

橋脚構造変化部における積層ゴム支承の 地震時破断メカニズム

大矢智之¹・川島一彦²

¹正会員 工修 東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所 (〒151-8512 東京都渋谷区代々木二丁目2番6号JR新宿ビル)

²正会員 工博 東京工業大学名誉教授 (〒270-0176千葉県流山市加4-16-19)

1. まえがき

2011年東北地方太平洋沖地震では、金属支承に各種の被害が生じたが、これらは平成2年の地震時保有耐力法の導入以前に建設された橋における被害であり、起こるべくして起こった被害を言うことができる。これに対して、積層ゴム支承系の被害は全体として軽微であったと見てよい。変形性能の高さが効を奏したと考えられる。

そのなかで、特異な被害を生じたのが仙台東部道路の仙台東I.C.～仙台港北I.C.間の高架橋である。単柱式橋脚で支持された4車線構造を基本とし、オンランプ、オフランプとの合流部ではラーメン橋脚で支持されていた境界部で積層ゴム支承の損傷が生じていた¹⁾。

仙台東部道路に関しては曾田ら、山田らによって詳細な検討が実施されており、これによれば、積層ゴム支承のせん断変形性能が低いと同時に、地震時に生じたせん断変形が大きかったことが被害原因として指摘されている¹⁾²⁾。これらはいずれも被害原因として妥当と考えられるが、著者らはこのほかに、被害箇所が単柱式橋脚からラーメン構造への変化部であることから、橋軸まわりの桁の回転に伴って積層ゴム支承に作用する引張ひずみと、さらに引張ひずみとせん断ひずみの同時作用下における積層ゴム支承の変形性能の低下が被害原因の一つではないかと考えている³⁾。

本文は、仙台東部道路の被害箇所と似た特性を持つ橋脚構造の変化部を対象に、橋軸まわりの桁の回転に伴ってどの程度の引張ひずみが積層ゴムに生じるかを検討した結果を報告するものである。

2. 仙台東部道路P52～P58区間の被害の特徴

仙台東部道路のP52～P58区間では、P52～P56の4径間連続高架橋とP56～P58の2径間連続高架橋から構成されているが、このうち、P52及びP56上の積層ゴム支承すべてと、P54及びP58上の1基の積層ゴム支承が破断した。段差防止構造も破断したが、もともとこれに対する設計地震力は小さく、これが積層ゴム支承の破断に影響したとは考えられない。

この区間では基本線形は上下線各2車線であるが、P52～P56はオフランプの分離区間、P56～P57はオンランプの合流区間となっているため、P53～P56はラーメン式鋼製橋脚、その他の部分は単柱式鋼製橋脚で支持されていた。このため、橋軸直角方向の橋脚剛性には非常に大きな違いがある。

さらに、基本区間では上部構造は8主桁の版桁であるのに対して、P53～P56は4本の鋼箱桁構造となっており、面内剛性は大きく異なる。

橋脚剛性と桁剛性が大きく変化するP52とP56では橋軸周りの桁の回転に伴って積層ゴム支承に引張力が生じやすい。この場合、積層ゴム支承にはせん断変形と同時に引張ひずみが生じることになる。

写真-1は破断した積層ゴム支承である。ゴム層内で破断しているが、ある面で水平方向に一樣にせん断されたのではなく、部分的に引きむしられるように破断している。内部鋼板も大きく変形している。これらの点から、積層ゴム支承はせん断と同時に引張を受けて破断したように見える³⁾。

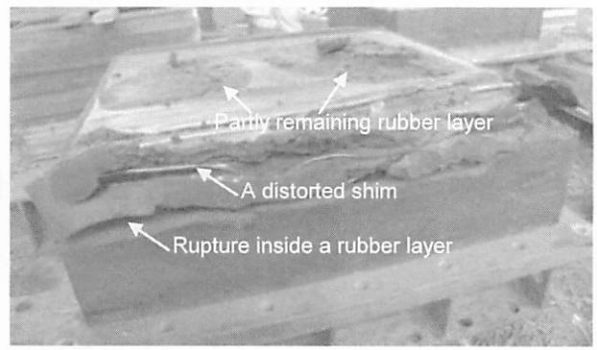
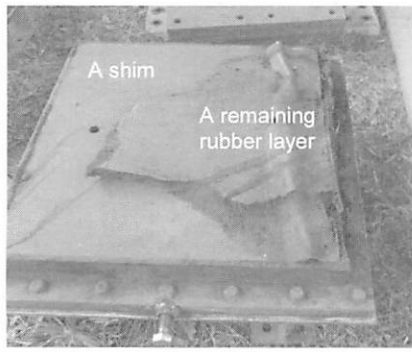


写真-1 積層ゴム支承の破断面

3. せん断と引張を受ける積層ゴム支承の破断特性

図-1はせん断ひずみ175%を与えた状態で繰返し引張変形を強制した際の軸応力と引張変位の履歴である⁴⁾。引張ひずみが4%程度まではほぼ弾性的に抵抗するが、それ以降になるとゴムの降伏や内部破断によって急速に剛性が低下する。

