

地震動作用下における ゴム支承取付ボルトの力学挙動

奥村 徹

正会員 九州産業大学准教授 建築都市工学部都市デザイン工学科（〒813-8503 福岡市東区松香台 2-3-1）

E-mail: okumura@ip.kyusan-u.ac.jp

連続高架橋に設置されたゴム支承の取付ボルトの地震動作用下における力学挙動について数値解析をもとに検討を行った。解析では、超弾性の材料構成則をゴム層に適用した支承単体の詳細な FE モデルに対して、地震時における上部構造と橋脚の挙動を考慮した現実 に即した境界条件を与えた。ゴム支承に生ずる純曲げモーメントは、せん断変形に伴う有効面積の減少およびゴム材料の体積圧縮・引張特性により鉛直荷重に対して大きく変動することがわかった。FE 解析の結果をもとに、設計で用いられる取付ボルトの応力算定法の妥当性について考察し、その問題点を指摘した。さらに、取付ボルトに初期引張軸力を導入することによるボルトの破断に対する安全性の向上効果について検討した。

Key Words: rubber bearing, fixing bolts, continuous elevated girder bridge

1. まえがき

積層ゴム支承は橋梁の免震設計において要となる装置のひとつであり、設計用地震動に対して上下部構造間の荷重を確実に伝達し、かつ安定した力学性能を発揮することが要求される^{1,2)}。このためには、設計で想定される地震作用の範囲では、支承取付部はゴム支承本体よりも先に破壊することが無いように設計しなければならない。しかしながら、熊本地震（2016）では大畑大橋においてゴム支承本体が破断する前に取付部のボルトが破断したと考えられる設計では想定していない被害が観察された（例えば³⁾）。現行のゴム支承の取付ボルトの設計法⁴⁾では、地震時においてゴム支承は純せん断変形が生ずるものと理想化した上で取付部への作用力を評価し、平面保持の仮定を用いた簡易な算定法に基づきボルトの応力の照査が行われている。ゴム支承本体については多くの実験による検証が行われているものの、取付ボルトの挙動については十分に解明されておらず、現行の設計法の妥当性が十分に検証されているとは言い難い。

高架橋の橋脚上に設置されたゴム支承は、橋軸方向に地震動が作用すると、主桁はほぼ水平を維持した状態で橋脚天端が橋脚の損傷を伴うたわみ変形により橋軸直角軸まわりに回転する（図-1）。このため、ゴム支承にはせん断変形とともに橋軸直角軸まわりの相対回転角が生じることが指摘されている⁵⁻¹⁰⁾。これらの指摘を踏まえ、

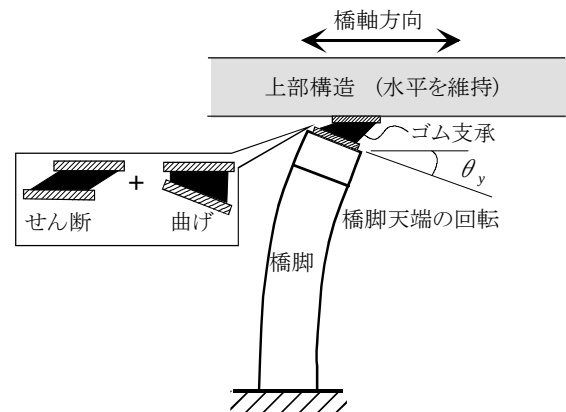


図-1 ゴム支承の変形

著者らは連続高架橋模型の加振実験および実大の連続高架橋を対象とした数値解析に基づき、通常的设计では無視されている上記のメカニズムにより発生する純曲げモーメントが支承取付ボルトの破断に影響を及ぼす可能性について言及した¹¹⁾。ただし、解析に用いたゴム支承の力学モデルはせん断、曲げおよび圧縮・引張挙動がそれぞれ独立（互いに連成しない）な非線形弾性バネとしたこと、および取付ボルトに発生する応力を通常的设计で用いられる簡易な算定法により評価したことから、これらの点に関してより詳細に検討を行う余地がある。

本論文では、上述の解析において非線形バネにより巨視的に考慮したゴム支承について、せん断、曲げおよび

表-1 鋼製橋脚とゴム支承の諸元

橋脚	$E(\text{MPa})$: ヤング係数		200000
	$\sigma_y(\text{MPa})$: 降伏応力		315
	$h(\text{m})$: 橋脚高さ		12.5
	$D(\text{m})$: 直径		2.500
	$t(\text{m})$: 板厚		0.0531
	R_t : 径厚比パラメータ		0.06
	λ : 細長比パラメータ		0.36
	P/P_y : 軸力比		0.10
ゴム 支承	ゴム層	ゴム材料の種類	NR (G10)
		$a \times b(\text{m})$: 平面寸法	0.696×0.696
		n : 層数	3
		$t(\text{m})$: ゴム層厚さ	0.025
		S_1 : 1次形状係数	6.9
		S_2 : 2次形状係数	9.2
	内部鋼板	$t_a(\text{m})$: 板厚	0.0032
	上・下鋼板	$t_b(\text{m})$: 板厚	0.0345
	上・下沓	$t_c(\text{m})$: 板厚	0.0320
	取付ボルト	$A_s(\text{m}^2)$: 断面積	2.19×10^{-4}
		$d(\text{m})$: ピッチ	0.200
	・内部鋼板, 上・下鋼板, 上・下沓の鋼種はすべて SM490		
	・取付ボルトの強度区分は 10.9		

圧縮・引張が同時に生ずる場合の挙動を FE 解析により可能な限り正確に考慮して取付ボルトに生ずる応力を詳細に検討した。FE 解析では、取付ボルトを含むゴム支承を対象として、ゴムの部分に超弾性の材料構成則を導入したソリッド要素により支承部の詳細なモデルを構築し、汎用非線形 FE 解析ソフト ABAQUS を用いた。数値解析の結果をもとにゴム支承に純曲げモーメントとせん断および圧縮・引張挙動が同時に作用する場合のゴム支承の巨視的な力学挙動とともに取付ボルトに生ずる応力について考察した。また、設計で用いられる算定法による取付ボルトの応力の評価値と比較し、設計における取付ボルトの応力の算定法の妥当性について考察した。さらに、取付ボルトに初期引張軸力を導入することによるボルトの破断に対する安全性の向上効果について検討を行った。

2. 解析対象とモデル化

(1) 解析対象

解析対象は文献 11) で用いた 2 径間連続高架橋の中央橋脚上のゴム支承とする。上部構造は橋脚横ばり上に設置した 7 基のゴム支承を介して円形断面を有する鋼製橋脚により支持される。橋脚と支承の諸元を表-1 に示す。これらの橋脚と支承の諸元はレベル 2 地震動 (II 種地盤)

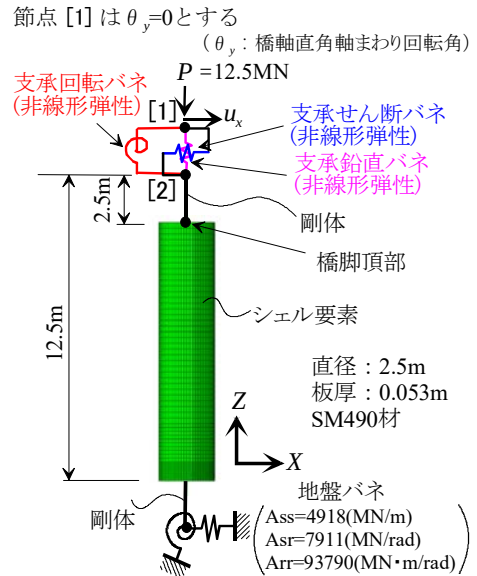


図-2 橋脚・支承モデル

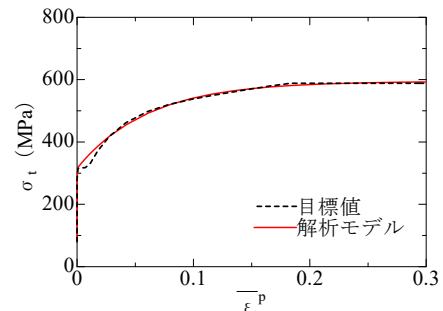


図-3 相当応力-相当塑性ひずみ関係

に対して設計されている。なお、表中の支承取付ボルトの断面積 ($A_s=2.19 \times 10^{-4} (\text{m}^2)$) は市販の高強度六角穴付きボルトには存在しない値であるが、これは連続的な設計変数として最適設計したためである。

