁に発生し、負反力の場合は上縁あるいは下縁で最大値をとる。

取付部である支承上縁あるいは下縁に作用する全曲げモーメント $M_{By\Sigma}^{\alpha}$ ($\alpha=U, L$ で、それぞれ、支承上縁と下縁を表す) は、図-4 に定義した各構成モーメント成分と上・下鋼板の外側間隔 h_B を用いると、以下のように表される。

$$M_{By\Sigma}^U = M_{BHy} + M_{BVy} + M_{B\theta y} \quad (1)$$

$$M_{By\Sigma}^L = -M_{BHy} + M_{BVy} - M_{B\theta y} \quad (2)$$

ここに、

$$M_{BHy} = H_{Bx} h_B / 2 \quad (3), \quad M_{BVy} = V_B \delta_{Bx} / 2 \quad (4)$$

現行の耐震設計法^{3),4)}では、上・下沓への支承取付部の安全照査では M_{BHy} と M_{BVy} は考慮されているが、純曲げモーメント $M_{B\theta y}$ は無視されている。なお、ゴム支承本体の曲げモーメントに対する照査については影響が小さい¹⁾として全く行われていない。

ここで、図-1 の高架橋模型の加振実験結果より、支承の上下縁に作用する全曲げモーメント $M_{By\Sigma}^{\alpha}$ に占める純曲げモーメント $M_{B\theta y}$ の寄与割合を検討した結果、中央橋脚 P2 が終局状態に到達するまでに同じ橋脚上の支承に生じる $|M_{By\Sigma}^{\alpha}|$ が最大値をとるときの純曲げモーメント $M_{B\theta y}$ の寄与割合は 90% を超える。

上記の結果は模型実験の結果ではあるが仮に実構造においてもこのような状況であれば、純曲げモーメント $M_{B\theta y}$ の影響を無視して設計された支承取付部のボルトについては、明らかに強度が不足する恐れがある。その結果、ゴム支承本体が破断する以前に取付部が破壊することも考えられ、キャパシティデザインの観点からは

好ましくない。

4. FE 解析による実大連続高架橋の支承部挙動

1) 検討の概要

高架橋模型の加振実験から、橋脚上の支承部では純曲げモーメントの影響が大きく、これを無視した現行の照査法では支承取付部が損傷する恐れがあることがわかった。ただ、加振実験で用いた模型では、支承のせん断挙動がほぼ線形弾性の範囲で橋脚が損傷することを目標に設計したので、通常の場合に比べ支承の断面積が大きい。このため、支承の回転剛性が大きく、相対回転角 $\delta\theta_y$ に対して生じる純曲げモーメント $M_{B\theta y}$ が他の構成曲げモーメント成分に比べて大きくなっている可能性もある。したがって、ここでは現実的な支承を持つ実大高架橋の FE モデル¹⁵⁾を用いて詳細に検討する。

対象とする実大高架橋モデルは、加振実験に用いた連続高架橋模型の設計時に参考にした 2 径間の実大連続高架橋において、無充填円形断面橋脚とゴム支承をレベル 2 地震動(II 種地盤)に対して新たに設計^{3),4)}したものである。高架橋モデルの上部構造は 7 主桁の非合成の連続桁構造で水平 2 方向に自由に変形しうるゴム支承を介して鋼製橋脚で支持されている。この実大高架橋モデルを忠実に再現した FE モデルに地震動を入力することで、支承を中心に高架橋の挙動を検討する。ここで用いる FE モデルの妥当性はすでに、高架橋模型の加振実験の解析に適用して検証している^{14),15)}。本 FE モデルを用いると、ここでの支承取付部の検討に必要な橋脚が終局状態に到達するまでの支承を含む高架橋全体の多方向地震下の挙動を精度よく解析できることを確認している。

(2) 実大高架橋の FE モデルの構築

a) 橋脚・上部構造のモデル化

解析には非線形解析ソフト ABAQUS を用いることを前提に図-5 のようにモデル化した。鋼製橋脚については繰返し塑性性を考慮した三曲面モデル¹⁶⁾を構成則として導入した複合非線形の厚肉シェル要素 S4R で離散化した。橋脚横ばりおよび上部構造 (7 主桁+横梁+床版) には損傷が生じないと仮定し、計算時間を低減させるた

上部構造質量：23.57(ton/m)

