

レベル2地震に対する鋼製橋脚の基本応答性状

FUNDAMENTAL DYNAMIC RESPONSE CHARACTERISTICS
OF STEEL BRIDGE PIER UNDER STRONG EARTHQUAKE

中島章典*・倉西 茂**

By Akinori NAKAJIMA and Shigeru KURANISHI

A steel bridge pier for the highway viaduct under its dead load will be subjected to large inertia force at the top during strong earthquakes. Therefore, from the viewpoint of dynamic limit state design, it is necessary to clarify the inelastic behavior of the steel bridge pier under strong earthquakes. In this paper, the fundamental dynamic inelastic behavior of the steel bridge pier is investigated by employing the numerical analysis method for plane frames, which takes into account the geometrical and material nonlinearities. As a result, qualitative effects of the parameters of the pier on its dynamic inelastic behavior are examined.

Key Words: steel bridge pier, dynamic inelastic behavior, numerical analysis

1. はじめに

都市内高速道路高架橋などに用いられる鋼製橋脚では、立地場所のスペースの制約などから、単柱形式が採用される場合も多い¹⁾。このような形式の高橋脚では、特に頂部に上部構造の大きな質量を有するために、終局強度設計の立場から大地震時の動的応答性状が、特に問題になると予想される。このような鋼製橋脚の合理的な終局耐震設計法を確立するためには、まず、繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚部材の塑性域に及ぶ復元力特性を明らかにし、その上で変形性能や吸収エネルギー量に基づいた設計法を構築して行く必要があると考えられる²⁾。このような観点から、鋼製橋脚部材を対象とした実験的研究が盛んに行われるようになってきた³⁾⁻¹⁰⁾。

しかし、上部構造の死荷重と慣性力の影響をも考慮した鋼製橋脚の実験を数多く実施し、その復元力特性や基本的な弾塑性応答性状を把握することは、ハイブリッド実験施設²⁾を利用して困難な面もあるため、実際の鋼製橋脚の弾塑性応答性状をパラメトリックに把握する場合には、数値解析法に頼らざるをえない面がある。

ところで、数値解析法によって鋼製橋脚の弾塑性応答性状をより精密に解明しようとする場合、繰り返しを受ける鋼材の多軸応力状態における正確な応力ひずみ関係、部材を構成する板の局部座屈の影響などを考慮することが必要になる。これに対して、これらの影響を取り入れた厳密な数値解析法を確立するには、まだまだ時間を要するようである²⁾。

しかし、鋼製橋脚の終局耐震設計法を確立することは急務であり、現状で可能な数値解析法によって、大地震時における鋼製橋脚の弾塑性応答性状を検討し、実験結果と対応させながら基本的な事項を整理しておくことも重要であると考えられる。

* 工博 宇都宮大学助教授 工学部建設学科建設工学コース (321 宇都宮市石井町 2753)

** 工博 東北大学教授 工学部土木工学科 (980 仙台市青葉区荒巻字青葉)

そこで本研究では、上部構造の影響を考慮して、大きな地震動（レベル2地震）[†]を受ける鋼製橋脚の弾塑性応答性状を、鋼材の降伏および幾何学的非線形性の影響を考慮した平面骨組のための弾塑性動的応答解析法^{11), 12)}を用いて、おもに定性的な傾向に着目して種々検討する。

2. 解析モデルと解析方法

(1) 解析モデル

本研究では、図1に示すような中間橋脚をもつ2径連続橋が橋軸方向地震入力を受ける場合を考える。中間橋脚は単柱形式の鋼製橋脚とし、上部構造の両端部はローラー支承、橋脚部はヒンジ支承とする。一般に、このような橋脚に着目した地震応答解析を実施する場合には、この構造系を図2に示すように橋脚頂部に上部構造の質量を有し、またその死荷重による支点反力分の鉛直荷重を橋脚頂部に受ける片持ち柱にモデル化する。しかし、レベル2のような大地震を受ける場合にも、このようなモデル化の妥当性を確かめるために、まず、図1の構造全体系と図2の片持ち柱の両方の系の地震応答解析結果を比較する。ただし、上部構造の橋長は80mとし、その総重量は5.88MNと仮定した。したがって、中間橋脚の支点反力は約3.63MNとなる。また、構造全体系の解析では、上部構造の桁高の影響を考慮し、上部構造とヒンジ支承の間にオフセット部材を挿入している。

