

変位制限構造の遊間が橋梁の最大応答変位に及ぼす影響

The effects of the restrainer gap to the peak response displacement of the bridge

西岡勉*, 長沼敏彦**, 鈴木英之***, 野口二郎****, 西森孝三*****

Tsutomu Nishioka, Toshihiko Naganuma, Hideyuki Suzuki, Jiro Noguchi, Kozo Nishimori

*博(工), 阪神高速道路公団, 工務部 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

**Dr. Eng. Sci., 阪神高速道路公団, 工務部 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

***修(工), 阪神高速道路公団, 大阪管理部 (〒555-0032 大阪市西淀川区大和田 1-1-4)

****博(工), 総合技術コンサルタント (〒533-0033 大阪市東淀川区東中島 3-5-9)

*****理学, 総合技術コンサルタント (〒533-0033 大阪市東淀川区東中島 3-5-9)

The purpose of this paper is to study the effects of the restrainer gap to the peak response displacement (PRD) of the bridge. The target bridge is the existing Nielsen arch bridge that has bearings vulnerable to strong earthquake ground motion and needs seismic retrofit. The restrainer and the stool with the sliding plate on the top are proposed to be installed between the steel column and the superstructure as the backup bearing in case of the existing bearing failure. The seismic response analysis is conducted considering the existing bearing failure. The study shows that the larger the restrainer gaps are, the smaller the PRD's of the steel columns are and that in the longitudinal direction the PRD of the superstructure has the local minimal value as the restrainer gap increases.

Key Words: bearing failure, restrainer, gap, peak response displacement

キーワード: 支承損傷, 変位制限構造, 遊間, 最大応答変位

1. はじめに

兵庫県南部地震による橋梁の甚大な被害を受け, 既設道路橋の耐震補強対策が進められている。補強対策は, まず橋脚の耐震補強工事が開始され, 次に, 支承, 落橋防止構造などの橋梁上部構造の耐震補強工事が実施されている。一般橋梁の対策は順次進められているが, 長大橋や海上・河川内に位置するなど施工条件の厳しい橋梁は, その対策に多大の費用を要することから速やかな対策が進んでいない状況である。

兵庫県南部地震における長大橋の被災を見ると, 支承, 伸縮継手, 耐震連結装置などに損傷が生じており¹⁾, 例えば, 阪神高速道路では, 西宮港大橋(ニールセンアーチ橋)のピボット支承の上沓の割れ, 六甲アイランド橋(ローゼアーチ橋)のピボットローラー支承の橋軸直角方向への損傷とそれに伴うアーチ桁の支承からの脱落, 東神戸大橋(斜張橋)の端部ウィンド沓の上沓セットボルトの破断, ペンデル支承の損傷による伸縮継手部の大きな段差などの被災事例が見られる²⁾。

上記の被災事例から判断して兵庫県南部地震以前に建設された他の既設長大橋においても, レベル2地震動に対して支承が損傷する可能性が高いと考えられる。しかし, 長大橋の支承は, 一般に大反力を支持しており, その規模

が大きく, レベル2地震動に対して所定の性能を満足する支承への取替は, その対策費用, 施工上の観点から速やかな実施が困難な状況である。

そこで, 長大橋の既設支承を道路橋示方書V耐震設計編(以下, 道示と略す。)³⁾で規定されるタイプA支承とみなし, レベル2地震動により生じる上部構造からの水平力に対して, 既設支承と補完し合って抵抗する変位制限構造を設置する耐震補強対策が考えられている。道示における変位制限構造は, 支承が損傷した場合に速やかに作動して上下部構造間の相対変位が過大とならないように設置するものであり, 支承の移動可能量よりわずかに大きい遊間を確保するように設計される³⁾。しかし, 長大アーチ橋など桁かかり長が比較的大きい場合には, 上下部構造間の相対変位が数十cm生じても落橋の可能性は低く, 変位制限構造の遊間を支承の移動可能量よりも大きく取り, 支承損傷後の上下部構造間のすべり免震やすべりによる摩擦減衰に期待し, 上部構造や橋脚の損傷を軽減させる支承ヒューズの考え方がある。

本研究は, 既設ニールセンアーチ橋の耐震補強対策を念頭に, レベル2地震動に対してタイプA支承とみなした既設支承が損傷し, 変位制限構造が作動する場合に変位制限構造の遊間が橋梁の地震時挙動に及ぼす影響を調べることを目的とする。

変位制限構造が作動する場合の橋梁の地震応答解析を行うには、支承の損傷を考慮した支承の力学モデルを用いる必要がある。矢部ら⁴⁾は、鋼製の固定支承を降伏耐力で降伏するバイリニア型で、また、鋼製の可動支承を、移動可能量を考慮したバイリニア型でモデル化し、桁間衝突の問題を検討している。家村ら⁵⁾は、鋼製の可動支承を可動範囲内で動摩擦力が作用し、移動可能量を越えた場合に移動制限装置による拘束力が作用する力学モデルとし、実際に被災した橋梁の被害メカニズムの解明を試みている。移動制限装置による拘束力は、可動支承が固定化する状態を想定した線形ばねや降伏耐力で降伏するバイリニアモデルを仮定している。梶田ら⁶⁾は、支承損傷後の上下部構造間の動摩擦力を支承の降伏耐力相当でなく、ある想定した摩擦係数のクーロン摩擦力で作用するモデルを提案し、連続高架橋の応答性状と落橋防止装置の有効性などを検討している。しかし、支承の損傷形態によっては、損傷した支承が上部構造へくい込むなどして可動支承が固定化する可能性もあり、支承損傷後の橋梁上下部構造間に作用する力のある一定の動摩擦力と仮定したモデルは、必ずしも損傷後の支承の実挙動を反映したモデルとならない場合がある。

本研究では、変位制限構造とすべり支承を有する段差防止構造の組み合わせを機能分離型の控えの支承として上下部構造間に設置する耐震補強対策を提案する。支承が損傷した場合、段差防止構造により鉛直支持機能を保持することで、損傷した支承が上部構造へくい込む状態や支承部材どうしがロックする状態も回避可能と考えられる。支承損傷後に上部構造のすべての鉛直荷重を段差防止構造が支持し、同構造上面のすべり支承ですべりが生じると仮定し、ここでは、支承損傷後にある想定した動摩擦力が作用するとして梶田ら⁶⁾の支承载力学モデルを用いて対象橋梁の地震応答解析を行う。控えの支承構造の設計条件である変位制限構造の遊間、段差防止構造上面のすべり支承の摩擦係数が対象橋梁の最大応答変位に及ぼす影響を橋軸方向および橋軸直角方向に対してパラメータ解析により調べる。

2. 対象橋梁と耐震補強対策

対象とした橋梁は、図-1(a)に示す橋長 160m のニールセンアーチ下路橋である。下部構造は、図-1(b)に示す鋼管矢板基礎を有する鋼製ラーメン橋脚で、1 橋脚当たり 2 つの既設支承で上部構造を支持している。支承条件は固定・可動の 1 点固定方式で、固定支承が図-2(a)に示すピボット支承、可動支承が図-2(b)に示すピボットローラー支承である。耐震補強対策として、図-3 に示すように既設支承をタイプ A 支承とみなし、レベル 2 地震動に対して支承機能を補完する変位制限構造とすべり支承を有する段差防止構造からなる機能分離型の控えの支承をニールセンアーチの端横桁と鋼製橋脚の上層はりの間に設置する。レベル 2 地震動に対して既設のピボット支承またはピボットローラー

