

11. 道路高架橋付属構造物(標識柱等)の耐震設計

11.1 はじめに

道路橋の耐震設計では、標識柱や照明柱等の付属構造物に関する明確な耐震設計基準が存在しない。現状では、死荷重と風荷重を考慮した弾性設計がなされている¹⁾。また、道路高架橋付属構造物が満足すべき耐震性レベルについても、まだ一般的な合意がない。ITS (Intelligent Transport Systems: 高度道路交通システム)の導入により、常時のみならず災害時にあっても路面を監視できることが前提となった災害対策も考えられるが、それには高架橋付属構造物の耐震性向上が欠かせない。

道路高架橋とその付属構造物の耐震性という問題は、動的応答に特有の共振現象が深く関わっている。耐震設計を静的設計を中心に考える傾向の強い現在において、この問題を考えることは、動的現象である地震応答の理解にもつながる。付属構造物のみならず、一般的な共振現象への対応という面でも理解を深めていただきたい。

付属構造物には、物理的な被害以外にも、ケーブル切断による照明機能や情報表示機能の障害といった機能被害もあるが、ここでは振動による物理的被害について考えることにする。

11.2 道路高架橋付属構造物の地震被害

道路高架橋付属構造物の地震被害が詳細に記録されているのは、1995年兵庫県南部地震(阪神・淡路大震災)である。このときには、道路高架橋に設置された付属構造物が一部で被害を受けた^{2),3)}。特に、高架橋の被害が比較的軽微な区間において、付属構造物の被害が見られたのが特徴である。高架橋の躯体に被害がなかった地域でも、器具の損傷や柱の変形が報告されている。地上に設置された同種の構造物よりも被害が大きかったことから、高架橋との共振によって振動が増幅されたことが原因だと考えられている³⁾。

詳しい被害状況を阪神高速道路を例に見てみることにする。高架橋付属構造物としては、標識柱や照明柱があり、その被災数を表11.1に示す⁴⁾。標識柱については、標識柱そのものの被害統計が見あたらなかったため、標識柱などに設置された端末装置のうち、被災数の多かった文字情報板と交通流監視カメラの被災数を記す。

表11.1 阪神高速道路における照明柱および各種端末装置の被災数⁴⁾

	照明柱		文字情報板		交通流監視カメラ	
	設置本数	損傷本数	設置台数	被災台数	設置台数	被災台数
大阪地区	3,709	91	194	21	86	10
湾岸地区	3,111	30	77	33	49	30
神戸地区	3,699	1,779	85	44	51	50
北神戸地区	512	1	25	0	26	2
合計	11,031	1,901	381	98	212	92

表11.1を見ると、高架橋被害の多かった神戸地区(3号神戸線および5号湾岸線)での被災数が多いのは当然として、高架橋被害のほとんどなかった他の地区でも、かなりの被災があることがわかる。なお、表中の湾岸地区とは4号湾岸線等、大阪の湾岸地区であり、被害のあった神戸の湾岸地区ではない。

まず照明柱の被害について見てみると、高架橋被害のほとんどなかった大阪地区、湾岸地区でも100本以上の照明柱が被害を受けている。高架橋ではない一般土工部に設置された照明柱に被害がなかったことと考えあわせると、高架橋との共振現象が大きな被害原因となったことが推測される。被害形態は路面から1~2mの位置に設けられた安定器収納用開口部(幅13cm長さ60cm程度)の座屈変形がほとんどである。全被災数1901本のうち、1886本がこの位置での座屈変形であり、残りの15本は柱上部における継手損傷であった。

端末装置の物理被害は、取り付け金具の損傷による落下や、標識柱の倒壊などである。また、機能被害としてケーブル切断等による文字情報板の表示不能や、交通流監視カメラの画像送信停止なども報告されている。これら端末装置の被災も、約半数が神戸地区以外で発生している。

11.3 他分野における耐震設計

ここでは、道路高架橋以外の構造物で、道路橋付属構造物に類似した構造物の耐震設計が考慮されているものについて、参考までに説明する。

(1) 鉄道高架橋

同じ土木構造物でも、鉄道高架橋に関しては、架線施設の耐震性あるいは耐震補強について、過去の震災をふまえた検討がなされてきた経緯がある。1978年宮城県沖地震で、開業前の東北新幹線高架橋上の電車線柱約760本が被害を受けたのを契機に、耐震設計指針が1982年にまとめられた。200gal程度の加速度に対しては構造破壊や機能破壊をせず、それ以上の300gal程度の加速度に対しては電車線柱の折損を防ぐこととし、高架橋と電車線柱の固有周期比をパラメータとした震度法が適用されてきた⁵⁾。

1995年兵庫県南部地震の被害後、電車線柱の振動・強度試験が行われ⁶⁾、高架橋の耐震設計基準の見直しを受けて、新しい電車線柱の耐震設計指針案⁷⁾が提案された。高架橋の耐震設計が、ある程度の損傷を許容した塑性設計法に移行したため、電車線柱の設計もレベル2地震動に対する対応を考えて、部分的に損傷した高架橋の振動特性との共振を考えた設計になった。具体的には、高架橋の許容塑性率を考慮した必要強度スペクトルを用い、高架橋と電車線柱との固有周期比をパラメータとして設計震度を決めている。

一般的な座板付きコンクリート柱や鋼管柱に加え、耐震性を高めた砂詰め基礎コンクリート柱という構造も採用されている。これは、高架橋上の投込み基礎とコンクリート柱の間に砂を詰めて減衰を高め、基礎上端においてモルタルヒューズを設けてコンクリート柱の折損を防止する構造になっている。また、架線を取り付けた状態での柱の振動状態の把握や振動制御についても検討されている。

(2) 建築物

建築構造物では、取り付けられる設備の重要性も高いため、付帯設備の耐震設計基準が明文化されている⁸⁾。重要な施設では全体系の振動解析を行う場合もあるが、通常は主構造物の応答から付帯設備設置個所における床応答スペクトルを求めたり、主構造物の応答に増幅係数をかけたりして、耐震設計が行われている。基本的には震度法であり、その考え方によって局部震度法による「地震入力(その1)」と修正震度法による「地震入力(その2)」と、2種類の地震入力規定されている。どちらの数値を採用するかは、実務上の見地から判断され、いずれを用いてもよいとされている。

地震入力(その1)では、設計用水平地震力 F_H を次式で規定し、機器の重心に作用させることとなっている。

$$F_H = K_H \cdot W \quad (11.1)$$

$$K_H = Z \cdot K_S \quad (11.2)$$

ここで、 K_H : 設計用水平震度、 K_S : 設計用標準震度、 Z : 地域係数(1.0, 0.9, 0.8, 0.7)、 W : 機器の重量である。鉛直地震動を考慮する必要がある場合には、水平地震力の1/2を作用させる。設計用標準震度 K_S は、重要度、設置される場所(最上階および屋上、2階床以上、地階および1階)によって0.4~2.0の値が規定されている。

地震入力(その2)では、 K_H が次式となる。

$$K_H = Z \cdot I \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot k_0 \quad (11.3)$$

ここで、 I : 重要度低減係数(1.0, 2/3)、 K_1 : 建築物の床応答倍率を考慮した係数、 K_2 : 設備機器の応答倍率を考慮した係数、 k_0 : 設計用基準震度(=0.3)である。鉛直地震力を考慮する必要がある場合には、防振支持された場合は水平地震力の1/2、固定された場合には水平地震力の1/(2 K_2)を作用させる。 K_1 は、設備機器を設置する建築物の床の地震応答が階数により異なることを考慮するための係数であり、建築物の高さと設備機器が設置される階の高さにより、1~10/3となる式が規定されている。 K_2 は、設備機器の床に対する応答倍率を表す係数であり、設備機器の1次固有振動数と建築物の固有振動数との比によって、1~2の値を取るスペクトルが規定されている。

