

## 超多径間連続免震橋の地震応答特性と耐震設計法

Earthquake Response Characteristics of Super-multi-span Continuous Menshin Bridges  
and the Seismic Design Method

大住 道生\*、運上 茂樹\*\*、横山功一\*\*\*

Michio OHSUMI, Shigeki UNJOH and Ko-ichi YOKOYAMA

\*工修 建設省土木研究所 耐震技術研究センター 耐震研究室 研究員 (〒305 茨城県つくば市旭 1 番地)

\*\*工博 建設省土木研究所 耐震技術研究センター 耐震研究室 室長 (〒305 茨城県つくば市旭 1 番地)

\*\*\*工博 建設省土木研究所 耐震技術研究センター長 (〒305 茨城県つくば市旭 1 番地)

Super-multi-span Continuous Menshin Bridges have advantages as the increase of comfortability of driving and the mitigation of the maintenance by saving the number of expansions as well as the reduction of the inertia force of superstructure to substructures during earthquakes.

In designing the Super-multi-span continuous bridges, there are several subjects to be solved such as the limitation of continuous girder length, effect of the change of the ground condition in a bridge, effect of the difference of the earthquake ground motion and so on.

In this paper, the limitation of the continuous girder length was studied through trial designs of three kinds of girder bridges. Then the effects of the change of ground condition and the difference of the earthquake ground motion were studied by dynamic response analysis.

Based on these studies, key issues for the design of super-multi-span continuous Menshin bridges were summarized.

Key words: Super-multi-span Continuous Menshin Bridges, Seismic Design, Earthquake Response Characteristics

### 1. はじめに

多径間連続免震橋は、下部構造に与える地震力を軽減するとともに、桁の連続化により伸縮装置の減少を可能とし、走行時の快適性の向上、交通振動・騒音の低減、維持管理の合理化などの利点がある。現在我が国において一般的な橋梁形式での最長の多径間連続橋としては静岡県の大仁高架橋 (25m×29支間=725m)<sup>1)</sup>があるが、今後さらなる多径間連続化を図る場合に、どこまで連続化が可能か、また多径間連続化に伴う課題について検討する必要がある。また、橋長の増加により、連続した1橋梁の中で地盤条件が変化する場合や地震動の場所的な違いの影響を考慮する必要が生じる場合もあると考えられる。

以上のような背景のもとで、本報告は、超多径間連続免震橋の限界連続長について検討するとともに、連続長 2400m までの3種類の桁の連続免震橋を対象に、地盤条件の変化の影響や地震動の入力位相差の影響について動的解析により検討した結果をまとめたものである。さらに、以上の結果をもとに、超

多径間連続免震橋の耐震設計において留意すべき点をとりまとめた。

### 2. 限界連続長の検討

#### 2.1 解析条件

限界連続長の解析対象とした橋梁の諸元は表-1に示すとおりであり、平面線形としては温度応力時の支承のせん断ひずみや桁端部変位が厳しい条件となる直線橋を考えることにした。都市内高架橋を念頭に置き、上部構造としては鋼I桁、

表-1 解析対象とした橋梁条件

平面線形	直線橋
上部構造形式	鋼I桁、鋼箱桁、PC箱桁
支間長	35 m, 60 m, 40m
下部構造	張出し式橋脚 (矩形断面)
基礎構造形式	1種地盤：直接基礎
免震装置	高減衰積層ゴム支承

鋼箱桁、PC箱桁の3種類について検討した。支間長はそれぞれ35m, 60m, 40mとし、下部構造は張出し式RC橋脚（矩形断面）、I種地盤を想定して基礎は直接基礎、免震装置としては高減衰積層ゴム支承を用いた。支承は、鋼I桁については1橋脚あたり5つ、鋼箱桁、PC箱桁については2つ設置した。

設計は平成8年の道路橋示方書に従い、地震時保有水平耐力法で行った。道路橋示方書に規定される温度変化の影響および地震の影響を考慮して支承の設計および橋脚の設計を行い、支承の特性や橋脚の断面を定めた。解析ケースとしては、支間長を一定とし、径間数を20, 30, 40に変化させた。なお、PC箱桁については後述する動的解析に用いるために24, 32, 40径間に変化させた。