せん断力と引張力の同時作用下における積層ゴム支承の破断特性に関しては、加藤ら⁵⁾、大塚ら⁶⁾、瓜生ら⁷⁾の他、道路橋支承便覧（日本道路協会）⁸⁾、免震用積層ゴムハンドブック（日本ゴム協会）⁹⁾によって合計94ケースに対する载荷実験が実施されている。これらはいずれも積層ゴム支承にある一定のせん断変形を与えた状態で引張ひずみを与えた実験である。

支承タイプ（積層ゴム支承(NRB)、鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)、高減衰積層ゴム支承(HDR)）、ゴムのせん断剛性（ $G=0.3\text{--}1.0\text{MPa}$ 、不明もある）、载荷方法（繰返し载荷、単調载荷）等、いろいろな条件が同じではないが、実験ケースが少ないことから、ここでは、破断引張応力やひずみに対する単調载荷と繰返し载荷の違いは小さいと仮定し、使用可能なデータを用いて破断引張応力及び破断ひずみに対するせん断ひずみ依存性を求めてみた。

これを支承タイプごとに分類した結果を図-2に、また、ゴムのせん断剛性ごとに分類した結果を図-3に示す。いずれの結果においても、破断引張ひずみのせん断ひずみ依存性は顕著である。

これより、以下の仮定の下に、ゴムのせん断剛性 G が $1.0\text{MPa} \sim 1.2\text{MPa}$ の積層ゴム支承のせん断ひずみと引張ひずみの破断限界線を求めることとした。

- (1) NRB, HDR, HDR間の差は小さいと仮定する。
- (2) G10, G12では、せん断ひずみ γ を与えない状態における破断引張ひずみ ε_{rc} は200%~250%程度の範囲にあることから、ここでは $\varepsilon_{rc} = 250\%$ と仮定する。

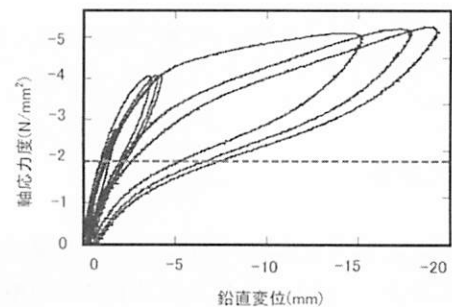


図-1 せん断変形させた状態で引張载荷した積層ゴム支承

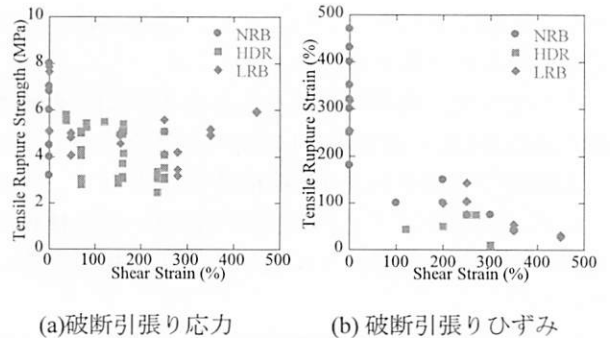


図-2 破断引張り応力及び破断引張りひずみのせん断ひずみ依存性（支承タイプの影響）

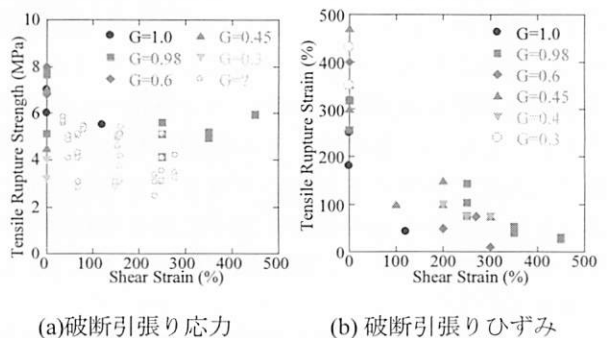


図-3 破断引張り応力及び破断引張りひずみのせん断ひずみ依存性（ゴムのせん断剛性の影響）

(3) 引張力を作用させない状態での破断せん断ひずみ γ_{rc} は500%~600%程度の範囲にあることから、ここでは $\gamma_{rc} = 550\%$ と仮定する。

(4) 圧縮力が作用した状態での破断せん断ひずみ γ_{rc} に関する実験データが存在しないため、ここでは、圧縮ひずみの大きさによらず、破断せん断ひずみ $\gamma_{rc} = 550\%$ と仮定する。

(5) 引張ひずみ ε_r を与えた状態で破断せん断ひずみ γ_{rc} を求めた実験はないため、この関係を与える関係式 $\varepsilon_{rc} = g(\gamma_r)$ がせん断ひずみ γ_r を与えた状態で破断引張ひずみ ε_{rc} を求めた関係式 $\gamma_{rc} = f(\varepsilon_r)$ と整合するか否かはわかっていない。しかし、ここでは、 $\varepsilon_{rc} = g(\gamma_r)$ と $\gamma_{rc} = f(\varepsilon_r)$ は1対1に整合すると仮定し、破断せん断ひずみ γ_{rc} と破断引張ひずみ ε_{rc} の関係が求められると仮定する。