(2) 橋脚・支承モデル

高架橋に橋軸方向の地震動が作用する際の上部構造と下部構造との接合面となるゴム支承上下面の境界条件を評価するために、図-2 に示すモデル¹¹⁾ (橋脚・支承モデル) を用いる。橋脚に使用している鋼材 (SM490) の材料構成則にはマルチリニア型の移動硬化則を用いた。使用鋼材の相当応力-相当塑性ひずみ関係を図-3 に示す。橋脚・支承モデルの橋脚横ばり上の 7 基の支承の力学挙動は、せん断、曲げ、および圧縮・引張挙動を各成分が独立な (連成しない) 節点 [1]-[2] 間を結合する非線形弾性バネ要素 (SPRING2) に集約してマクロ的にモデル化を行った。節点 [1], [2] の初期座標値は同一であり、ゴム支承高さの 1/2 の位置にとった。なお、非線形弾性バネ要素のせん断、曲げおよび圧縮・引張挙動は、後述の支承詳細モデルを用いて一定死荷重下における純せん断、

純曲げおよび圧縮・引張の解析をそれぞれ行い、得られた各成分の関係をもとに支承 7 基分に相当する非線形弾性バネの挙動を設定した。

(3) 支承詳細モデル

ゴム層、内部鋼板、上・下鋼板、取付ボルトおよび上・下沓にソリッド要素を用いた FE モデル（支承詳細モデル）を図-4 に示す。本モデルにより、ゴム支承と支承取付ボルトの詳細な力学挙動を検討する。後述の超弾性体の材料構成則を適用するゴム層には C3D8H（ハイブリッドソリッド要素）を用いた。橋軸方向の挙動のみを検討対象とするため、モデルの領域は橋軸直角軸（y 軸）を法線とする平面で 1/2 に切断したものとし、切断面上の節点には対応する幾何学的境界条件（ u_y , θ_x , θ_z を拘束）を与えた。上沓上面、下沓下面上の節点は剛体で拘束し、それぞれの剛体面の運動を代表する節点 U, L（剛体参照節点）を設けた。取付ボルトに生ずる応力には、上（下）沓と上（下）鋼板間の接触・離間および摩擦が関与するため、解析モデルではこれらの挙動を考慮した。摩擦係数は 0.4 とした。内部鋼板、上・下鋼板および上・下沓はすべて SM490 材であり、鋼製橋脚と同じ材料構成則を用いた。取付ボルト（強度区分 10.9）は線形弾性体（ヤング係数 200000MPa、ポアソン比 0.3）とした。取付ボルトを線形弾性体とした理由としては、本モデルでは詳細なねじ部の形状や雄ねじ-雌ねじ間の接触挙動までは考慮していないため、ボルトの破断挙動を数値解析により直接的に検討するには適切でないと考えたためである。このため、ボルトの破断に対する評価は現行の設計で用いられる照査式⁴⁾を用いることとした。

ゴム層および被覆ゴムに用いるゴム材料は超弾性材料としてモデル化を行った。弾性ポテンシャル関数 W は偏差成分と体積変化を表す成分に分離した式(1)を用い、ABAQUS にユーザサブルーチン UHYPER として組み込んだ。

$$W = W(\bar{I}_1, \bar{I}_2) + W(J) \quad (1)$$

ここで、 $\bar{I}_1$, $\bar{I}_2$ は体積変化を取り除いた、右 Cauchy-Green テンソルの第 1, 第 2 低減不変量、 J は右 Cauchy-Green テンソルの第 3 不変量である。式(1)の右辺第 1 項は偏差成分の変形特性を、右辺第 2 項は体積変化の変形特性を表す。積層ゴム支承では各ゴム層の上下面が鋼板に拘束され、体積変化に対する剛性によって鉛直荷重を支持する構造となっている。このため、右辺第 2 項はゴム支承の鉛直剛性および回転剛性に支配的な影響を与え

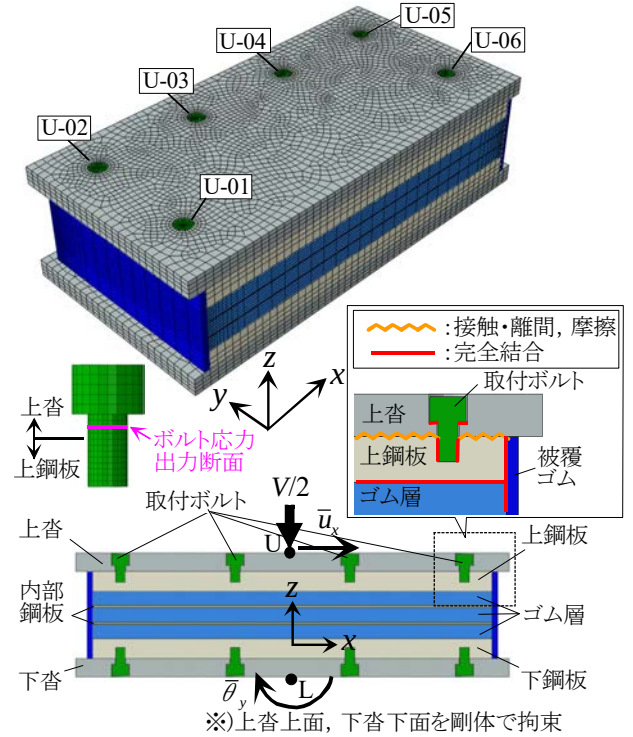


図-4 支承詳細モデル（1/2モデル）

ると考えられる。式(1)右辺第 1 項には関ら¹²⁾が提案した式(2)を用いた。

$$\frac{\partial W}{\partial I_i} = C_{1i} + C_{2i}(I_i - 3) + C_{3i}(I_i - 3)^2 + C_{4i} \exp(C_{5i}(I_i - 3)) \quad (i=1,2 \text{ で和をとらない}) \quad (2)$$

式(1)右辺第 2 項は体積変化の変形特性を表す項である。一般に積層ゴムは圧縮と較べて引張に弱く、この原因は 3 軸引張状態になった際のゴム内部のボイド発生によることが知られている¹³⁾。このボイド発生による引張側の剛性低下を表現するために式(1)右辺第 2 項には体積ひずみの正負（引張を正）により場合分けをした以下の式を用いた⁷⁾。

圧縮側： $(J - 1) \leq 0$

$$\frac{\partial W(J)}{\partial J} = \frac{2}{D_1}(J - 1) + \frac{4}{D_2}(J - 1)^3 \quad (3-a)$$

引張側： $(J - 1) > 0$

$$\frac{\partial W(J)}{\partial J} = E_1[1 - \exp\{E_2(J - 1)\}] + E_3(J - 1) \quad (3-b)$$

なお、体積ひずみが微小であるとする、式(3-a,b)の体積変化に関するポテンシャル関数から圧力 p と体積ひずみ e_v の関係は式(4-a,b)のようになる。

圧縮側： $(J-1) \leq 0$

$$p = \frac{2}{D_1} e_v + \frac{4}{D_2} e_v^3 \quad (4-a)$$

引張側： $(J-1) > 0$

$$p = E_1 \{1 - \exp(E_2 e_v)\} + E_3 e_v \quad (4-b)$$

ここで $J=1$ における圧縮側と引張側の体積弾性係数の連続性を考慮し、以下の関係を満足するようにした。

$$E_3 = \frac{2}{D_1} + E_1 E_2 \quad (5)$$

以上の $C_{1i} \sim C_{5i}$ ($i=1,2$) , $D_1 \sim D_2$, $E_1 \sim E_2$ の計 14 個の材料定数を支承単体に対して実施した一定圧縮力下のせん断実験、圧縮実験、曲げ実験の結果をもとに最適化手法（滑降シンプレックス法）を用いて同定した。これら 14 個の材料定数の値を表-2 に示す。同定した材料定数の妥当性については、文献 11) に示した実験結果と FE 解析との比較を参照されたい。参考として、本研究で着目しているゴム支承の曲げ挙動および圧縮・引張挙動に影響を与える体積ひずみ-静水圧応力の関係（式 4-a,b）を図-5 に示す。圧縮側においてはほぼ初期剛性が維持されるが、引張側は顕著な非線形挙動を示し、静水圧応力が 3MPa 程度でほぼ頭打ちとなる関係である。