ここでは、橋脚高さ $L=20\text{m}$ の正方形箱型断面を有する等断面柱を基準モデルとし、その断面は道路橋示方書・同解説（II 鋼橋編、V 耐震設計編、以下、道示II、Vとする。）¹³⁾に基づいて概略設計した。つまり、地盤条件はI種地盤とし、橋脚基部断面に対して、慣性力による曲げモーメントと軸力による応力度が道示IIの安定性の照査式を満足する（照査式の値が約1/2程度になる）ようにした^{2), 16)}。ただし、鋼材はSS400相当、降伏応力度 σ_Y を235MPaとした。また、入力地震波は橋軸方向のみに作用させ、断面には一方向のみの曲げモーメントが生じる場合を考える。

また、設計された等断面柱において、基部付近にコンクリートを充填する場合に対応させて、図2に示すように柱基部から適当な高さまで断面の板厚を変えた変断面柱についても検討した。その断面は、コンクリートの合成效果による曲げ剛性の増加に対応する程度に鋼断面の板厚を増した。

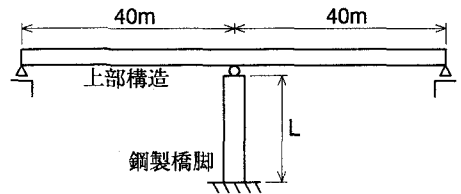


図1 上部構造と鋼製橋脚の全体系解析モデル

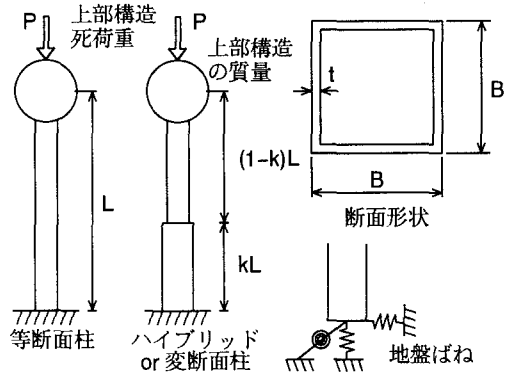


図2 片持ち柱解析モデル

[†] 道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編）に示される鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力照査用加速度応答スペクトルに対応した地震波、ここではレベル2地震と呼び、論文題目にも使用した。

表1 基準モデルのパラメーターと断面特性

細長比パラメーター $\bar{\lambda} = 0.541$, 幅厚比パラメーター $\bar{R} = 0.684$, 橋脚高さ $L = 20\text{m}$ 鉛直荷重 $P = 3.63\text{MN}$, $P/P_Y = 0.038$ (P_Y : 基準断面の降伏軸力)							
断面	鋼種	B (m)	t (mm)	M_Y (MNm)	ϕ_Y ($\times 10^{-3}$)	σ_Y (MPa)	H_Y (MN)
基準モデル断面	SS400	2	52	58.0	1.099	235	2.90
変断面	SS400	2	71	77.8	1.110	235	3.89
ハイブリッド断面	SM490	2	52	78.1	1.480	314	3.91
降伏水平力 $H_Y = M_Y/L$, M_Y, ϕ_Y : 軸力を考慮した降伏曲げモーメント, 降伏曲率							

表2 地盤ばね定数

ばねの種類	ばね定数
水平ばね	3.92GN/m
鉛直ばね	156.8GN/m
回転ばね	98GNm

一方、変断面柱との比較のために、基部から適当な高さまで断面の大きさは同じで、SM490 相当に鋼種を変えたハイブリッド断面柱についても検討した。基準モデルの特性および変断面、ハイブリッド断面の断面特性等を表 1 に示す。さらに、橋脚基礎の地盤の影響を調べるため基部を固定とした場合と図 2 のように 3 方向の地盤ばねを考慮した場合も比較した。各地盤ばねのばね定数は道示 V を参考にして表 2 の値を用いた。

(2) 解析方法

ここで採用した弾塑性動的応答解析法は、鋼材の降伏および幾何学的非線形性の影響を考慮したはり柱要素の有限要素法とニューマークの β 法 ($\beta = 1/4$) および修正ニュートンラフソン法を併用した平面骨組のための有限変位弾塑性動的応答解析法である^{11), 12)}。解析に際しては、鋼材の応力ひずみ関係を完全弾塑性型に理想化し、除荷が生じた場合には弾性除荷経路をたどるものとしている。有限要素解析における柱の要素分割数は 10 としているが、この解析法の定式化において必要な各要素のひずみエネルギーを算定するために、図 3 のように 1 つの要素を長さ方向および断面方向にさらに細かく分割している。したがって、図 3 のように 1 つの要素をさらに分割した位置において断面の応力、ひずみを知ることができる。さらに、構造全体系解析モデルでは、上部構造もはり柱要素とし、全長を 8 要素に分割した。また、粘性減衰としては質量比例型を仮定し、1 次の固有振動モードに対する減衰定数 $h = 2\%$ を基準とした。ここで用いた減衰マトリックス C は次式に基づいて算定している¹⁴⁾。

