

高架橋上旅客上家の地震応答特性と 耐震設計法の提案

山田 聖治* 武居 泰* 清水 克将*

Seismic Response Characteristics and Seismic Design Method of the Platform Shed Constructed on Viaduct

Seiji YAMADA Yasushi TAKEI Katsuyuki SHIMIZU

Seismic responses of the sheds covering platforms constructed on viaducts are amplified coupled with the vibration of the viaducts. However, we do not have any rules such as a seismic design method that considers influence of viaducts, so seismic performance of sheds is not standardized. Therefore, firstly we grasped design criteria of sheds. Then, we clarified the vibration characteristics of an actual elevated station with microtremor measurements. Furthermore, we found out the influence of constructions and structure specifications of sheds on their response characteristics by earthquake response analysis. Based on the above-mentioned results, we suggested a new structural design method of sheds constructed on viaducts.

キーワード：高架橋，旅客上家，相互作用，層せん断力係数， A_i 分布

1. はじめに

高架橋の上部に付帯する旅客上家は、高架橋と連成した振動挙動を示す。上家は高架橋と比較して重量が小さく、地震時の応答加速度は高架橋に対し増幅し、地平面に設置する場合よりも大きな地震力を受けることが予想される。しかし、一般的な上家は、建築基準法上は建築物から除外されていることもあり、高架橋の影響を考慮した設計用地震力などの規定がないのが現状である。また、実態としては高架橋を土木構造物、上家を建築物として別々に設計され、合理的な設計となっていない場合もある。

そこで、まず高架橋に付帯する旅客上家の事例調査を行い、設計用地震力やそれに対する変形制限などの設計目標性能（クライテリア）の実態を把握した。次に常時微動の現地調査から高架橋—上家連成系の振動特性を確認するとともに、地震応答解析により上家の構造形式や構造特性の違いが応答性状に及ぼす影響について解析した。以上の調査、解析結果等に基づき、高架橋に付帯する旅客上家の新たな構造設計法を提案した。

2. 旅客上家の設計用地震力と設計目標性能

JRで設計された高架橋に付帯する上家における、設計

用層せん断力係数と層間変形角制限値の例を図1に示す。上家は高架橋と分離して独立で設計されており、層間変形角の制限値は1/80～1/200、設計用層せん断力係数は0.2～0.8とバラツキが大きい。最近では、高架橋の影響を考慮して設計用地震力を割り増している例や、層間変形角を1/200に制限した例が見られる。

3. 高架橋に付帯する旅客上家の振動特性

3.1 常時微動による旅客上家の振動特性の確認

高架橋の上部に付帯する旅客上家の振動特性を確認する目的で、実駅において常時微動測定を実施した。

3.1.1 測定概要

測定項目を図2, 3に示す。高架橋は1層の鉄筋コンクリート造で、上家は鉄骨造である。ケース1では全覆型上家（線路階全体を覆う形式）を、ケース2では開放型上家（プラットホーム部分のみを覆う形式）を対象にしており、両ケースとも、上家屋根、上家柱脚、高架橋柱脚について、サーボ型加速度計によって線路直角方向の微動変位（加速度を積分）を計測している。サンプリング周波数は100Hz、記録時間長は列車の通過や接近の影響のない時間帯で10分間である。なお、上家屋根での測定位置については、全覆型上家では屋根材（折板）上に、開放型上家では上家梁に加速度計を設置している。

3.1.2 周波数分析

両ケースにおいて各測定点で得られたデータのフーリ

* 構造物技術研究部（建築）

特集：構造物技術

エ振幅を図4に示す。また、上家柱脚から上家屋根、高架橋柱脚から上家柱脚への応答倍率を図5に示す。

図4から、上家屋根では、上家の固有振動によるピークと高架橋と上家の連成の影響と思われるピークが、両ケースともに0.2～0.5sの間に見られる。上家柱脚では、全覆型には2つピークが確認できるのに対して開放型には1つのピークしか確認できないことから、全覆型のほうが開放型に比べて、上家と高架橋の連成による影響が大きいことがわかる。また、高架橋柱脚ではともに1つのピークしかないので、全覆型の2次と開放型の1次は高架橋の振動が卓越するモードの固有周期を表していると考えられる。

