低摩擦すべり支承を有する連続桁橋の地震時挙動及び変位制御に関する考察

A study on Seismic Behavior and Displacement Control of a Continuous Girder Bridge with Low Friction Sliding Bearing-Support

大塚久哲*, 西田壮宏**, 田中弘紀*** Hisanori Otsuka, Masahiro Nishida, Hiroki Tanaka

*工博,九州大学大学院教授,工学研究院建設デザイン部門(〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1) **西日本鉄道株式会社 研究当時九州大学工学部地球環境工学科4年生(〒810-8570 福岡市中央区天神1-11-17) ***オイレス工業株式会社 事業本部第三事業部 技術部(〒105-8584 東京都港区浜松町1-30-5)

Authors have shown the superiority using the low friction sliding bearing- support (LFSBS) for the continuous girder bridge by the seismic response analysis and shake table test for small steel girder bridge model. This paper inspects the validity of this system by the seismic response analysis for existing three span continuous steel girder bridge with seven different bearing supports conditions. Accelerations, displacements, bending moments and curvatures are calculated and compared each other. It became clear again that in the bridge with LFSBS piers vibrate independently from girder, and curvature at the bottom of the pier becomes very small compared to those of the ordinal existing support type bridge. The effect of damper installed between end of the girder and abutment to reduce the large displacement of the girder is also clarified. The use of the damper has no influence for the response of the pier.

Key Words: Low Friction Sliding Bearing- Support, Continuous Girder Bridge, Seismic Behavior, Combination of Bearing- Support, Effect of Damper キーワード:低摩擦支承,連続桁橋,地震時挙動,支承の組み合わせ,ダンパ-

1.はじめに

1995年1月に発生した兵庫県南部地震では都市高架橋が甚大 な被害を受けた.この経験を踏まえて、マグニチュード7クラス の内陸型直下地震に対しても橋の耐震安全性を確保できるよ うに、平成8年に道路橋示方書¹⁾が改訂されたがそれ以降、支承 部は橋を構成する主要構造部材の1つとして位置づけられてい る.

この震災を経験した後,免震支承を採用したいわゆる免震橋 梁が数多く架設されだしたが,発生が危惧されている東海地震 および東南海・南海地震などのプレート境界型大地震では長周 期地震動の襲来が予想されており,長大橋および免震橋梁など の長周期構造物の耐震安全性が懸念されている.また,免震ゴ ム支承は金属支承に比較して許容面圧が小さく,寸法が大型化 する傾向にあることから,設計・コスト面で難点があり,さら に場所によっては交通による周辺地盤の振動などの問題も危 惧される.

また,耐震補強の問題に目を転ずれば,陸上部のRC単柱橋 脚の耐震補強がほぼ終了しつつあることから,最近はこれまで ほとんど手つかずの状態であった河川内あるいは海中橋脚の 耐震補強が検討されつつある.しかし,水中部の耐震補強は閉 め切り工などの莫大な仮設工事が必要なことから,従来の断面 増し厚等による耐震補強の考え方から転換を図る必要に迫ら れている現状である.

ところで,摩擦係数の小さいすべり支承を用いれば,桁は自 由に振動でき,桁から下部構造に伝達される慣性力を極めて小 さくできることが既に指摘されている²⁾.ただし,既往のすべり 材は高速になると摩擦係数が大きくなるため,地震力を低減す ることよりは,むしろ摩擦減衰材として採用される事例が多か った.例えば,機能分離型支承など,すべり支承に鉛直支持機 能及びすべりに伴う大きな履歴減衰機能を持たせ,残留変位を 制限するために復元力として積層ゴム支承を別途設ける支承 システムが開発されている³⁾⁻⁶⁾.