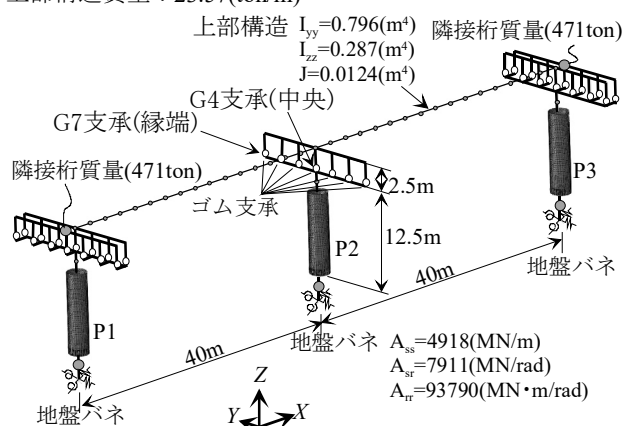
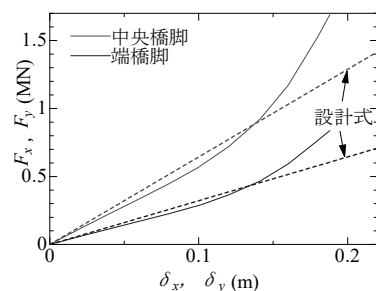


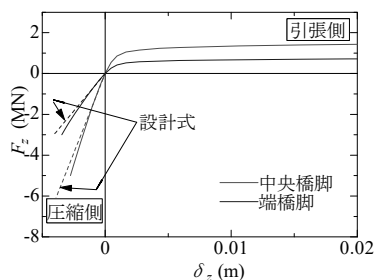
図-5 2径間連続高架橋モデルの概要

表-2 ゴム支承の粘性減衰係数

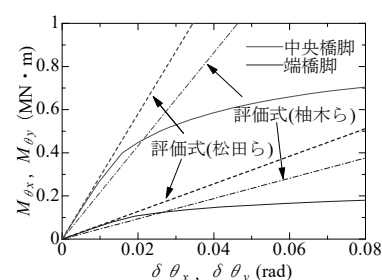
自由度	中央橋脚	端橋脚
橋軸・橋軸直角 (MN/m・s)	7.58×10^{-2}	3.79×10^{-2}
橋軸・橋軸直角軸まわり (MN・m・s)	3.41×10^{-1}	7.54×10^{-2}



a) せん断



b) 圧縮・引張り



c) 曲げ

図-6 ゴム支承の各バネ成分の挙動

めに弾性ははり要素(B31)で近似した。この場合、はり要素の断面図心位置には上部構造と等価な面内曲げ剛性 EI_{zs} 、面外曲げ剛性 EI_{ys} 、ねじり剛性 GJ_s 、ならびに質量 m_b 、3方向の回転慣性 ($ri_{xs}, ri_{ys}, ri_{zs}$) を設定する必要があるが、これらの値は文献 17)の方法で算定した。また、両端の橋脚上部には隣接桁の質量を集中質量として考慮した。以上の連続高架橋の各諸元と定数を表-1にまとめて示す。

b) ゴム支承

ゴム支承は、各変形成分（圧縮・引張変形成分、せん断変形2成分、曲げ変形2成分）に対して、図-6、表-2にまとめているように、各自由度間の連成を無視した非線形弾性ばねとダッシュポットとしてモデル化した。対象とする高架橋モデルの支承断面は正方形であるので、2方向のせん断変形と曲げ変形の特性は、それぞれ同一になる。

ここで用いる支承の各バネの非線形弾性構成則はソリッド要素を用いた FE 解析で独立に同定した。すなわち、ゴム部分には超弾性構成則¹⁰⁾を導入した要素、鋼板

表-1 2径間連続高架橋の諸元

橋脚の種類	中央橋脚	端橋脚
直径: D (m)	2.500	
板厚: t (m)	0.0531	
径厚比パラメータ: R_t	0.06	
細長比パラメータ: $\bar{\lambda}$	橋軸: 0.36 橋軸直角: 0.45	
軸力比: P/P_y	0.10	0.07
降伏水平変位: u_0 (m) ^{※1)}	0.0820	
水平耐力: H_u (MN) ^{※2)}	8.54	
ゴム材料の種類	G10	
平面寸法: $a \times b$ (m)	0.696×0.696	0.492×0.492
層数: n	3	4
ゴム層厚さ: t_r (m)	0.025	0.019
1次形状係数: $S1$	6.9	6.5
2次形状係数: $S2$	9.2	6.5

弾性1次固有周期:

123s (橋軸方向), 138s (橋軸直角方向), 026s (鉛直方向)

※1) 軸力を0とした時の降伏水平変位 (地盤バネの剛性を考慮)