(その1)(その2)どちらの規定を用いても、通常の設定機器で最低0.4G、重要性の高い設備機器で最低0.6Gの水平地震入力確保され、最大では2Gの地震入力を考えることになる。

11.4 付属構造物の地震応答特性

付属構造物は、直接地動にさらされるのではなく、地動による主構造物の振動によって加振され、地動を間接的に受けるため、二次構造物とも呼ばれる。付属構造物の特徴としては、剛性と質量が小さいこと、減衰性も小さく共振しやすいこと、耐震性からではなく機能性や景観からデザインされること、などがあげられている⁹⁾。また、橋梁構造物で一般的な周期1秒以下の構造物では、地動よりも大きく長く振動が持続し、また周期的であるために、共振現象がより重要となる¹⁰⁾。付属構造物の耐震設計に関しては、原子力発電所の配管に対する検討など、多点入力の問題となる場合も多く、また、確保すべき安全性が非常に高い物も多いため、世界地震工学会議で1つのセッションが用意される場合もあるが、道路高架橋付属構造物に関する検討例は筆者の知る限り見あたらない。

道路高架橋付属構造物が満足すべき耐震性レベルについては、まだ一般的な合意がない。付属構造物が地震で損傷を受けた場合、道路交通を円滑に流すという機能が損なわれる。特に、標識や器具の落下は、車両通行の妨げになるために、防がなければならない。しかし、柱が損傷しても倒壊しなければ、高架橋本体が健全であれば道路交通に壊滅的な支障はなく、高架橋の機能喪失には至らない。また、主構造物である高架橋本体が大被害を受けて交通が不通になれば、付属構造物が健全であっても、その機能を果たすことができない。主構造物が破壊せず、車両が通行可能なとき、付属構造物だけが倒壊することを避け、かつ、標識等の落下を防ぐ、という耐震性レベルを確保すればよいのではないだろうか。

このように、付属構造物の地震被害は、高架橋の使用性・機能性に大きな影響を与える。しかしながら、主構造物と付属構造物とでは、設計する人や部署、さらに設計時期も異なり、耐震設計基準がないこととあわせて、道路橋付属構造物の地震時挙動はほとんど考慮されてこなかった。

11.5 地震応答解析の例

ここでは、道路高架橋の付属構造物として標識柱を取り上げ、その地震応答解析を行った例を紹介する¹¹⁾。

(1) 道路高架橋と付属構造物のモデル化

標準的な標識柱^{11),12)}の諸元を参考に、柱部と梁部からなる構造物に単純化し、一次固有周期が約0.7秒になるように諸元を仮定した。F型標識柱の模式図¹²⁾を図11.1に、仮定したモデルを図11.2に、モデルの諸元を表11.2に示す。

図11.1の標識柱は、柱部が一般構造用炭素鋼鋼管STK400の鋼管2本からなるもので、橋軸方向には上部が剛結されたラーメン的な構造となっており、橋軸直角方向には片持ち梁構造になっている。横に張り出した梁部に、標識や照明器具が取り付けられる。

1995年阪神・淡路大震災では、付属構造物の被害として、橋軸直角方向の変形が見られた³⁾。よって、本研究における加振方向は、橋軸直角方向を考えた。

柱部のモデル化にあたっては、直径40cm、厚さ8mmの中空円柱を橋軸方向に2本並べた場合の断面諸量を持つ、1本の柱としてモデル化した。橋軸直角方向の二次元問題として取り扱い、ねじれについては考慮しなかった。

付属構造物の減衰は一般に小さいことを考慮し、照明柱の振動台実験結果³⁾を参考にして、減衰定数は $h=0.01$ を仮定した。仮定した減衰定数の差が応答に及ぼす影響については、次節d)項で別途考察する。剛体上に設置された付属構造物の固有値解析を行い、各モードに1%のモード減衰を与えるよう、付属構造物の減衰マトリックスを設定した。

柱部および梁部の質量は、部材に一樣に分布させた。付属構造物が降伏することは考えず、線形部材として取り扱った。

主構造物である橋梁の質量は標識柱の100倍の350tonを仮定し、橋梁単体の減衰定数が $h=0.05$ の水平方向バネで表した。仮定した質量の大きさが応答に及ぼす影響については次節d)項で述べる。また、バネ定数 k は、橋梁の固有周期 T 秒を各解析ケースで設定し、橋梁質量 m_1 から、

$$k = \frac{4\pi^2 m_1}{T^2} \quad (11.4)$$

によって決定した。

このモデルの付属構造物部分に対して、固有値解析を行った。表11.3に固有周期、刺激係数、有効質量比を、図11.3に1次と2次の振動モード形状を示す。1次振動モードは柱の曲げ振動、2次振動モードは梁部の曲げ振動がそれぞれ卓越する。表11.3を見ると、水平方向加振に対しては1次振動モードが支配的であり、1次および2次振動モードで有効質量比がほぼ100%になる。また、鉛直方向加振に対しては2次モードが卓越する。

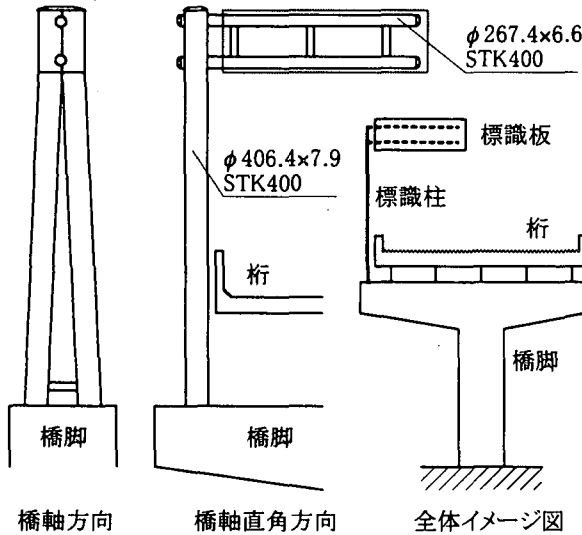


図11.1 F型標識柱模式図

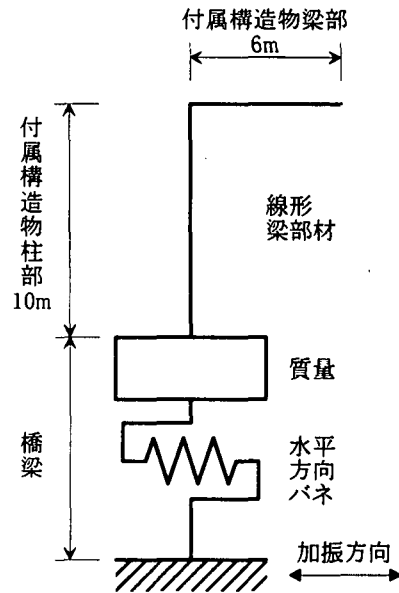
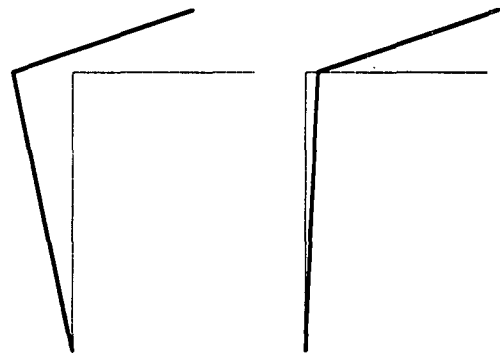


図11.2 解析モデル

表11.2 モデル諸元

主構造物	
部材モデル	水平方向バネ
質量 (t)	350
減衰定数	0.05
固有周期 (秒)	0.1~1.0
付属構造物	
部材モデル	梁部材
質量 (t)	柱部 1.5
	梁部 2.0
長さ (m)	柱部 10
	梁部 6
減衰定数	0.01
断面積 (m ²)	0.02
断面二次モーメント (m ⁴)	3.6×10 ⁻⁴