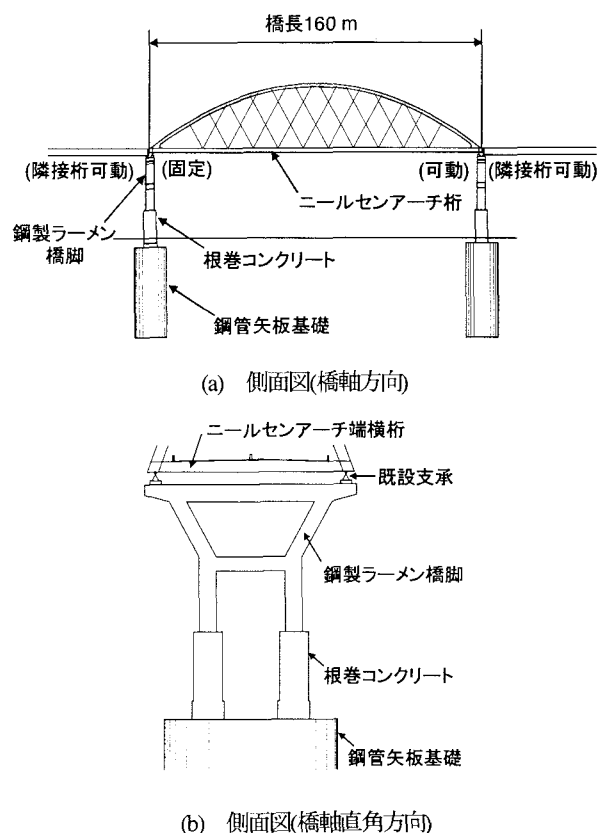


図-1 対象としたニールセンアーチ橋

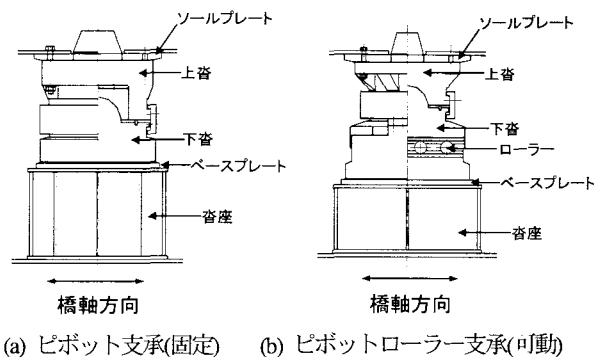


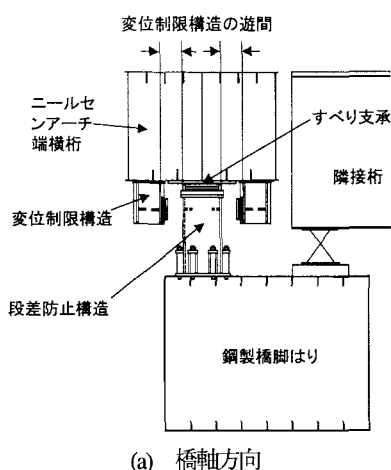
図-2 既設支承の構造図

支承が損傷すると、段差防止構造上面のすべり支承が鉛直支持機能を担い、上部構造の慣性力により上下部構造間にすべりが生じ、変位制限構造の遊間に応じて同構造が作動するシステムである。変位制限構造は、図-3 に示したように橋軸方向および橋軸直角方向それぞれに設置する。

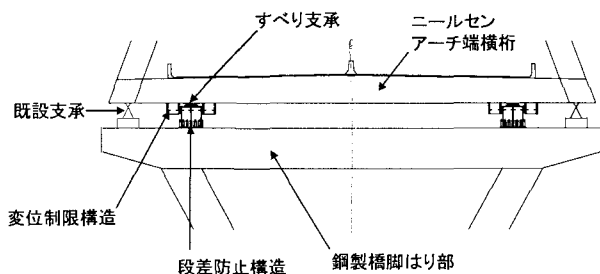
3. 橋軸方向の解析

3.1 解析条件

橋軸方向の解析モデルは、図-4 に示す骨組みモデルである。図-1 に示した隣接桁は両橋脚とも支承条件が可動であり、橋脚に作用する隣接桁の鉛直荷重は両橋脚とも対象橋梁の鉛直荷重の 1/3 程度である。隣接桁の慣性力がその可動支承の摩擦力を介して対象橋梁の地震時挙動に影響す



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-3 変位制限構造とすべり支承を上面に有する段差防止構造

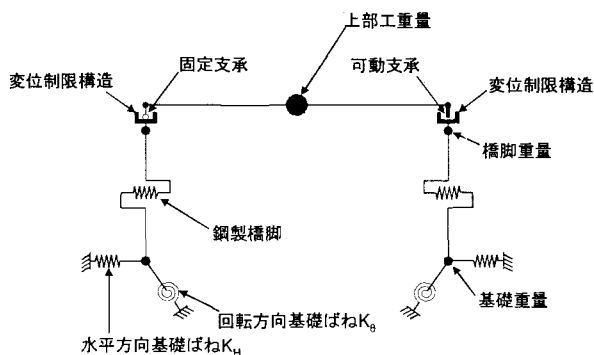


図-4 橋軸方向の解析モデル

る可能性があるが、ここでは、対象橋梁の支承と控えの支承構造に着目するため解析モデルを単純化し、隣接桁の影響は考慮していない。鋼管矢板基礎はスウェイとロッキングを考慮し、水平方向および回転方向の線形ばね(それぞれ、 K_H 、 K_θ)でモデル化した。鋼製橋脚は、図-5に示す移動硬化則のバイリニアモデルとし、鋼製橋脚のプッシュオーバー解析からそれぞれ、固定・可動側橋脚の降伏水平変位 $\delta_{PF,y}$ ・ $\delta_{PM,y}$ 、降伏水平耐力 $H_{PF,y}$ ・ $H_{PM,y}$ 、許容水平変位 $\delta_{PF,a}$ ・ $\delta_{PM,a}$ 、および許容水平耐力 $H_{PF,a}$ ・ $H_{PM,a}$ を設定した。プッシュオーバー解析による固定・可動側橋脚の橋脚頂部の水平変位－水平荷重の関係を図-6に示す。建設当初、固定・可動の条件で設計されているため、許容水平耐力で $H_{PF,a} > H_{PM,a}$ 、許容水平変位で $\delta_{PF,a} > \delta_{PM,a}$ となっている。

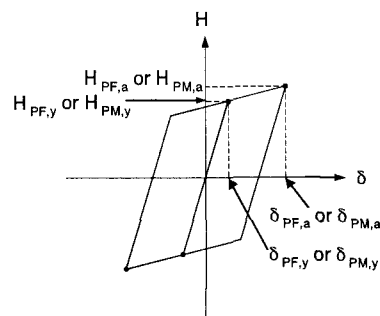


図-5 鋼製橋脚の解析モデル

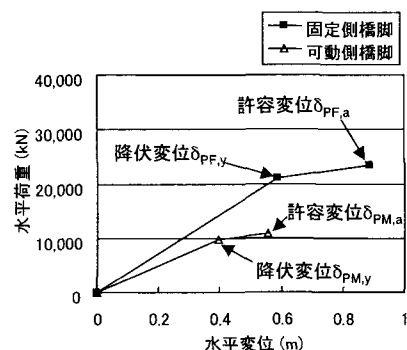


図-6 橋脚頂部の水平変位－水平荷重関係 (橋軸方向)

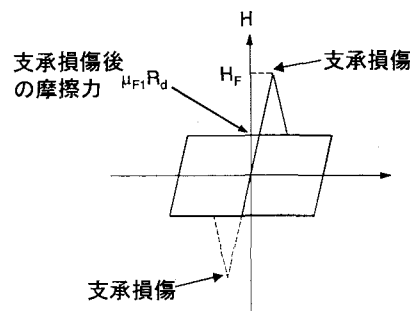


図-7 固定支承の解析モデル

固定支承は、支承を構成する部材のそれぞれの降伏水平耐力の内、最も小さい耐力を固定支承の水平耐力 H_F とし、固定支承の反力が H_F を超過し、支承が損傷した後に上下部構造間にクーロン摩擦力(段差防止構造上面のすべり支承の摩擦係数 μ_{F1} ×支承の鉛直反力 R_d)が作用するものとしてモデル化した⁹⁾。固定支承の解析モデルを図-7に示す。なお、動摩擦力が作用する前の静止摩擦力は考慮していない。一方、可動支承は、可動範囲内で損傷前の摩擦係数 μ_{M0} によるクーロン摩擦力が作用し、移動可能量を越え、可動支承が損傷すると(可動支承の水平耐力 H_M)、段差防止構造上面のすべり支承の摩擦係数 μ_{M1} によるクーロン摩擦力が作用するものとした⁹⁾。可動支承の解析モデルを図-8に示す。固定・可動支承の構成部材の橋軸方向の降伏水平耐力を表-1に示す。表-1 から $H_F = 9,000\text{kN} (= 8,800\text{kN}) \times 2 =$