ところが,従来のすべり支承と比較して,高速時の摩擦係数 が1/10程度である低摩擦支承,すなわち,200cm/secの高速時 においても摩擦係数2%という低摩擦特性を有する繊維強化熱 硬化樹脂を素材とした低摩擦支承が開発された⁷⁾.しかも,この 支承は耐荷重性が良好で,従来のすべり材に比べ約2倍程度の 許容面圧を有しているため,支承の小型化が可能で支承部のコ スト削減も期待できる. そこで著者らは,この新開発の低摩擦すべり支承を用いて, 地震時に桁と下部構造の縁を切り,下部構造の耐震性向上とス リム化,下部構造と支承部のコスト縮減を目的とした新しい橋 梁システムの開発を目指して研究を進めてきた.この新しい橋 梁システムにおける橋脚を,これまでの耐震設計された橋脚, 免震橋梁の橋脚と概念的に比較したものが図 1である.この 図からわかるように低摩擦支承を有する橋脚は,ほとんど上部 構造からの慣性力を受けないのである.

このシステムに関して著者らは2つの方向性をもって研究 を進めてきた。すなわち,1つは模型実験による当該概念の実 証であり,もう一つは数値計算による実橋諸元での地震時挙動 の確認である^{7)・9)}.前者については1径間及び3径間の高架橋 縮小モデルの振動台実験により,低摩擦すべり支承を有する橋 梁では,桁の応答加速度,橋脚基部の曲げひずみを低減できる こと,桁端ダンパーにより桁の変位を効果的に制御できること, 常時における不要な水平変位をトリガー機能付きデバイスで 防止可能であることなどを示した.また,実橋諸元による検討 では,5径間連続PC橋に対して非線形動的解析を行い,地震動 の周期特性に関わらず,橋脚に作用する曲げモーメントを低減 できることを示した.

しかし,低摩擦支承の採用よって大きくなる桁の応答変位に 対する対策については,実橋レベルでこれを考察していなかっ た.桁の応答変位の低減についてはダンパーの装備により可能 であることは容易に予測できることであるが,摩擦係数の異な る支承の組み合わせによって桁の挙動を制御することも可能 であると考えられ,本文ではかかる観点から考察を行うことと する.

すなわち本研究では、まず1点固定の支承形式の3径間鋼 連続桁橋と,種々の摩擦係数を有するすべり支承を組み合わせ た連続桁橋(合計7モデル)について地震応答解析を実施し, 低摩擦すべり支承を有する連続桁の地震時挙動及び耐震優位 性を明らかにした.次に,応答変位制御策としての桁端ダンパ ーの有効性,及び摩擦係数の比較的大きいすべり支承とダンパ ーとの併用による桁の変位制御策の有効性について検証を行 った.



図-1 耐震橋梁・免震橋梁・低摩擦橋梁の比較概念図

2.解析対象橋梁と解析条件

2.1 解析対象橋梁の概要

本検討では支間割が均一で,2本の橋脚高さが等しく、橋台 高さが左右で若干異なる,橋長135mの3径間連続非合成鈑桁橋 (既設橋)を対象とした.対象橋梁の支間割とフーチング下端 からの橋脚・橋台高を表-1に示す.橋脚は単柱張り出し式 の鉄筋コンクリート製,橋台は逆T式,基礎は 1200の場所打 ち杭,上部構造は有効幅員8.5mの4主桁構造である.

解析で用いる骨組モデルを図 - 2 に示す.解析モデルは橋梁 全体系をモデル化し,集中質点系による骨組みモデルとした. 桁と橋台は線形はり要素,橋脚は柱部を非線形はり要素,天端 の梁部とフーチングは剛体とした.なお,杭基礎はまとめて SR(Sway-Rocking)モデルとし、ばねを線形とした.非線形はり 要素とした区間は曲げモーメントと曲率の関係を断面ごとに 算出し,履歴特性を武田モデルでモデル化した.また,各部材 の減衰定数は,桁3%,橋脚5%,橋台5%とした.支承部の減衰に ついては,支承のモデル化において示す.