※2) M-φモデルの許容曲げモーメントから算定した値

部分には線形弾性要素を用い、死荷重反力作用下で各変形成分のモードを FE モデルの上下鋼板に与え漸増させることで求めた。ゴム要素に用いる超弾性構成則のひずみエネルギー関数の定数は、加振実験に用いた高架橋橋型(図-1)の中央橋脚上のゴム支承に対して行った各載荷試験の結果が精度よく再現できるように設定した。なお、ゴムの材料構成則では静水圧応力が引張り状態になった際の内部のボイド発生による剛性低下は現象学的に考慮されている。内部鋼板は線形弾性と仮定したが検討範囲ではこの条件は満足された。図-6には参考のためにせん断と圧縮については設計式⁹⁾、曲げについては予測式⁹⁾²⁾(線形式)を示しているが、初期剛性はここで用いる非線形弾性の関係とほぼ一致している。

(3) 入力地震動と実大高架橋モデルの振動特性

検討には 1995 兵庫県南部地震実測波 JRT と 2016 熊本地震大切畑大橋付近再現地震動 OKH¹⁸⁾を用いる。各地震動成分の加速度応答スペクトルを図-7に示す。この図には、高架橋 FE モデルの橋軸、橋軸直角、上下の各方

向の最低次の固有周期も示している。図-7 より、高架橋モデルに対して水平地震動成分の影響は JRT 波がやや大きい、上下動成分の影響は OKH 波が非常に大きい。解析では各地震動の 3 方向成分 (EW 成分を橋軸方向、NS 成分を橋軸直角方向) を同時入力する場合に加え、2 方向水平成分 EW+NS の同時入力、1 方向の EW 成分のみを入力する場合を対象とした。

(4) 地震応答解析結果

a) 橋脚の挙動

JRT 波、OKH 波いずれの入力ケースに対しても橋脚は終局状態に到達している。JRT 波では橋脚は橋軸、橋軸直角いずれの方向にもほぼ同等の応答を示しているが、OKH 波では橋軸方向の応答が卓越している。これは図-7 に示す入力地震動の特性に整合している。

b) 支承の圧縮・引張応力挙動

橋脚が終局状態に到達するまでに支承に作用する圧縮と引張応力の最大応答値は、大きな上下動成分を含む OKH 波の 3 方向成分を同時入力した場合に、それぞれゴム層の許容値の 2.5 倍と 2 倍になっている。他はすべて許容値に収まっている。

c) 支承部の 2 方向せん断挙動

支承の 2 方向せん断ひずみ成分 (γ_x, γ_y) と合せ断ひずみ $\gamma_\Sigma = \sqrt{\gamma_x^2 + \gamma_y^2}$ についてはいずれの入力地震動に対しても、x 方向のせん断ひずみの最大値 $\gamma_{x\max}$ は、3 方向地震動成分の同時入力、2 方向水平成分の同時入力、1 方向水平成分 NS のみの入力との差がなく、地震動の連成の影響はほとんどない。 (γ_x, γ_y) と γ_Σ の応答値の最大値は $\gamma_{x\max} = 224\%$ 、 $\gamma_{y\max} = 191\%$ 、 $\gamma_{\Sigma\max} = 247\%$ で JRT 波と OKH 波の 2 方向入力、3 方向入力いずれの場合も許容値 250% 以内に収まっている。

d) 支承部の曲げ挙動

支承の相対回転角

橋脚が終局限界状態に到達するまでに生じた支承の相対回転角成分の最大値は、いずれの地震動の場合も橋軸直角軸まわりの値 $|\delta\theta_{y\max}|$ がかなり大きく、加振実験と同様に橋軸方向地震動成分の影響が支配的である。 $|\delta\theta_{y\max}|$ は本加振実験や従来報告されている値⁹⁻¹⁰⁾と同程度の 0.02rad 付近の値となっている。一方、上部構造 (桁) の橋軸直角軸まわりの回転角 θ_y はほぼ零で桁は橋軸方向に水平を保っており (図-3)、橋脚天端の回転角 θ_y は支承の相対回転角 $\delta\theta_y$ にほとんど一致する。

支承取付部に作用する曲げモーメント

中央橋脚が終局状態に到達するまでに中桁 G4 と端部桁 G7 を支持する中央橋脚上のゴム支承取付部に作用する橋軸ならびに橋軸直角軸まわりの曲げモーメント成分 ($M_{Bx\Sigma}^a, M_{By\Sigma}^a$) を算定した。各成分の絶対値の最大値はい