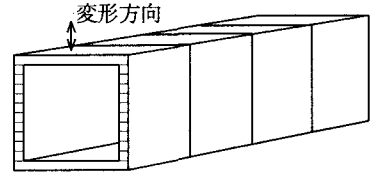


図 3 1 つの有限要素の細分割

ここに、 M は整合質量マトリックス、 ω は系の弾性 1 次固有円振動数である。

$$C = a_0 M, \quad a_0 = 2\omega h \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 M は整合質量マトリックス、 ω は系の弾性 1 次固有円振動数である。

(3) 地震波

構造物の地震応答性状は入力される地震波に依存する。したがって、用いる入力地震波によって構造物の応答性状は種々変化すると考えられる。しかし、1 つの適当地震波を用いることによって、構造物の定性的な弾塑性応答性状をある程度明らかにすることができると考えられる。ここでは、道示 V に示される鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力照査用加速度応答スペクトルに対応するレベル 2 地震 (I 種地盤用) を入力地震波として用いた¹³⁾。構造物への地震入力位置は橋脚基部としている。

3. 解析結果

(1) 構造全体系と片持ち柱の比較

対象とした高架橋橋脚モデルを片持ち柱にモデル化することの妥当性を調べるためには、上部構造と橋脚の構造全体系で解析した場合と、これを片持ち柱にモデル化して解析した場合の結果を比較する必要がある。

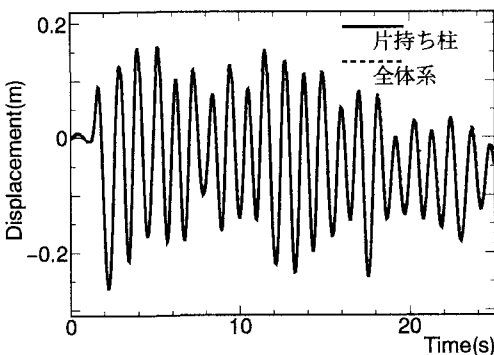


図 4-a 橋脚基部固定

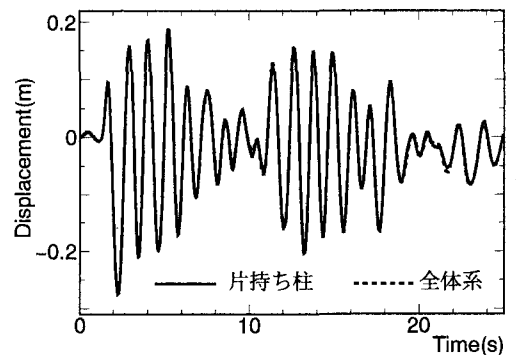


図 4-b 地盤ばね考慮

図 4 橋脚頂部水平変位の時刻歴曲線

まず、全体系モデルと片持ち柱モデルについて、1～3次までの弾性時固有周期とそのときの支配的な振動モードを表3に示す。この表から、全体系モデルと片持ち柱モデルの1次固有周期は橋脚基部を固定とした場合と地盤ばねを考慮した場合でそれぞれ同程度の値であり、いずれも同じ振動モードを有していることがわかる。しかし、2、3次では、それぞれの解析モデルでまったく異なった固有周期と振動モードを有している。また、橋脚基部を固定とした場合と地盤ばねを考慮した場合の1次固有周期の値を比較すると、どちらの解析モデルとも地盤ばねを考慮することによって固有周期がわずかに長くなっていることがわかる。

次に、図1に示す構造全体系と図2に示す片持ち柱に対して、応答解析を実施した場合の橋脚頂部水平変位の時刻歴曲線を図4に示す。いずれも橋脚部は等断面、1次の固有振動モードに対する減衰定数 $h = 2\%$ としている。縦軸は橋脚頂部の水平変位、横軸は時間であり、実線は片持ち柱、点線は構造全体系の結果である。