表 - 1 対象橋梁の諸元

| 橋梁形式 | 鋼3径間連続非合成鈑桁橋 | | |
|------|--------------------------|--|--|
| 橋長 | L=135.0m | | |
| 支間長 | 44.70m + 44.70m + 44.70m | | |
| 橋脚高さ | P1=8.30m, P2=8.30m | | |
| 橋台高さ | A1=7.97m, A2=6.59m | | |



2.2 支承のモデル化

本検討では対象橋梁の支承部の条件を変化させて耐震性能の比較を行う.支承部の条件として剛結(F),一般的な(高摩擦)すべり支承(Sh),テフロン系(以後これを中摩擦と呼ぶ)すべり支承(Sm),低摩擦すべり支承(SI)を用いる.各モデルの支承条件及び摩擦係数を表-2に示す.モデル1あるいはモデル2を既設橋梁に見立てており,ひとつの橋脚を固定,それ以外の支承は中摩擦すべり支承とした.モデル3,4,5はすべての支承にそれぞれ,低摩擦,中摩擦,高摩擦すべり支承を使用している.モデル6,7は橋台に高摩擦すべり支承を配し,橋脚上にそれぞれ中摩擦、低摩擦支承を配したモデルである.

すべり支承は,ばね要素によって復元力を与え,力学特性は 図-3に示すように剛塑性に近い骨格曲線を持ったバイリニア 型とする.なお,すべり支承の厳密な履歴曲線を用いた解析は 文献7)において行っており,桁の残留変位に違いが現れること を確認しているが,バイリニアは安全側の仮定であり,ここで はこれを用いた.また,図-3のk1,k2は3種類のすべり支承

表 - 2 支承条件

(a) 解析モデル

| | A1 | P1 | P2 | A2 |
|-------|----|----|----|----|
| モデル 1 | Sm | Sm | F | Sm |
| モデル 2 | Sm | Sm | Sm | F |
| モデル 3 | Sl | Sl | Sl | Sl |
| モデル4 | Sm | Sm | Sm | Sm |
| モデル 5 | Sh | Sh | Sh | Sh |
| モデル6 | Sh | Sm | Sm | Sh |
| モデル 7 | Sh | Sl | Sl | Sh |

(b) 各支承の摩擦係数

| | 支承の種類 | 摩擦係数 |
|----|----------|------|
| Sh | 高摩擦すべり支承 | 0.4 |
| Sm | 中摩擦すべり支承 | 0.1 |
| Sl | 低摩擦すべり支承 | 0.02 |
| F | 固定 | - |



図 - 3 すべり支承の履歴特性

のすべてに対し同じ値とする.降伏荷重(摩擦力)は予め自重 解析を行い,各支承部に作用する初期鉛直力を求め,桁橋にお ける鉛直力の変動は小さいとして,(初期鉛直力)×(動摩擦 係数)として設定した.

2.3 解析条件

時刻歴応答解析における数値積分法には、Newmark 法(=1/4)を用い,積分時間間隔を0.001秒とした.また,本検討で使用した解析コードは,汎用解析コードRESP-Tである.

本検討では過度な減衰が付加されないように^{10),11)},式(1) で表される,部材別剛性比例型粘性減衰マトリックスを用いた¹²⁾.

$$C = \sum_{j=1}^{N} \gamma_{j} k_{j} = \sum_{j=1}^{N} \frac{2h_{j}}{\omega_{1}} k_{j}$$
(1)

C :減衰マトリックス

- γ_j : j 番目の構造要素の比例定数
- k_j :j要素の要素剛性マトリックス
- *h*;:j要素の減衰定数
- ω_1 : 1次の固有円振動数 (rad/sec)
- N :全要素

ここで,各構造要素の減衰定数は桁3%,橋脚・橋台5%, 支承0%,基礎20%とした.

部材別減衰定数評価による減衰マトリックスでは,それぞれ の部材の減衰が直接に反映され,各部材はそれぞれの減衰定数 に支配される.したがって,本検討のようにすべり支承の減衰 定数を0とすると,すべり支承の初期剛性が大きな値となるよ うな場合にも過度な減衰が作用しなくなる.

また ₁は,初期剛性を用いた固有振動解析を行い,その1次 固有円振動数を採用した.

3. 解析対象橋梁の固有値計算結果の考察

各モデルの固有周期計算結果から,橋軸方向変位モードと鉛 直方向変位モード別に,有効質量比の最も大きな固有周期を選 ぶと表-3のようになる.モデル3~7では,支承の初期剛性 (10^kkN/m)を用いて固有値解析を行った結果,すべて固有周期が 等しくなったので表には載せていない.