3. ゴム支承の力学挙動

橋脚・支承モデル（図-2）に対して、橋脚の降伏水平荷重から最大水平耐力に至るまでの水平荷重を 5 等分し、節点[1]を制御点として荷重制御により漸増繰り返し載荷解析を行った。なお、最終ループについては最大耐力点を明確にするために弧長制御法により最大耐力点以降のつりあい経路も求めた。

つぎに、支承詳細モデル（図-4）に対して上査上面（U 点）に一定の鉛直荷重（ $V_d/2=0.893$ (MN)）作用させ、橋脚・支承モデルの解析により得られた非線形ば

表-2 ゴムの材料定数

材料定数	$i=1$	$i=2$
C_{1i} (MPa)	2.925×10^{-1}	5.283×10^{-2}
C_{2i} (MPa)	2.943×10^{-3}	3.512×10^{-3}
C_{3i} (MPa)	6.547×10^{-3}	1.280×10^{-3}
C_{4i} (MPa)	9.134×10^{-2}	2.909×10^{-3}
C_{5i}	-5.232×10^{-1}	3.382×10^{-2}
D_1 (1/MPa)	2.478×10^{-3}	
D_2 (1/MPa)	8.394×10^{-8}	
E_1 (MPa)	2.838	
E_2	-2.843×10^2	

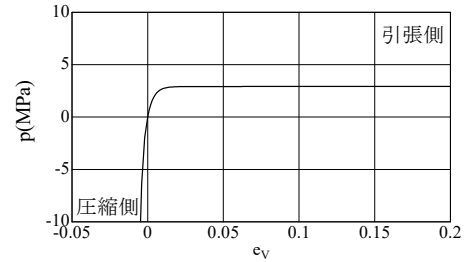


図-5 ゴムの静水圧応力-体積ひずみ関係

ねの節点[1], [2]間の相対水平変位 $\bar{u}_x = u_x^{[1]} - u_x^{[2]}$ の履歴を支承上端（U 点）、節点[2]の回転角 $\bar{\theta}_y = \theta_y^{[2]} - \theta_y^{[1]}$ ($\theta_y^{[1]} = 0$) の履歴を下端（L 点）に与えて解析を行った。本解析における節点 U, L の拘束条件を表-3 に示す。

橋脚・支承モデルの解析結果として、橋脚頂部における水平荷重 F_x と水平変位 u_x をそれぞれ最大水平耐力 F_u と降伏水平変位 u_0 で無次元化した関係を図-6 に示す。図中には、最終ループ直前の橋脚の最大水平力点（A 点）、除荷後の水平力 F_x/F_u が 0 となる点（B 点）を示している。橋脚・支承モデルと支承詳細モデルの解析結果として、ゴム支承の平均せん断応力-平均せん断ひずみ（ $\tau-\gamma$ ）関係、純曲げモーメント-相対回転角（ $M_{\theta y} - \bar{\theta}_y$ ）関係を比較したものを図-7 に示す。なお、ゴム支承の相対変位および相対回転角は支承下面に対する上面の値と定義している。同図には、図-6 に示した橋脚の A 点、B 点に対応する点を示している。橋脚の最大水平力点（A 点）において、ゴム支承のせん断ひずみと相対回転角は最大値に到達する。その後、A 点から除荷した水平力 F_x/F_u が 0 となる点（B 点）ではゴム支承の平均せん断応力-平均せん断ひずみ（ $\tau-\gamma$ ）関係は原点に戻る（図-7 a）。一方、純曲げモーメントは依然として大きな値であり、支承詳細モデルにおいては A 点よりも増加し最大値となる（図-7 b）ことがわかる。B 点においてゴム支承に純曲げモーメントが生じている理由は、塑性履歴を受けた橋脚の柱頂部に残留水平変位

表-3 拘束条件

剛体参照節点	u_x	u_y	u_z	θ_x	θ_y	θ_z
上沓上面 (U 点)	$\bar{u}_x$ の履歴	固定	自由	固定	固定	固定
下沓下面 (L 点)	固定	固定	固定	固定	$\bar{\theta}_y$ の履歴	固定

$\bar{u}_x = u_x^{[1]} - u_x^{[2]}$, $\bar{\theta}_y = \theta_y^{[2]} - \theta_y^{[1]}$ ($u_x^{[i]}$, $\theta_y^{[i]}$: 橋脚・支承モデル(図-2)の節点[i] ($i=1,2$) の変位成分)

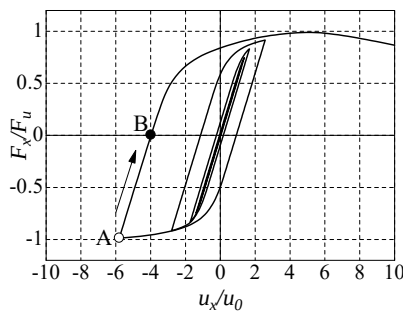
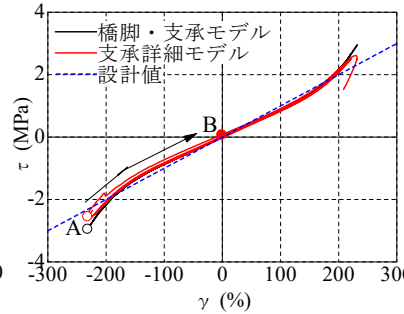
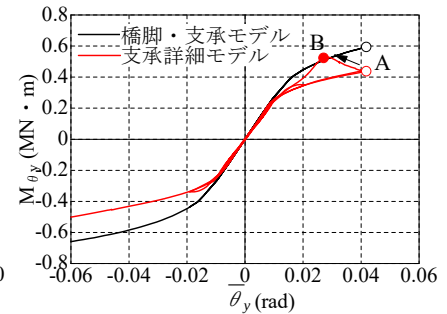


図-6 橋脚頂部の水平荷重－水平変位

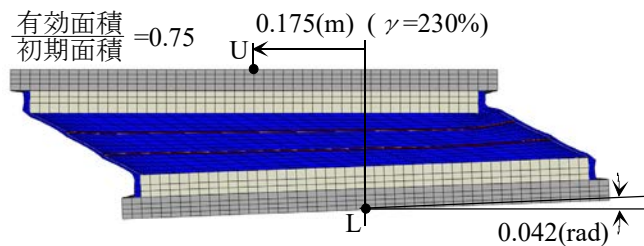


a) せん断応力－せん断ひずみ

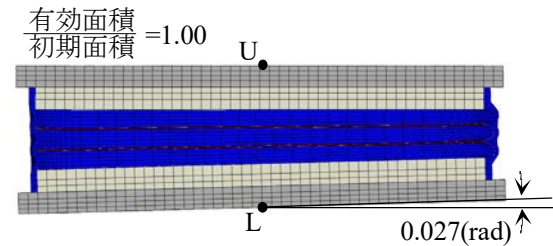


b) 純曲げモーメント－相対回転角

図-7 橋軸方向の繰り返し载荷に対するゴム支承の挙動



a) A点



b) B点

図-8 ゴム支承の変形形状

($u_{R,x} = -4u_x/u_0$) とともに, 残留たわみ角 ($\theta_{R,y} = 0.027 \text{ rad}$) が生じているためである. A点, B点における支承詳細モデルの変形形状を図-8に示す.

つぎに, 橋脚・支承モデルと支承詳細モデルの支承の挙動の差異について考察する. τ - γ 関係については両モデルの履歴は比較的良好に一致しており, 一定の死荷重作用下においては純曲げとの連成による影響はほとんどみられないことが確認できる. 一方, M_{θ_y} - $\bar{\theta}_y$ 関係においては, 両モデルの初期剛性はよく一致しているものの, 支承詳細モデルの純曲げモーメントは $|\bar{\theta}_y| > 0.01 \text{ rad}$ では, 橋脚・支承モデルと較べて小さくなっている. これはせん断変形に伴う有効面積の減少が影響したものと考えられる. すなわち, 2. で述べたように, 橋脚・支承モデルの M_{θ_y} - $\bar{\theta}_y$ 関係はせん断との連成を無視した一定死荷重下で純曲げモーメントのみが作用した場合の骨格曲線であるのに対し, 支承詳細モデルの結果はせん断変形に伴う有効面積の減少が考慮されていることによる. したがって, B点においてはせん断ひずみが0となり有効面積が回復することにより支承詳細モデルでは純曲げ

モーメントの値がA点よりも増加し, 橋脚・支承モデルの骨格曲線上に位置することとも符合する. さらに, B点以降の原点に向かう際に橋脚・支承モデルの骨格曲線を下回る履歴を示すのも逆方向のせん断変形が生じるためであると説明できる. 以上の結果より, ゴム支承の純曲げモーメントはせん断変形に伴う有効面積の減少による幾何学的な要因により変化することがわかる.