(a) 1次振動モード(0.72秒) (b) 2次振動モード(0.20秒)

図11.3 付属構造物の固有振動モード

表11.3 固有値解析結果

次数	固有周期 (秒)	水平方向加振		鉛直方向加振	
		刺激係数	有効質量比 (%)	刺激係数	有効質量比 (%)
1	0.72	44.5	77	18.0	13
2	0.20	24.0	22	32.6	42
3	0.03	2.27	1	10.7	5
4	0.01	0.28	0	20.8	17
5	0.009	0.002	0	23.8	23
6	0.003	0.001	0	0.64	0

(2) レベル1地震動に対する応答

a) 解析ケース

付属構造物の地震応答にとって重要なのは、主構造物が線形的に応答をする場合だと考えられる。主構造物が無被害なのにもかかわらず、付属構造物が被害を受けて倒れ、車両等の走行を妨げることを防ぐ必要がある。また、同じ地震波形を入力した場合、主構造物に線形応答を仮定したときよりも、非線形応答を仮定したときの方が、固有周期が変形に応じて変化するために共振がおきにくく、付属構造物の応答は小さくなることもある¹⁰⁾。

よって、本節の検討における入力地震波としては、主構造物が線形応答をすることが予測され、しかも主構造物がほとんど被害を受けないと考えられる震度法レベルの波形を用いることとした。平成2年度版道路橋示方書¹³⁾で3種類の地盤種別ごとに規定された、レベル1地震波を水平方向に入力し、数値シミュレーションを行った。図11.4に入力地震波形、図11.5にその応答スペクトルを示す。図11.5は、ほぼ震度法的设计スペクトルに一致している。主構造物の固有周期を0.1秒～1.0秒まで20ケース、それぞれについて入力波形3種類、合計60ケースの解析を行った。

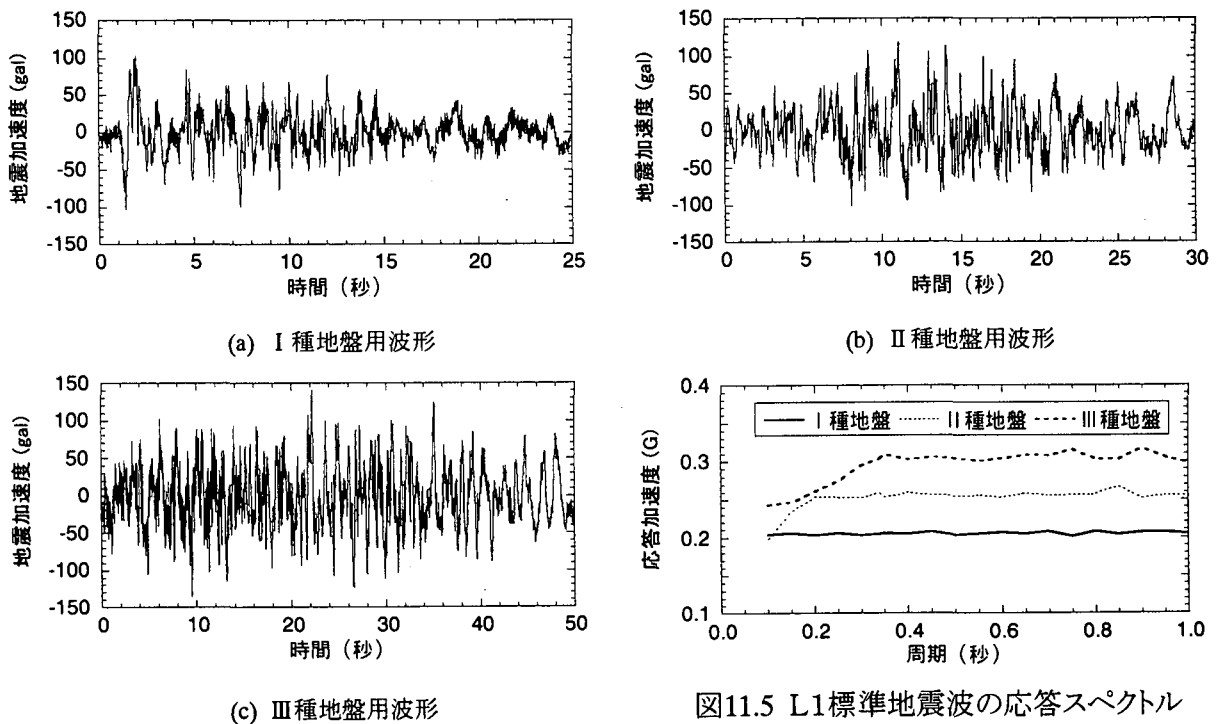


図11.4 L1標準地震波形¹³⁾

図11.5 L1標準地震波の応答スペクトル

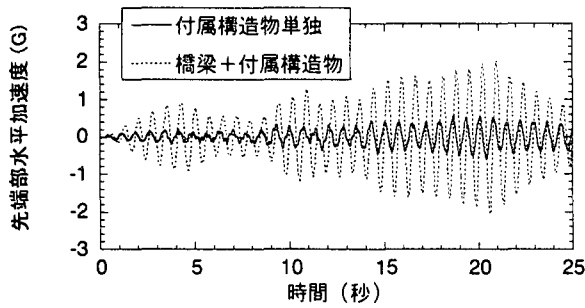
b) 時刻歴応答波形

時刻歴応答波形の一例として、主構造物の固有周期を0.72秒とした場合の、II種地盤の波形に対する加速度応答波形を図11.6に、変位応答波形を図11.7に示す。付属構造物の1次固有周期は、表11.3に示すように0.72秒であり、主構造物と付属構造物とが、共振に近い動きをする場合の例である。それぞれ、(a)が付属構造物先端の水平方向、(b)が鉛直方向の応答波形である。

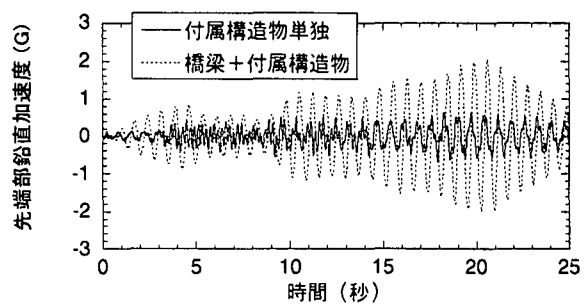
実線は付属構造物が単独で地上に設置されて地動を直接受ける場合、点線は高架橋上に設置されて地動を間接的に受ける場合の応答を示している。

地動を直接受ける場合(実線)には、最大応答が変位7cm、加速度0.5Gである。地動を間接的に受ける場合(点線)には、それぞれ26cm、2Gであり、直接的に受ける場合の、約4倍大きな応答を示した。次節で詳細に述べるが、これは共振現象による結果だと考えられる。

図11.6(b)の鉛直方向加速度応答波形では、地動を直接受ける実線の場合、2次振動モードの影響で短周期の振動が見られる。しかし、橋梁上に設置された場合(点線)には、その短周期振動が見られない。橋梁によって間接的に加振されるため、1次振動モードが支配的となったものと考えられる。