## 2.2 解析結果

### (1) 支承形状

図-1は桁の連続長と一橋脚あたりの支承体積の関係を示したものである。道路橋示方書では、免震支承の設計に際して固有周期比を2程度以上とし、過度な長周期化は避けるように規定されている。ここで、固有周期比とは、免震支承を用いない場合の橋と比較した場合の固有周期の比である。ここでは固有周期比が2より大きければよいものとして支承の体積が最小となるように設計した。このため、中には固有周期比が3.8程度になったものもあった。

これによれば桁の種類に係わらず、連続長の増加に伴って支承体積も増加する。これは、端橋脚の支承の場合、連続長が長くなると温度変化による水平ひずみの増大によりゴム層数が増加すると同時に、局部せん断ひずみを満足させるために平面形状の増大が必要となるためである。中央径間部の支承では平面寸法は常時の死荷重および活荷重による支圧応力度で決まるためにあまり変化はないが、温度変化による水平ひずみの増大によりゴム層数が増加する。例えば、鋼箱桁で連続長1200mの場合には、端部橋脚では平面寸法65×65cmでゴム総厚24.0cm、中央径間では平面寸法96×96cmでゴム総厚19.5cmとなる。これが連続長2400mになると、端部橋脚では平面寸法90×90cmでゴム総厚43.5cm、中央径間では平面寸法103×103cmでゴム総厚39.0cmとなる。このように連続長が増えると支承寸法が大きなものとなって来るが、試算の対象とした連続長2400mまでは設計が可能であることが分かる。

### (2) 支承の変位量

#### ① 支承の体積を最小とした場合

(1)に示した条件と同様に支承の体積が最小となる条件で計算した場合の温度変化による支承の最大変位量、地震時保有水平耐力法による設計での支承の最大変位量を図-2に示す。この図から分かるように、径間数の増加とともにそれぞれの変位は増加するが、地震時の変位の方が温度変化による変位よりも大きくなっており、温度変化による変位はこの条件では設計上支配的となっていない。しかし道路橋示方書に規定される支承縁端距離の制約から端部橋脚の必要天端幅を求めると、例えば鋼箱桁の場合、20径間連続の場合で3.4m、40径間連続の場合では4.3mとなり、地震時の変位が大きいため、橋脚の

必要天端幅が非常に大きな値となって来る。

#### ② 支承の剛性を変化させて橋の固有周期比を変えた場合

図-2において支承の最大変位量の大きかった鋼箱桁の場合について、支承の体積最小の条件により設計した場合には以上のように非現実的な橋脚天端幅が必要となることから、支承の変位を小さくするために、支承の体積を最小化する条件から橋の固有周期比をコントロールする条件に変えて同様の計算を行った。

図-3は、固有周期比を変化させた場合の径間数と地震力による支承の最大変位の関係を示したものである。これによれば橋の固有周期を短くすれば支承の変位を小さくすることが可