4. 取付ボルトの力学挙動

3.で考察したゴム支承の力学挙動を踏まえ, 支承取付ボルトの力学挙動について検討する. ここでは着目する状態として以下の3つの载荷ケース (Case1~3) を考える. ひとつは, 前章で検討したB点である. すなわち, 支承へのせん断力は0であるが, 橋脚の残留変形により支承上下面に相対回転角が生じている状態である (Case1). この载荷ケースでは支承部の純曲げモーメントと鉛直荷重により取付ボルトには引張応力が生ずる. 2つ目のケ

ースは、支承上下面は平行を維持し（相対回転角は生じていない）、せん断力が作用している状態である（Case2）。この载荷ケースは、現行のゴム支承の設計で仮定している境界条件に対応するものであり、橋台のように剛性の高い構造上にゴム支承が設置された場合が考えられる。最後に、前章のA点すなわち、最大せん断力とともに支承上下面に相対回転角が生じている状態（Case3）を検討する。Case2, 3では取付ボルトにせん断応力と引張応力が生じる。前章の検討では、支承に一定の死荷重 V_d が作用する状態を仮定した。本章の解析では支承取付ボルトに対してさらに不利な状態となるように、負反力を作用させる。すなわち、Case1~3では死荷重作用下（ $V/V_d=1$ ）でそれぞれの曲げやせん断が生じている状態を初期状態として、鉛直荷重を正反力（死荷重）から負反力（ $V/V_d=-1$ ）へと制御する解析を行い、取付ボルトに生ずる応力について考察する。以降に示す解析結果におけるボルトの応力は図-4に示すソリッド要素でモデル化したボルト軸部の「ボルト応力出力断面」における平均応力とする。また各ボルトを区別するための記号（U-01~U-06）を同図に示している。

(1) 純曲げと鉛直荷重による挙動 (Case1)

死荷重による鉛直荷重（ $V/V_d=1$ ）の作用下で、下沓下面（L点）に橋軸直角軸まわりの回転角（ $\theta_y=-0.027$ rad）を与え、 θ_y を一定に保持したまま鉛直荷重 V を減じ、負反力へ移行した状態について検討する。

はじめにゴム支承のマクロ的挙動として、相対回転角（ $\bar{\theta}_y=0.027$ rad）を保持した状態での鉛直荷重と純曲げモーメントの関係を図-9に示す。なお、本载荷ケースではボルト取付部である上鋼板上面の曲げモーメントは純曲げモーメント M_{θ_y} と一致する。図-9より、鉛直荷重 V/V_d が減少するにつれて死荷重時（ $V/V_d=1$ ）に生じていた純曲げモーメント（ $M_{\theta_y}=0.52$ MN・m）が大幅に低下し、 $V/V_d<-0.75$ 以降ではほぼ消失（死荷重時の値の5%以下）していることがわかる。これは、図-5に示したゴムの静水圧応力-体積ひずみ関係において、引張側の静水圧応力が頭打ちとなっていることに起因するものである。すなわち、相対回転角により同一断面上のゴム層の各点において体積ひずみには差が生じているものの、軸方向荷重が減少（引張側に増加）するにつれて静水圧応力が引張側の一定値（ ≈ 3 MPa）に達するため、純曲げモーメントは0に漸近する。本解析のようにゴム支承の純曲げモーメントが鉛直荷重の大きさに影響を受ける同様の現象は圧縮荷重の範囲ではあるが、実験¹⁴⁾においても報告されている。以上より、ゴム支承の純曲げモーメントは前章で検討したせん断変形の影響（幾何学的

な要因）に加え、ゴム特有の材料的な要因により鉛直荷重にも大きな影響を受けることが確認された。なお、ゴム支承の回転挙動に関する支承上下面の境界条件としては力学的境界条件である曲げモーメントを与えることも考えられるが、著者らの連続高架橋を対象とした既往の検討¹⁴⁾においてゴム支承の回転剛性を考慮した場合とこれを無視した場合に動的応答値に及ぼす影響を検討した結果、ゴム支承の橋軸直角軸まわりの相対回転角の差異は最大で6%程度であった。このことから、本解析のように回転角を制御量とすることは概ね妥当であると考えられる。

つぎに、上鋼板の支承取付ボルト（U-01, U-02, 図-4参照）に生ずる引張応力の許容値までの到達度 σ_t/σ_{ta} と鉛直荷重の関係を図-10に示す。ここに、 $\sigma_{ta}=1.7\times 470=800$ MPaである。はじめに、取付ボルトの設計⁴⁾で用いられる算定手法により評価したボルトの応力について考察する。設計計算での算定手法は、平面保持の仮定に基づき支圧面の圧縮応力が線形的に分布すると仮定し、着目する上鋼板位置に作用する曲げモーメントと鉛直荷重との力のつり合いにより取付ボルトの応力を算定するものである。設計計算の算定手法による結果として、曲げ引張応力が生ずる側の縁端のボルトU-01, U-02について σ_t/σ_{ta} を通常の設計と同様に純曲げモーメント成分 M_{θ_y} を無視して算定した場合を青の破線、考慮した場合を緑の破線で示している。これより、純曲げモーメントの影響により、両者の引張応力に大きな差異が生じているが、 $V/V_d<-0.75$ では純曲げモーメントがほぼ消失する（図-9）ため、両者の結果は一致する。つぎに、支承詳細モデルのFE解析の結果であるボルトU-01, U-02の引張応力（黒と赤の実線）について考察する。まず死荷重時（ $V/V_d=1$ ）において各ボルトの σ_t/σ_{ta} の値はそれぞれ0.55（U-01）、0.29（U-02）であり、大きく設計計算の結果を上回っていることがわかる。また、2つのボルトU-01とU-02は回転軸から同距離に位置するにもかかわらず値が大きく異なっている。鉛直荷重 V/V_d の減少に伴い、角部に位置するボルトU-02では引張応力がほとんど変化していないのに対して、中央に近いボルトU-01では引張応力が単調増加し、 $V/V_d=-0.35$ で許容値 $\sigma_t/\sigma_{ta}=1$ に到達する。なお、この時の純曲げモーメントの大きさは死荷重時の30%程度に低下している（図-9）。以上より、設計計算による簡易的な算定値は支承詳細モデルの結果と大きく乖離しており、最大引張応力を過小評価していることがわかる。この原因を検討するために、支承詳細モデルのゴム層の材料特性を2.で述べた超弾性材料ではなく、鋼材の材料特性を有する線形弾性体としたモデル（以降、検証用モデルと呼ぶ）を用い、その解析結果を支承詳細モデルと比較する。検