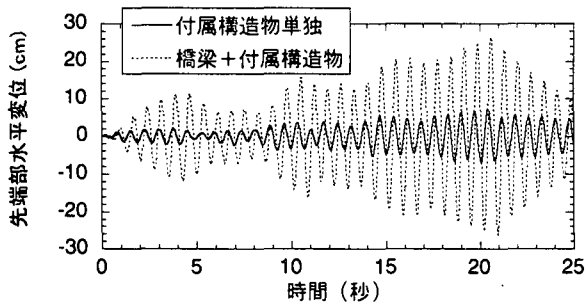


(a)水平方向

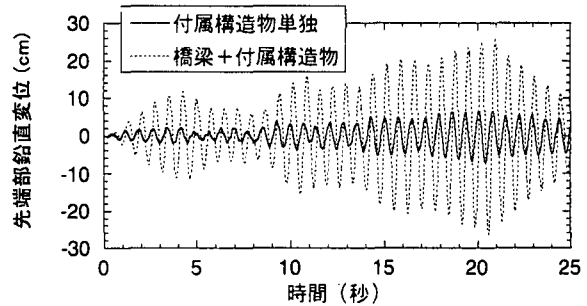


(b)鉛直方向

図11.6 II種地盤用L1地震波に対する先端部加速度応答波形(橋梁固有周期0.72秒)

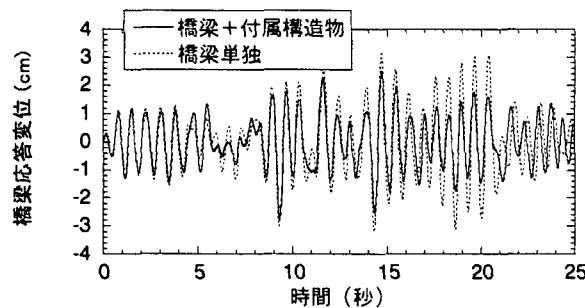
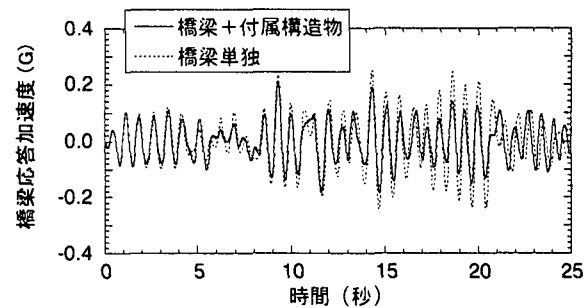


(a)水平方向



(b)鉛直方向

図11.7 II種地盤用L1地震波に対する先端部変位応答波形(橋梁固有周期0.72秒)

図11.8 L1地震波に対する橋梁変位応答波形
(II種地盤, 橋梁固有周期0.72秒)図11.9 L1地震波に対する橋梁加速度応答波形
(II種地盤, 橋梁固有周期0.72秒)

また、付属構造物の減衰定数を $h=0.01$ と小さく仮定しているため、共振するまでに時間が長く経過しているのがわかる。図11.8に橋梁単独の場合と付属構造物が設置された場合における橋梁の変位応答を、図11.9に同加速度応答を示す。この図11.8に示すように、加振後1~4秒の間、橋梁はほぼ同じ周期で揺れを繰り返す、その間付属構造物の応答は、図11.7のように徐々に大きくなっていく。また、加振9秒後以降、橋梁が急に大きく揺れた場合、図11.7では徐々に大きく揺れていく。14秒以降20秒まで、橋梁がかなり規則的に振動するため、その間に共振して変位振幅が大きくなっている。

つまり、共振に近い現象が発生するとしても、地震後すぐにではなく、しばらく揺れが継続してからになる。そのため、付属構造物の方が、主構造物である橋梁よりも周期が短い、ほぼ同程度の場合には、次のことが推測される。橋梁が地震開始後すぐに被害を受け、非線形応答を示して固有周期がのびると、付属構造物の被害はそれほど大きくなる。逆に、橋梁がほとんど被害を受けずに、線形的な応答を長く繰り返せば、橋梁が無事な区間で付属構造物のみが被害を受ける可能性がある。

これらは、1995年兵庫県南部地震時に観察された被害状況と一致する。たとえば、落橋に至った高架橋では、付属構造物が破壊しないまま桁とともに地上に落ちていた²⁾。また、橋梁の被害が軽微であった大阪地区においても、付属構造物の被害が見られた^{3), 4)}。

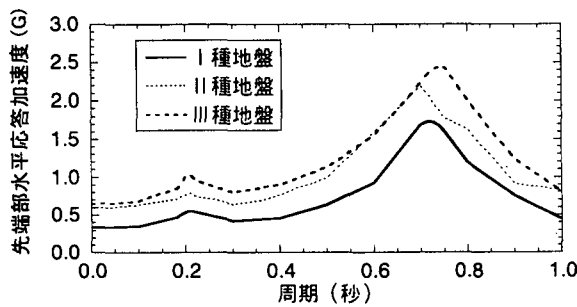
震災復旧等で、橋梁の被害が小さい高架橋を通る交通量は多いことを考えると、付属構造物のみが被害を受けることは、高架橋の地震時機能性にとって、重要な問題だと考えられる。

また、図11.9を見ると、橋梁単独の場合よりも、付属構造物が設置されている場合の方が、橋梁の最大応答加速度が小さい。10秒以降の大きく共振している時間帯で、応答が小さくなっているのがわかる。付属構造物が共振で破壊せず、線形応答を続けられれば、主構造物の応答に影響を与えることになる。

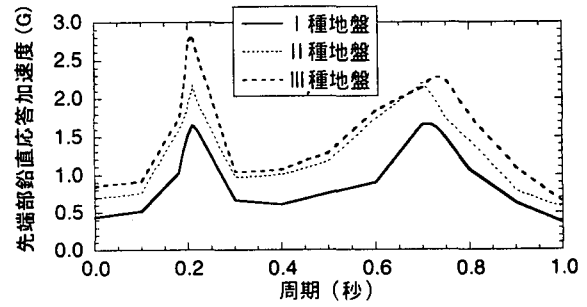
付属構造物の振動が主構造物へ与える影響については、d)項で再度検討する。

c) 応答スペクトル

全ケースのシミュレーション結果を応答スペクトルの形で表現したものを、図11.10～図11.13に示す。横軸に主構造物の固有周期をとり、縦軸に付属構造物の最大応答値をプロットした。図11.10は付属構造物先端の最大絶対加速度、図11.11は付属構造物先端の、橋梁上端からの最大相対変位を示した応答スペクトルである。そして図11.12は、付属構造物基部における、曲げモーメントと軸力による最大縁応力をグラフ化したものであり、図11.13は、付属構造物が設置された橋梁の最大加速度応答を表している。