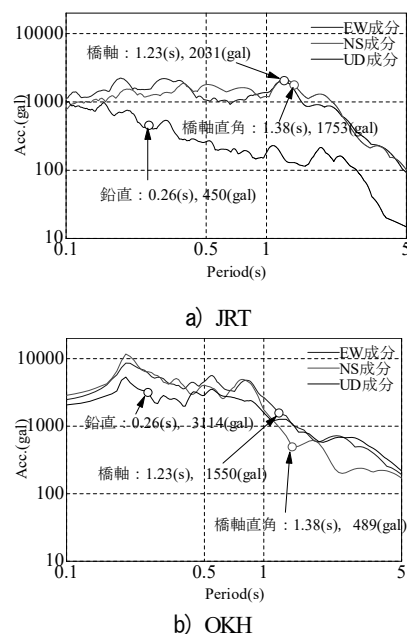


図-7 入力地震動の加速度応答スペクトル ($h=5\%$)

ずれも加振実験と同様に支承の正反力作用時に上査への取付部で生じた。表-3にはG7桁の上査へのゴム支承取付部に作用する橋軸、橋直まわりの全曲げモーメント成分の絶対値が最大となる ($M_{Bx\Sigma\max}^U, M_{By\Sigma\max}^U$) とこれを構成する各モーメント (図-4参照) の寄与割合を示す。すなわち、せん断力 (H_{Bx}, H_{By}) の偶力による曲げ成分 (M_{Bfx}, M_{Bfy})、鉛直反力 V_B の $P-\delta$ 効果による曲げ成分 (M_{Bvx}, M_{Bvy})、上下鋼板の相対回転により作用する純曲げ成分 ($M_{B\theta x}, M_{B\theta y}$) の寄与割合である。参考のため、表-3の括弧内には全時刻歴での絶対値が最大となる時の値も示している。

表-3より、本解析モデルの支承取付部に作用する曲げモーメントは、加振実験模型と同様に、橋軸直角軸まわりの成分 $M_{By\Sigma\max}^U$ が支配的であるが、実験模型と異なり橋軸まわりの成分 $|M_{Bx\Sigma\max}^U|$ も $|M_{By\Sigma\max}^U|$ の 17-28% 程度であり必ずしも無視できない。支配的な橋軸直角軸まわりの曲げモーメントにおいては上下鋼板の相対回転により生じる支承の純曲げモーメント $M_{B\theta y}$ の全曲げモーメント $M_{By\Sigma\max}^U$ に対する寄与率は 66-72% である。この値は実験模型での寄与率 94% に較べて小さいが、依然として大きな値である。本モデルで寄与率が小さいのは、支承が現実的な諸元であるので実験で用いた支承より回転剛性が相対的に小さくなっていることと、支承のせん断変形が実験では 50-70% 程度であったのに対して許容値の 250% 近くまで生じたため、 M_{Bfy} 、 M_{Bvy} の影響が大きくなったことによると考えられる。なお、高架橋の実験模型と異なり、解析モデルでは橋軸まわりの支承の相対回転により生じる純曲げモーメント $M_{B\theta x}$ はほとんど生じない。これは、橋脚横梁上のゴム支承が高架橋模型で

表-3 中央橋脚のゴム支承（G7）の上鋼板（取付部）に作用する曲げモーメント、鉛直反力の最大値※1)