このようにして求めた積層ゴム支承 (G10~G12 を想定) の破断せん断ひずみ γ_{rc} と破断引張ひずみ ε_{rc} のインターアクションカーブは次式のようなになる。

$$\varepsilon_{rc} = 8.3 \times 10^{-4} \times (\gamma_{rc} - 5.5)^2 \quad (\varepsilon_r \geq 0) \quad (1)$$

$$\gamma_{rc} = 5.5 \quad (\varepsilon_r < 0) \quad (2)$$

ここで、 ε_r 、 γ_r は積層ゴムに生じる引張ひずみ、せん断ひずみである。

図-4は式(1)及び式(2)による破断せん断ひずみ γ_{rc} と破断引張ひずみ ε_{rc} の限界線をG6, G10, G12に対する実験結果と比較したものである。今後のデータの蓄積が必要であるが、式(1)及び式(2)はある程度の特徴は捉えていると考えられる。

4. 解析対象とする橋と解析モデル化

解析対象とするのは、仙台東部道路と似た特性を持つ、ラーメン橋脚から単柱式橋脚への変化部にある高架橋(以下、高架橋Aと呼ぶ)と、これにさらにオンランプを加えた高架橋(以下、高架橋Bと呼ぶ)の2種類である。いずれも支間長は50m、橋脚高さは10mとする。基本断面では4車線、ランプ(1車線)との合流部では5車線とする。これらを図-5に示す。なお、橋脚はすべてRC橋脚とする。

高架橋Aは2連の3径間連続橋からなり、P1~P4間はラーメン橋脚で、P5~P7間は単柱式橋脚でそれぞれ支持されている。上部構造はいずれも4車線の鋼桁構造で、これを基本断面と呼ぶ。P4橋脚は、5基の積層ゴム支承によりP1~P4間の3径間連続橋の端部と、同じく5基の積層ゴム支承によりP4~P7間の3径間連続橋の端部を支持している。これらの支承を区別するため、それぞれP4上の支承(P3側)、P4上の支承(P5側)と呼ぶ。

一方、高架橋Bでは、P3~P5間は4車線の基本断面であるが、P3とP2の中間で1車線のランプ橋が合

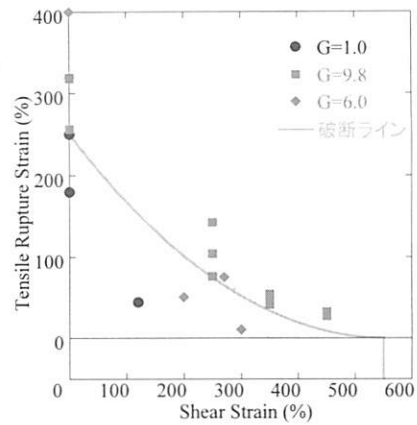
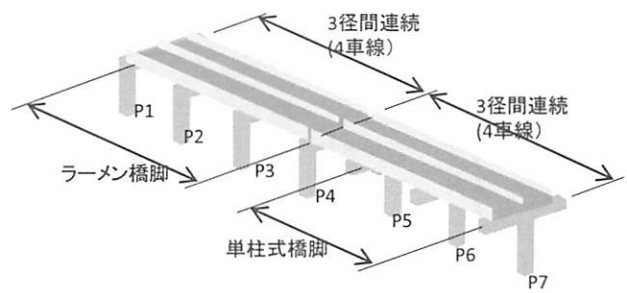
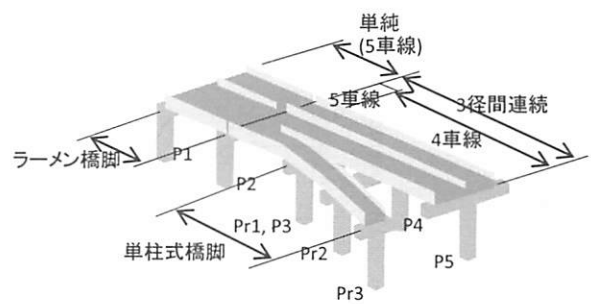


図-4 積層ゴム支承の破断せん断ひずみと破断引張ひずみの限界線



(a) 高架橋A



(b) 高架橋B

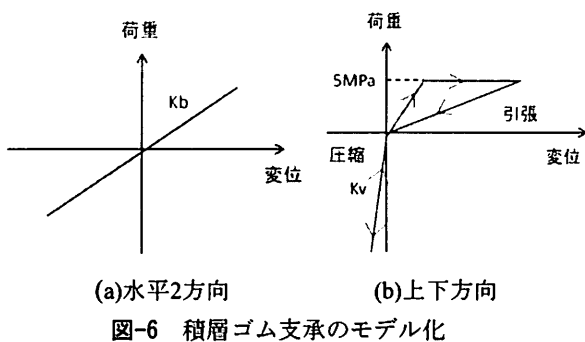
図-5 解析対象とする高架橋

流し、合流点からP1までは5車線となる。P2上では合流後の5車線橋が同一支承線上の支承によって支持されている。これをP2上の支承(P3側)と呼び、P1~P2の単径間橋の端をP2上で支持する支承をP2上の支承(P1側)と呼んで区別する。また、ランプ橋を支持する橋脚はPr1~Pr3と表す。