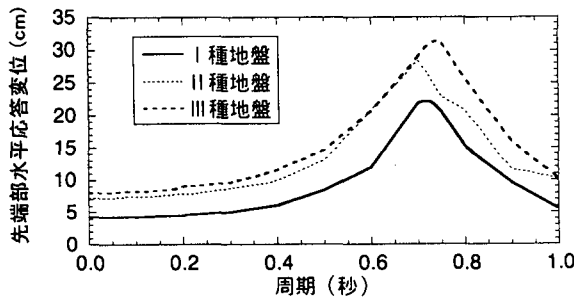


(a)水平方向

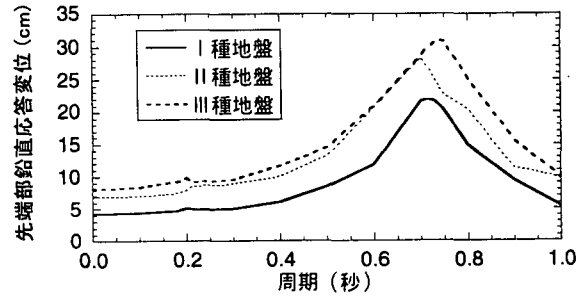


(b)鉛直方向

図11.10 L1地震波に対する先端部加速度応答



(a)水平方向



(b)鉛直方向

図11.11 L1地震波に対する先端部変位応答

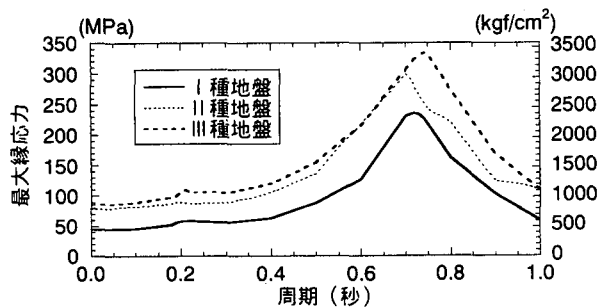


図11.12 L1地震波に対する
付属構造物の基部応力

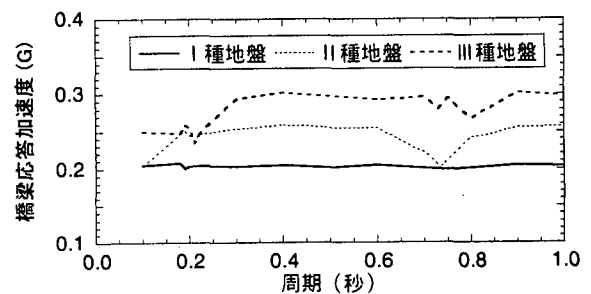


図11.13 L1地震波に対する
橋梁の加速度応答

I種地盤用波形の結果よりも、II種地盤、III種地盤用波形の結果の方が大きな値になっているのは、それぞれの波形による橋梁の最大地震応答(図11.13)が異なるためである。

用いた入力波形が標準入力波形のため、付属構造物がなければ、橋梁の応答は道路橋示方書の設計スペクトルにほぼ一致する。図11.5に示したとおり、本検討で対象とした0.1～1.0秒の範囲で見れば、I種地盤用波形に対しては0.2Gで一定、II種地盤用波形に対しては、0.2秒以上に対して0.25Gで一定、III種地盤用波形に対しては、0.34秒以上に対して0.3Gで一定になる。

図11.5と比較すると、図11.13では、I種地盤用波形に対しては設計スペクトルどおりであるが、II種およびIII種地盤用波形に対しては、付属構造物の固有周期(特に1次振動モードの固有周期0.72秒)付近において、橋梁応答値が設計スペクトルよりも小さくなっている。

I種地盤用波形に対する橋梁の応答は、大きな応答が1度出現し、あとは小さな応答が続く。それに比べると、II種およびIII種地盤用波形では、図11.6や図11.7に示すように、周期的な応答が続きやすく、付属構造物との共振現象が、主構造物の応答にも影響を及ぼしたと考えられる。共振現象による主構造物への影響については、次節でさらに検討する。

図11.10～図11.12のグラフを見ると、全体的な傾向は、いずれもほぼ同様に、付属構造物の固有周期0.72秒の付近でピークを示す、共振曲線に似た山型のスペクトルである。付属構造物の固有周期と主構造物の固有周期が近ければ近いほど応答は大きくなり、共振現象が起きていることがわかる。

また、図11.10(b)の鉛直方向加速度応答には、2次振動モードの固有周期0.2秒付近にも山がある。標識や器具類を梁部に取り付ける場合、2次振動モードによる共振も考慮する必要がある。1Gを越える加速度に対して、機器等が落ちないような対策を講じなければならない。しかし、2次振動モードによる共振では、図11.11より、応答変位はそれほど大きくならないことがわかる。

また、柱の設計に関しては、基部における応力は、図11.12より、1次振動モードによる共振のみを考えればよいことになる。基部における応力は、従来の標識柱で用いられてきたSTK400材の許容応力 1400kgf/cm^2 (137MPa)を、橋梁固有周期0.5～0.9秒で越えている。II種およびIII種地盤波形に対しては、降伏応力 2500kgf/cm^2 (245MPa)も、0.6～0.8秒の範囲で越えている。

逆に共振さえ避けることができれば、ある程度小さな応答に抑えて許容応力以下にすることが可能である。また、付属構造物が満たすべき耐震性をどのように考えるかによって対策も変わる。例えば、震度法レベルの地震に対して、倒壊しなければ多少の変形は許容することにすれば、許容できる固有周期の範囲をさらに広くとることができる。

橋梁の固有周期に応じて、付属構造物の固有周期を変えることで、共振現象をある程度防ぐことができる。大地震時には橋梁が非線形域に入って長周期化することを考えると、付属構造物の固有周期を、主構造物の固有周期よりも短くすることが望ましい。本シミュレーション結果では、付属構造物の固有周期を、主構造物の固有周期の0.8倍以下にすることができれば、断面力応答を降伏応力以下に抑えることができる。

しかし実際には、付属構造物の設置場所が限られていること、配線や維持管理の関係から、ある程度中空部分を多くとる必要があること、ある区間だけ全く別の柱にすることは景観上の問題が生じる可能性があること、その他コスト面など問題点も多い。

耐震設計を考える場合、橋梁の耐震設計スペクトルを、建築物の場合の床応答スペクトルと同様に考えて、付属構造物の応答倍率を適切に設定すればよい。道路高架橋の付属構造物は、それほど種類が多いわけではなく、ある程度規格品的な性質を持っている。個々の付属構造物の地震応答特性を明確にしておき、適宜使い分ける工夫も必要である。

d) 質量比と減衰の影響

前項までのシミュレーションでは、付属構造物と主構造物との質量比を1:100と仮定した。実橋では、鋼製橋脚でスパン20m程度の鋼床版桁では1:50程度の場合があるが、RC橋脚でPC桁の場合では1:500以上になることも考えられる。

ここでは、この質量比が応答に及ぼす影響について検討した。その影響を理論的に考察するため、2自由度バネ質点系構造物が、正弦波加振される場合の定常応答を考えた。

主構造物と付属構造物の変位をそれぞれ x_1 と x_2 、質量を m_1 と m_2 、剛性を k_1 と k_2 、減衰定数を h_1 と h_2 とし、地動 $\phi_0 \cos \omega t$ で加振される場合の運動方程式は次式となる。

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -m_1 \omega^2 \phi_0 \cos \omega t \\ -m_2 \omega^2 \phi_0 \cos \omega t \end{Bmatrix} \quad (11.5)$$

ここで、 $c_1 = 2h_1 \sqrt{m_1 k_1}$ 、 $c_2 = 2h_2 \sqrt{m_2 k_2}$ であり、ドット(\cdot)は時間微分を表す。

質量比を α とし、

$$m_2 = m, \quad m_1 = \alpha m_2 = \alpha m \quad (11.6)$$

とおく。また、主構造物と付属構造物の固有周期が同じになる場合を考えることにし、

$$k_2 = k, \quad k_1 = \alpha k_2 = \alpha k \quad (11.7)$$

とすると、運動方程式は次式となる。

$$\begin{bmatrix} \alpha m & 0 \\ 0 & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{11} & -c_{22} \\ -c_{22} & c_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} (\alpha + 1)k & -k \\ -k & k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -m \alpha \omega^2 \phi_0 \cos \omega t \\ -m \omega^2 \phi_0 \cos \omega t \end{Bmatrix} \quad (11.8)$$

ここで、 $c_{11} = 2(\alpha h_1 + h_2) \sqrt{mk}$ 、 $c_{22} = 2h_2 \sqrt{mk}$ である。

さて、静的に外力が載荷された場合の変形 x_s は、次式で表される。

$$\begin{Bmatrix} x_{1s} \\ x_{2s} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\alpha + 1}{\alpha k} m \omega^2 \phi_0 \\ \frac{2\alpha + 1}{\alpha k} m \omega^2 \phi_0 \end{Bmatrix} \quad (11.9)$$

(11.8)式の運動方程式の解より、この x_s に対する動的応答の比、動的応答倍率 β は、次式となる。

$$\beta^T = \left\| \frac{(1 + \alpha)k - \alpha m \omega^2 + (1 + \alpha)c_{22} \cdot i}{A + Bi}, \frac{(1 + 2\alpha)k - \alpha m \omega^2 + \omega(c_{11} + \alpha c_{22}) \cdot i}{A + Bi} \right\| \quad (11.10)$$