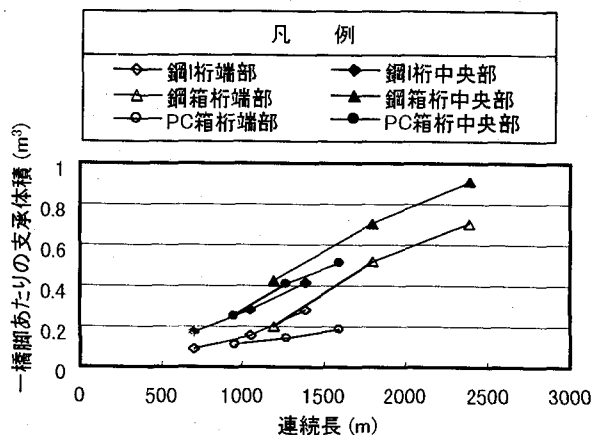


図-1 連続長と支承体積の関係

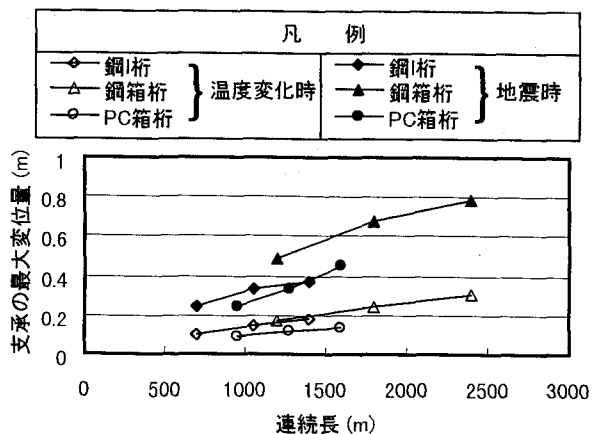


図-2 連続長と支承の最大変位量の関係

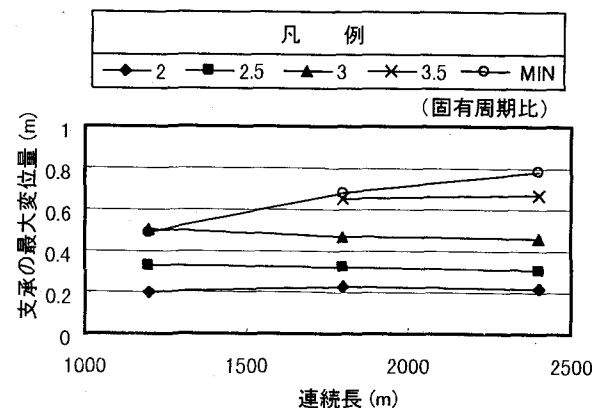


図-3 固有周期比と支承の地震時最大変位量の関係

能である。ただし、固有周期比を 2T にした場合には、支承の剛性を高めるために平面形状を大きくする必要が生じ、体積で最小寸法の場合の 1.8~2 倍に増大することとなる。

また、図-4 は、固有周期比を変化させた場合の径間数と温度変化による支承の最大変位の関係を示したものである。これによると、温度変化による支承の最大変位は径間数の増加に従って増加し、橋の固有周期比にはほとんどよらないことが分かる。この結果を図-3 と比較してみると、固有周期比 2T、40 径間の場合には支承の最大変位は温度変化の影響によって決まることが分かる。このように、さらに多径間化した場合にはより温度変化の影響が大きくなることが予想される。

### (3) 温度変化により主桁に生じる軸力

鋼箱桁の場合について、温度変化により主桁に生じる軸力を桁の死荷重・活荷重に対して設計された常時の耐力と比較したのが図-5 である。ここで、支承剛性は支承体積を最小とした場合である。これによれば、径間数を大きくするほど軸力は増加する傾向を有する。なお、本検討で採用した断面を対象に許容応力度から求められる許容軸力を求めると 577tf となるので、20 径間の場合には許容値以内に、30 径間及び 40 径間の場合には許容軸力を超えるが、これは断面を多少大きくすれば対処可能なレベルの軸力である。