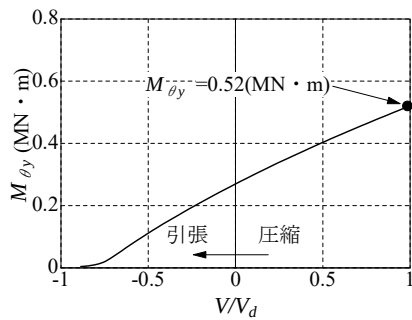


図-9 純曲げモーメントー鉛直荷重関係

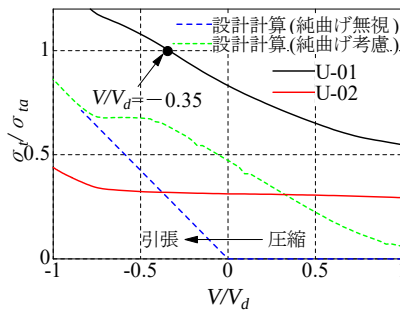


図-10 引張応力ー鉛直荷重関係

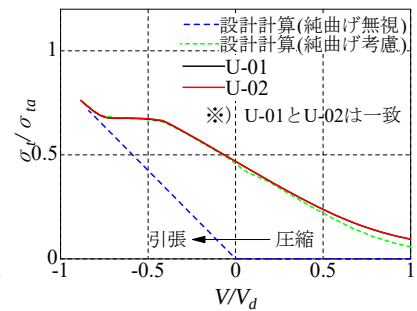
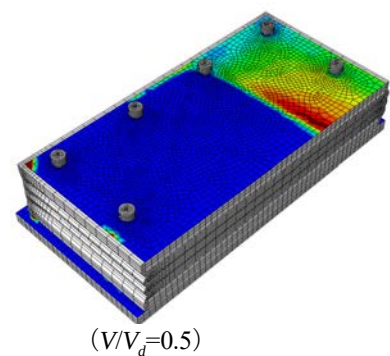
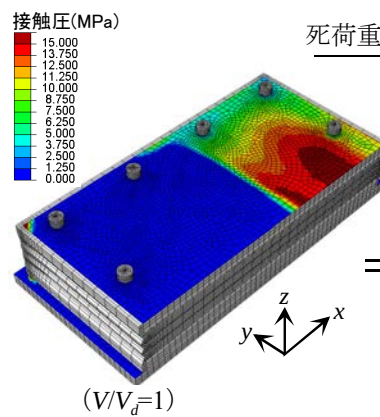
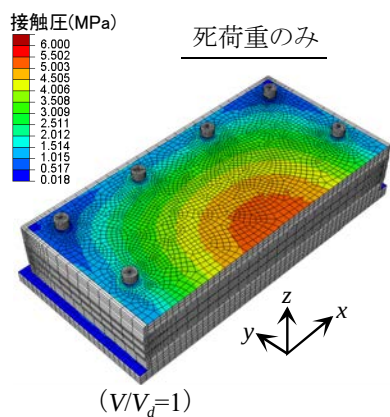
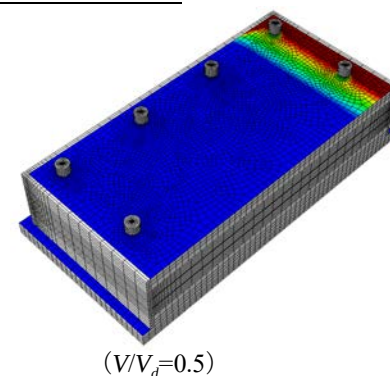
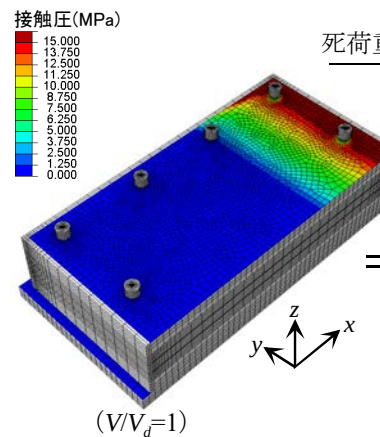
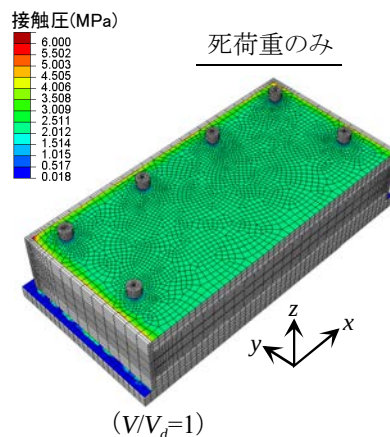


図-11 引張応力ー鉛直荷重関係
(検証用モデル)



a) 支承詳細モデル



b) 検証用モデル

図-12 上鋼板の上巻との接触面における接触圧分布

証用モデルの解析では、鉛直荷重とともに支承詳細モデルの解析で得られた制御点でのモーメントを力学的境界条件として与えた。検証用モデルのボルト U-01 と U-02 の引張応力の推移を図-11 に示す。純曲げモーメント成分 $M_{\theta y}$ を考慮した設計計算による結果と検証用モデルの FE 解析の結果がよく一致していることから、設計計算によるボルトの引張応力の精度の低下はゴム層の力学特性に起因するものであることが推測される。支承詳細モデルと検証用モデルの上鋼板の上巻との接触面における接触

圧の分布を図-12 に比較する。すでに死荷重のみが载荷された状態において両者には大きな差異があり、検証用モデルではほぼ一様に圧縮応力が分布しているのに対して、支承詳細モデルはこれと異なり、支承中央部に高い圧縮応力が生ずる分布²⁾となっている。さらに、純曲げモーメントが作用した状態においては、検証用モデルでは回転軸からの距離が離れる (+x 方向) につれて接触圧が増加し設計計算における支圧応力分布の仮定と整合しているが、支承詳細モデルでは縁端部よりも中央部の接触圧が

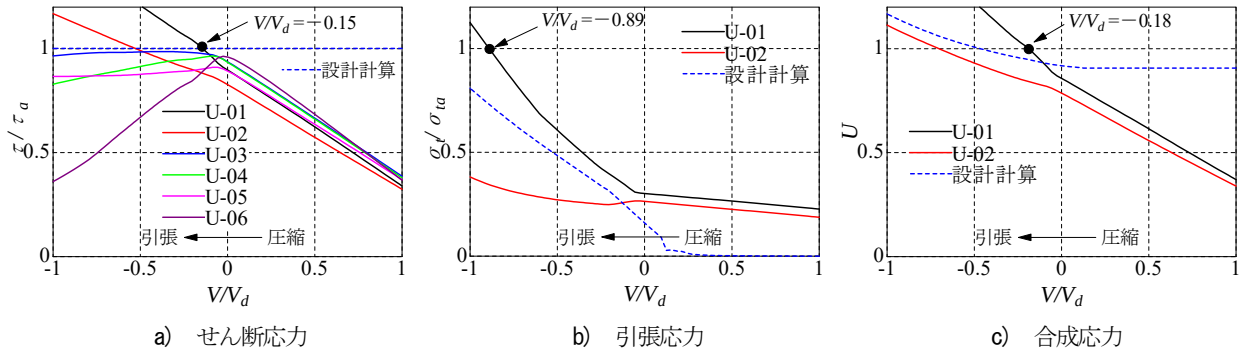


図-13 取付ボルトの応力と鉛直荷重の関係（载荷 Case2, 初期引張軸力0）

大きくなっており、両モデル間には大きな差異が認められる。以上のことから、ゴム支承ではゴム層の圧縮特性の影響により、上（下）鋼板と上（下）沓の接触面における支圧応力の分布が設計計算において仮定する線形の分布とは大きく異なるため、設計計算によるボルトの引張応力の算定精度が著しく低下するものと考えられる。

(2) せん断と鉛直荷重による挙動（Case2）

せん断と鉛直荷重の連成挙動について検討する。ここでは純せん断変形を仮定（橋軸直角軸まわりの相対回転角 $\theta_y = 0 \text{ rad}$ ）する。これは現行のゴム支承および取付ボルトの設計で仮定している境界条件に対応する。実際の構造では、橋台などの剛性の高い下部構造上にゴム支承が設置された状態がこの条件に近いと考えられる。本载荷ケースでは、死荷重作用下（ $V/V_d = 1$ ）で、設計上、取付ボルトが許容せん断応力（ $\tau_a = 1.7 \times 270 = 460 \text{ MPa}$ ）に到達する時の水平荷重（ $F_x/2 = 0.605 \text{ MN}$ ）を支承上面に与え、力学的境界条件として水平荷重を一定に保持したまま鉛直荷重 V を減少し、負反力へ移行させる。このような载荷条件下では、純曲げモーメント M_{θ_y} は生じないが、せん断力の偶力による曲げモーメント成分 M_{Hy} と鉛直荷重と支承の水平相対変位の $P-\delta$ 効果による曲げモーメント成分 M_{Vy} が支承取付部に発生する。これらのモーメント成分のうち、 M_{Hy} と M_{Vy} は通常的设计において考慮されているものである。上鋼板のすべての取付ボルト U-01~U-06 のせん断応力の許容値までの到達度を図-13 a) に、曲げ引張応力が生ずる U-01, 02 の引張応力と合成応力の各許容値までの到達度を同図 b), c) に示す。ここで、合成応力の許容値への到達度 U は以下の式(6)により評価した⁴⁾。

$$U = \sqrt{\{(\sigma_t / \sigma_{ta})^2 + (\tau / \tau_a)^2\}} / 1.2 \quad (6)$$