図4-aは橋脚基部を固定、図4-bは橋脚基部に地盤ばねを考慮した場合である。また、図5-aは橋脚基部を固定とした場合のエネルギー累積時刻歴曲線の比較である。縦軸は外力による累積入力エネルギーおよび粘性減衰によって消費される累積エネルギー量を表している。2つの解析モデルの1次固有周期にわずかな違いがあるために、図5-aの約10秒以降のエネルギー応答にわずかな差異が認められる。しかしこれらの図から、橋脚方向地震を受ける構造全体系の結果はこれをモデル化した片持ち柱の結果にほぼ一致しており、図1の構造全体系を図2のような片持ち柱にモデル化することによって、入力エネルギー量などの弾塑性応答性状を十分明らかにすることができると言える。したがって、以下では図2の片持ち柱モデルを用いて基本的な応答性状を検討する。

(2) 地盤ばねの影響

橋脚基部を固定とした場合と地盤ばねを考慮した場合は、橋脚頂部水平変位の時刻歴曲線は、図4のように応答性状が異なることがわかる。

また図5-bは、橋脚基部を固定とした場合と地盤ばねを考慮した場合におけるエネルギー累積時刻歴曲線を示している。この図から、地盤ばねを考慮した場合としない場合では入力エネルギーおよび粘性減衰エネルギー累積量がかかなり異なっており、エネルギー応答に及ぼす地盤ばねの影響は比較的大きいことがわかる。この理由は、表3に示すように、地盤ばねを考慮する場合としない場合の1次固有周期が少々異なるためであると考えられる。このことは、橋脚基部を固定とし、断面の大きさを変えて1次固有周期を地盤ばねを考慮した場合の値に

表3 解析モデルの固有振動数と支配振動モード

次数	片持ち柱モデル		構造全体系モデル	
	基部固定	地盤ばね考慮	基部固定	地盤ばね考慮
1	1.114s 柱曲げ1次	1.161s 柱曲げ1次	1.128s 橋脚曲げ1次	1.174s 橋脚曲げ1次
	0.077s 柱縦1次	0.078s 柱縦1次	0.862s 桁逆対称曲げ1次	0.864s 桁逆対称曲げ1次
2	0.044s 柱曲げ2次	0.040s 柱曲げ2次	0.558s 桁対称曲げ1次	0.558s 桁対称曲げ1次