## 3. 地盤条件の変化の影響の検討

### 3.1 解析条件

地盤条件の変化が超多径間連続橋の地震時応答特性に及ぼす影響を時刻歴応答解析により検討した。ここでは、上部構造

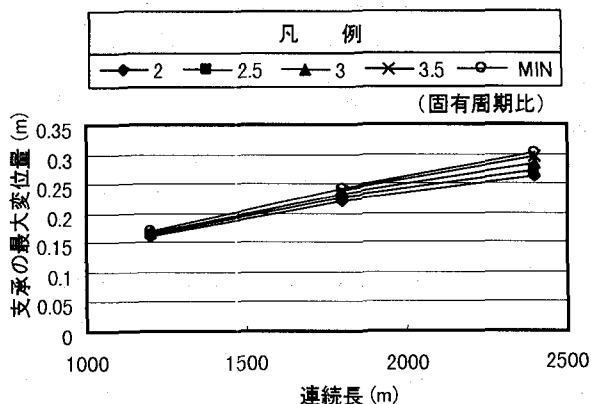


図-4 固有周期と温度変化による支承の最大変位量の関係

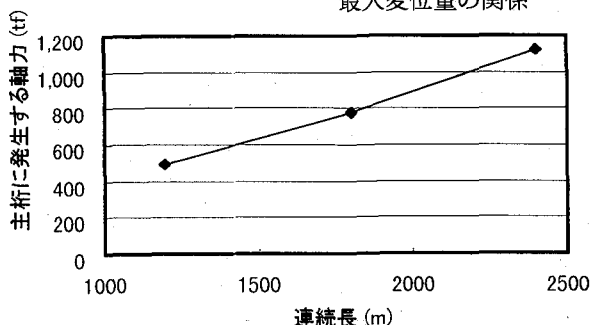


図-5 鋼箱桁橋の連続長と主桁軸力の関係

の剛性が高く、ねじれ力への影響の少ない PC 箱桁橋を対象にした。解析対象とした橋梁の諸元は表-2 に示すとおりである。

解析では図-6 に示すような多質点系の骨組構造モデルを用いた。ここで、地盤条件の違いにより、基礎の地盤バネが変化することが考えられるが、ここでは基礎の地盤バネはすべて等しいと仮定した。また、橋脚の剛性については基部は降伏剛性、上部は弾性剛性とし、免震支承の剛性としては等価剛性を用いた。

解析では、地盤種別 (I 種: 地盤の特性値 0.05s、II 種: 地盤の特性値 0.4s、I 種と II 種の混合)、径間数 (6, 24, 40 径間)、位相速度 (125~4000m/s, 同位相) をパラメータとして変化させた。入力地震動としては、道路橋示方書耐震設計編に規定される I 種地盤、II 種地盤の地震時保有水平耐力法に用いるタイプ II の標準波を用いることとし、地盤条件に応じてそれぞれ入力した。

### 3.2 地盤条件変化部の影響の検討

#### (1) 橋軸方向入力

図-7 は、固有周期比約 3T で、24 径間連続免震橋 (連続長 960m) の連続区間の中間に地盤条件変化部がある場合の橋軸方向入力に対する免震支承の最大変位を示したものである。ここで、橋脚番号 1 から 12 までが I 種地盤内にあり、橋脚番号 13 から 25 は II 種地盤内にある。なお、ここには、それぞれ地盤条件が I 種の場合、II 種の場合についても比較のため示している。

免震支承の最大変位は地盤条件変化部においても顕著な差は見られず、ほぼ一定という結果となっている。これは、地盤条件の違いがあっても上部構造全体としては一体となって振動するためと考えられる。最大変位の値は、橋梁全体が I 種地

表-2 解析対象とした橋梁条件

平面線形	直線橋
上部構造形式	PC箱桁
支間長	40 m
径間数	6, 24, 40 径間
下部構造	張出し式橋脚 (矩形断面) 高さ: 12m
基礎構造形式	I 種地盤: 直接基礎 II 種地盤: 杭基礎
免震装置	高減衰積層ゴム支承 (2 方向免震)

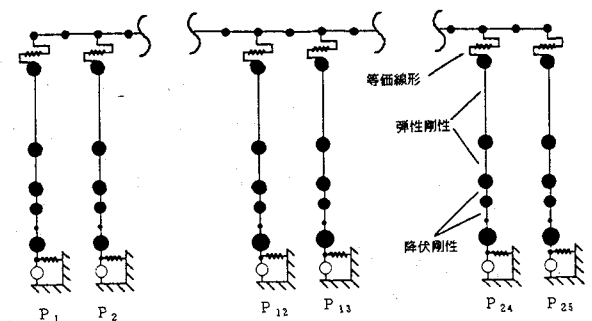


図-6 骨組み構造モデル

盤内にある免震支承の最大変位、および橋梁全体がⅡ種地盤内にある免震支承の最大変位の間に入っている。免震支承の変位は橋脚にかかる水平力に影響するため、橋脚の曲げモーメントについても同様の傾向になる。

このときに、主桁に生じる最大軸力を計算してみると図-8のようになる。これによると、地盤条件が均一である場合には主桁にはほとんど軸力は作用していないが、地盤条件が変化する場合、地盤条件の変化点で主桁の軸力が最も大きくなり、本ケースでは主桁軸力は最大約3100(tf)となる。

この値が主桁の軸力として設計上の許容値内に収まっている

のかどうか照査を行った結果を表-3に示す。主桁に作用する力として、桁の自重、橋面荷重、活荷重、P C線による有効プレストレス、そして地震時の支承から作用する水平力を考慮した結果、中間支点および支間中央の桁上縁で引張軸力が許容応力度を越えるが、これは多少の補強により対処できる範囲内であり、その他の点では地震荷重作用時の断面力が断面耐力を越えないことが分かる。

同様に、径間数が40径間の場合について免震支承の最大変位主桁の最大軸力を示すと、それぞれ図-9、図-10のようになり、免震支承の最大変位は24径間の場合と同様である