一方、図5の上家屋根／上家柱脚からは、全覆型で約0.38s、開放型で約0.25sにピークが確認できる。これらは、図4において上家屋根に現れる2つピークのうち、全覆型の1次と開放型の2次とほぼ一致しており、上家のみの固有周期に対応しているといえる。また、上家柱脚／高架橋柱脚からは、全覆型で複数の、開放型で1つのピークが確認でき、この図からも、全覆型では、開放型と比較して上家と高架橋の連成が大きいことがわかる。全覆型は開放型に比べ、重量が大きいので連成の影響も大きくなったと考えられる。

3.1.3 RD法による固有周期，減衰定数の推定

上家屋根と上家柱脚の測定データに対して、上家および高架橋の振動が卓越する固有周期付近を含む8次バターワース型のバンドパスフィルタを施し、RD(Random Decrement)法¹⁾を適用した。得られた自由振動波形(RD波形)とその極大値から求めた減衰曲線を図6に示す。また、推定された固有周期と減衰定数を表1に示す。

固有周期の推定結果は、バンドパスフィルタによって対象周期を抽出していることもあり、図4, 5と良く整合している。また、減衰定数が4～5%とやや大きめに推定されているが、これは、対象構造物が低層で剛性が高

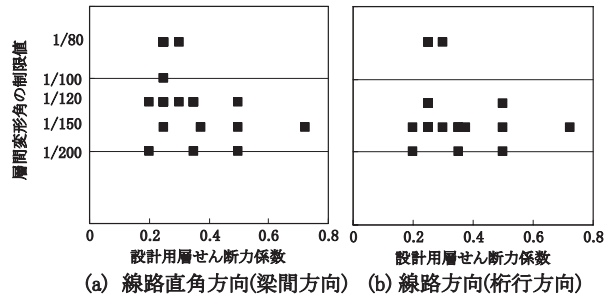


図1 高架橋に付帯する旅客上家の設計用層せん断力係数と層間変形角の制限値

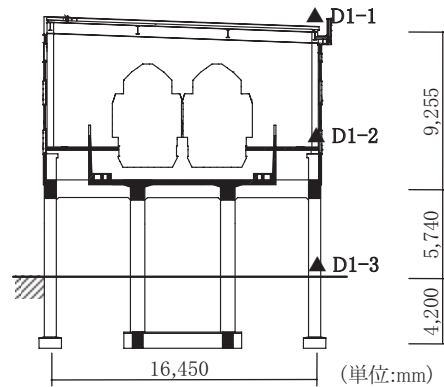


図2 測定位置(ケース1:全覆型上家)

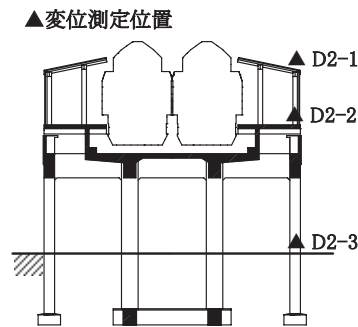
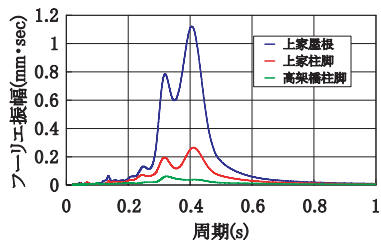
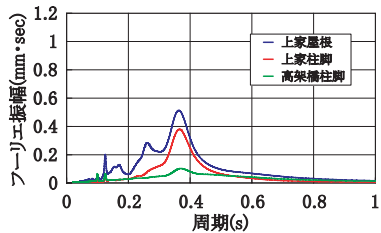


図3 測定位置(ケース2:開放型上家)