本载荷ケースにおいてボルトの破断に関して支配的な要因となるせん断応力は、概ね圧縮側の鉛直荷重 $V/V_d < 0$ の範囲では、各ボルト間のばらつきは比較的小さく、鉛直荷重の減少に伴いほぼ線形的に増加していることがわ

かる。同図 a) に示す設計計算の値（青色破線）は、作用水平荷重 $F_x/2$ を各ボルトが均等に負担するという仮定のもとで算定したものである。この仮定のもとで、設計計算上はすべてのボルトが死荷重作用時 $V/V_d = 1$ においてすでに許容せん断応力 $\tau/\tau_a = 1$ に到達しているが、支承詳細モデルの FE 解析の結果ではすべての取付ボルトのせん断応力は $\tau/\tau_a = 0.35$ 程度と小さな値となっている。これは死荷重作用時には上鋼板と上沓間の摩擦面においてせん断力が負担されているためである。上鋼板と上沓間の摩擦面における x 軸方向の摩擦応力分布を図-14 a) に示す。したがって、支承詳細モデルの FE 解析では初期の死荷重載荷時から鉛直荷重が低下すると上鋼板と上沓間の摩擦によるせん断力の負担が減少するため、取付ボルトのせん断応力が増加する。 $V/V_d < 0$ では各ボルト間のせん断応力に大きなばらつきが生じ、特に曲げ引張側の U-01, U-02 への負担が単調増加する。実際には本解析のように上鋼板と上沓間の摩擦によるせん断力の負担をある程度期待できると考えられるものの、設計計算ではこれを無視しているため、安全側の評価となる。その一方で上述の考察を踏まえ、より積極的に上鋼板と上沓間の摩擦によるせん断力を導入することで、取付ボルト軸部に発生するせん断応力を低減できる可能性も期待できる。一例として、取付ボルトにボルトの降伏軸力 $N_{y,Bolt}$ の 40% の初期引張軸力 $0.4 N_{y,Bolt}$ を導入し、同様の解析を実施した結果を図-15 に示す。なお、初期引張軸力の大きさ（ $= 0.4 N_{y,Bolt}$ ）は取付ボルトに最大せん断応力 $\tau = \tau_a$ が生じている状態で、式(6)に示す合成応力の照査を満足する σ_t の上限値に取付ボルトの断面積 A_s を乗じた値として設定した。取付ボルトに初期引張軸力を導入することにより、ボルト周辺部の摩擦応力が増加（図-14 b)）し、ボルト軸部へのせん断応力が低減されることがわかる。取付ボルトに初期引張軸力 $0.4 N_{y,Bolt}$ を導入した場合、 $\tau/\tau_a = 1$ に到達するときの鉛直荷重は $V/V_d = -0.33$ （U-01）となり、これを導入しない場合 $V/V_d = -0.15$ （U-01）と較べて引張側の鉛直荷重（負反力）に対する抵抗性を向上できることがわかる。合成応力についても同様の傾向であり、初期引張軸力 $0.4 N_{y,Bolt}$

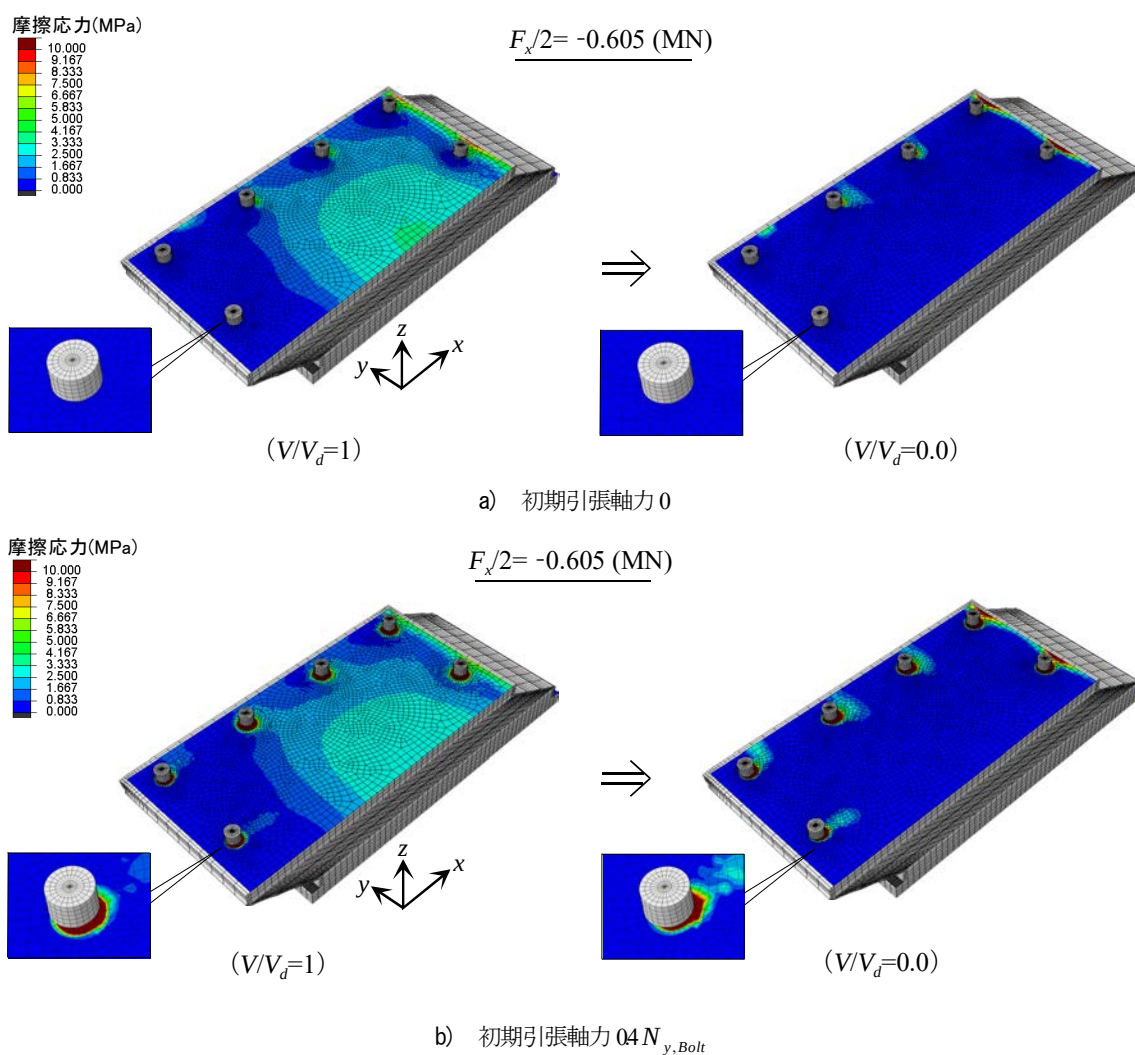


図-14 上鋼板の上脊との接触面における橋軸方向の摩擦応力分布

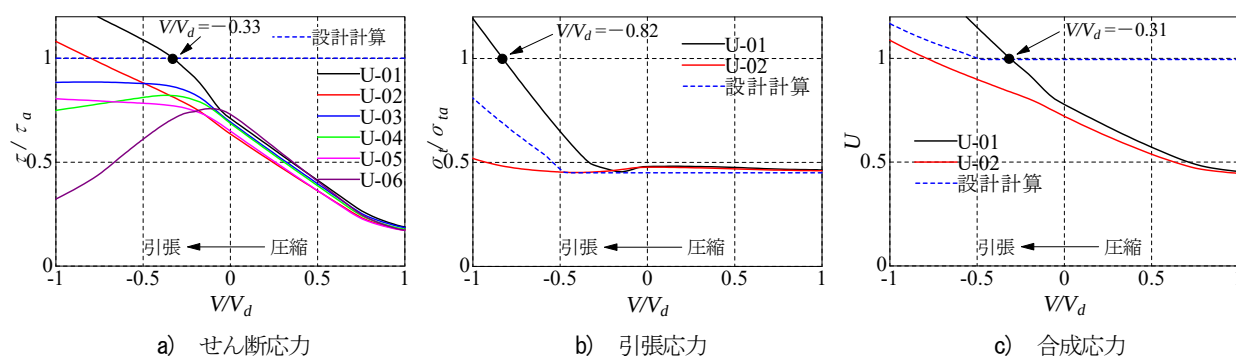


図-15 取付ボルトの応力と鉛直荷重の関係 (載荷 Case2, 初期引張軸力 $0.04 N_{y,Bolt}$)