モデル3はモデル1に対して周期が短くなる傾向にあるが,支 承の影響は当然のことながら橋軸方向が顕著である.モデル2 とモデル1の差は固定支承の位置の違いから来ているが,固定 支承が桁端にある方が橋軸方向には長周期化し,鉛直方向には 短周期化している.しかしながら,計算上の固有周期の差は最 大7%程度であり,構造全体としての固有周期は振動性状はそ れほど違いがないと言える.

| | - Is | | テデルの | |
|------------------|-----------------------|--|------|--|
| の数値はモデル1の値に対する比) | | | | |
| 7 5- 27 | 早越て一下の回行向期の比較(半位秒,拍弧内 | | | |

占城エードの田右国期の比較(単位秒) 任初市

| 変位モード | モデル 1 | モデル 2 | モデル3 |
|----------|-------|---------|---------|
| 棒勈亡向 | 0.541 | 0.577 | 0.510 |
| 「同甲田ノフ」リ | (1) | (1.067) | (0.942) |
| 织古亡向 | 0.530 | 0.497 | 0.514 |
| 如且刀凹 | (1) | (0.938) | (0.970) |

4. 対象橋梁のレベル2地震動に対する耐震性検討

低摩擦すべり支承を有する連続桁橋が兵庫県南部地震レベ ルの地震にも,耐震性を確保できるか検討するため,地震応答 解析を行う.本検討では地盤は 種地盤と想定し,入力地震動 は,レベル2地震動の標準波形として道路橋示方書に示されて いるJR西日本鷹取駅地盤上NS成分波(Type - -1,最大加速 度:6.87m/s²)を用いた.入力地震動の時刻歴を図-4に示す.



4.1 時刻歴応答変位による比較

図 - 5 に主なモデルの桁(中央径間中央点)とP2橋脚天端の 時刻歴応答変位を示す.モデル1は桁と橋脚P2間を固定支承と しているため,桁と橋脚の変位はほぼ一致している.モデル2 はモデル1と固定支承の位置が違うのみであるため,桁の変位 は類似した挙動を示した.

すべり支承のみを設置した場合,摩擦が切れると桁の残留変 位が大きくなる.モデル3,4,5を比較すると,すべり支承 の摩擦力が大きくなるにつれ,桁の変位を低減させることがで きるが,橋脚の変位は慣性力が大きくなるため,逆に増大する ことが分かる.



図-5 桁とP2橋脚天端の時刻歴応答変位

4.2 橋脚基部の曲げモーメントと曲率による比較

前節同様モデル1、3,4,5を例に考察する.鉄筋量が多 いP2橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係を図-6に示 す.モデル1のP2(固定部)橋脚基部では、大きな曲げモーメン トが生じているのに対し、すべり支承部では応答が低減されて おり,低摩擦すべり支承を有するモデル3の最大曲率はモデル 1(固定部)の0.9%、モデル4(中摩擦すべり支承)の59%、 モデル5(高摩擦すべり支承)の12%にそれぞれ低減されてい る.

ところで,橋脚の基部に発生する曲げモーメントの主な要因 は,支承から伝達される力による曲げモーメントと,橋脚自身 に作用する慣性力による曲げモーメントの2つに分類される.



P 2 橋脚では、モデル3の摩擦力は115kN、モデル4では 574kN、モデル5では2297kNとなり、また、橋脚の高さが約6.5m であるため、摩擦力による橋脚基部の曲げモーメントはそれぞ れ748kNm、3731kNm、14930kNmとなる.モデル3では、これは最 大曲げモーメントの12%にしか過ぎず、残りの88%は橋脚自身に 作用する慣性力による曲げモーメントである.つまり、実橋梁 では、低摩擦すべり支承を有する橋梁は、橋脚に作用する慣性 力による曲げモーメントが支配的となるといえる.