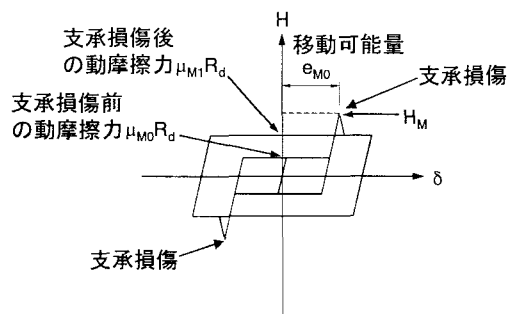


図-8 可動支承の解析モデル

表-1 固定・可動支承の構成部材の橋軸方向の降伏水平耐力

構成部材	照査内容	降伏水平耐力(kN)	
		固定支承	可動支承
ソールプレート	溶接部せん断	13,800	5,800
上沓	上沓突起部せん断	31,000	14,100
下沓	上沓・下沓間の支圧	27,500	24,000
	溶接部せん断	8,800	9,500
	移動制限装置せん断	—	6,300
ベースプレート	溶接部せん断	13,300	3,900
沓座	溶接部せん断	8,900	2,600

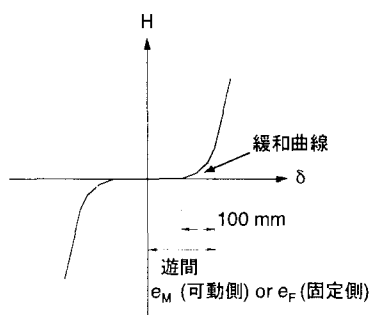


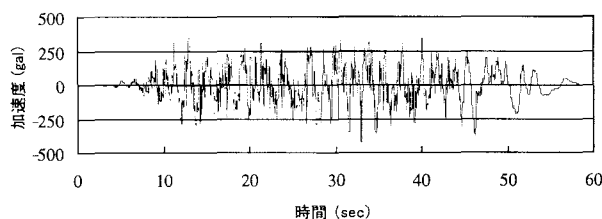
図-9 変位制限構造の解析モデル

18,000kN (2 支承分), $H_M = 3,000\text{kN} (\approx 2,600\text{kN}) \times 2 = 6,000\text{kN}$ (2 支承分) に設定した。なお、固定支承モデルの損傷前の剛性および可動支承モデルの移動可能量を超えてからの剛性は、橋脚と支承を固定とした場合の 1 次の固有周期との差が 1% 以内となるように、固定側橋脚の 1 次剛性の約 50 倍に設定した。固定・可動支承のクーロン摩擦モデルの除荷・載荷勾配も同じ剛性を用いた。これにより後述する積分時間間隔で安定した解析解が得られるようにした。

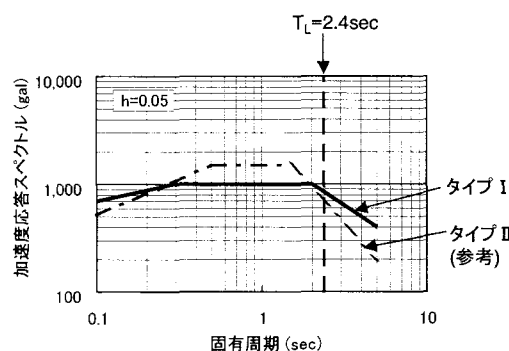
変位制限構造は、図-9 に示すように、上下部構造間の相対変位が設定した遊間を越えると拘束力が作用するモデルとした。変位制限構造の拘束力を表す剛性も支承モデルと同じ剛性とした。なお、剛性が 0 から大きな値に変化することにより衝撃的な作用力が生じることを緩和するために、ゴム系緩衝装置の設置を想定し、潤田らの研究⁸⁾を参考に遊間の 100mm 手前に緩和曲線を設定した。ゴム系

表-2 橋軸方向の解析ケース

Case	変位制限構造の遊間 (m)		段差防止構造上面のすべり支承の摩擦係数 (可動支承損傷前はローラー支承の摩擦係数)	
	固定側 e_F	可動側 e_M	固定側 (支承損傷後 μ_{Fi})	可動側 (支承損傷前 μ_{M0} → 後 μ_{Mi})
L1~L4	0	0.2, 0.3, 0.4, 0.5	0.2	0.05 → 0.2
L5~L8	0.1			
L9~L12	0.2			
L13~L16	0.3			
L17~L27	0~1 (0.1 刻み)	∞		
L28~L35	0.1	0.3	0.05~0.4 (0.05 刻み)	0.05 → 0.05~0.4 (0.05 刻み)



(a) 加速度波形



(b) 加速度応答スペクトルと対象橋梁の 1 次の固有周期

図-10 入力地震動 (橋軸方向)

緩衝装置の履歴減衰は考慮していない。

橋軸方向の解析ケースを表-2 に示す。着目するパラメータは、変位制限構造の遊間と段差防止構造上面のすべり支承の摩擦係数である。対象橋梁の桁かかり長 $S_E = 2.3\text{m}$ を考慮して、固定側変位制限構造の遊間を $e_F = 0 \sim 0.3\text{m}$ 、可動側変位制限構造の遊間を $e_M = 0.2 \sim 0.5\text{m}$ の範囲で、それぞれ 0.1m 刻みで変化させたケース (Case L1~L16)、変位制限構造の遊間を更に大きくし、 $e_F = 0 \sim 1\text{m}$ の範囲で 0.1m 刻みに変化させ、 $e_M = \infty$ (可動側変位制限構造なし) としたケース (Case L17~L27) を設定した。温度変化などにより設定された可動支承の移動可能量が $e_{M0} = 0.15\text{m}$ (片側) であることから、 $e_M \geq 0.2\text{m}$ としている。また、ピボットローラー支承の可動範囲内の摩擦係数 (支承損傷前) を $\mu_{M0} = 0.05$ とし、段差防止構造上面のすべり支承の摩擦係数 (支承損傷後) を $\mu_{Fi} = \mu_{Mi} = 0.05 \sim 0.4$ の範囲で 0.05 刻みに変化させたケース (Case L28~L35) を設定した。

入力地震動は、道示のタイプ I、Ⅲ種地盤の地震波 (I-Ⅲ-2) とした³⁾。対象橋梁がⅢ種地盤に位置すること、橋軸方向の 1 次の固有周期が $T_L = 2.4\text{sec}$ であり、タイプ II より

表-3 支承の最大反力、水平耐力と橋脚の許容水平耐力の比較

	固定側	可動側	備考
支承が健全と仮定した場合の最大支承反力(kN)	23,800	—	2支承分
支承の水平耐力 H_F, H_M (kN)	18,000	6,000	2支承分
鋼製橋脚の許容水平耐力 $H_{PF,a}, H_{PM,a}$ (kN)	23,400	10,800	$H_{PF,a} + H_{PM,a} = 34,200$

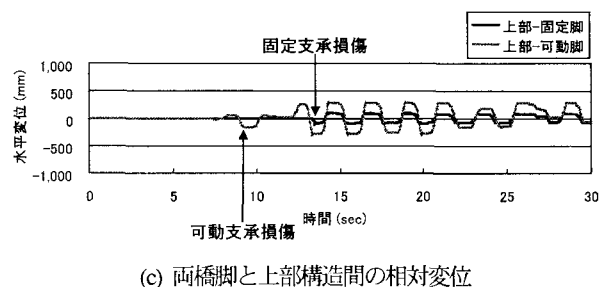
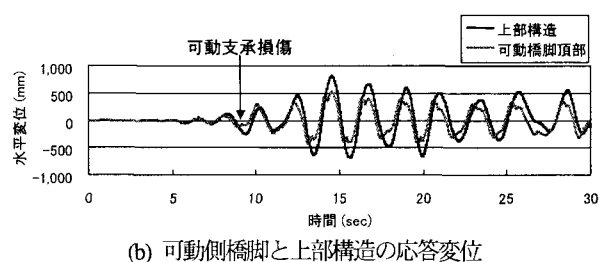
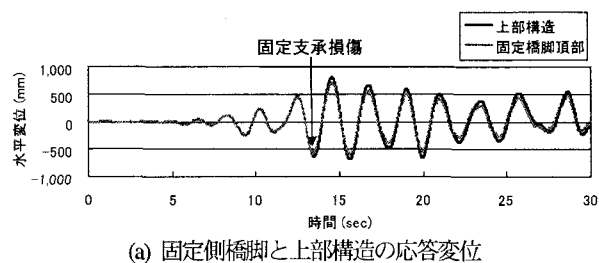


図-11 橋脚頂部、上部構造の応答変位と相対変位 (Case L6)