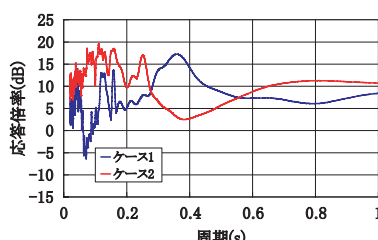


(a) ケース1(全覆型上家)

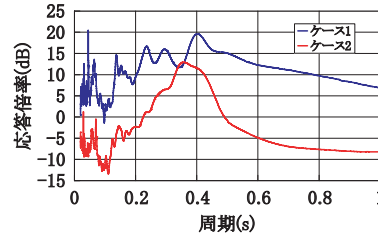


(b) ケース2(開放型上家)

図4 微動変位のフーリエ振幅

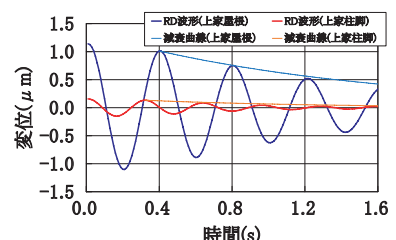


(a) 上家屋根/上家柱脚

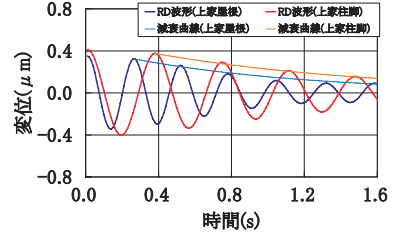


(b) 上家柱脚/高架橋柱脚

図5 応答倍率



(a) ケース1(全覆型上家)



(b) ケース2(開放型上家)

図6 RD波形と減衰曲線

いこと、柱の下部が地盤に埋もれていることなどが影響していると考えられる。また、地震時には振幅依存性から、より大きな減衰定数となることが予想される。

3.2 骨組モデルの固有値解析との比較

前節に示した実駅のうちケース1（全覆型上家）について、上家の柱脚型式を固定と仮定した2次元骨組モデルの固有値解析結果と常時微動測定による振動特性推定の結果を比較した。なお、モデル化においては、主要構造部材（柱、梁）をビーム要素でモデル化し、2次部材やホームなどの重量は節点質量として配置させている。

固有値解析より得られた1,2次のモード形状と固有周期を図7に示す。固有周期は、表1に示す推定結果よりやや小さな値を示しているものの精度よくモデル化できている。なお、一般建築物で常時微動測定を用いた場合には、2次部材の影響などから固有周期を短めに推定する傾向がある。鉄道高架橋や旅客上家では2次部材が少ないため、このような傾向は受けにくいと思われる。

表1 RD法による固有周期と減衰定数

ケース	モード	固有周期[s]	減衰定数
ケース1 (全覆型上家)	1次(上家卓越)	0.41	0.0463
	2次(高架橋卓越)	0.31	0.0533
ケース2 (開放型上家)	1次(高架橋卓越)	0.37	0.0483
	2次(上家卓越)	0.26	0.0403

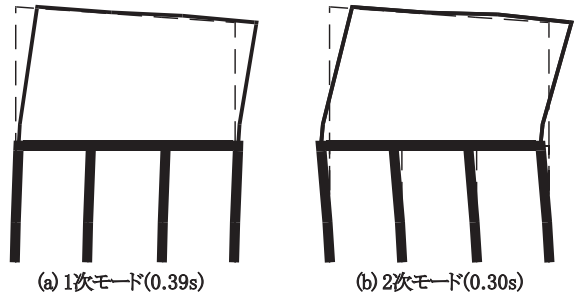


図7 モード形状と固有周期（ケース1：全覆型）

上家の部材断面は、上家みのモデル（全覆型・F型は柱脚ピン、Y型は柱脚固定）に対し、層せん断力係数0.25の水平力作用時に部材応力が許容応力度以下かつ層間変形角が概ね1/200になるように設定し、他の柱脚条件の場合も同一断面とした。旅客上家の断面を表2にあわせて示す。