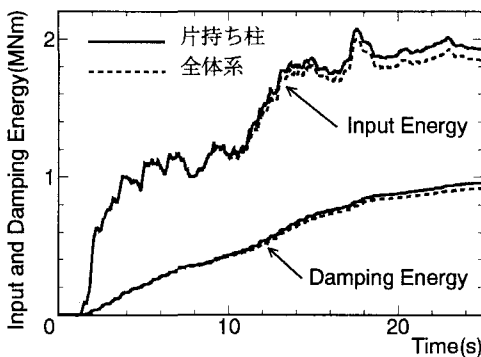


図5-a 構造全体系と片持ち柱の比較

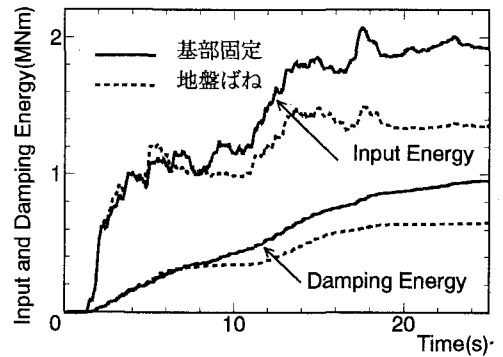


図5-b 地盤ばねの影響

図5 累積エネルギーの時刻歴曲線

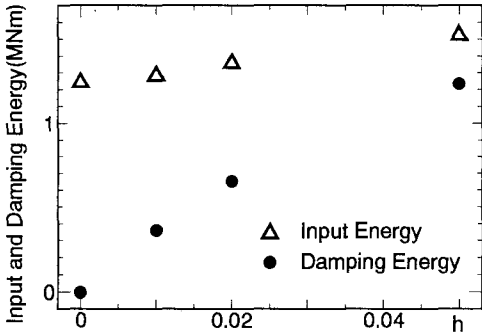


図6 減衰定数と累積エネルギー量の関係

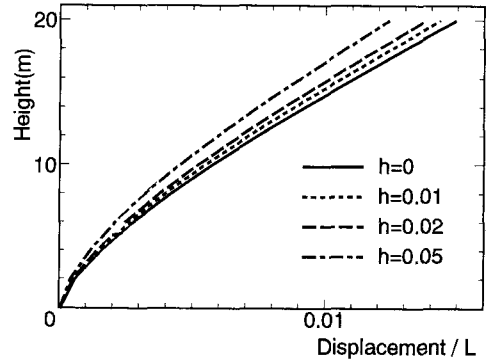


図7-a 水平変位モード

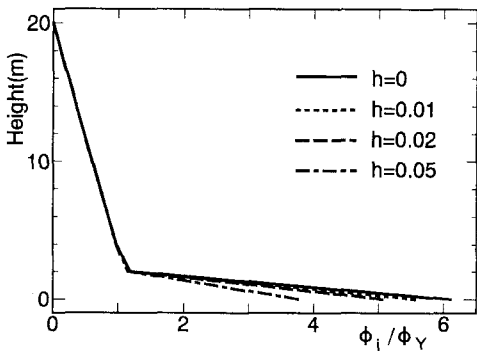


図7-b 曲率分布

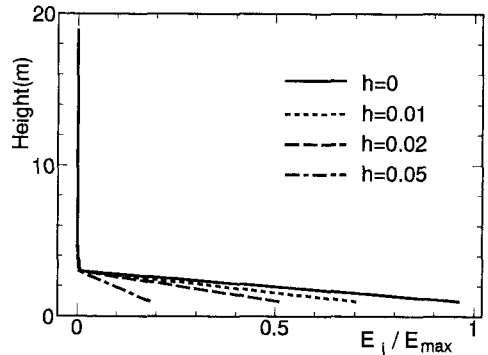


図7-c 吸収ひずみエネルギー分布

図7 減衰定数の影響

合わせた片持ち柱モデルの応答性状を調べることによってある程度確認できる。

以上のことから、レベル2地震に対する鋼製橋脚の弾塑性応答性状を検討する場合には、地盤ばねを考慮することによる橋脚の1次固有周期の変化に注意する必要があると言える。したがって、以下の検討では特に断らない限り、表2に示す値の地盤ばねを考慮する。

(3) 減衰定数の影響

図5-aおよび図5-bから、1次の固有振動モードに対する減衰定数 $h = 2\%$ によるエネルギー吸収が比較的大きいことがわかる。そこで、減衰定数の大きさが弾塑性応答性状に及ぼす影響を、1次の固有振動モードに対する減衰定数 $h = 0 \sim 5\%$ と変えて調べた。まず、図6は減衰定数 h と累積入力エネルギーおよび減衰エネルギーの関係を示している。縦軸はエネルギー量、横軸は減衰定数である。この図から、減衰定数が大きくなるほど、入力エネルギーも増加する傾向にあるが、粘性減衰によって消費されるエネルギーは急激に大きくなるのがわかる。

図7-aは、橋脚頂部の水平変位が最大になるときの水平変位モードを示している。横軸は水平変位を橋脚高さ L で無次元化して示し、縦軸は高さ位置を表している。この図から、減衰定数が大きくなるほど橋脚頂部の最大変位は小さくなるが、減衰定数が最大変位量に及ぼす影響はあまり大きくないと言える。

これに対して、図7-bは橋脚基部の曲率最大時における高さ方向曲率分布を示している。横軸は曲率 ϕ を軸力を考慮した降伏曲率 ϕ_Y で無次元化して表している。また、図7-cは吸収ひずみエネルギーの高さ方向分布である。縦軸は有限要素解析における分割要素の重心位置を、横軸は地震終了時における各要素の累積吸収ひずみエネルギー E_i を累積入力エネルギー E_{max} で無次元化して表している。これらの図から、等断面柱の場合、減