入力 地震動	着目する応答値	1方向入力 (橋軸)	2方向入力 (橋軸+橋軸直角)	3方向入力 (橋軸+橋軸直角+鉛直)
JRT	橋軸まわり 曲げモーメント	$ M^{*U}_{Bx\Sigma \max} $ (MN・m)	—	0.213 (0.276)
		$M^{*}_{BHx} / M^{*U}_{Bx\Sigma \max}$	—	0.30 (0.29)
		$M^{*}_{BVx} / M^{*U}_{Bx\Sigma \max}$	—	0.71 (0.71)
		$M^{*}_{B\theta x} / M^{*U}_{Bx\Sigma \max}$	—	0.00 (0.00)
	橋軸直角軸まわり 曲げモーメント	$ M^{*U}_{By\Sigma \max} $ (MN・m)	0.737 (0.806)	0.741 (0.830)
		$M^{*}_{BHy} / M^{*U}_{By\Sigma \max}$	0.13 (0.13)	0.13 (0.13)
		$M^{*}_{BVy} / M^{*U}_{By\Sigma \max}$	0.19 (0.18)	0.15 (0.19)
		$M^{*}_{B\theta y} / M^{*U}_{By\Sigma \max}$	0.68 (0.69)	0.72 (0.69)
	鉛直反力※2)	$V_{B\max} / V_D$	1.08 (1.08)	1.38 (1.47)
		$V_{B\min} / V_D$	0.93 (0.93)	0.55 (0.55)
OKH	橋軸まわり 曲げモーメント	$ M^{*U}_{Bx\Sigma \max} $ (MN・m)	—	0.111 (0.220)
		$M^{*}_{BHx} / M^{*U}_{Bx\Sigma \max}$	—	0.38 (0.27)
		$M^{*}_{BVx} / M^{*U}_{Bx\Sigma \max}$	—	0.63 (0.73)
		$M^{*}_{B\theta x} / M^{*U}_{Bx\Sigma \max}$	—	0.00 (0.00)
	橋軸直角軸まわり 曲げモーメント	$ M^{*U}_{By\Sigma \max} $ (MN・m)	0.654 (0.868)	0.652 (0.861)
		$M^{*}_{BHy} / M^{*U}_{By\Sigma \max}$	0.13 (0.12)	0.13 (0.12)
		$M^{*}_{BVy} / M^{*U}_{By\Sigma \max}$	0.21 (0.20)	0.19 (0.21)
		$M^{*}_{B\theta y} / M^{*U}_{By\Sigma \max}$	0.66 (0.68)	0.68 (0.66)
	鉛直反力※2)	$V_{B\max} / V_D$	1.07 (1.21)	1.17 (1.57)
		$V_{B\min} / V_D$	0.88 (0.80)	0.68 (0.61)

※1) 橋脚が終局限界に到達するまでの値。参考として括弧内に全時刻歴の最大値を示す。

※2) 圧縮側を正とする。 V_D は死荷重時における各支承の平均反力をあらわす。 ($V_D=1.67\text{MN}$)

は2支承であるのに対して本モデルでは7支承であることより、橋軸まわりの曲げモーメントがほぼ各支承の軸力による偶力で橋脚に伝達されるからである。

高架橋モデルへの上下動の影響が大きいOKH波の3方向地震動成分を同時入力した場合と水平2方向地震動成分のみを入力した場合を比較することにより、上下動が支承取付部に作用する曲げモーメントに与える影響について検討する。表-3より3方向地震動成分同時入力に場合の鉛直正反力 V_B の最大値は水平2方向地震動成分のみの同時入力場合の5倍程度に増加するが、橋軸直角軸まわりの曲げ $M^{*U}_{By\Sigma \max}$ における $P-\delta$ 効果による曲げ M^{*}_{BVy} の寄与率の増加は最大でも7%程度(28%-21%=7%)で影響は大きくない。

以上から、実橋モデルにおいても支承の橋軸直角軸まわりの純曲げモーメント $M^{*}_{B\theta x}$ の影響は大きく、これを無視した現行の支承取付部の設計は危険側になっている可能性がある。そこで、さらに $M^{*}_{B\theta x}$ が支承取付ボルトの作用応力に与える影響を具体的に検討する。

支承取付ボルトの応力

純曲げモーメント $M^{*}_{B\theta x}$ の影響を含めた支承取付部の全曲げモーメントの最大値である支承上鋼板の取付部に作用する $M^{*U}_{By\Sigma \max}$ をもとに、現行の設計法で設計された支承取付ボルトに作用する応力を検討する。表-4にはJRT波とOKH波の3方向地震動成分の同時入力下と2方向

水平成分のみの同時入力でのG4、G7支承のボルト応力を計算し、レベル2地震動に対する照査式に代入した場合の時刻歴での最大値を示している。ボルトの全引張応力 σ_t は時刻歴応答解析で求められた支承取付部に作用する鉛直力 V_B と曲げモーメント $M^{*U}_{By\Sigma \max}$ をもとに、設計と同様にいわゆる単鉄筋モデルで計算した。また、せん断応力はせん断力が各ボルトに均等に分担されとした。

表-4からわかるように、JRT、OKH波ともに純曲げを考慮することにより、ボルトの引張応力 σ_t / σ_y はかなり増加することがわかる。JRT波では上下動の有無による影響は大きくないが、上下動成分が大きいOKH波では上下動を考慮すると曲げによる引張応力は無視した場合の2倍程度増加する。この原因は上下動による支承の負反力で上鋼板と上沓に離間が生じたことにある。OKH波の上下動を考慮した場合にはさらに、負反力による純引張応力が加わることで、ボルトの全引張応力 σ_t / σ_y の値はG4支承で1.47、G7支承で1.48と引張応力の許容値を大幅に上回るとともに、せん断応力を考慮した合成応力の照査式も限界値をかなり超過する。なお、ボルトの引張応力に対しては、曲げモーメントの他、負反力の影響も大きいので、引張応力の最大値は支承取付部の曲げモーメントが最大になる時刻には必ずしも生じてない。