一方,モデル4での摩擦力による橋脚基部の曲げモーメント は最大曲げモーメントの43%,モデル5では89%に達し,摩擦 力を上げることにより上部構造からの慣性力による曲げモー メントが支配的になってくることがわかる.

4.3 加速度による比較

図 7に桁(中央径間中央点)の最大加速度を示す.固定支 承を持つモデル1,2に比べ,全支承がすべり支承であるモデ ル3~7は桁最大加速度が小さく,特にモデル3はモデル1,2 の約20%まで低減している.また,すべり支承の摩擦力が大き くなるにつれ,加速度が増加しているのが分かる.これは,地 震時に桁には摩擦力以上の地震エネルギーが伝達されないた めである.このことと,図-5に示す各モデルの桁変位とを合 わせて考えれば,摩擦係数が小さいほど,桁は早い段階から独 自にすべり振動を行いその加速度は大きくならず,したがって, 桁端における衝突力も小さくなると予想される.

図 - 8 に橋脚・橋台天端の最大加速度を示す.モデル1の橋脚P2,モデル2の橋台A2は他のモデルの橋脚・橋台と比べて加速度が小さくなっている.これは,固定支点を有する橋脚・橋台では桁と一体的に挙動し橋脚・橋台の塑性化の影響もあって,すべり支承を有して単体的に振動する橋脚・橋台と比べて長周期になるためである.すなわち,すべり支承を有する



橋脚・橋台では,桁とは独自の短周期運動を行い,加速度も大きくなる.橋脚・橋台の加速度が大きくなっても支える質量が小さければ,慣性力は小さくなり,したがって断面力は小さくなることは,前節で考察したとおりである.

5. 桁の変位制御対策とその結果

前章までに,低摩擦すべり支承を用いた連続桁橋では,橋脚 基部の曲げモーメントを低減できることを示したが,その一方 で,桁の変位応答が大きいため,桁端と橋台との衝突,あるい は落橋の危険性が増すことになる.変位制御対策としては,模 型実験^{7,9}でも実証したように,以下のような方法がある.

緩衝材による変位制御策

橋台部の遊間を常時や震度法レベルの変位に設定し,大地震 時には桁端と緩衝材を設置した橋台部とを衝突させ,上部構造 の応答変位を制御する方法である.緩衝材として,ゴム製緩衝 材やエネルギー吸収能力を高めた積層繊維ゴム緩衝材,ゴム鋼 併用型緩衝材など色々な緩衝材が開発されている.

ダンパーによる変位制御策

橋台と桁をダンパーで連結し,減衰能力を高めることで,桁 の変位を制御する.ただし,ダンパーの最大ストローク内に変 位を収める必要がある.

ここでは,の対策を行うこととして,動的解析を実施する.

5.1 ダンパーのモデル化

ダンパーを設置し,桁の変位制御を行うが,桁と橋脚を連結 すると,ダンパーにより橋脚に力が伝達され橋脚の断面力が上 昇するため得策ではなく,A1,A2橋台部にのみダンパーを設置 する.ダンパーは例えば,摩擦履歴型ダンパーを用いる¹³⁾.摩 擦履歴型ダンパーとは例えば,内部に封入された特殊な充填材 とピストンによって形成されるオリフィスの抵抗力から,摩擦 型の履歴を実現する装置である.解析においてダンパーは,バ イリニア型復元力特性を有するばね要素によって復元力を与 えられる.また,橋台1基あたりのダンパーの抵抗力を500kN きざみで変化させて計算を行う.

5.2 桁の応答変位低減効果の検討

図 9にダンパーの抵抗力(橋台1基あたり)による桁の最 大変位(移動量)の変化を示す.ダンパーは製品ごとに最大スト ロークが規定されており,ここでは既製品を参考にして最大ス トロークを±25cmと仮定して,桁の応答変位をこの値以下に抑 えることを考える.図からわかるように,最大ストローク内に 変位を納めるには,モデル5では抵抗力500kNで達成されるが, モデル6では2000kN,モデル4,7では2500kN、モデル3では 3500kNが必要になっている.このように,すべり支承の摩擦係 数が小さくなるにつれて,ダンパーの抵抗力をより大きくする ことが必要となる.さらに,両橋脚部に低摩擦すべり支承を有 するモデル3と7を比較した場合,モデル7のように両橋台部 の摩擦力を増大させることにより,両橋台部で合計2000kN以上 もダンパー抵抗力を小さくできることも分かる.