もタイプⅠ地震動の影響が大きいため、タイプⅠ地震動を用いることとした。入力地震動の加速度波形と振幅調整用の加速度応答スペクトルを図-10に示す。積分方法はニューマークβ法($\beta=1/4$)、時間間隔は1/5,000 secとした。減衰は、鋼製橋脚、固定・可動支承の非線形モデルの履歴減衰および要素別の初期剛性に対する剛性比例型の粘性減衰である。減衰定数は、橋脚単独モデルの線形解析結果を参考に、基礎、橋脚それぞれ、0.01, 0.001に設定した。また、高剛性を初期状態とする支承モデルの減衰定数を0とすると解析解が発散するので、前述した積分時間間隔で解析解が得られる範囲で、減衰定数を極力小さく設定することとし、0.001とした。支承モデルの減衰については、その合理的な設定法を今後検討していく必要がある。変位制限構造モデルの減衰定数は0とした。

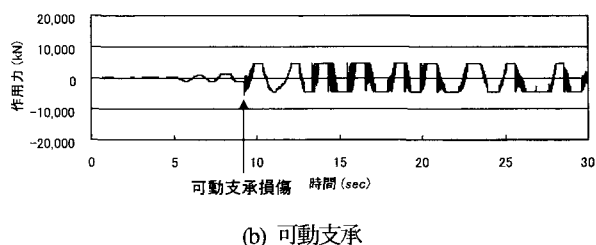
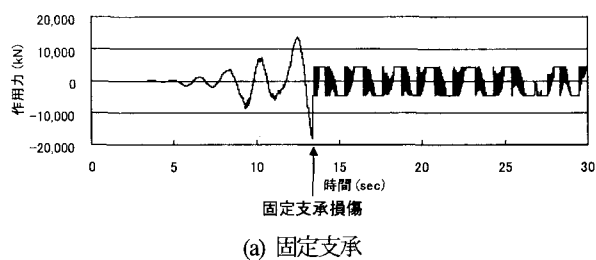


図-12 支承の作用力 (Case L6)

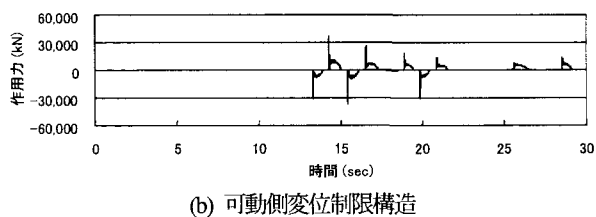
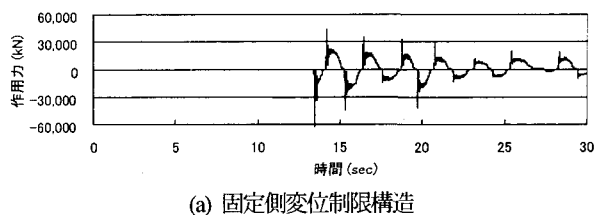
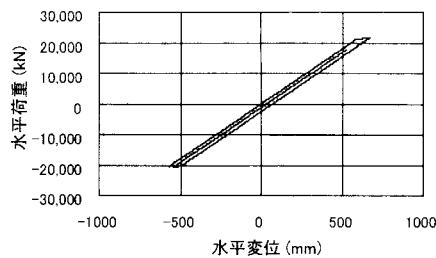


図-13 変位制限構造の作用力 (Case L6)

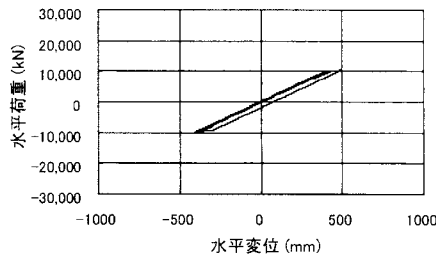
3.2 解析結果

はじめに、支承が健全である(固定支承の耐力が十分大きく、可動支承の移動可能性が十分大きい)と仮定した場合の固定支承の最大反力、固定・可動支承の水平耐力 H_F, H_M 、および鋼製橋脚の許容水平耐力 $H_{PF,a}, H_{PM,a}$ の比較を表-3に示す。支承が健全であるとした場合の固定支承の最大反力 23,800kN は、固定支承の水平耐力 $H_F=18,000$ kN を超過しており、支承損傷を考慮した地震応答解析では支承損傷が生じる。また、この固定支承の最大反力は、固定側橋脚の許容水平耐力 $H_{PF,a}=23,400$ kN も超過しており、支承損傷が生じないと仮定した場合、固定側橋脚単独では上部構造の慣性力を負担するだけの許容水平耐力を有していない。しかし、固定支承の最大反力は、固定・可動側橋脚の許容水平耐力の合計 $H_{PF,a} + H_{PM,a}=34,200$ kN より小さく、両橋脚に上部構造の慣性力を適切に分担させると、両橋脚とも図-10に示した地震動に対して必要な耐震性能を有する可能性がある。

解析結果の一例として、固定・可動側橋脚の最大応答変

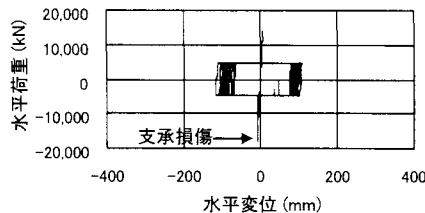


(a) 固定側橋脚

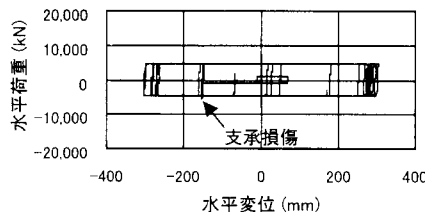


(b) 可動側橋脚

図-14 橋脚の応答履歴 (Case L6)



(a) 固定支承



(b) 可動支承

図-15 支承の応答履歴 (Case L6)

位が許容変位以内で、変位制限構造の遊間が小さい $e_F = 0.1\text{m}$, $e_M = 0.3\text{m}$, $\mu_F = \mu_M = 0.2$ の場合 (Case L6) の橋脚頂部、上部構造の応答変位と相対変位、支承の作用力、および変位制限構造の作用力の時刻歴図をそれぞれ、図-11, 12, 13 に示す。ここで用いた地震動では、9 秒付近で可動支承が損傷し、14 秒付近で固定支承が損傷する。可動支承の損傷後、上部構造・可動側橋脚間の相対変位は支承の移動可能量 0.15m を超えるが、可動側変位制限構造の遊間 $e_M = 0.3\text{m}$ 以下である。固定支承の損傷後、上部構造・固定側橋脚間に相対変位が生じ始めるが、固定側橋脚頂部と上部構造の相対変位も固定側変位制限構造の遊間 $e_F = 0.1\text{m}$ 以下である。固定・可動支承の作用力は、支承損傷後、動摩擦力となる。固定・可動支承の鉛直反力は、 $R_d = 22,500\text{kN}$ であり、 $\mu_F = \mu_M = 0.2$ の場合、動摩擦力は $\mu_F R_d = \mu_M R_d = 4,500\text{kN}$ で

ある。変位制限構造の作用力は、支承損傷後に生じ、同構造が高剛性のためパルス的な応答性状となっている。可動側変位制限構造の作動回数 (9 回) よりも固定側変位制限構造の作動回数 (15 回) が多いのは、 $e_M = 0.3\text{m}$ よりも $e_F = 0.1\text{m}$ が小さいためである。なお、変位制限構造の作用力は、固定・可動側とも図-6 に示した橋脚の許容水平耐力 $H_{PF,a}$, $H_{PM,a}$ を超過している。これは衝突により大きな加速度が生じ、橋脚自体の慣性力が大きくなるためであるが、橋脚を 1 質点モデルとしていることによりこの影響が大きくなっていると考えられる。変位制限構造の耐力設計については、本研究で扱わないこととするが、衝突による衝撃力を考慮した場合の同構造の耐力評価、弾塑性設計の可否、緩衝対策などを今後検討していく必要がある。橋脚、支承の応答履歴をそれぞれ、図-14, 15 に示す。固定・可動側橋脚とも弾性範囲を超え塑性化している。