なお、実際の構造はもっと多径間連続であるが、高架橋AではP4付近の応答に、また高架橋BではP2及びP3付近の応答に注目するため、図-5に示す範囲に着目することとした。桁の連続作用を表現するために隣接桁の質量を仮想質量によって考慮している。解析には、離散型の骨組み構造系モデルを使用し、橋脚の履歴特性はファイバー要素モデルで表現した。

支承としては天然ゴムを使用した積層ゴム支承と高減衰積層ゴム支承の2種類の場合を解析したが、積層ゴム支承を用いた場合の方が高減衰積層ゴム支承を用いた場合よりも応答がやや大きい他は、全体としての特性には大きな違いがないことから、ここでは積層ゴム支承を用いた場合の結果を示す。

積層ゴム支承は図-6に示すように、橋軸、橋軸直角、上下方向に独立したばねによって復元力を表した。水平2方向のばねは線形とし、引張方向のばねの剛性は圧縮方向のばねの剛性 k_v の1/10とした。また、引張られた場合には5MPaで降伏するとし、完全弾塑性型の履歴を仮定した。また、降伏後の除荷は原点指向型と仮定した。これらは、3章に示した支承の載荷実験結果に基づいて仮定したものである。

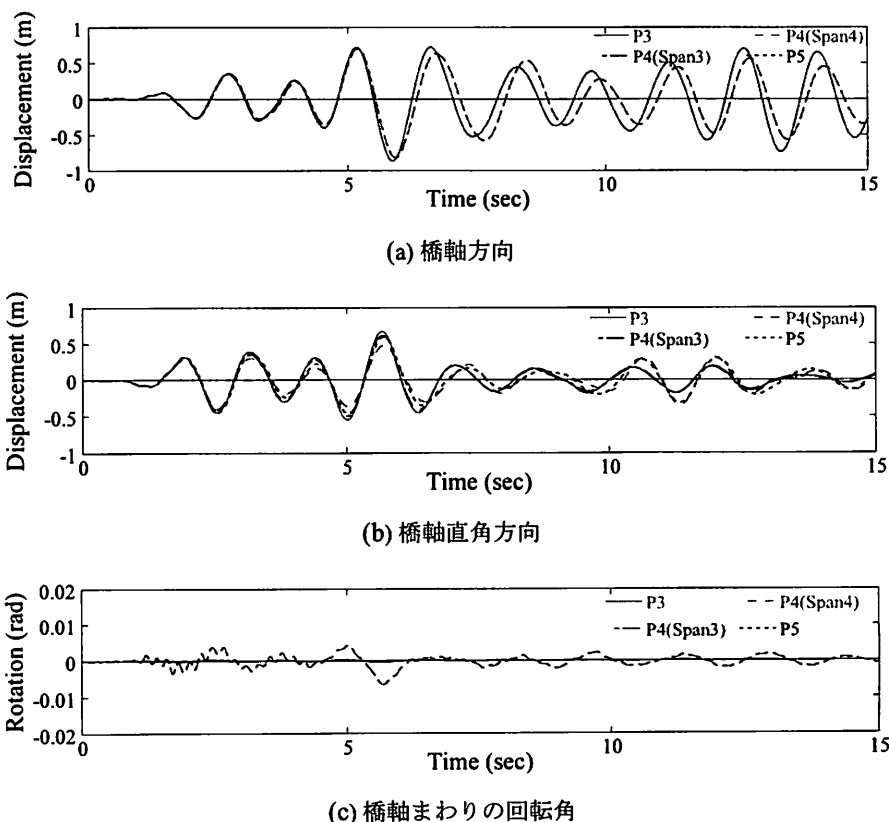


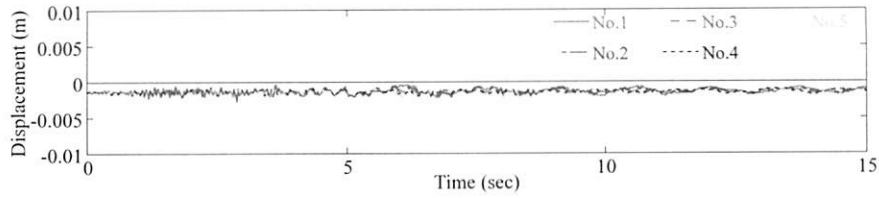
入力地震動としては、JR鷹取駅記録(1995年兵庫県南部地震)、JMA神戸海洋気象台記録(1995年兵庫県南部地震)、刈羽村役場記録(2007年新潟県中越沖地震)、Shikhang記録(1999年集集地震)の4種類を用いた。当然、地震動により解析結果に大小の違いは生じるが、基本的な特性は変わらないため、以下にはJR鷹取駅記録を入力した場合の結果を示す。