図 9 ダンパーの抵抗力による桁の最大変位の変化 (0.25mにおける直線は仮定した許容変位量を示す)

5.3 桁の加速度,橋脚・橋台の曲率への影響

図 - 10にモデル3と7におけるダンパーの抵抗力の変化に よる桁の最大加速度の推移を示す.ダンパーの抵抗力にほぼ比 例する形で,桁の最大加速度が増大している.最大ストローク の25cm以内に変位が抑制されるダンパー抵抗力は,モデル3が 3500kN,モデル7が2500kNであったが,これらの場合,桁の最 大加速度はモデル3で6.3m/s²,モデル7で5.1m/s²となっている. これはモデル1の最大加速度のそれぞれ90%,73%であり,ダ ンパーを設置したことにより桁の加速度は必ずしも増えるわ けではなく,この場合はむしろ減少していることがわかる.

図 - 11と図 12にモデル3と7の,ダンパーの抵抗力による 橋台基部と橋脚基部の最大曲率の変化を示す.橋台部ではダン パーの抵抗力が増大するのに比例して最大曲率も増大してい るのが分かる.これは,ダンパーの抵抗力が橋台に作用し,摩 擦力以上の力が伝達されるからである.ところがダンパーの有 無や抵抗力に関わらず,橋脚基部の最大曲率はほぼ同じ値を示 している.このように,ダンパーの抵抗力による下部構造基部



図 10 ダンパーの抵抗力による桁の最大加速度の推移







図 - 12 ダンパー抵抗力による橋脚基部の最大曲率の推移

の曲率増加には注意を要し,影響の少ない下部構造を選択すべきである.

6. 結論

本研究で提案する低摩擦すべり支承を有する橋梁では支承 ですべりが発生するため,一般に以下の特徴を有する.

地震力が桁と橋脚間で伝達されず,桁と橋脚がいわば縁を切った状態になるため,固定支承を有する連続桁と比較し,橋脚の曲げモーメント・せん断力が低減される.すなわち,低摩擦すべり支承を有する橋脚では,橋脚自身に作用する慣性力による断面力が支配的となる.

支承部ですべりが発生した後,桁は独自の振動を行うため, 桁の応答変位とともに,残留変位が大きくなる可能性がある. したがって,入力地震動の大きさによっては桁の変位を制御す るデバイスなどの設置が必要となることが予想される.

本文では,実橋レベルで上述のことを確認し,それに対する 対策の有効性を検証するために,以下のことを行った.すなわ ち,1点固定の連続桁橋と,摩擦係数の異なるすべり支承を組 み合わせた連続桁橋の合計7モデルについて地震応答解析を 実施し,低摩擦すべり支承を有する連続桁橋の地震時挙動を明 らかにするとともに,耐震面からの優位性を明らかにした.次 いで,応答変位制御策としての桁端ダンパーの有効性について 検証を行った.それらにより得られた知見をまとめると以下の ようである.

1)摩擦係数の大きいすべり支承と小さいすべり支承を併用す ることで,桁の応答を低減できることが分かった.

2)低摩擦すべり支承を有する連続桁橋の桁端にダンパーを用 いることで桁の応答変位を制御できることが分かった.また, 摩擦係数の比較的大きいすべり支承を併用することによる変 位制御法とダンパーによる変位制御法の組み合わせにより,桁 の応答を大きく低減させることが可能であり,ダンパーの小型 化も期待できる.