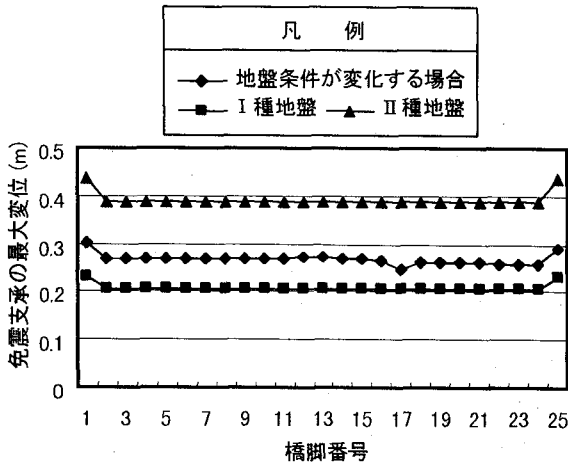


図-7 地盤条件の変化による24径間連続橋の免震支承の最大変位

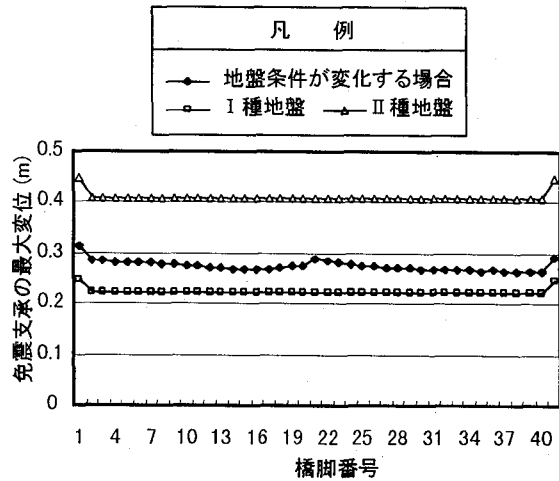


図-9 地盤条件の変化による40径間連続橋の免震支承の最大変位

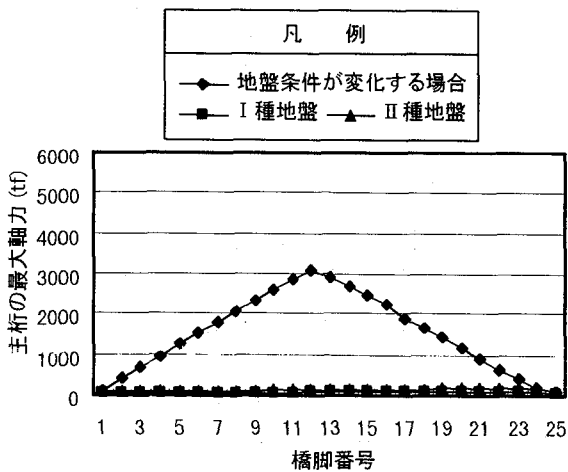


図-8 地盤条件の変化による24径間連続橋の主桁の最大軸力

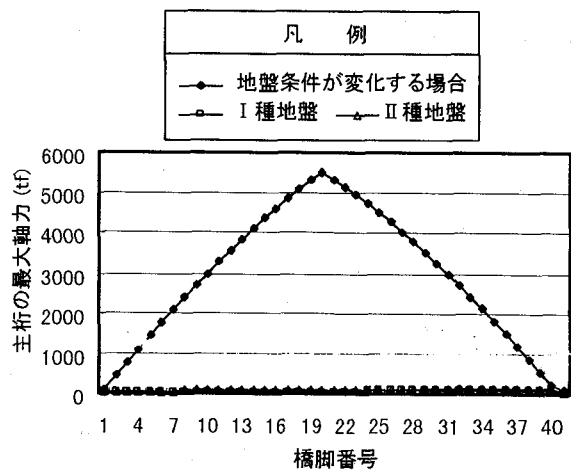


図-10 地盤条件の変化による40径間連続橋の主桁の最大軸力

表-3 地震時主桁の合成応力度の照査

(単位 kgf/cm<sup>2</sup>)