5. 高架橋Aの応答

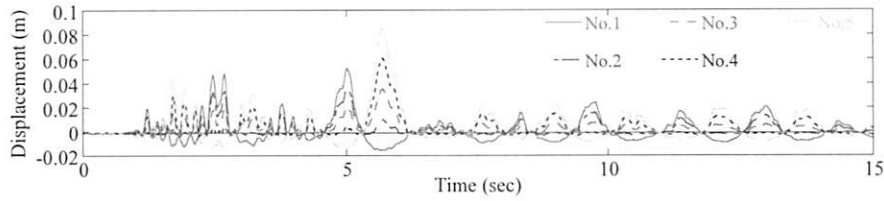
1次固有周期は、橋軸、橋軸直角方ともに約1.5秒で、いずれも単柱式橋脚に支持されたP4~P7区間の3径間連続桁の並進モードである。

P3~P5区間に着目して、桁の応答を示すと、図-7のようになる。NRBの変形により橋軸、橋軸直角方向ともに0.7m近い応答変位となるが、注目されるのは橋軸方向まわりの回転応答である。ラーメン橋脚に支持されたP3やP4(P3側)ではほとんど回転は生じないが、単柱式橋脚で支持されたP5と桁の主要部が単柱式橋脚で支持され、端部だけがラーメン橋脚で支持されたP4(P5側)では0.008radに達する回転応答が生じる。当然、単柱式橋脚の方がラーメン橋脚よりも橋軸直角方向(面内方向)の剛性が低いため、橋脚が橋軸まわりに回転し、この影響を受けて桁も回転するためである。



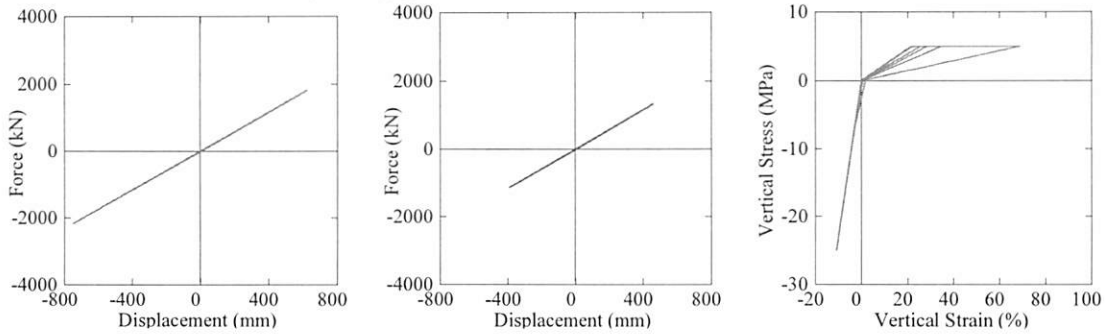


(a) P4上 (P3側)



(b) P4上 (P5側)

図-8 積層ゴム支承に生じる上下方向変位 (高架橋A)

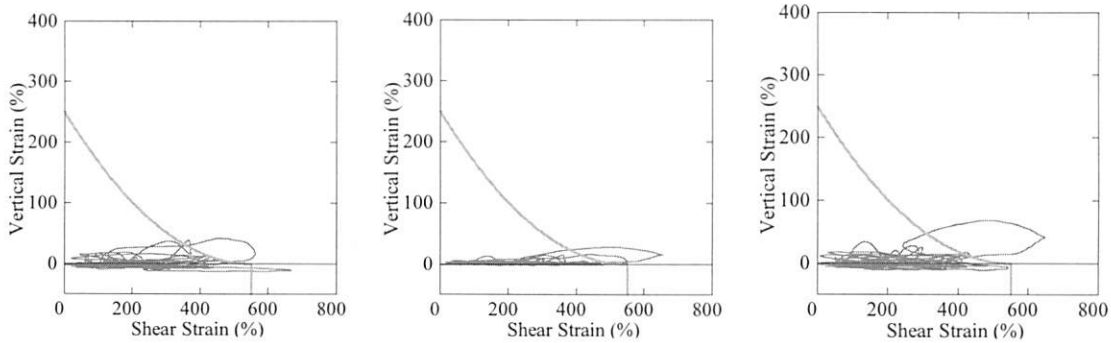


(a) 橋軸方向

(b) 橋軸直角方向

(c) 上下方向力と上下方向変位の履歴

図-9 P4上 (P5側) のNo.5支承 (図-5 (a)の左端) に生じる応答



(a) 支承No.1

(b) 支承No.3

(c) 支承No.5

図-10 P4上 (P5側) の支承に生じるせん断ひずみ～上下方向ひずみの履歴と限界破断線

図-8は積層ゴム支承に生じる上下方向の応答変位をP4上(P3側)とP4上(P5側)で比較した結果である。P4上(P3側)では桁の自重によって0.002mほど沈下した位置から±0.001m程度の上下方向変位しか生じないが、P4上(P5側)では、約5秒でNo.1支承(図-5(a)で左端)において0.06mの浮き上がり、約5.6秒でNo.5支承(右端)で0.08mの浮き上がりが生じる。明らかに桁が橋軸まわりに交互に回転するにつれて、桁の左右が交互に浮き上がるためである。