ここで、

$$A = \left\{ (1 + \alpha)k - \alpha m \omega^2 \right\} (k - m \omega^2) - k^2 + \omega^2 c_{22}^2 \quad (11.11)$$

$$B = \left\{ (1 + \alpha)k - \alpha m \omega^2 \right\} \omega c_{22} + (k - m \omega^2) \omega c_{11} + 2k \omega c_{22} \quad (11.12)$$

である。この関係を、減衰定数 $h_1 = 0.05$ 、 $h_2 = 0.01$ とし、質量比 α を 50、100、200 の 3 種類に対して図示すると、図 11.14 になる。

付属構造物がなければ、0.72 秒で $1/(2h_1) = 10$ 倍の動的応答倍率を示す山形のグラフとなる。それが図 11.14 では、加振周波数が主構造物の固有周期 0.72 秒に等しいとき、主構造物の応答はほぼゼロになっている。付属構造物が、あたかも動吸振器のような働きをすることがわかる。地震応答では、定常振動になるまで単一周波数で加振されることはないの、図 11.8 や図 11.9 に示したとおり、主構造物の応答がゼロになるまでには至らない。

また、この図より、質量比の違いは、主構造物の応答にはほとんど影響しないことがわかる。

付属構造物の応答には質量比の影響が大きく、質量比が大きいと共振した場合の応答がかなり大きくなる。ただし、共振周期に近い 0.6 ~ 0.8 秒以外の周期では、質量比の違いによる動的応答倍率の差は少なく、その値も小さい。

次に、同じ手法により、付属構造物の減衰の違いが応答に与える影響について検討した。質量比 $\alpha = m_1/m_2 = 100$ の場合を考え、付属構造物の減衰定数が、 $h_2 = 0, 0.01, 0.02$ の場合について、(11.10)式の動的応答倍率をグラフ化した。これを図 11.15 に示す。

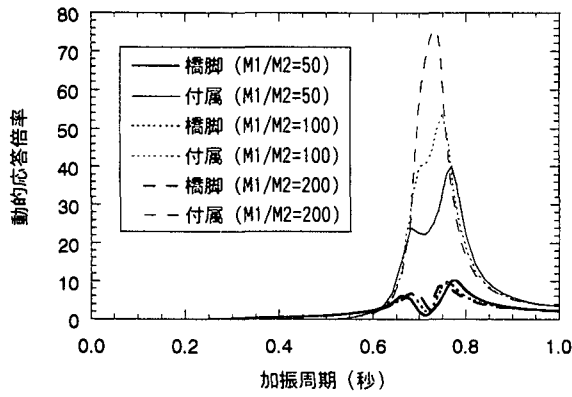


図11.14 橋梁と付属構造物の質量比が動的応答倍率に及ぼす影響

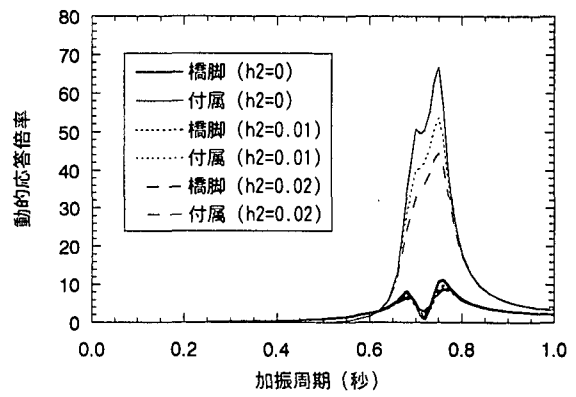
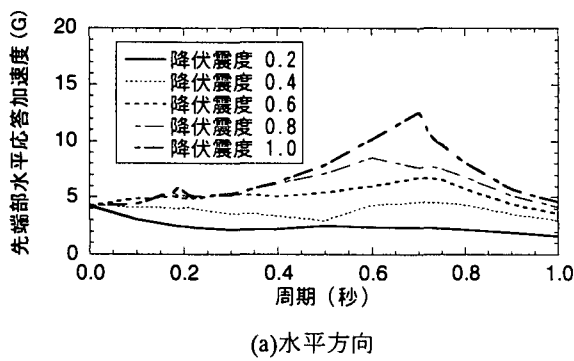
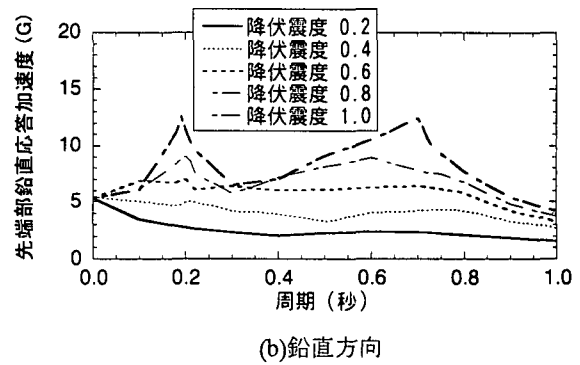


図11.15 付属構造物の減衰定数が動的応答倍率に及ぼす影響

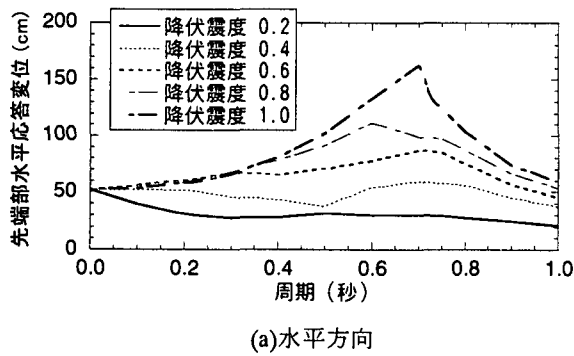


(a)水平方向

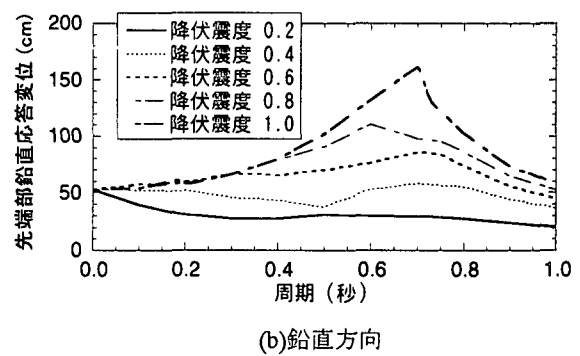


(b)鉛直方向

図11.16 L2地震波に対する先端部加速度応答



(a)水平方向



(b)鉛直方向

図11.17 L2地震波に対する先端部変位応答

表11.4 橋梁での鉛直方向地震観測値の最大値¹⁵⁾

橋梁名	地盤上(gal)	橋脚上(gal)
紀ノ川大橋	52.4	46.2
尼崎高架橋	324.0	227.7
松ノ浜P23	106.3	152.9
松ノ浜P32	115.9	76.5
四ツ橋	223.1	128.5

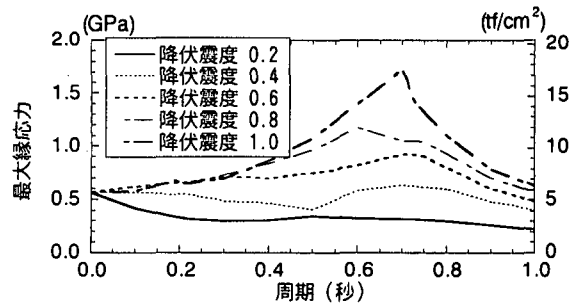


図11.18 L2地震波に対する付属構造物の基部応力

図11.15より、付属構造物の減衰定数が0～2%の範囲では、主構造物の応答には差がないことがわかる。

一方、付属構造物は、減衰が小さくなれば当然応答は大きくなるが、 $h_2=2\%$ から1%へと半分になっても、共振時の応答は2割ほどしか大きくならない。付属構造物の減衰定数は、一般に1%程度だと推定されているが、推定誤差が多少あっても、応答にはあまり影響しないものと考えられる。