	軸力が引張の場合				軸力が圧縮の場合			
	中間支点		支間中央		中間支点		支間中央	
	桁上縁	桁下縁	桁上縁	桁下縁	桁上縁	桁下縁	桁上縁	桁下縁
桁自重	-49.264	59.442	24.622	-29.710	-49.264	59.442	24.622	-29.710
橋面荷重	-10.912	13.167	5.596	-6.752	-10.912	13.167	5.596	-6.752
地震による曲げモーメント	2.016	-2.433	2.016	-2.433	-2.016	2.433	-2.016	2.433
地震による軸力	-38.972	-38.972	-38.972	-38.972	38.972	38.972	38.972	31.987
有効プレストレス	76.891	-9.078	-12.543	98.835	76.891	-9.078	-12.543	98.835
合計	-20.240	22.126	-19.280	20.967	53.671	104.936	54.631	96.793
照査	<-15(out)	<210(ok)	<-15(out)	<210(ok)	<210(ok)	<210(ok)	<210(ok)	<210(ok)

が、主桁の軸力は最大約 5500(tf)と大きく、補強のみで対処するには少し大きい軸力となる。このため、免震支承の剛性を変化させて橋の固有周期を変化させた場合の支承の最大変位と主桁の最大軸力を示すと、それぞれ図-11、および図-12のとおりとなる。このように、主桁の最大軸力は長周期化により低減できることが分かる。

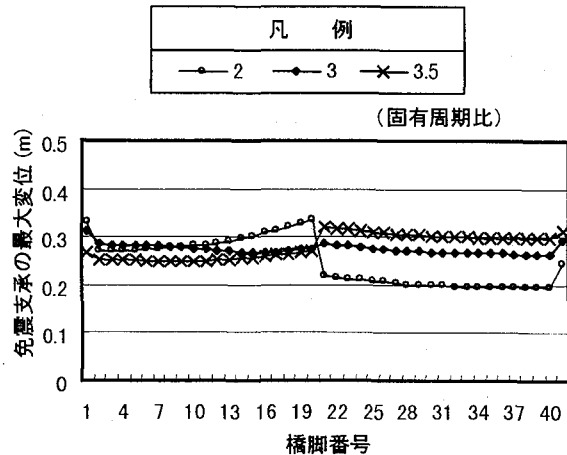


図-11 固有周期と支承の最大変位の関係

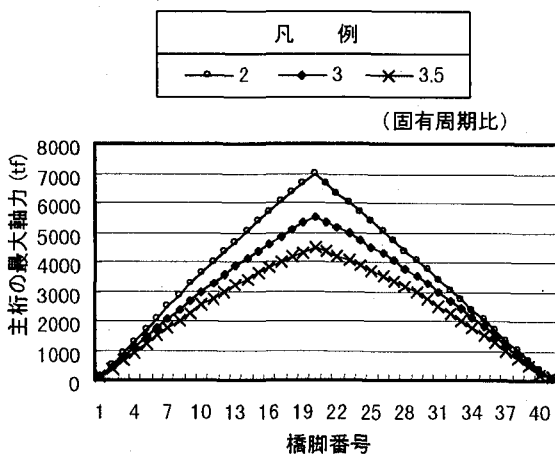


図-12 固有周期と主桁の最大軸力の関係

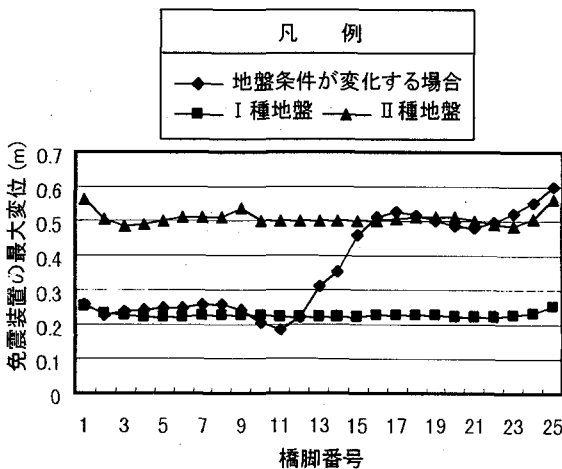


図-13 地盤条件の変化による橋軸直角方向の免震支承の最大変位

## (2) 橋軸直角方向入力

図-13は、24径間連続免震橋(連続長 960m)の連続区間の中間に地盤条件変化部がある場合の橋軸直角方向入力に対する免震支承の最大変位を示したものである。これによると、地盤条件の変化部がある場合は、その付近で免震支承の最大変位が変化し、II種地盤内で大きくなっている。この変位はそれぞれ橋全体がI種地盤内にある場合、および橋全体がII種地盤内にある場合の最大変位とほぼ等しくなっている。