図-9はP3上(P5側)の支承No.5に生じる橋軸、橋軸直角方向の応答の履歴と、上下方向力と上下方向変

位の履歴を示したものである。ゴム層の引張ひずみ ϵ_r は70%近くに達しており、積層ゴム支承の破断が少なくとも大幅な抵抗力の低減が生じると考えられる。

図-10はP4上(P5側)の支承に生じる水平2方向の合成したせん断ひずみと上下方向ひずみの履歴である。図中には、式(1)、式(2)に示した破断カーブも示している。ゴム層の引張ひずみ ϵ_r が40%程度から最大は上述した70%近くに達しており、引張り破断すると同時に、破断せん断ひずみも顕著に低下する領域に入っている。

6. 高架橋Bの応答

同様な解析を高架橋Bに対して行った。1次固有周期は約1.43秒で、橋軸方向、2次は1.37秒で橋軸直角方向の並進モードである。

図-11は桁の応答である。P1, P2, P3以外にランプ橋のPi1の応答も示している。応答変位は、ランプ橋では大きくなっている。

図-12は積層ゴム支承に生じる上下方向の変位である。P2上ではP1側, P3側ともに5車線であり、6支承で支持されている。このほか、Pi1橋脚上でランプ橋を支持する2基の支承の応答も示している。本線橋では、ラーメン式橋脚に支持された側（P2上（P1側））では6基の支承のいずれにも引張方向の変位はほとんど生じていないのに対して、単柱式橋脚に支持された側（P2（P3側））では支承1や支承6等、端部で桁を支持している支承ほど、大きな引張方向の変位が生じている。これは高架橋Aと同様である。注目されるのは、P2（P3側）の支承1や支承6に生じる引張方向の変位が高架橋Aよりも大きいことである。5車線と桁幅が大きいことも影響していると考えられる。

図-13はP2上（P3側）の端に位置する支承6の応答履歴である。図-9と比較すると、橋軸、橋軸直角方向の応答変位は高架橋Aとそれほど変わらないが、ゴム層に生じる引張ひずみは150%程度と高架橋Aの

2倍程度となっており、間違いなく引張破断するレベルになっている。上述したように、桁の幅が大きいことが影響していると考えられる。

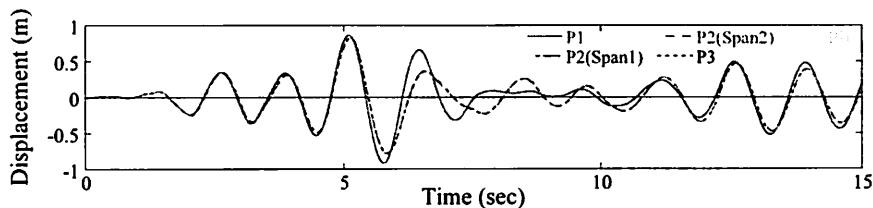
図-14はP2上（P3側）の支承No.1（左端）、No.4（ほぼ中央）、No.6（右端）に生じるせん断ひずみと上下方向ひずみの履歴である。応答は式(1)、式(2)で与えられる破断カーブを高架橋Aよりもさらに大きく逸脱している。

7. 積層ゴム支承を破断させないための条件

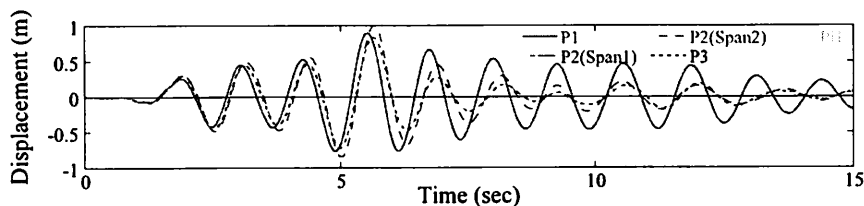
解析例から明らかとなったように、単柱式橋脚からラーメン式橋脚へと橋脚構造が急変する箇所では、桁に生じる橋軸まわりの回転に伴って積層ゴム支承には上向きの変位が作用し、引張ひずみによって積層ゴム支承が破断することがあり得る。これには、せん断だけ、あるいは、引張だけを作用させた場合に比較し、せん断と引張の同時作用による破断せん断ひずみと破断引張ひずみの減少が大きく関係する。