曲げにより生じる支承取付けボルトの引張応力への負

表-4 現行設計法に基づく中央橋脚のゴム支承の取付ボルトの応力照査式の最大値^{※)}

入力地震動	純曲げ	せん断応力の照査式 $ \tau /\tau_v (<1)$		引張応力の照査式 $\sigma_t/\sigma_y (<1)$		合成応力の照査式 $\sqrt{\{(\sigma_t/\sigma_y)^2 + (\tau/\tau_v)^2\}}/1.2 (<1)$	
		G4	G7	G4	G7	G4	G7
JRT	2方向 (橋軸+橋軸直角)	無視	1.09(1.16)	1.08(1.15)	0(0)	1.00(1.06)	0.99(1.05)
		考慮			0.47(0.58)	1.08(1.18)	1.12(1.17)
	3方向 (橋軸+橋軸直角+鉛直)	無視	1.09(1.16)	1.08(1.14)	0(0)	1.00(1.06)	0.98(1.04)
		考慮			0.44(0.66)	1.08(1.20)	1.10(1.21)
OKH	2方向 (橋軸+橋軸直角)	無視	1.09(1.26)	1.09(1.26)	0(0)	0.99(1.15)	0.99(1.15)
		考慮			0.25(0.51)	1.00(1.19)	0.99(1.18)
	3方向 (橋軸+橋軸直角+鉛直)	無視	0.99(1.21)	0.99(1.21)	0.84(0.84)	0.93(1.10)	0.97(1.10)
		考慮			1.47(1.47)	1.39(1.39)	1.44(1.44)

「支承取付ボルトの設計について」

設計作用力は高架橋設計時の動的応答解析の応答値をもとに設定した。支承取付ボルト本数は12本（ボルト一列の数4本）、ボルトピッチは0.200(m)とし、ボルトの断面積は連続高架橋設計時の動的応答解析の応答値に対する最適設計値（ $2.19 \times 10^4(\text{mm}^2)$ ）とした。上・下鋼板の板厚は現行の設計で用いられる板厚とボルトの断面積の関係から補間した値（0.0345(m)）とした。許容値は許容応力に1.7を乗じた値（降伏応力）とした。

（照査結果）

a) 水平力(応答値)と設計鉛直震度に対する照査・・・ $|\tau|/\tau_v = 0.99$, $\sigma_t/\sigma_y = 0.02$, $\sqrt{\{(\sigma_t/\sigma_y)^2 + (\tau/\tau_v)^2\}}/1.2 = 0.82$
b) $-0.3I_d$ に対する照査・・・ $\sigma_t/\sigma_y = 0.24$

※) 橋脚が終局限界に到達するまでの値。参考として括弧内に全時刻歴の最大値を示す。

反力の影響を見るために、図-8には中央橋脚の支承取付部に橋軸直角軸まわりの一定の曲げモーメント $M_{By\Sigma}^U$ が作用する場合に、支承反力 V_B の値により、ボルトの引張応力 σ_{ti} がどのように変化するかを示している。図から、支承に正反力が作用する場合は、 V_B が大きいほど上鋼板と上沓の接触面積が増加し、ボルトの引張応力は減少する。さらに、大きくなると、上鋼板と上沓が全面接触するので、取付ボルトの曲げによる引張応力は零となる。一方、負反力の場合は、これが大きいほど上鋼板と上沓間の接触面積が減少するため、曲げによるボルトの引張応力は大きくなる。さらに負反力が増加し、完全に離間し、接触面積が零になると曲げによるボルトの引張応力は最大値に到達し、それ以降は頭打ちになる。図-8より、OKH波入力の場合の中央橋脚の7支承には負反力が作用するので、正反力が生じるJRT波入力の場合に比べ、純曲げモーメントによるボルトの引張応力が表-4のように大きく増加することが理解できる。

以上の支承取付部のボルト応力の検討から、熊本地震により、大畑大橋で4橋脚中の3橋脚のゴム支承の取付ボルトが破断した原因の可能性として、橋脚の曲げ変形に起因した支承の純曲げに加え、大きな上下動で負反力が生じたことを挙げることができよう。一方、両端の橋台上のゴム支承では取付ボルトではなく支承本体が破断したのは、これらの支承ではせん断変形が卓越し曲げ変形が小さかったことが一つの要因として考えられる。橋脚に較べて橋台の曲げ変形はかなり小さいので、橋台上のゴム支承ではせん断変形が卓越し、取付ボルトに作用する純曲げモーメントの影響は小さい。地震での被災過程としては、大きな純曲げモーメントが生ずる橋脚上の支承取付ボルトが先行して破断し、この破断で両端の橋台上のゴム支承への水平慣性力の負担が増大し、せん断