を導入した場合、許容値 $U = 1$ 到達時の鉛直荷重は $V/V_d = -0.31$, これを導入しない場合は $V/V_d = -0.18$ である. なお、引張応力 σ_t については許容値 $\sigma_t/\sigma_{ta} = 1$ 到達時の鉛直荷重はそれぞれ $V/V_d = -0.89$ (初期引張軸力 0), -0.82 (初期引張軸力 $0.04 N_{y,Bolt}$) となり、初期引張軸力を導入することは若干不利になるが、本載荷ケースにおいて軸方向応力 σ_t は支配的な要因ではない. 以

上の結果は、ボルトの破断に対してせん断力が支配的な場合には取付ボルトに適切な初期引張軸力を与えることでボルトの破断に対する安全性の向上を期待できる可能性を示唆している.

(3) せん断と純曲げおよび鉛直荷重による挙動 (Case3)

以上を踏まえ、せん断と純曲げおよび鉛直荷重の 3 成

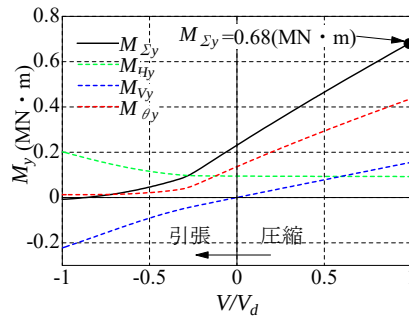


図-16 上鋼板上面での各曲げモーメント成分—鉛直荷重関係

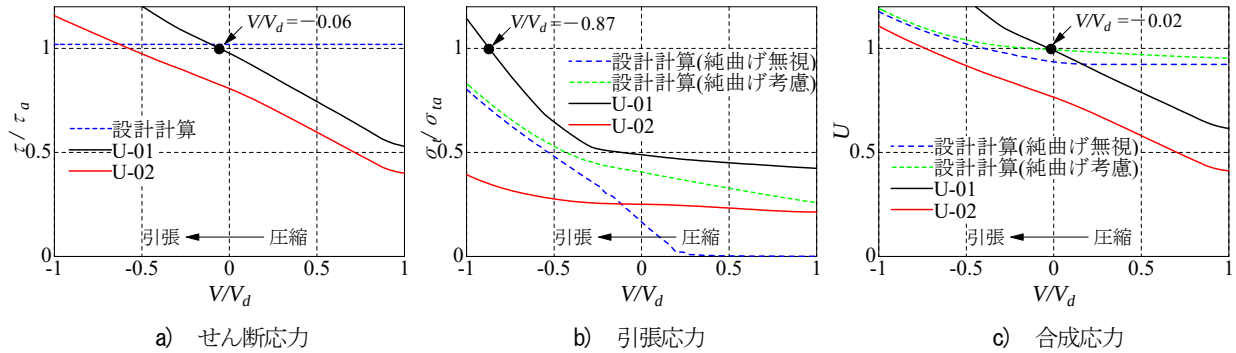


図-17 取付ボルトの応力と鉛直荷重の関係（载荷 Case3, 初期導入軸力 0）

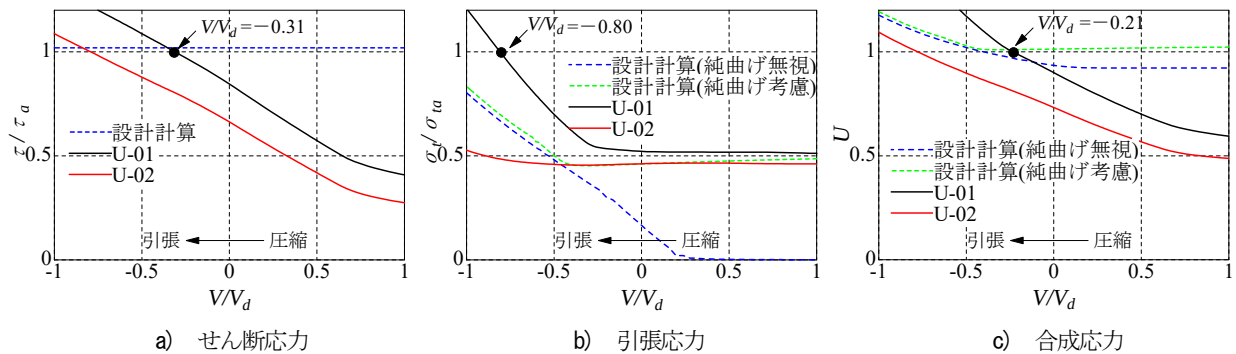


図-18 取付ボルトの応力と鉛直荷重の関係（载荷 Case3, 初期導入軸力 $0.04 N_{y, Bolt}$ ）

分が同時に作用する橋脚の最大水平力点（A 点）での挙動について検討する。支承詳細モデルに与える境界条件としては、死荷重による鉛直荷重（ $V/V_d = 1$ ）载荷後に水平荷重（ $F_x/2 = 0.616 \text{ MN}$ ）を上査上面（U 点）に、下査下面（L 点）に橋軸直角軸まわりの回転角（ $\theta_y = -0.042 \text{ rad}$ ）を与え、 F_x と θ_y を一定に保持したまま鉛直荷重 V を減少させる。

ボルトの取付位置である上鋼板上面における各曲げモーメント成分を図-16 に示す。図中には上鋼板上面における曲げモーメント M_{sy} とこれを構成する各成分（ M_{hy} ：せん断力の偶力による曲げモーメント、 M_{vy} ：鉛直荷重と支承の水平相対変位の $P-\delta$ 効果による曲げモーメント、 $M_{\theta y}$ ：相対回転角により生じる純曲げモーメント）を表示している。これらのモーメント成分

のうち、 M_{hy} 、 M_{vy} のみが一般の設計では考慮されている。死荷重作用下（ $V/V_d = 1$ ）における上鋼板上面における各モーメント成分の総和 M_{sy} は $0.68 \text{ MN} \cdot \text{m}$ となり、前出の純曲げモーメントのみが作用する Case1 の $M_{\theta y} (= M_{sy}) = 0.52 \text{ MN} \cdot \text{m}$ （図-9）と較べて 3 割程度大きい。純曲げモーメント $M_{\theta y}$ は他の曲げモーメント成分と較べて大きく、 M_{sy} の 64% を占める。しかし、鉛直荷重 V/V_d の減少に伴い、純曲げモーメント $M_{\theta y}$ は減少し、 $V/V_d < -0.5$ では死荷重作用下の値の 5% 以下となる。Case1 の場合と較べて、橋軸直角軸まわりの相対回転角 θ_y が大きい（ 0.027 rad (Case1) $< 0.042 \text{ rad}$ (Case3)）にもかかわらず、全般的に純曲げモーメント $M_{\theta y}$ が小さいのは、せん断変形により有効面積が 25% 程度減少している（図-8 a））ためであると考えられる。 M_{hy} は常

表-4 各载荷ケースにおける取付ボルトとゴム層の許容値到達時の鉛直荷重 V/V_d

载荷ケース	取付ボルト			ゴム層
	せん断応力許容値 到達時 ($\tau/\tau_a=1$)	引張応力許容値 到達時 ($\sigma_t/\sigma_{ta}=1$)	合成応力許容値到達時 ($U=\sqrt{\{(\sigma_t/\sigma_{ta})^2+(\tau/\tau_a)^2\}/1.2}=1$)	
Case1 (純曲げ)	—	-0.35	—	-0.48
Case2 (純せん断)	-0.15 [-0.33]	-0.89 [-0.82]	-0.18 [-0.31]	-0.37
Case3 (せん断+曲げ)	-0.06 [-0.31]	-0.87 [-0.80]	-0.02 [-0.21]	-0.36
※) [] 内の値は取付ボルトに初期軸力 $0.4N_{y,Bolt}$ を導入した場合				