本解析に基づく、積層ゴム支承にせん断や引張によって破断を生じさせないためには、次式(3)～(4)を満足する必要があることがわかる。

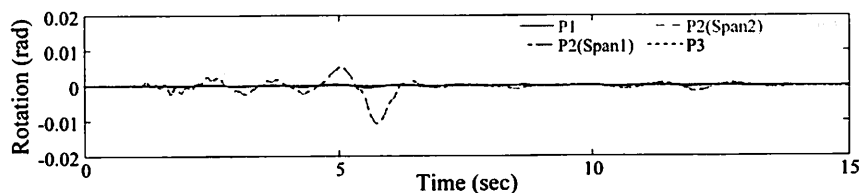
$$\gamma_r < \frac{1}{n_1} \gamma_{rc} \quad (3)$$



(a) 橋軸方向

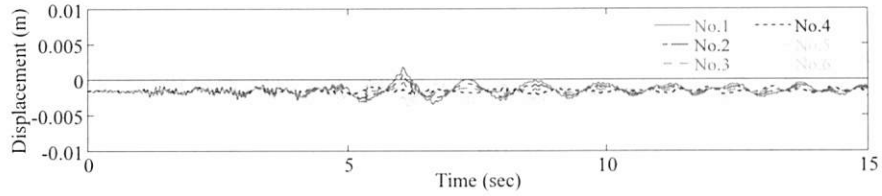


(b) 橋軸直角方向

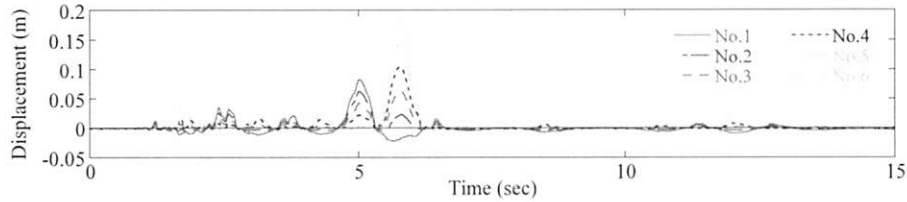


(c) 橋軸まわりの回転角

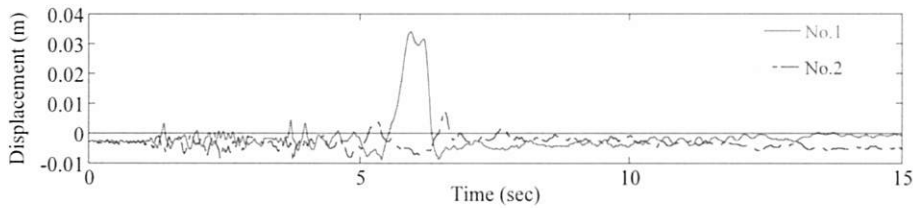
図-11 桁の応答（高架橋B）



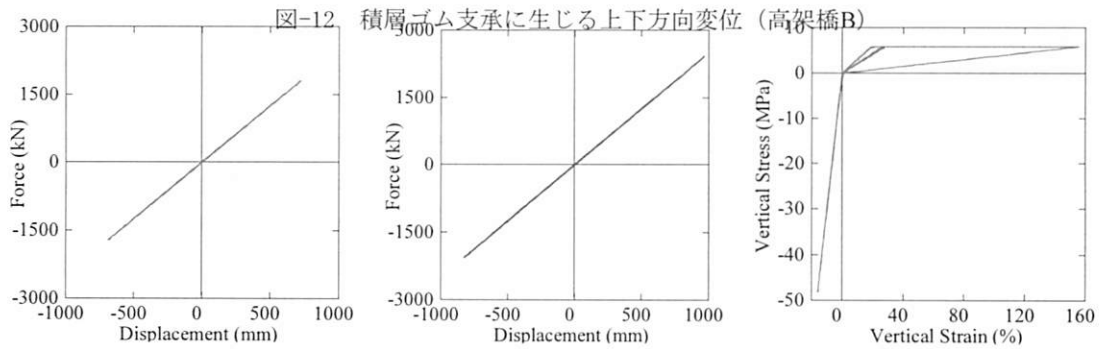
(a) P2上 (P1側)



(b) P2上 (P3側)