(3) レベル2地震動に対する応答

レベル2地震動に対しては、主構造物である橋梁が線形応答にとどまらず、非線形応答をすることが予測される。ここでは、主構造物が非線形応答をする場合に対する付属構造物の応答について検討した。

主構造物は剛性劣化(Clough)型履歴復元力特性を示すものとし、完全弾塑性(二次剛性=0)の骨格曲線を仮定した。初期固有周期が3章と同じように0.1～1.0秒となるよう20通りの初期剛性を設定し、降伏震度を0.2、0.4、0.6、0.8、1.0の5通りを考慮して数値シミュレーションを行った。入力波形は、日本道路協会から提供を受けたレベル2タイプ2(内陸直下型) I種地盤用波形1の標準入力例¹⁴⁾を用いた。

結果を図11.16～図11.18に示す。図の横軸は主構造物の初期固有周期である。図11.16が付属構造物先端部の加速度応答、図11.17が同変位応答、図11.18が基部の縁応力である。

降伏震度が小さくなるにつれ、明確な共振周波数が見られなくなる。降伏震度0.6以下では、どの周期に対してもほぼ一定の応答値を示す。初期固有周期で共振し始めて応答が大きくなっても、塑性域に入るために等価固有周期がのび、共振状態が持続しないためである。共振をしない場合、橋梁の応答と同程度の応答にとどまる。

しかし、その値は大きく、付属構造物の破壊を防ぐためには、材質や断面の検討、減衰の付加等の工夫が必要である。

(4) 鉛直地震動の影響

これまでの地震時に観測された波形には、橋梁による鉛直振動の増幅はあまり見られない。たとえば、1995年兵庫県南部地震時に橋梁で観測された地震記録¹⁵⁾をみると、表11.4に示すように、地盤と橋脚天端における鉛直方向地震動の大小関係はさまざまである。

よって、ここでは、橋梁の存在による鉛直方向地震動の変化を無視してシミュレーションを行った。

橋梁を水平方向のみに動くバネでモデル化した図11.2をそのまま使い、二次元モデルの水平・鉛直地震動同時入力に対する運動方程式を解いて地震応答解析を行った。橋梁は、鉛直方向には剛体として挙動することになり、鉛直方向には、付属構造物が地盤上に直接設置された場合と同条件になる。

水平方向にも鉛直方向にも、I種地盤用の震度法レベルの波形を同時入力した場合と、3章で述べた水平方向のみに加振した場合とを比較した。図11.19は、先端部の加速度応答、図11.20は変位応答、図11.21は基部の縁応力である。鉛直方向応答加速度(図11.19b)は、梁部の鉛直振動が卓越する2次振動モード(0.2秒)より短い周期、および1次振動モード(0.72秒)より長い周期では、両方向加振の最大応答値が大きくなる。他の図では、0.72秒以上で両方向加振の方が大きくなっている。しかし、応答値が大きくなる共振周期帯域では、水平加振のみの場合と同じ値である。図11.21を見ると、付属構造物基部の縁応力は、図11.20の変位応答とよく似た傾向を示している。

この現象を検討するため、図11.22に各ケースにおける刺激係数を示す。水平加振される場合の刺激係数と、水平と鉛直の両方向に加振される場合の刺激係数を計算した。図には、主として付属構造物のみがその1次振動モードで振動するモード(図では1次と表示)の刺激係数と、付属構造物の2次振動モードで振動するモード(図では2次と表示)の刺激係数とをプロットした。

この図より、主構造物の周期が付属構造物よりも短い場合には、鉛直加振が加わることによって刺激係数が小さくなり、逆に周期が付属構造物よりも長くなると、刺激係数が大きくなることがわかる。したがって、図11.19～図11.21の結果は構造物特性によるものであり、水平動と鉛直動の大きさが同程度であれば、入力地震動の種類にかかわらず、同様の結果が得られるものと予測される。

鉛直地震動が、水平地震動より大きくなることは少ない。また、設計でもっとも重要な、応答が大きくなる周期帯域では、両方向加振の結果も水平加振のみの結果も、ほぼ同じ応答値を示した。よって、橋脚による鉛直地震動の増幅が明確な橋梁以外では、鉛直加振の影響は小さいものと考えられる。