(1) 最大応答変位に対する変位制限構造の遊間の影響

変位制限構造の遊間をパラメータとした Case L1-L16 の固定側橋脚頂部の最大応答変位 $\delta_{PF,max}$ を図-16 に示す。 e_F , e_M が大きくなると、段差防止構造上面のすべり支承の摩擦減衰により変位制限構造の作用力が小さくなり、 $\delta_{PF,max}$ は小さくなる。図-16 には、固定側橋脚の許容水平変位 $\delta_{PF,a}$ ($=0.89\text{m}$) と固定・可動側に変位制限構造がなく、支承損傷後に上部構造が段差防止構造上面のすべり支承で自由に滑ると仮定した場合の $\delta_{PF,max}$ ($=0.56\text{m}$) も示している。なお、 $\delta_{PF,max}$ は、 $\delta_{PF,a}$ と比較するため、基礎のスウェイとロッキングによる橋脚頂部の水平変位を除いている。 $e_F = 0.2\text{m}$ と $e_F = 0.3\text{m}$ の場合の $\delta_{PF,max}$ にほとんど差がなく、 $e_F \geq 0.2\text{m}$ になると固定側橋脚の最大応答変位に対する固定側変位制限構造の影響が小さくなる。さらに、 $e_F \geq 0.2\text{m}$, $e_M \geq 0.4\text{m}$ とすると、可動側変位制限構造の影響も小さくなり、両橋脚に変位制限構造がない場合の $\delta_{PF,max}$ ($=0.56\text{m}$) とほぼ一致する。一方、遊間が最も小さい (e_F, e_M) ($=0\text{m}, 0.2\text{m}$) (Case L1) の場合には、上部構造の慣性力が変位制限構造を介して固定側橋脚に伝わりやすくなるため、 $\delta_{PF,max} > \delta_{PF,a}$ ($=0.89\text{m}$) となる。

Case L1-L16 の可動側橋脚頂部の最大応答変位 $\delta_{PM,max}$ を図-17 に示す。 $\delta_{PF,max}$ と同様に e_F, e_M が大きくなると、 $\delta_{PM,max}$ も小さくなる。 $e_M \geq 0.4\text{m}$ とすると、両橋脚に変位制限構造がない場合の $\delta_{PM,max}$ ($=0.40\text{m}$) とほぼ一致する。一方、 $e_M = 0.2\text{m}$ の場合には、変位制限構造の遊間が小さく、変位制限構造から橋脚への作用力の影響が大きいため、 $\delta_{PM,max} > \delta_{PM,a}$ ($=0.55\text{m}$) となる。以上から、本解析例では、 $e_F = 0.2\text{m}$, $e_M = 0.4\text{m}$ とすると、両橋脚の最大応答変位を小さくすることができ、それぞれ、両橋脚の許容水平変位以下になる。

Case L1-L16 の上部構造の最大応答変位 $\delta_{G,max}$ を図-18 に示す。 $0\text{m} \leq e_F \leq 0.3\text{m}$, $0.2\text{m} \leq e_M \leq 0.5\text{m}$ の範囲では、 e_F, e_M が大きいほど、 $\delta_{G,max}$ は小さくなる傾向がある。図-18 には、両橋脚に変位制限構造がない場合の $\delta_{G,max}$ ($=0.84\text{m}$) も示している。 e_F, e_M が十分に大きくなると、 $\delta_{G,max}$ は 0.84m に致するはずであるが、Case L1-L16 の中で遊間が最も大

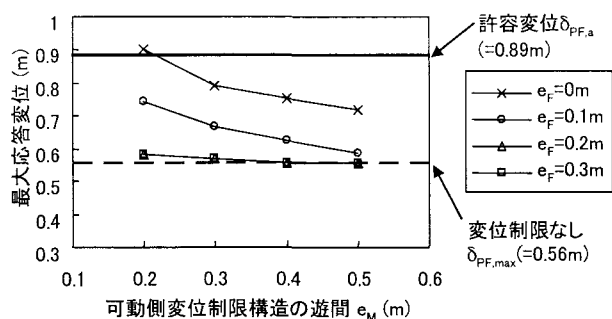


図-16 固定側橋脚頂部の最大応答変位 $\delta_{PF,max}$ (Case L1-L16)

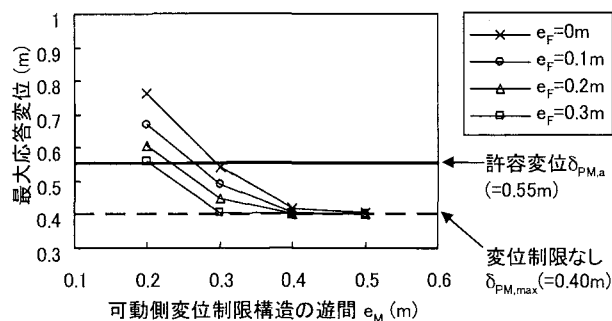


図-17 可動側橋脚頂部の最大応答変位 $\delta_{PM,max}$ (Case L1-L16)

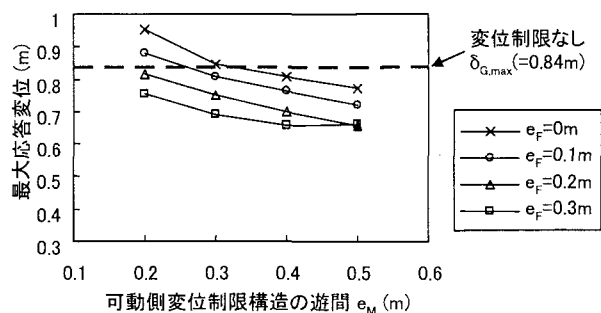


図-18 上部構造の最大応答変位 $\delta_{G,max}$ (Case L1-L16)

きい $(e_F, e_M) = (0.3m, 0.5m)$ の場合でも、 $\delta_{G,max} < 0.84m$ となっている。これについては、次のように考えられる。

対象橋梁と隣接桁の桁間隔が固定側 0.3m、可動側 0.4m であり、対象橋梁と隣接桁の衝突の可能性を考慮すると、変位制限構造の遊間を過大に設定することは望ましくない。ここでは、変位制限構造の遊間を大きく設定した場合の橋脚、上部構造の最大応答変位の傾向を把握するため、 e_F を 0m から 1m まで大きく変化させ、 $e_M = \infty$ (可動側変位制限構造なし) とした場合 (Case L17-L27) の $\delta_{PF,max}$ 、 $\delta_{PM,max}$ および $\delta_{G,max}$ を図-19 に示す。 $\delta_{G,max}$ は、 e_F を 0.8m まで大きくすると、変位制限構造が作動しなくなり、両橋脚に変位制限構造がない場合の $\delta_{G,max} (=0.84m)$ に一致する。表-4 に示すように変位制限構造の遊間の大小により $\delta_{G,max}$ に対する支承損傷後の摩擦減衰の効果と変位制限構造による変位拘束の効果が逆に作用するため、変位制限構造の遊間と $\delta_{G,max}$ との関係は必ずしも単調でないと考えられ、本解析例では、図-19 に示したように e_F の変化に対して $\delta_{G,max}$ に極

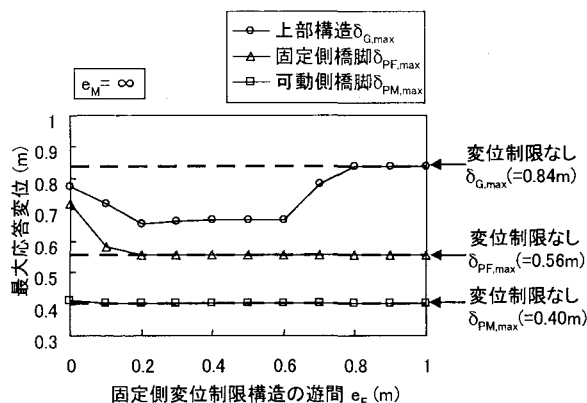


図-19 変位制限構造の遊間を大きくした場合の最大応答変位 $\delta_{PF,max}$ $\delta_{PM,max}$ $\delta_{G,max}$ (Case L17-L27)

表-4 上部構造の最大応答変位 $\delta_{G,max}$ に対する変位制限構造の遊間の影響

変位制限構造の遊間	小 $\longleftrightarrow$ 大
支承損傷後の摩擦減衰の効果	小 $\longleftrightarrow$ 大
変位制限構造による変位拘束の効果	大 $\longleftrightarrow$ 小