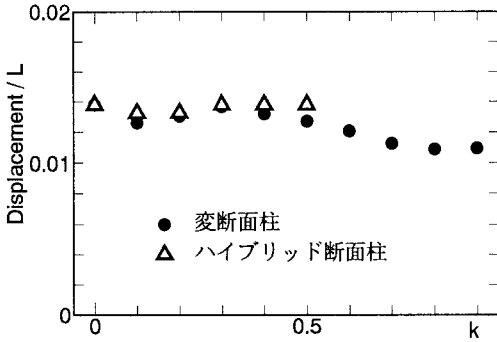


図8 最大水平変位と断面変化位置の関係

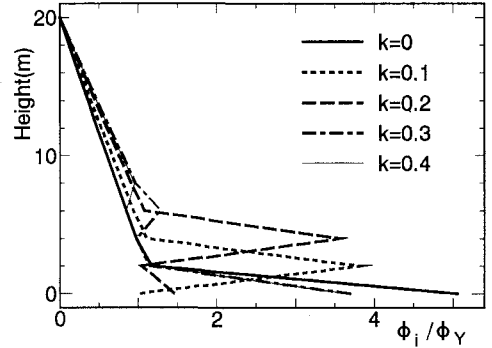


図9 変断面柱の曲率分布

減衰数によらず断面の塑性化は橋脚基部のみに集中し、入力エネルギーも基部の要素によってほとんどが吸収されていることがわかる。ただし、減衰定数が大きくなるほど橋脚基部の最大曲率および基部要素のエネルギー吸収量は小さくなっている。

ところで本研究では、式(1)に示す質量比例型の減衰マトリックスを用い、1次の固有振動モードに対する減衰定数 $h = 2\%$ を基準としている。しかし、減衰マトリックスとして剛性比例型あるいはレーレー型¹⁴⁾を用いる場合についても、1次の固有振動モードに対する減衰定数 $h = 2\%$ となる減衰マトリックスを仮定すれば、ここで対象とした橋脚の地震応答のような1次の振動モードが支配的な動的挙動では、減衰マトリックスのタイプによらず、変位応答や減衰によって消費されるエネルギー応答性状などはほぼ一致することを確かめている。

(4) 変断面柱とハイブリッド断面柱の比較

鋼製橋脚では、車両の衝突による断面の損傷を防止するために、橋脚基部付近にコンクリートを充填するケースが多い。コンクリートを充填した場合、その合成効果により、断面の曲げ剛性が増加し、結果的に橋脚が変断面構成になる。

ところで、鋼製橋脚の構成断面を変断面あるいはハイブリッド断面とした場合については、酒造ら¹⁵⁾あるいは著者ら^{2), 16)}が基本的な動的弾塑性応答性状を検討している。

ここでは、コンクリート充填による曲げ剛性の増加を鋼材の板厚を増すことによってある程度対応させた変断面柱について、曲げ剛性を増加させる高さが橋脚の弾塑性応答性状に及ぼす影響を調べる。板厚を増すことによって断面の降伏曲げモーメントも表1のように増加することになる。またこれと比較する目的で、板厚を増す代わりに鋼材の鋼種を変化させたハイブリッド断面柱についても検討する。

図8は、変断面柱およびハイブリッド断面柱における橋脚頂部の最大水平変位と断面変化位置の関係を示している。縦軸は橋脚頂部の最大水平変位を橋脚高さ L で無次元化して表し、横軸は断面変化位置を橋脚高さに対する比 k を用いて表している(図2参照)。また、 $k = 0$ は等断面柱の基準モデルの結果である。この図から、変断面およびハイブリッド断面柱とも $k = 0$ の基準モデルの場合の最大水平変位が最も大きいが、断面変化の位置が橋脚頂部の最大水平変位に及ぼす影響は顕著には認められない。

図9は基部から適当な高さまで断面の板厚を変えた変断面柱における高さ方向曲率分布を示している。横軸は最大曲率を対応する断面の降伏曲率で無次元化して表している。図より、 $k = 0.1, 0.2$ の場合には、断面変化点の曲率が最大になり、 $k = 0.3$ 以上では、橋脚基部の曲率が最大になっている。この理由を説明するため図10には、断面の抵抗曲げモーメントと作用曲げモーメントの関係を模式的に示している。図中、 M_{Y1} 、 M_{Y2} はそれぞれ基準断面および板厚を増した断面の降伏曲げモーメントである。作用曲げモーメント分布はほぼ図のような三角形分布になると考えられるので、作用曲げモーメントが柱基部で M_{Y2} に一致するような分布であると仮定すれば、 $k = 0.1, 0.2$ の場合には作用曲げモーメントが断面変化位置において M_{Y1} より大きくなり、 $k = 0.3$ の場合には作用曲げモーメントが断面変化位置において M_{Y1} より小さくなる。したがって、前者では断面変化位置に、後者では基部に塑性化が集中し、図9のような結果になったものと考えられる。