(c) ランプの P11上

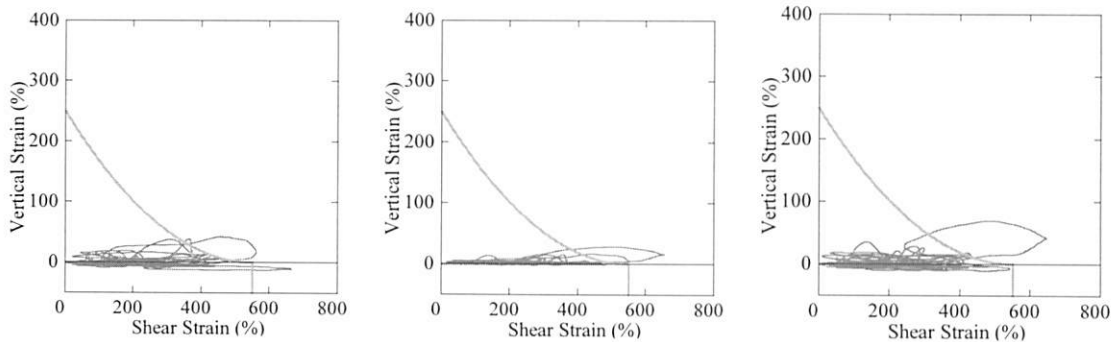


(a) 橋軸方向

(b) 橋軸直角方向

(c) 上下方向力と上下方向変位の履歴

図-13 P2上 (P3側) の支承No.6 (図-5 (b)の左端) に生じる応答



(a) 支承No.1

(b) 支承No.3

(c) 支承No.5

図-14 P2上 (P3側) の支承に生じるせん断ひずみ～上下方向ひずみの履歴と限界破断線

$$\varepsilon_r < \frac{1}{n_2} \varepsilon_{rc} \quad (4)$$

$$\varepsilon_{rc} \sum t_r > \frac{1}{n_3} \frac{w_d \theta_d}{2} \quad (5)$$

ここで、

$$\gamma_{rc} = f(\varepsilon_r) \quad (6)$$

$$\varepsilon_{rc} = g(\gamma_r) \quad (7)$$

ここに、 γ_r 、 ε_r ：積層ゴム支承のゴム層に生じるせん断ひずみ、引張ひずみ、 γ_{rc} 、 ε_{rc} ：ゴム層の破断せん断ひずみ、破断引張ひずみ、 $\sum t_r$ ：ゴム層厚、 θ_d ：橋軸まわりの桁の最大回転角、 w_d ：桁中心から最外縁の積層ゴム支承までの距離、関数 f 及び g ：破断限界線を表す関数、 n_i ($i=1,2,3$) は安全率である。

8. 結論

本解析より得られた結論は以下の通りである。

- 1) 積層ゴム支承では単純にせん断あるいは引張を受ける場合に比較し、せん断と引張を同時に受ける場合には、破断せん断ひずみ、破断引張ひずみはともに大きく減少する。
- 2) ラーメン式橋脚から単柱式橋脚への変化部等、橋軸直角方向の橋脚の剛性が急変する箇所では、桁の橋軸まわりの回転によって積層ゴム支承には大きな引張ひずみが生じ、上記1)のインターアクションによる破断せん断ひずみ、破断引張ひずみの減少と相まって、積層ゴム支承の破断に至る場合がある。
- 3) 今回は橋脚形式の急変による影響だけを考慮したが、地形・地盤条件の変化部、固有周期の急変部、線形の急変部等、他の条件でも同様なことが起きる可能性があり、注意しなければならない。
- 4) せん断を与えた状態での引張実験、引張を与えた場合のせん断実験を行い、信頼できるデータを集積する必要がある。この中には、水平2方向載荷の影響も取り入れる必要がある。
- 5) 支承納入時の確認試験として積層ゴム支承の載荷実験が多数行われてきているにもかかわらず、本当に役に立つ実験データが得られていなかったり、時間が経つと貴重な試験データが消滅している。貴重な試験、実験データが多くの研究者や技術者の目に触れるようなアーカイブ化が必要とされる。

9. 謝辞

本研究を実施するに際し、Ian Buckle、松崎裕、矢部正明、近藤誠一の各氏をはじめ、多くの方々のご協力を得た。ここに記し、厚くお礼申し上げる。

参考文献

- 1) 曾田信男、山田金喜、木水隆夫、広瀬剛、鈴木基行：東北地方太平洋沖地震により破断した積層ゴム支承の性能試験、構造工学論文集、Vol. 59A, pp. 516-527, 2013.
- 2) 山田金喜、曾田信雄、木水隆夫、広瀬剛、名古屋和史、鈴木基行：東北地方太平洋沖地震により被災した東部高架橋のゴム支承に関する解析的研究、構造工学論文集、Vol. 59A, pp. 527-539, 2013.
- 3) Kawashima, K. and Buckle, I.: Structural performance of bridges in the Tohoku-oki earthquake, Earthquake Spectra, Vol. 29, No. S1, pp. 315-338, 2014.
- 4) 炭村透、鶴野禎史、金井宏司：各種ゴム支承の引張限界性能に関する研究、土木学会地震工学論文集、2003.
- 5) 加藤亨二、近藤誠一、川島一彦、中山学：一定せん断変形状態における免震支承の鉛直引張実験－Eディフェンス実験に向けての免震支承の事前要素実験－、土木学会第65回年次学術講演会、I-017, 2010.
- 6) 大塚久哲、栗木茂幸、池永雅良：引張力を受ける鉛プラグ入り積層ゴムの限界状態に関する実験、構造工学論文集、Vol. 48A, pp. 843-850, 2002.
- 7) 瓜生満、近藤俊成、橋村宏彦：天然ゴム系積層アイソレーターの引張特性試験（その3 ゴム単層体の単純引張破壊特性）、日本建築学会大会講演梗概集（関東）、pp. 629-630, 2001
- 8) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧、2004.
- 9) (社)日本ゴム協会：設計者のための免震用積層ゴムハンドブック、2000.