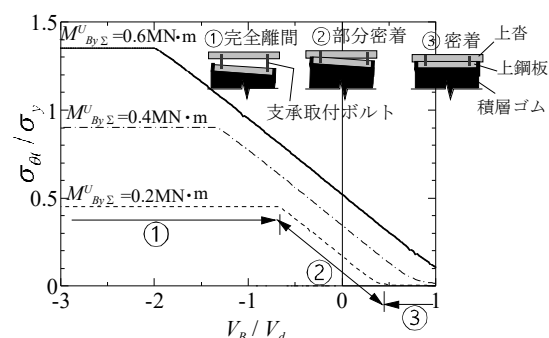


図-8 曲げモーメントによる支承取付ボルトの引張応力

変形が卓越する橋台上のゴム支承ではゴム層のせん断で破断に至った可能性が考えられる。大畑大橋支承部の被災原因の最終的な検証は詳細な再現解析の結果を待つ必要があるが、本論文で検討した橋脚の曲げに起因して生ずる支承の純曲げモーメントに注目すると同橋の支承被害状況のある程度矛盾なく説明できる。

5. 支承取付ボルトの設計法に対する考察

支承取付部に作用する純曲げモーメント $M_{B\theta y}$ は現行設計では無視されているが、本検討からわかるように、取付ボルトの引張応力に与える影響は大きい。したがって、キャパシティデザインを視野に入れた支承取付け部の設計では、純曲げモーメントの影響を考慮することが必須である。しかし、設計地震動で支承に正反力が生じる場合に純曲げモーメントを考慮して支承の取付ボルトを安全ように設計しても、予期しない負反力が生じ支承の上鋼板と上沓の接合面が離間すると、曲げモーメントによる取付部ボルトの引張応力が劇的に増加するので取付部は容易に破壊する可能性がある。このような破壊も確実に防止するには、少なくとも、取付部に作用す

る最大曲げモーメント $M_{By\Sigma\max}^U$ (または $M_{By\Sigma\max}^L$) によりボルトに生じる引張応力 $\sigma_{\theta t}$ の上限値を用いてボルト寸法を設計する必要がある。上限値は図-8で説明したように、上鋼板と上沓が完全離間した場合に生じるので、完全離間を仮定して次式で $\sigma_{\theta t}$ の最大応答値を算定することを提案する。

$$\sigma_{\theta t} = \frac{M_{By\Sigma\max}}{I_{Bolt}} \frac{L}{2} \quad (5)$$

ここに、 I_{Bolt} ：取付けボルトのみを考慮した橋軸直角軸回りの断面2次モーメント、 L ：支承断面の橋軸直角軸回り中立軸から最縁端の取付けボルトまでの距離。

高架橋の耐震解析で $M_{By\Sigma\max}$ を算定するには橋軸直角軸まわりの支承の純曲げモーメント $M_{Bo y}$ の応答値が必要である。現行の耐震解析のモデルではゴム支承の回転剛性を無視しているので $M_{Bo y}$ を直接計算することができないが、支承の相対回転 $\delta\theta_y$ の値についてはやや大き目ではあるが比較的精度よく算定できる⁹⁾ので、これを支承の構成則 ($M_{Bo y} - \delta\theta_y$ 関係) に代入して別途計算する手続きをとれば妥当で安全側の $M_{Bo y}$ 値が算定できると考えられる。

ここで提案した安全側の設計によると現実的でないボルト寸法が設定される恐れもあるが、検討した範囲では提案する設計法を用いてもボルト径が1.4倍程度増加するにすぎず、十分現実的であることがわかった。

6. まとめ

過去最大級の縮尺1/6.7の2径間連続高架橋模型を用いたマルチ振動台による水平2方向加振実験と実験に基づき構築したFEモデルの解析により、多方向地震動下の高架橋のゴム支承取付部の挙動について検討した。検討結果として、現在の設計で考慮されていない橋脚天端の橋軸直角軸まわりの回転で生じる支承の相対回転による純曲げモーメントが支承取付部に与える影響が大きいこと、さらに、負反力が作用する場合には取付ボルトに作用する曲げによる引張応力が劇的に上昇し破断につながる可能性があることを示した。また、このようなメカニズムで、熊本地震の大切畑大橋で4橋脚中の3橋脚上のゴム支承の上鋼板側の取付ボルトが破断する一方、両端の橋台上ではゴム支承が破断した現象をほぼ矛盾なく説明できることも明らかになった。最後に、地震時に予期しない負反力が生じる場合にも、容易に支承の取付ボルトが破断しないための設計法について提案した。