小となる区間が存在している。図-18 における $(e_F, e_M) = (0.3m, 0.5m)$ の $\delta_{G,max}$ が $(e_F, e_M) = (0.3m, 0.4m)$ の $\delta_{G,max}$ から増加に転じているのも変位制限構造がない場合の $\delta_{G,max} (=0.84m)$ に近づく傾向が現れ始めたものと考えられる。また、図-19 の $\delta_{PF,max}$ は、 $e_F \geq 0.2m$ で変位制限構造がない場合の $\delta_{PF,max} (=0.56m)$ にほぼ一致する。変位制限構造の遊間が大きくなり、変位拘束の効果が小さくなる場合に、橋脚よりも上部構造の最大応答変位が変位制限構造がない場合の最大応答変位に遅れて一致する理由は、上部構造に作用する支承損傷後のクーロン摩擦力モデルの影響と考えられる。つまり、支承損傷後のクーロン摩擦力モデルに勾配がないので、わずかな変位制限構造の作用力に対しても上部構造の応答変位が敏感に影響を受けるためと推測できる。対象橋梁の解析例では、固定・可動側変位制限構造の遊間をそれぞれ、0.2m、0.4m 程度に設定すると、橋脚だけでなく、上部構造の最大応答変位も小さくなり、免震設計で問題となる場合がある隣接桁との衝突が生じにくくなる可能性がある。

(2) 最大応答変位に対する段差防止構造上面のすべり支承の摩擦係数の影響

段差防止構造上面のすべり支承の摩擦係数をパラメータとした Case L28-L35 の固定側橋脚頂部の最大応答変位 $\delta_{PF,max}$ を図-20 に示す。 $\delta_{PF,max}$ は、 $e_F (=0.1m)$ が小さいため大きく変化しないが、支承損傷後の摩擦係数 $\mu_{F1} = \mu_{M1} = 0.3$ 付近で極小となる。 $(e_F, e_M) = (0.1m, 0.3m)$ の一定の条件では、摩擦係数が小さくなると変位制限構造を介して橋脚に作用する力が大きくなり、逆に、摩擦係数が大きくなると段

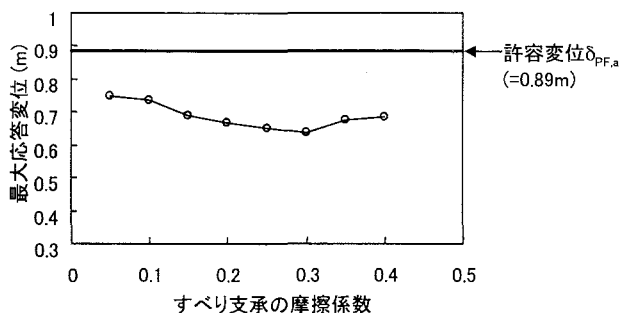


図-20 固定側橋脚頂部の最大応答変位 $\delta_{PF,max}$ (Case L28-L35)

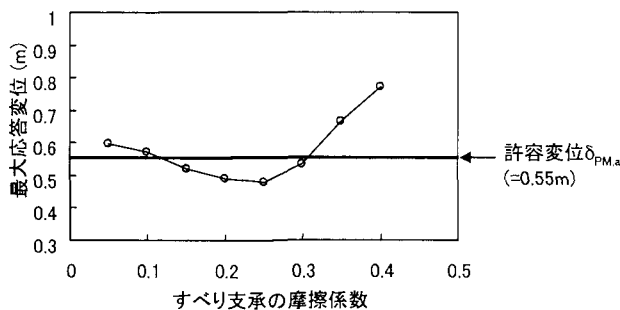


図-21 可動側橋脚頂部の最大応答変位 $\delta_{PM,max}$ (Case L28-L35)

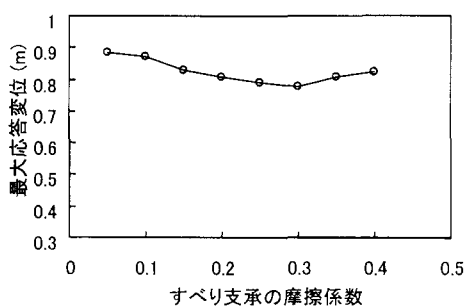


図-22 上部構造の最大応答変位 $\delta_{G,max}$ (Case L28-L35)

差防止構造上面のすべり支承を介して橋脚に作用する動摩擦力が大きくなることから、 $\delta_{PF,max}$ に極小となる区間が現れると考えられる。固定側橋脚の許容水平変位 $\delta_{PF,a}$ ($=0.89m$)と比較すると、支承損傷後の摩擦係数 $0.05 \leq \mu_{F1} = \mu_{M1} \leq 0.4$ の範囲で、 $\delta_{PF,max} < \delta_{PF,a}$ ($=0.89m$)となる。

Case L28-L35 の可動側橋脚頂部の最大応答変位 $\delta_{PM,max}$ を図-21に示す。 $\delta_{PM,max}$ は $\mu_{F2} = \mu_{M2} = 0.25$ 付近で極小となる。固定側橋脚に比較して可動側橋脚は耐力・変形性能に劣るため、ここでの解析条件では、 $0.15 \leq \mu_{F1} = \mu_{M1} \leq 0.3$ でのみ、 $\delta_{PM,max} < \delta_{PM,a}$ ($=0.55m$)となる。

Case L28-L35 の上部構造の最大応答変位 $\delta_{G,max}$ を図-22に示す。 $\delta_{G,max}$ は、 $\delta_{PF,max}$ とほぼ同様の傾向を示し、 $\mu_{F1} = \mu_{M1} = 0.3$ 付近で極小となる。 $e_M (=0.3m)$ よりも $e_F (=0.1m)$ が小さいため、 $\delta_{G,max}$ が固定側橋脚の挙動に大きく影響を受けていると考えられる。

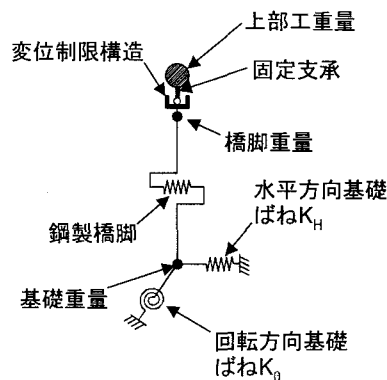


図-23 支承直角方向の解析モデル

表-5 橋軸直角方向の解析ケース(A, B 橋脚)

Case	変位制限構造の遊間(m)	段差防止構造上面のすべり支承の摩擦係数
T1~T4	0, 0.1, 0.2, 0.3	0.2
T5~T8	0.1	0.1, 0.2, 0.3, 0.4

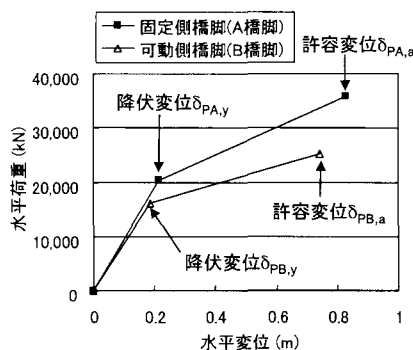


図-24 橋脚頂部の水平変位－水平荷重関係 (橋軸直角方向)

4. 橋軸直角方向の解析

4.1 解析条件

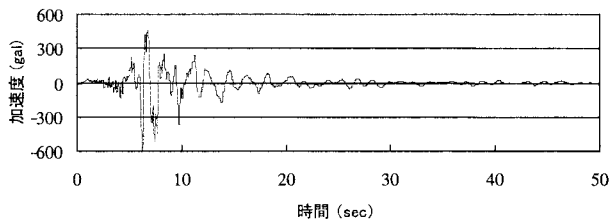
橋軸方向に固定・可動の支承条件でも橋軸直角方向には両橋脚とも固定の支承条件である。橋軸直角方向の解析モデルは、両橋脚について、図-23に示す骨組みモデルとした。なお、解析モデルの単純化のため、隣接桁を支持する支承は損傷しないと仮定し、隣接桁の鉛直荷重を橋脚重量に加えることで隣接桁の影響を考慮した。鋼管矢板基礎、鋼製橋脚、固定支承の解析モデルは、橋軸方向の場合と同様である。

橋軸直角方向の解析ケースを表-5に示す。解析パラメータは橋軸方向の場合と同様であり、変位制限構造の遊間を $e_F = 0 \sim 0.3m$ 、段差防止構造上面のすべり支承の摩擦係数(支承損傷後)を $\mu_{F1} = 0.1 \sim 0.4$ の範囲で変化させた。