## 3.3 位相差入力の影響の検討

### (1) 橋軸方向入力

図-14は、24径間連続免震橋(連続長 960m)の橋軸方向に位相速度を変化させて地震動を入力した場合の免震支承の最大変位を表したものである。ここで、位相速度が無限大ということは同位相入力を意味する。図-14をみると、免震支承の最大変位は位相速度により変化する場合がある。24径間の場合、位相速度を 500(m/s),250(m/s)としたときに両端で変位が

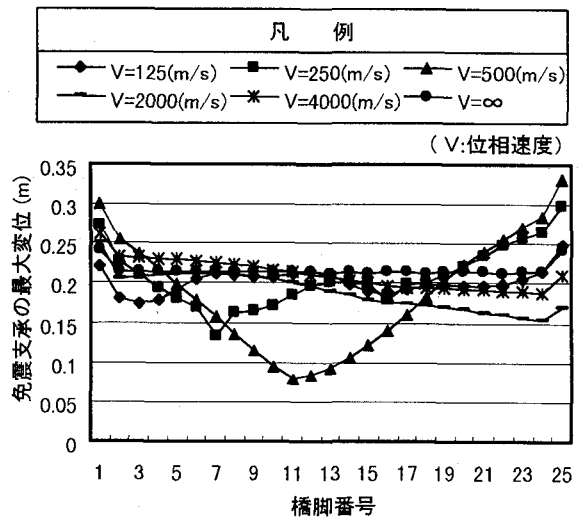


図-14 位相差入力による免震支承の最大変位

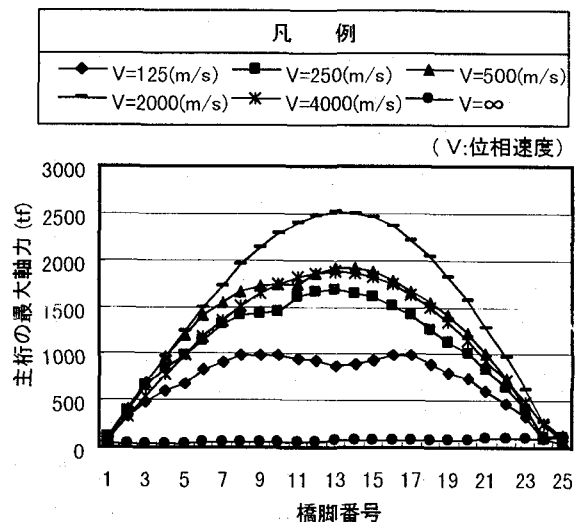


図-15 位相差入力による主桁の最大軸力

大きくなっている。中間橋脚部では同位相入力の場合がほぼ上限値となっているが、桁端部では入力位相差がある方が大きくなっている。

つぎに、24径間連続免震橋(連続長 960m)の橋軸方向に位相速度を変化させた地震動を入力した場合の主桁の最大軸力を図-15に示す。これによると、主桁の最大軸力は位相速度によって変化し、同位相入力ではほとんど生じないが、位相速度が2000(m/s)のときに主桁軸力は最大約2500(tf)となる。この値は前節で求められた3100(tf)よりも小さく、地震荷重作用時の断面力が断面の許容値を越えない範囲である。

#### (2) 橋軸直角方向入力

図-16は、橋軸直角方向に位相速度を変化させた地震動を作用させた場合の免震支承の最大変位を示したものである。これをみると、免震支承の最大変位は橋軸方向入力においては最も違いの大きかった位相速度500(m/s)と同位相のものがほぼ等しい。これは、免震支承で変位を吸収することが可能なためであり、支承変位で見限り支承及び下部構造については、位相差入力の影響は顕著ではないと考えられる。