謝辞：本研究は科研費（基盤研究(A)23246084）、（基盤研究(A)(一般)16H02359）の援助を受けた。

参考文献

- 1) 土木学会地震工学委員会：平成28年熊本地震被害調査速報会(2016/4/27), <http://committees.jsce.or.jp/eecc2/node/76>
- 2) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター：熊本地震の橋梁被害と課題，第9回CAESAR講演会，2016.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，2012.
- 4) 日本道路協会：道路橋支承便覧，丸善，2004.
- 5) 後藤芳顕，海老澤健正，奥村徹，松澤陽，小畑誠，Jianzhong Li, Yan Xu：水平2方向加振を受ける連続高架橋模型における橋脚，ゴム支承，上部構造の連成とその終局挙動について，第17回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.431-438，2014.
- 6) Goto, Y., Ebisawa, T., Makoto Obata, Jianzhong Li and Yan Xu: Ultimate Behavior of Steel and CFT Piers in Two-Span Continuous Elevated-Girder Bridge Models Tested by Shake-Table Excitations, *J. Bridge Eng.*, ASCE, Vol.22(5), pp.04017001-1-04017001-14, 2017.
- 7) 庄司学，川島一彦，斎藤淳：免震支承とRC橋脚がともに塑性化する場合の免震橋の耐震性に関する実験的検討，土木学会論文集，No.682/1-56，pp.81-100，2001.
- 8) 庄司学，川島一彦，加藤享二：高減衰積層ゴム支承の設計における橋脚の回転変形の影響，構造工学論文集，Vol.48A，pp.851-861，2002.
- 9) 松田泰治，大塚久哲，北村幸司，片山栄一郎：FEMモデルを用いた橋脚基部が非線形に入った際の積層ゴム支承の局部せん断ひずみ評価に関する研究，構造工学論文集，Vol.49A，pp.591-598，2003.
- 10) 松田泰治，大塚久哲，北村幸司：FEMによるゴム材料の圧縮性を考慮した積層ゴム支承の局部せん断ひずみ評価に関する研究，構造工学論文集，Vol.50A，pp.575-584，2004.
- 11) 姫野岳彦，運上茂樹：橋脚の塑性化により生じるゴム支承の回転変形に関する一考察，第6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，pp.407-410，2003.
- 12) 柚木和徳，吉田純司，塩畑英俊，今井隆，杉山俊幸：有限要素モデルを用いた積層ゴム支承の回転境界の把握と設計式の構築，土木学会論文集A，Vol.65，pp.574-588，2009.
- 13) 阿部雅人，吉田純司，藤野陽三：免震用ゴム支承の水平2方向を含む復元力特性とモデル化，土木学会論文集，No.696，pp.125-144，2002.
- 14) 海老澤健正，後藤芳顕，小畑誠，Jianzhong Li, Yan Xu：円形断面鋼製橋脚を持つ連続高架橋模型の2方向加振実験のFE解析と終局挙動特性，第18回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.57-64，2015.
- 15) 奥村徹，後藤芳顕，海老澤健正，小畑誠，Jianzhong Li, Yan Xu：鋼製橋脚で支持された連続高架橋における積層ゴム支承の水平2方向地震動下の挙動特性，第18回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.49-56，2015.
- 16) Goto, Y., Jiang, K. and Obata, M.: Stability and Ductility of Thin-Walled Circular Steel Columns under Cyclic Bidirectional Loading, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 132(10), pp.1621-1631, 2006.
- 17) 鋼橋の合理化構造・設計法研究委員会耐震設計部会（主査 後藤芳顕）ファイバーモデルを用いた鋼橋の耐震解析の現状と信頼性向上，JSSCテクニカルレポート，No.93，2011.
- 18) 本橋英樹，野中哲也，馬越一也，原田隆典：熊本地震の断層近傍の橋梁に対する地震力と崩壊メカニズムの一考察，第19回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.191-198，2016.
- 19) 後藤芳顕，奥村徹，海老澤健正：連続高架橋の多方向地震動下でのゴム支承と支承取付部の曲げせん断挙動，土木学会論文集A，（投稿中）