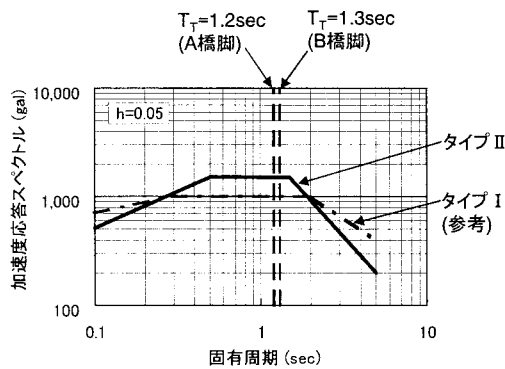
橋軸直角方向のプッシュオーバー解析による橋軸方向に固定・可動の橋脚(以下、それぞれ、A, B 橋脚と称す。)の橋脚頂部の水平変位－水平荷重の関係を図-24に示す。

表-6 支承(A, B 橋脚)の構成部材の橋軸直角方向の降伏水平耐力

構成部材	照査内容	降伏水平耐力(kN)	
		A橋脚	B橋脚
ソールプレート	溶接部せん断	13,800	5,800
上沓	上沓突起部せん断	31,000	14,100
下沓	上沓・下沓間の支圧	27,500	24,000
	溶接部せん断	9,700	7,700
ベースプレート	溶接部せん断	13,900	4,700
沓座	溶接部せん断	9,700	3,200



(a) 加速度波形



(b) 加速度応答スペクトルと対象橋梁の1次の固有周期

図-25 入力地震動(橋軸直角方向)

表-7 支承の最大反力、水平耐力と橋脚の許容水平耐力の比較

		A橋脚	B橋脚	備考
支承が健全と仮定した場合の支承の最大反力(kN)	対象橋梁のみ	23,000	21,600	2支承分
	対象橋梁+隣接桁	27,300	22,700	同時性考慮
支承の水平耐力 H_{AF} , H_{BF} (kN)		20,000	6,000	2支承分
鋼製橋脚の許容水平耐力 $H_{PA,a}$, $H_{PB,a}$ (kN)		35,900	25,100	

橋軸直角方向は、両橋脚とも固定の支承条件であるが、橋軸方向により決定した橋脚断面の影響で許容水平耐力 $H_{PA,a} > H_{PB,a}$ 、許容水平変位 $\delta_{PA,a} > \delta_{PB,a}$ となっている。

A, B 橋脚の支承の構成部材の橋軸直角方向の降伏水平耐力を表-6 に示す。表-6 から A 橋脚の支承耐力 $H_{AF}=10,000\text{kN}$ ($\equiv 9,700\text{kN}$) $\times 2=20,000\text{kN}$ (2 支承分)、B 橋脚の支承耐力 $H_{BF}=3,000\text{kN}$ ($\equiv 3,200\text{kN}$) $\times 2=6,000\text{kN}$ (2 支承分)に設定した。

入力地震動は、道示のタイプⅡ、Ⅲ種地盤の地震波(Ⅱ-Ⅲ-1)とした³⁾。橋軸直角方向の1次の固有周期が $T_T=1.2\text{sec}$ (A 橋脚)、 1.3sec (B 橋脚)であり、橋軸直角方向についてはタイプⅠよりもタイプⅡ地震動の影響が大きいので、タイプⅡ地震動を用いることとした。入力地震動の加速度波形と振幅調整用の加速度応答スペクトルを図-25 に示す。積分方法など、その他の解析条件は橋軸方向の場合と同様である。

4.2 解析結果

橋軸方向と同様に、橋軸直角方向に支承が健全である(支承の耐力が十分大きい)と仮定した場合の支承の最大反力、水平耐力 H_{AF} , H_{BF} および鋼製橋脚の許容水平耐力 $H_{PA,a}$, $H_{PB,a}$ の比較を表-7 に示す。A, B 橋脚とも、支承が健全であるとした場合の対象橋梁のみの支承の最大反力は、支承の水平耐力 H_{AF} , H_{BF} を超過しており、支承損傷を考慮した地震応答解析では支承損傷が生じる。また、両橋脚の許容水平耐力 $H_{PA,a}$, $H_{PB,a}$ は、同時性を考慮した対象橋梁と隣接桁の支承の最大反力の合計より大きく、支承が損傷しない場合、両橋脚は図-25 に示した地震動に対して必要な耐震性能を有すると考えられる。

(1) 最大応答変位に対する変位制限構造の遊間の影響

変位制限構造の遊間をパラメータとした A 橋脚の Case T1-T4 の橋脚頂部、上部構造の最大応答変位 $\delta_{PA,max}$, $\delta_{G,max}$ を図-26 に示す。橋軸方向と同様に、 e_F が大きくなると、段差防止構造上面のすべり支承の摩擦減衰により変位制限構造の作用力が小さくなり、 $\delta_{PA,max}$ は小さくなる。図-26 には、A 橋脚の許容水平変位 $\delta_{PA,a}$ ($=0.83\text{m}$)と、変位制限構造がなく支承損傷後に上部構造が段差防止構造上面のすべり支承で自由に滑ると仮定した場合の $\delta_{PA,max}$ ($=0.38\text{m}$)も示している。 $e_F=0.3\text{m}$ で $\delta_{PA,max}$ が 0.38m にほぼ一致する。また、 $0\text{m} \leq e_F \leq 0.3\text{m}$ の範囲で $\delta_{PA,max} < \delta_{PA,a}$ である。一方、 $\delta_{G,max}$ は、 e_F が大きくなるにしたがい増加する。 e_F を更に大きくすると、 $\delta_{G,max}$ は変位制限構造がない場合の $\delta_{G,max}$ ($=1.14\text{m}$)に近づいていくと考えられる。

B 橋脚の Case T1-T4 の橋脚頂部、上部構造の最大応答変位 $\delta_{PB,max}$, $\delta_{G,max}$ を図-27 に示す。 e_F が大きくなると、 $\delta_{PB,max}$ も小さくなる傾向があり、 $e_F=0.3\text{m}$ で変位制限構造がない場合の $\delta_{PB,max}$ ($=0.18\text{m}$)に一致する。また、 $0\text{m} \leq e_F \leq 0.3\text{m}$ の範囲で $\delta_{PB,max} < \delta_{PB,a}$ である。一方、 $\delta_{G,max}$ は A 橋脚と傾向が異なり、 e_F が大きくなるにしたがい減少し、 $e_F=0.3\text{m}$ で変位制限構造がない場合の $\delta_{G,max}$ ($=0.36\text{m}$)に近づいている。

A 橋脚と B 橋脚の $\delta_{G,max}$ の傾向が異なるのは、支承耐力の違い($H_{AF}=20,000\text{kN}$, $H_{BF}=6,000\text{kN}$)が影響していると考えられる。支承の鉛直反力は、 $R_d=22,500\text{kN}$ であり、 $\mu_F=0.2$ の動摩擦力は $\mu_F R_d=4,500\text{kN}$ である。A 橋脚の支承損傷時の支承作用力と損傷後の動摩擦力の差は、 $20,000-4,500=15,500\text{kN}$ であり、支承損傷時の解放力が B 橋脚($6,000-4,500=1,500\text{kN}$)に比べて非常に大きい。A 橋脚では、支承損傷時の解放力により生じる加速度が大きいので、変位制限構造の遊間の増加と共に、 $\delta_{G,max}$ が増加すると推測できる。

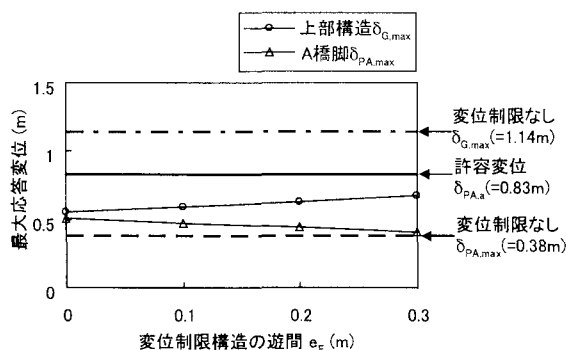


図-26 A 橋脚頂部、上部構造の最大応答変位 $\delta_{PA,max}$ $\delta_{G,max}$ (A 橋脚の CaseT1-T4)

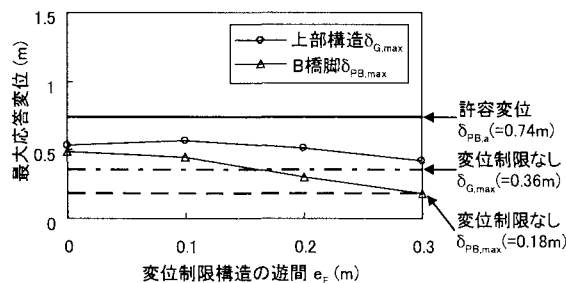


図-27 B 橋脚頂部、上部構造の最大応答変位 $\delta_{PB,max}$ $\delta_{G,max}$ (B 橋脚の CaseT1-T4)