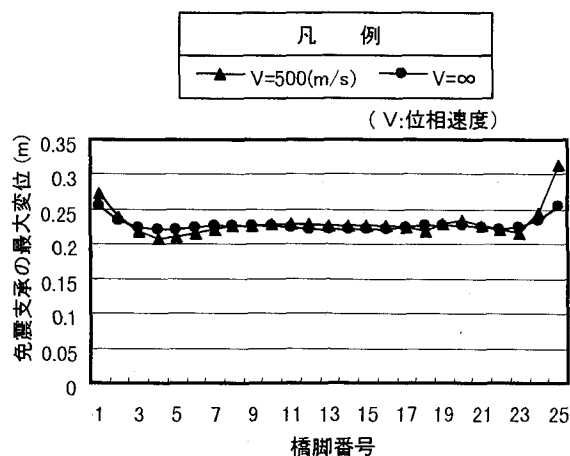


図-16 橋軸直角方向入力による免震支承の最大変位

#### 4. 検討結果のまとめと耐震設計上の留意事項

超多径間連続免震橋の限界長の決定要因について検討するとともに、地盤条件の変化および位相差入力の影響を動的解析により検討した。検討結果をまとめると、以下の通りである。

##### (1) 限界連続長の検討

- 1) 鋼I桁、鋼箱桁、PC箱桁いずれの形式においても、連続径間数の増大に伴い、必要支承体積は増加する。
- 2) 支承の設計は、橋の固有周期が比較的短く、連続長が長い場合に温度変化により決定されるが、一般には地震時保有水平耐力法による設計で支配的となる。
- 3) 支承の等価剛性を上げること、すなわち固有周期比を小さくすることにより、温度変化による主桁の軸力が大きくなる。
- 4) 今回の試算では連続長2400mの超多径間連続免震橋までは設計可能であることが明らかになったが、端部橋脚の天端幅が大きくなる場合もあり、固有周期の設定法等、

設計上の配慮が必要とされる。

##### (2) 地盤条件変化部の影響の検討

- 1) 橋軸方向に地震力を入力した場合には地盤条件の変化部のある場合の支承の最大変位は全体がそれぞれの地盤内にある場合の中間的な値となり、最大変位はどの橋脚上もほぼ一定である。この傾向は連続径間数が増加しても同様である。
- 2) 橋軸方向に地震力を入力した場合には地盤条件変化部を中心に主桁の軸力が増加し、連続長の増加とともに増大するが、固有周期比を大きくすることにより軸力は低減できる。

##### (3) 位相差入力の影響の検討

- 1) 橋軸方向入力では、入力位相差により支承の最大変位は変化し、中間橋脚部の支承では同位相入力が最大値を示すが、桁端部では位相差を考慮した方が大きくなる。
- 2) 入力位相差により主桁の軸力は大きくなる。

##### (4) 超多径間連続免震橋の耐震設計上の留意事項

以上の検討結果をもとに、超多径間連続免震橋の耐震設計上の留意事項をまとめると以下ようになる。

###### 1) 固有周期の設定法

多径間化するほど、温度変化の影響や地震の影響により支承の変位が大きくなる。道路橋示方書では、固有周期比を2程度以上とするように規定されているが、支承の相対変位を支承本体の設計や橋脚天端の縁端距離、桁端部の設計の観点から合理的な範囲に設計するためには、固有周期を適切に設定する必要がある。

###### 2) 地盤条件の変化や地震動の箇所別の違いの影響

免震橋の場合には、橋桁を相対的に剛性の低い免震支承で支持しているため、地盤条件の変化や地震動の箇所別の違いが、橋の地震応答や橋脚の断面力等に与える影響は小さい。このため、地震時の全体系の挙動を把握した上で、それぞれの地盤条件に応じて設計することが可能である。

###### 3) 軸力に対する上部構造の設計

温度変化の影響や地盤条件の変化がある場合には、多径間化するほど主桁に生じる軸力が大きくなる。主桁の軸力は、固有周期比を大きくすることにより緩和させることが可能であり、上記1)の条件と同時に配慮する必要がある。

##### 参考文献

- 1) 増本秀二、原広司、山下幹夫：大仁高架橋の計画（超多径間連続免震橋梁）、土木技術、Vol.48、No.8、1993年8月
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編、1996年
- 3) 建設省：道路橋の免震設計法マニュアル(案)、1992年
- 4) 大住道生、運上茂樹：地盤条件の変化が超多径間連続免震橋の地震応答に及ぼす影響、第24回地震工学研究発表会、1997年7月
- 5) 大住道生、運上茂樹：多径間連続免震橋の限界橋長に関する研究、土木学会第52回年次講演会、1997年9月

(1997年9月26日受付)