3)ダンパーを設置する場合,ダンパーの抵抗力が下部構造に作 用し,摩擦力以上の力が伝達されるため,ダンパーを設置する 場合は橋脚にではなく,相対的に剛な橋台の方に設置するのが よい.その際,当然ながらダンパーを設置しない橋脚にはダン パーの影響は生じない. 低摩擦すべり支承を有する橋梁を新設する場合には,摩擦力 に見合った橋脚・橋台断面を設計すればよく,従来の橋脚に比 べてコスト縮減が期待される.既設橋梁の耐震補強の場合には, 橋脚・橋台の耐力に見合った摩擦係数のすべり支承を選べば, 橋脚自体の補強を要しない有効な耐震性向上策が可能となる う.特に河川橋梁などで,水中に橋脚が設置されている場合 などは橋脚自体の補強を必要としないメリットは大きい.

最後に,ダンパーを設置しない場合には,桁端と橋台の衝突 が懸念される.これに関しては,桁端に配置される緩衝装置や 桁の補強によって解決できると考えているが,緩衝材の設計や 桁端補強の具体的な提案については,更なる研究が必要であり, 今後の課題としたい.

謝辞

本研究は,(独)防災科学技術研究所が進める,「実大三次元 震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を活用した国内外共同モ デル研究」の橋梁耐震実験研究の援助(2005年度)にて実施した. ここに記して謝意を表する.また,本研究は,オイレス工業(株) と九州大学の共同研究(2003,2005年度)としても実施している ことを付記する.実験に関しては,本学技術職員山崎智彦氏の 協力を得た.記して謝意を表する.

参考文献

- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, ∨. 耐震設計 編,1996.12.
- 2) 友澤武昭,星谷勝,矢部正明:オールフリー支持形式の多径間 連続高架橋への実用化に関する基礎的な検討,構造工学論 文集, Vol.46A, pp.985-996,2000.3.
- 3) 岡本晋,深沢泰晴,藤井俊二,尾崎大輔:すべり式免震システムを有する橋梁の地震時挙動特性,土木学会論文集, No.513/ -31, pp.191-200,1995.4.
- 玉木利裕,小川一志,河東鎬,鵜野禎史,比志島康久:摩擦 減衰型免震装置の摩擦特性に関する実験的検討,鋼構造年次

論文報告集第7巻, pp.89-94, 1999.11.

- 5) 橋本晃,勝谷康之,水田洋司,荒木秀郎:積層ゴムすべり 支承の減衰効果,土木学会第59年次講演会概要集, pp.791-792,2004.9.
- 6) 金治英貞,高田佳彦,鈴木直人,美濃智広,東谷修,大濱 浩二:長大ゲルバートラス橋の損傷制御耐震補強策と応答低 減効果,地震工学論文集, Vol.27,論文番号278(全8頁), 2003.12.
- 7)大塚久哲,田中弘紀,横川英彰,金山,清水晋作,夏青:低摩擦 すべり支承を有する連続桁橋の耐震性に関する一考察,構造 工学論文集,Vol.51A,pp.613-620,2005.3
- 8)大塚久哲,清水晋作,田中弘紀,横川英彰:低摩擦すべり支承 を用いた連続桁橋の耐震性向上策の提案,地震工学論文集 (CD-ROM), Vol.28,論文番号147(全10頁),2005.8
- 5) 大塚久哲,田中弘紀,山崎智彦,西田壮宏:低摩擦すべり支 承を有する3径間連続桁橋の振動台実験,第12回地震工学シ ンポジウム論文集(CD-ROM),論文番号223, pp.998-1001, 2006.11
- 10) 監崎達也,伊津野和行: すべり摩擦型免震支承のモデル化 における初期剛性と減衰の与え方に関する検討,第26回地震 工学研究発表会講演論文集, pp.1073-1076, 2001.8
- 11) 矢田部浩, 運上茂樹: すべり系免震支承の摩擦履歴モデル の初期剛性と減衰タイプの違いが地震応答に与える影響,地 震工学論文集(CD-ROM), Vol.27,論文番号262(全4頁), 2003.12.
- 12) RESP-T 理論マニュアル,構造計画研究所
- 13) 斉藤次朗,佐藤英和,横川英彰,宇野裕惠,牧口豊,下田 郁夫:摩擦履歴型ダンパーの適用とその実例,第6回地震時 保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシン ポジウム講演論文集,pp.133-138,2003.1.

(2006年9月12日受付)