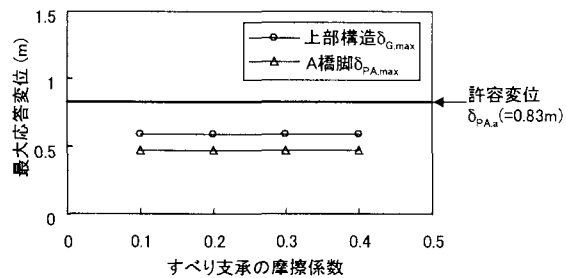


図-28 A 橋脚頂部、上部構造の最大応答変位 $\delta_{PA,max}$ $\delta_{G,max}$ (A 橋脚の CaseT5-T8)

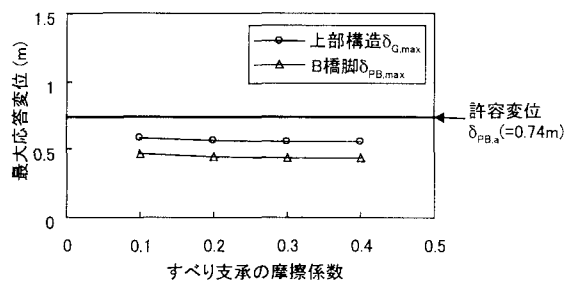


図-29 B 橋脚頂部、上部構造の最大応答変位 $\delta_{PB,max}$ $\delta_{G,max}$ (B 橋脚の CaseT5-T8)

一方、B 橋脚では、支承損傷時の解放力が小さく、支承損傷後の摩擦減衰に影響を受け、変位制限構造の遊間の増加と共に $\delta_{G,max}$ が減少すると考えられる。対象橋梁の解析例では、A、B 橋脚の $\delta_{G,max}$ の傾向が異なるが、 $e_F=0.3m$ とすると、 $\delta_{PA,max}$ 、 $\delta_{PB,max}$ はほぼ変位制限構造がない場合の $\delta_{PA,max}$ 、 $\delta_{PB,max}$ に近づき、橋脚の最大応答変位を小さくすることができる。

(2) 最大応答変位に対する段差防止構造上面のすべり支承の摩擦係数の影響

段差防止構造上面のすべり支承の摩擦係数をパラメータとした A、B 橋脚の Case T5-T8 の橋脚頂部、上部構造の最大応答変位 $\delta_{PA,max}$ (or $\delta_{PB,max}$)、 $\delta_{G,max}$ をそれぞれ、図-28、29 に示す。 $e_F=0.1m$ の一定の条件では、両橋脚ともすべり支承の摩擦係数が大きくなると、支承損傷後の摩擦減衰のため、 $\delta_{PA,max}$ 、 $\delta_{PB,max}$ 、 $\delta_{G,max}$ が減少する傾向がある。しかし、 $e_F (=0.1m)$ が小さいため、摩擦減衰の効果は小さく、減少率は非常に小さい。また、 $0.1 \leq \mu_F \leq 0.4$ の範囲で、 $\delta_{PA,max} < \delta_{PA,a}$ 、 $\delta_{PB,max} < \delta_{PB,a}$ である。

5. まとめ

既設二ルセンアーチ橋の耐震補強対策として、変位制限構造とすべり支承を有する段差防止構造からなる機能分離型の控えの支承構造を提案した。提案した補強対策のもとに、既設支承の損傷を考慮した対象橋梁の地震応答解析を行い、控え支承の変位制限構造の遊間と段差防止構造上面のすべり支承の摩擦係数が橋脚、上部構造の最大応答変位に及ぼす影響を調べた。既設支承が想定した荷重で損傷し、支承損傷後、理想的な動摩擦力が上下部構造間に作用すると仮定した解析であり、既設支承の損傷過程や動摩擦力の評価など、今後更なる検討を要するが、上記の仮定の下で得られた本研究の知見を以下に示す。

- 1) 固定・可動側橋脚の橋軸方向の最大応答変位は、変位制限構造の遊間を大きくすると小さくなる傾向がある。支承損傷後にすべり支承の摩擦減衰の効果が大きくなり、上部構造から変位制限構造を介して橋脚に作用する力が小さくなるためである。また、橋脚の最大応答変位は、変位制限構造の遊間の増加にしたがい、変位制限構造がない場合の最大応答変位に近づく。対象橋梁の解析例では、固定・可動側変位制限構造の遊間をそれぞれ、0.2m、0.4m 程度に設定すると、両橋脚の最大応答変位は、変位制限構造がない場合の最大応答変位にほぼ一致し、許容水平変位以下になる。
- 2) 一方、固定・可動側橋脚の橋軸方向の最大応答変位は、変位制限構造の遊間を小さく設定すると、橋脚の許容水平変位を超過する場合がある。支承損傷後に上部構造の慣性力が変位制限構造を介して橋脚に作用しやすくなるためである。対象橋梁の解析例では、固定側橋脚よりも可動側橋脚の許容水平変位が小さく、可動支承の移動可能量 0.15m に対して可動側変位制限構造の遊間を 0.2m に設定すると、可動側橋脚の最大応答変位は許容水平変位を超過する。
- 3) 上部構造の橋軸方向の最大応答変位は、対象橋梁の解析例では、変位制限構造の遊間を増加させると、極小となる区間が存在し、変位制限構造がない場合の最大応答変位に近づいていく。
- 4) 変位制限構造の遊間が一定の条件において、段差防止構造上面のすべり支承の摩擦係数を変化させると、橋脚、

上部構造の橋軸方向の最大応答変位は極小となる区間が存在する。対象橋梁の解析例では、固定・可動側変位制限構造の遊間がそれぞれ、0.1m、0.3mの一定の条件において、摩擦係数が0.25～0.3の範囲で橋脚、上部構造の最大応答変位が極小となる。また、可動側橋脚の耐力・変形性能が小さく、摩擦係数が0.15～0.3の範囲でのみ、可動側橋脚の最大応答変位は許容水平変位以下になる。

- 5) 橋脚の橋軸直角方向の最大応答変位は、橋軸方向と同様に、変位制限構造の遊間を大きくすると、小さくなる傾向があり、変位制限構造がない場合の最大応答変位に近づく。対象橋梁の解析例では、変位制限構造の遊間を0.3mに設定すると、両橋脚とも変位制限構造がない場合の最大応答変位にほぼ一致する。
- 6) 上部構造の橋軸直角方向の最大応答変位は、変位制限構造の遊間を大きくすると、橋軸方向に固定側橋脚と可動側橋脚で傾向が異なる。固定側橋脚と可動側橋脚で支承耐力の差が大きく、支承損傷時の支承作用力と損傷後の動摩擦力の差に大きな相違があり、支承損傷時の解放力の差が影響していると考えられる。
- 7) 変位制限構造の遊間が0.1mの一定の条件において、段差防止構造上面のすべり支承の摩擦係数を変化させると、摩擦減衰が大きくなるため、橋脚、上部構造の橋軸直角方向の最大応答変位は小さくなる傾向がある。しかし、遊間が小さいため、その減衰効果は小さい。

参考文献

- 1) (社)土木学会他 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，土木構造物の被害，pp.273-342, 1996.
- 2) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて－震災復旧工事誌－，pp.101-132, 1997.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，2002.
- 4) 矢部正明，武村浩志，川島一彦：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響，構造工学論文集，Vol.43A, pp.781-791, 1997.
- 5) 家村浩和，宮本文穂，高橋良和：鋼製支承の破損が橋梁の地震時損傷モードに与える影響，構造工学論文集，Vol.44A, pp.659-666, 1998.
- 6) 梶田幸秀，渡邊英一，杉浦邦征，丸山忠明，永田和寿：鋼製支承の破損を考慮した連続高架橋の地震時応答性状と落橋防止装置の有効性の検討，構造工学論文集，Vol.45A, pp.903-913, 1999.
- 7) 梶田幸秀，杉浦邦征，渡邊英一：緩衝型桁間連結ケーブルを用いた高架橋の地震時応答性状，土木学会論文集，No.710/I-60, pp.297-310, 2002.
- 8) 潤田久也，川島一彦，庄司学，須藤千秋：高面圧を受ける直方体ゴム製耐震緩衝装置の圧縮特性の推定法に関する研究，土木学会論文集，No.661/I-53, pp.71-83, 2000.

(2004年9月17日受付)