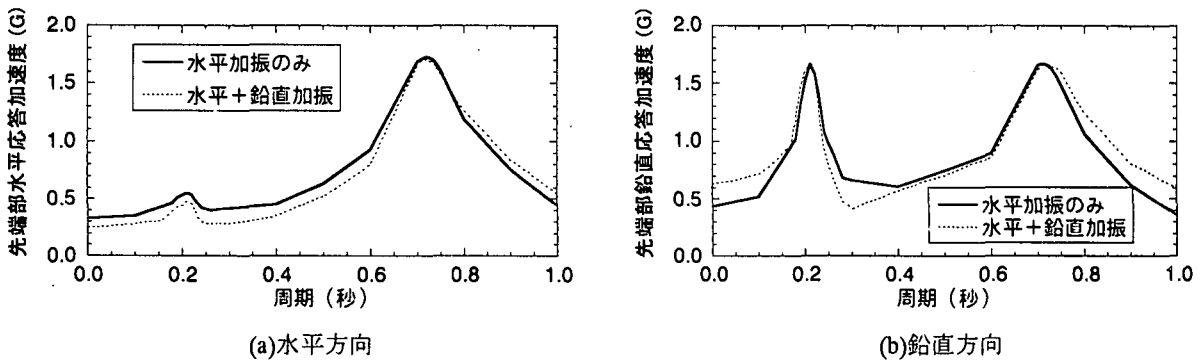


図11.19 先端部加速度応答に及ぼす鉛直地震入力の影響

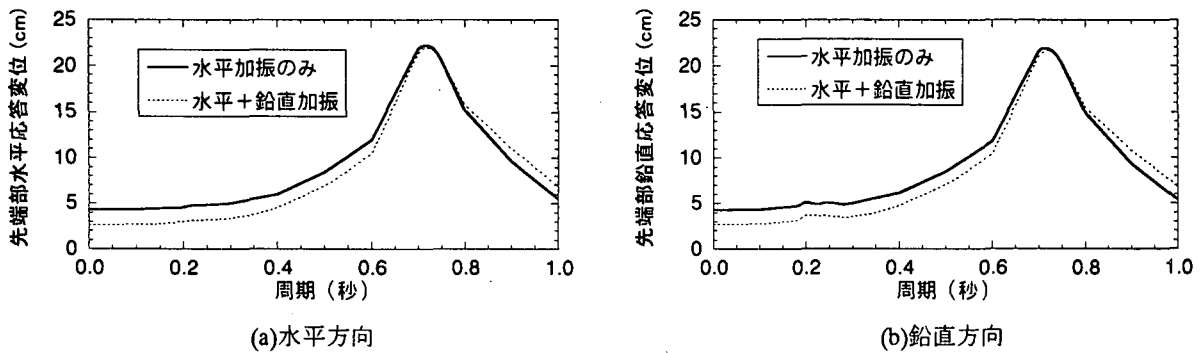


図11.20 先端部変位応答に及ぼす鉛直地震入力の影響

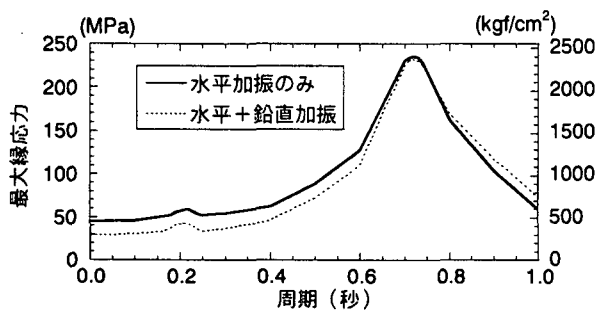


図11.21 付属構造物の基部応力に及ぼす鉛直地震入力の影響

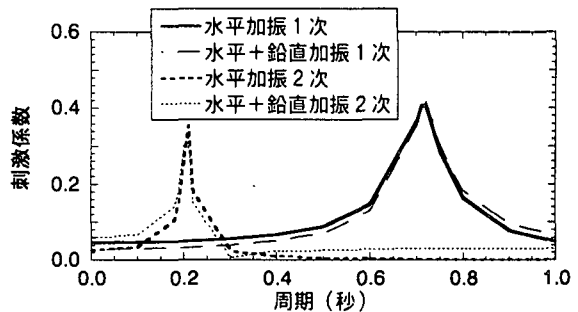


図11.22 主構造物の周期周期による刺激係数の変化

(5) 応答計算例のまとめ

ここでは、道路橋に設置された標識柱を例として、道路高架橋付属構造物の耐震設計に関して基礎的な検討を行った。得られた主な結論は次の通りである。

- 1) 主構造物と付属構造物の固有周期がほぼ等しければ、共振現象が問題となる。本研究で対象とした構造物の場合、付属構造物の変位応答は、付属構造物が直接地動を受ける場合の4倍もの値を示した。
- 2) 主構造物と付属構造物の固有周期が近ければ、共振現象によって付属構造物の応答は大きくなる。逆に共振さえ避けることができれば、ある程度小さな応答に抑えることが可能である。本研究で対象とした構造物の場合、付属構造物の固有周期を主構造物の固有周期の0.8倍以下にすれば、断面力応答を降伏応力以下に抑えることができた。
- 3) 付属構造物の減衰定数は一般に小さいため、主構造物と付属構造物が共振し、付属構造物の応答が大きくなるまでには時間がかかる。震度法レベルの標準波形では、Ⅱ種およびⅢ種地盤用波形の場合に規則的な応答波形となり易く、共振によって主構造物の応答が小さくなる現象が見られた。

- 4) 主構造物と付属構造物の質量比の違いや、付属構造物の減衰定数の違いは、主構造物の応答にはほとんど差違を生じない。付属構造物の応答には影響が大きく、質量比が大きく減衰が小さいと、共振した場合の応答が大きくなる。
- 5) 主構造物が非線形応答を示す場合、降伏震度が小さくなるにつれ、明確な共振周波数が見られなくなる。降伏震度0.6以下では、どの周期に対してもほぼ一定の応答値を示す。共振をしない場合、橋梁の応答と同程度の応答にとどまる。
- 6) 水平地震動に加え、鉛直地震動を同時入力しても、応答が大きくなる周期帯域では、最大応答値に変化はない。橋脚による鉛直地震動の増幅が明確な橋梁以外では、鉛直加振の影響は小さい。

11.6 今後に向けて

昔から、「災害は進化する」と言われている。地震がおこって被害がでる。それに対して対策を講じれば、また新しい被害が発生することがある。これを災害の進化と表現してきたのである。

大きな地震のあとでは、震災をふまえて、構造物の設計基準が改定されてきている。しかし、次の地震では、これまで問題にされてこなかった新しい問題点が明らかになった。自然災害は、その時点でもっとも弱い部分を攻めてくる。ある部分を補強すれば、その近くの別の部分が危なくなるかもしれない。補強して構造が変わったことによって、別の問題が発生する可能性もある。

1995年の阪神・淡路大震災の被災をふまえて、道路橋の耐震設計示方書が改訂された¹⁶⁾。これによって、道路高架橋の耐震性は向上し、大きな地震入力に対して大きく揺れつつも破壊しないようになることが期待される。これは、道路高架橋付属構造物にとっては、間接的な地震入力が大きくなることを意味する。現状のままでは次の大地震で最も大きな被害を受けるのは付属構造物ということになりかねない。現状の耐震性を評価するとともに、十分な耐震設計を行って、耐震性を今まで以上に向上させることが必要である。また、高架橋の応答変位は今まで以上に大きくなり、卓越する振動周期も長くなる。これまでは大丈夫だった付属構造物も、固有周期によっては共振する可能性が生じるため、既存設備の再検討も必要であろう。

また、道路橋示方書の改訂によって、従来の金属支承に替わって、基本的にゴム支承が利用されることとなった。この支承条件の変化に伴う付属構造物の振動性状への影響も懸念される。ある都市内高架橋で、金属支承からゴム支承へ交換した箇所において、高架橋上の標識柱の交通振動計測が行われた例がある。その結果、桁の卓越振動数は支承交換前後で明確には変化しなかったが、反対車線における大型車輛通行時における標識柱の振動増加が認められた。これらは常時の活荷重による振動が、支承交換前よりも増加する可能性が高いことを示唆しており、疲労による寿命短縮につながりかねない。常時も地震時も、付属構造物は桁振動によって加振されるため、常時に揺れやすい付属構造物は、地震時も揺れやすい。常日頃からの点検および振動対策が重要である。

本章では、物理的な被害のみを取り上げたが、はじめに述べたように高架橋付属構造物では機能被害も重要である。災害時に適切な車輛誘導を行うためには、各種情報表示施設が健全性を保つことが前提となる。そのためには、高架橋付属構造物の安全性を確保するとともに、高架橋に添架される各種ケーブルについても配慮する必要がある。

ITSの導入等により、今後、道路高架橋付属構造物の重要性は増していく。高架橋に付属する構造物という扱いから、道路交通流というライフラインを形成する一設備としての扱いを考えていかなければならない。

11章の参考文献

- 1) 日本道路協会：道路標識設置基準・同解説，1987年。
- 2) 阪神高速道路公団監修：震災から復旧まで[写真集]，阪神高速道路管理技術センター，第3編第6章，1997年1月。
- 3) 田中亀一郎，金田誠，池田隆政，佐藤光治：阪神高速道路3号神戸線の道路照明設備，照明学会誌，Vol.82，No.3，pp.211～217，1998年3月。
- 4) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて—震災復旧工事誌—，1997年9月。
- 5) 電力設備耐震性調査研究委員会：平成7年度電気鉄道電力設備の耐震性に関する調査研究報告書，1996年3月。

- 6) 電力設備耐震性調査研究委員会:平成8年度電気鉄道電力設備の耐震性に関する調査研究報告書, 電車線編, 1997年3月.
- 7) 電力設備耐震性調査研究委員会:電車線路設備耐震設計指針(案)・同解説及びその適用例, 1997年3月.
- 8) 建設省住宅局建築指導課監修:建築設備耐震設計・施工指針, 日本建築センター出版, 1995年3月.
- 9) Villaverde, R.: Earthquake resistant design of secondary structures, Proc. of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2013, June 1996.
- 10) R.I.スキナー, W.H.ロビンソン, G.H.マックベリー:免震設計入門, 鹿島出版会, 1996年11月.
- 11) 伊津野和行:道路高架橋付属構造物の地震応答特性に関する基礎的検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.45A, pp.1037-1046, 1999年3月.
- 12) 阪神道路公団:付属構造物標準図(F型柱), 1990年3月.
- 13) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, V. 耐震設計編, 1990年2月.
- 14) 日本道路協会:時刻歴応答解析に用いる標準地震入力例, 1996年.
- 15) 萩原良二, 宇佐見淳, 田淵義弘:土木構造物における加速度強震記録(No.21), 土木研究所彙報, 第64号, p.22, 1995年6月.
- 16) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, V. 耐震設計編, 1996年12月.

(執筆者:伊津野 和行)