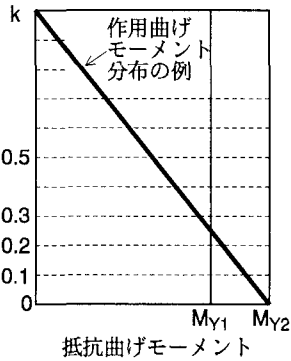


図 10 作用曲げモーメントと抵抗曲げモーメントの関係

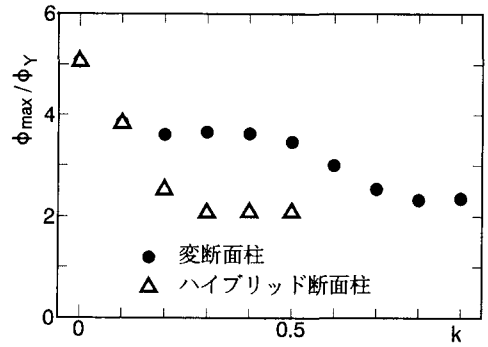


図 11 最大曲率と断面変化位置の関係

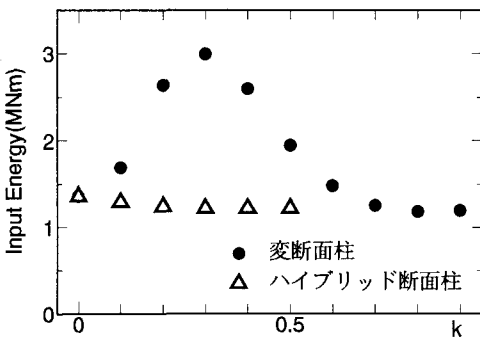


図 12 累積入力エネルギー量と断面変化位置の関係

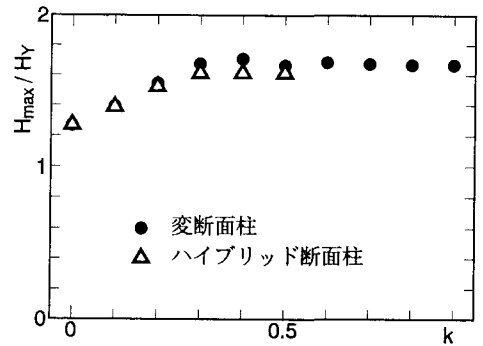


図 13 ベースシヤと断面変化位置の関係

図 11 は最大曲率と断面変化位置の関係を示している。断面変化点が最大曲率の場合にはその値をプロットしている。断面を変化させる高さによらず、変断面あるいはハイブリッド断面を用いることによって、最大曲率の大きさは基準モデルの最大値よりも小さくなるが、基部における塑性化の集中を減少させるためには、弾性剛性が変化する変断面よりも弾性剛性が変化しないハイブリッド断面を用いた方がより有効であるという結果が認められる。以上のことから、断面変化点に塑性化を集中させずに基部断面の塑性化の集中を減少させるためには、図 10 に示すように、三角形分布の作用曲げモーメントと基部および断面変化点の降伏曲げモーメント（ここでは、 $M_{Y1}/M_{Y2} \approx 0.75$ ）から判断して、基部の方が降伏しやすい位置まで断面変化位置を高くすればよいと考えられる。

ところで、図 12 は変断面およびハイブリッド断面柱における累積入力エネルギー量と断面変化位置の関係を示している。この図から、剛性が増し、それとともに 1 次固有周期が大きくなる変断面柱では、断面変化の位置とともに入力エネルギー量が大きく変化するが、剛性が変化せず、したがって 1 次固有周期が変化しないハイブリッド断面柱では、入力エネルギー量は断面変化の位置の影響をあまり受けないことがわかる。

図 13 は最大ベースシヤと断面変化位置の関係を示している。縦軸は最大ベースシヤ H_{max} を基準断面の降伏水平力 H_Y で無次元化して表している。断面変化の位置を高くするにつれて、図 11 のように最大曲率は基準モデルの値よりも小さくなるが、これに対して最大ベースシヤは大きくなり、それだけ基部に大きな水平反力が働くことになる。

4. おわりに

レベル 2 地震 (1. の注記参照) を受ける鋼製橋脚の弾塑性応答性状を、鋼材の降伏および幾何学的非線形性の影響を考慮した平面骨組のための弾塑性動的応答解析法を用いて、おもに定性的な傾向に着目して検討した。こ

ここでは、1種類の入力地震波を用いた限定的な解析結果であり、今後さらに広範なパラメトリック解析を実施することが必要であるが、本研究の範囲内で以下のようなことが明らかにされた。