に正值であるが、 M_{vy} は V/V_d に伴い単調減少する。これらの結果として、上鋼板上面における各曲げモーメント成分の総和 M_{sy} は概ね $V/V_d < 0$ 以降、Case1 の $M_{\theta y} (= M_{sy})$ の値を下回る。

取付ボルトの各応力成分の許容値への到達度 τ/τ_a 、 σ_t/σ_{ta} および U を図-17 に示す。前項で考察したとおり、せん断応力 τ/τ_a については設計計算では鉛直荷重 V/V_d の大きさに関わらず一定で、常に許容値 ($\tau/\tau_a=1$) に到達しているが、支承詳細モデルでは鉛直荷重 V/V_d に影響を受け、負反力 $V/V_d = -0.06$ の時に取付ボルト U-01 が許容値へ到達する。これは(2)で検討したように、支承上鋼板と上沓間の摩擦力がせん断力を分担するため、取付ボルトへの負担が軽減されることによる。したがって、鉛直荷重 V/V_d に伴い摩擦力も減少するため取付ボルトのせん断応力は増加する。

引張応力 σ_t/σ_{ta} については、設計計算において $V/V_d < -0.5$ では純曲げを考慮した場合と無視した場合の挙動がほぼ一致する。これは、図-16 で示したように $V/V_d < -0.5$ では上鋼板上面での曲げモーメント M_{sy} がほぼ 0 となるためである。支承詳細モデルの FE 解析による取付ボルト U-01、U-02 の引張応力は純曲げと鉛直荷重のみが作用する Case1 (図-10) と較べて全般的に小さく、負反力 $V/V_d = -0.87$ の時にボルト U-01 が許容値へ到達する。合成応力 U については、負反力 $V/V_d = -0.02$ の時にボルト U-01 が許容値へ到達する。以上より、本载荷ケースにおいては合成応力 U がボルトの破断に対して支配的な要因となる。

つぎに(2)と同様に、取付ボルトに初期引張軸力を導入することによるボルトの破断に対する安全性の向上効果について検討する。取付ボルトに与える初期引張軸力の大きさは前項と同様の考え方とし、本载荷ケースの作用せん断力の大きさが Case2 とほぼ同じであることから $0.4N_{y,Bolt}$ とした。図-18 に初期引張軸力を導入した場合の各応力成分の許容値への到達度を示す。これより、本载荷ケースにおいて最も支配的となる合成応力に着目すると、初期引張軸力を導入しない場合では $V/V_d = -0.02$

であったものが初期引張軸力 $0.4N_{y,Bolt}$ を導入した場合には $V/V_d = -0.21$ と改善されることがわかる。

以上、すべての载荷ケース (Case1~3) について取付ボルトの各応力成分が許容値へ到達した時の鉛直荷重 V/V_d の値を表-4 にまとめる。また、ゴム支承本体の照査として、それぞれの载荷ケースで有効面積を考慮してゴム層が許容引張応力 (=2MPa) に到達した時の鉛直荷重 V/V_d の値も比較して示す。各载荷ケースにおけるボルトの許容応力到達時の鉛直荷重は Case1 で $V/V_d = -0.35$ (引張応力)、Case2 で $V/V_d = -0.15$ (せん断応力)、Case3 で $V/V_d = -0.02$ (合成応力) であり、Case3 がボルトの破断に対して最も厳しい载荷条件である。これらの各载荷ケースにおけるボルトの許容応力到達時の鉛直荷重 V/V_d (負反力) の絶対値はいずれもゴム支承本体のゴム層の許容引張応力 (=2MPa) より算定される鉛直荷重よりも小さい。これは上記の許容値へ到達した状態が取付ボルトとゴム層のそれぞれの安全限界状態であるとすれば、支承本体よりも先に取付部のボルトが破断する可能性があることを示唆している。初期引張軸力 $0.4N_{y,Bolt}$ を取付ボルトに導入することにより、Case2 は $V/V_d = -0.33$ 、Case3 は $V/V_d = -0.21$ といずれもボルトの破断に対する安全性の向上が認められる。

5. まとめ

連続高架橋に設置されたゴム支承の取付ボルトの地震動作用下における力学挙動について詳細な FE 解析をもとに検討した。FE 解析では、超弾性の材料構成則をゴム層に適用した支承単体の詳細な解析モデルに対して、地震時における上部構造と橋脚の挙動を考慮した現実的な境界条件を与えた。本検討により得られた結果を以下にまとめる。

- 橋脚のたわみ変形に伴うゴム支承の橋軸直角軸まわりの相対回転角により生ずる純曲げモーメントは、同時にせん断変形が生ずると有効面積が減少することによる幾

何学的な要因によって低下する。鉛直荷重が変動する場合にはゴム材料の圧縮・引張特性に起因する材料的な要因により純曲げモーメントが顕著に変動する。

・取付ボルトに生ずる引張応力の設計計算による算定値はFE解析の結果と大きく異なる。これは、設計計算で仮定する鋼板の線形的な支圧応力分布がゴム層の圧縮特性を考慮したFE解析と異なることによる。

・取付ボルトに生ずるせん断応力は、上（下）鋼板と上（下）沓間の摩擦によりその一部が低減される。したがって、鉛直荷重が減少すると鋼板間の摩擦力も減少するため取付ボルトのせん断応力が増加する。

・いずれの载荷ケースにおいても取付ボルトが許容応力に到達する時の負反力の大きさはゴム支承本体のゴム層が許容引張応力に到達するときの値よりも小さい。

・取付ボルトに適切な初期引張軸力を導入することにより、負反力に対するボルトの破断に対する安全性を向上させることが可能であることを示した。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，2017。
- 2) 日本道路協会：道路橋支承便覧，丸善，2018。
- 3) 高橋良和：2016 年熊本地震による橋梁被害と前進後の調査を踏まえた被害メカニズム推定，土木学会論文誌 A1（構造・地震工学），Vol.73，No.4（地震工学論文誌第 36 巻），pp.I_225-I_235，2017。
- 4) 日本支承協会，ゴム支承協会：ゴム支承の鋼材部の設計標準（案），2005。
- 5) 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，土木学会論文誌，No. 682/I-56，pp. 81-100，2001。
- 6) 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。
- 7) 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。
- 8) 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。
- 9) 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誌，pp. 407-410，2003。
- 10) 奥村徹，後藤芳顕：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，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誌，Vol.18，pp.49-56，2015。
- 11) 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，土木学会論文誌 A1（構造・地震工学），Vol.73，No.3，pp.532-551，2017。
- 12) W.Seki, Y.Fukahori : A Large-Deformation Finite-Element Analysis for Multilayer Elastomeric Bearings, Rubber Chemistry and Technology, Vol. 60, No. 5, pp. 856-869, 1987。
- 13) 納富充雄，下坂陽男，下田博一，鈴木重信，芳沢利和：引張負荷による免震用ゴム材料のボイド発生，日本機械学会論文誌（A 編），68 巻 669 号，pp.52-57，2002。
- 14) 石井建，菊池優，北村佳久，中村崇仁：せん断変形と曲げモーメントを受ける免震積層ゴムの力学挙動解析，日本建築学会論文誌，第 75 巻，第 647 号，pp.87-93，2010。

(Received ????, 2020)
(Accepted ????, 2020)

MECHANICAL BEHAVIOUR OF FIXING BOLTS OF RUBBER BEARINGS SUBJECTED TO SEISMIC LOADING

Toru OKUMURA

The mechanical behavior of the fixing bolts of the rubber bearings in continuous elevated girder bridges under seismic loading was investigated based on the advanced FE analysis. The detailed FE model of the rubber bearings with the hyperelastic material constitutive model applied to the rubber layers were given realistic boundary conditions considering the behavior of the superstructures and the piers under seismic loading. From this investigation, it was shown that the bending moments around the transverse bridge axis of the rubber bearings greatly affected by the shear deformations and vertical loads. Based on the results of FE analyses, the validity of the calculation method of the stress of the fixing bolts used in the conventional design was investigated. Furthermore, the effect of improving the safety of the bolts by introducing the initial tensile axial force into the fixing bolts was examined.