1. 橋軸方向にレベル2地震を受ける高架橋鋼製橋脚の弾塑性応答性状は片持ち柱モデルによってある程度検討できる。しかしこの場合、橋脚の動的応答性状に及ぼす1次固有周期の変化の影響が比較的大きいので、橋脚基礎の地盤の影響も適切に考慮する必要がある。
2. 減衰定数が大きいほど粘性減衰によるエネルギー吸収が大きくなり、それだけ最大応答値は小さくなる。しかし、等断面橋脚の塑性化は基部断面に集中する傾向がある。
3. コンクリートを充填することに対応させて適切な高さまで断面の板厚を増した変断面柱は、断面を変えない等断面柱よりも基部の塑性化を低減することができる。これに対して、降伏応力度の高い鋼材を用いたハイブリッド断面柱は、変断面柱よりもさらに基部断面の塑性化を低減する効果が認められる。これらの場合、断面変化点に塑性化を集中させずに基部断面の塑性化を低減するためには、作用曲げモーメント分布と基部および断面変化位置の降伏曲げモーメントから判断して、基部の方が降伏しやすい位置まで断面変化位置を高くすればよいと考えられる。しかし、このような変断面やハイブリッド断面柱を用いることによって、基部にはより大きな水平反力が働くことになる。

最後に、本研究の一部は土木学会鋼構造新技術小委員会耐震設計研究WG（代表：宇佐美 勉名古屋大学教授）の補助を受けたことを付記し、関係方々に謝意を表する。

参考文献

- 1) 中井博・北田俊行・河井章好・酒造敏廣・吉川紀：鋼製ラーメン橋脚の実績調査（上），橋梁と基礎，Vol.16，No.2，pp.35-40，1987.6.
- 2) 山田善一他：鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法，土木学会鋼構造委員会，鋼構造動的極限性状研究小委員会報告書，1993.8.
- 3) 宇佐美勉・今井康幸・青木徹彦・伊藤義人：繰返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，pp.93-106，1991.3.
- 4) 宇佐美勉・水谷慎吾・青木徹彦・伊藤義人・安波博道：補剛箱型断面鋼圧縮部材の繰返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，pp.105-117，1992.3.
- 5) 渡邊英一・杉浦邦征・播本章一・長谷川敏之：ダクティリティに基づく鋼製橋脚の有効な断面形状に関する研究，構造工学論文集，Vol.38A，pp.133-142，1992.3.
- 6) Kawashima, K., MacRae, G.A. and Hasegawa, K.: The strength and ductility of steel bridge piers based on loading tests, Journal of Research, Vol.29, Public Works Research Institute, 1992.3.
- 7) 宇佐美勉・坂野茂・是津文章・青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響，構造工学論文集，Vol.39A，pp.235-247，1993.3.
- 8) 宇佐美勉・葛漢淋・水谷慎吾：コンクリートを部分的に充填した無補剛箱型鋼柱の繰返し弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol.39A，pp.249-262，1993.3.
- 9) 酒造敏廣・事口壽男・西幸二：鋼変断面片持ち柱の弾塑性履歴性状に関する基礎的実験，構造工学論文集，Vol.39A，pp.271-284，1993.3.
- 10) 中井博・北田俊行・吉川紀・中西克佳・尾山達巳：コンクリートを部分的に充填した長方形箱型断面柱の耐荷力と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.39A，pp.1347-1360，1993.3.
- 11) 倉西茂・矢吹哲哉：側方荷重の影響を考慮した2ヒンジ鋼アーチの面内極限強度について，土木学会論文報告集，第272号，pp.1-12，1978.4.
- 12) Kuranishi, S. and Nakajima, A.: Dynamic strength characteristics of axially loaded columns subjected to periodic lateral acceleration, Proc. of JSCE, No.341, pp.41-49, 1984.1.
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II 鋼橋編，V 耐震設計編，丸善、1990.2.
- 14) S.P. ティモシェンコ・D.H. ヤング・W. ウィーバー，J.R.（谷口修・田村章義訳）：工業振動学，pp.304-308，コロナ社，1977.8.
- 15) 酒造敏廣・井上英俊：地震動を受ける鋼変断面ラーメン柱の動的弾塑性応答に関する研究，第22回地震工学研究発表会・講演概要集，土木学会・耐震工学委員会，pp.535-538，1993.7.
- 16) 中島章典・倉西茂：鋼製橋脚モデルの地震時弾塑性応答性状，土木学会第48回年次学術講演会講演概要集第1部，pp.162-163，1993.9.

（1993年9月16日 受付）