入力地震動は、建築告示波（L1レベル[稀に発生]、L2レベル[極稀に発生]）のそれぞれ位相の異なる3波）と鉄

4. 高架橋に付帯する旅客上家の振動解析

4.1 解析モデル

対象構面を線路直角方向とした解析モデルを図8に示す。モデルは杭を含めた2次元骨組モデルであり、杭は地盤ばねで支持し、上家柱脚は、ピン、半固定、固定とした。高架橋は鉄道土木の現行設計標準²⁾に準拠した1層の鉄筋コンクリート造とし、表2に示すように全解析ケースとも同一形状とした。上家は鉄骨造、架構形式は開放型（F型、Y型）と全覆型を対象とし、一部で多雪地域（積雪荷重=6kN/m²）を想定している。全解析ケースを表3に示す。高架橋に対する上家の重量比は、最も小さいY型で1.9%、最も大きい全覆型（多雪）で11.4%であった。

表2 高架橋・旅客上家の部材断面 (単位:mm)

架構型式	柱	梁
高架橋	1000 × 1000	900 × 1300 (線路直角方向) 900 × 1400 (線路方向)
開放型 (F型)	H-300 × 300 × 10 × 15	H-340 × 250 × 9 × 14
開放型 (F型) 多雪地域	H-400 × 400 × 13 × 21	H-390 × 300 × 10 × 16
開放型 (Y型)	H-350 × 350 × 12 × 24	H-340 × 250 × 9 × 14 (線路直角方向)
		H-244 × 175 × 7 × 11 (線路方向)
全覆型	□-450 × 450 × 22	H-600 × 300 × 14 × 23
全覆型 多雪地域	□-550 × 550 × 25	H-800 × 300 × 14 × 26

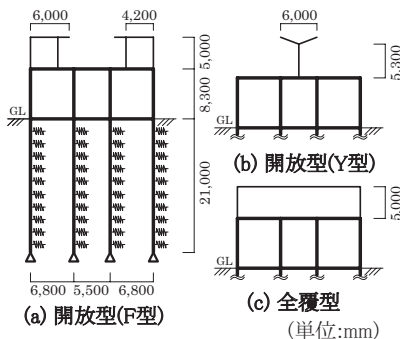


図8 解析モデル

表4 部材の減衰定数

部位	建築告示波	鉄道土木波
高架橋部材	0.03	0.05
上家部材	0.02	0.02
地盤ばね	0.05	0.10

表3 解析ケースと固有周期（ ）内は積雪考慮の場合）

架構形式	モデル名	柱脚形式	重量比 (%) (上家/高架)	固有周期 (s)			固有周期比 (上家/高架)
				上家	連成1次	連成2次	
開放型 (F型)	C1-1-P	ピン	3.4	0.58	0.60	0.48	1.18
	C1-1-B	半固定	"	0.44	0.52	0.39	0.90
	C1-1-F	固定	"	0.29	0.51	0.27	0.59
開放型 (F型) 多雪地域	C1-2-P (PS)	ピン	3.4 (7.2)	0.36 (0.53)	0.51 (0.59)	0.35 (0.45)	0.74 (1.08)
	C1-2-F (PS)	固定	"	0.17 (0.25)	0.50 (0.52)	0.18 (0.25)	0.36 (0.52)
開放型 (Y型)	C1-3-F	固定	1.9	0.64	0.65	0.49	1.31
全覆型	C2-1-P	ピン	5.4	0.51	0.61	0.47	1.04
	C2-1-B	半固定	"	0.39	0.54	0.41	0.79
	C2-1-F	固定	"	0.24	0.52	0.26	0.49
全覆型 多雪地域	C2-2-P (PS)	ピン	5.4 (11.4)	0.41 (0.59)	0.53 (0.65)	0.38 (0.46)	0.83 (1.21)
	C2-2-F (PS)	固定	"	0.18 (0.27)	0.51 (0.54)	0.19 (0.26)	0.38 (0.55)

特集：構造物技術

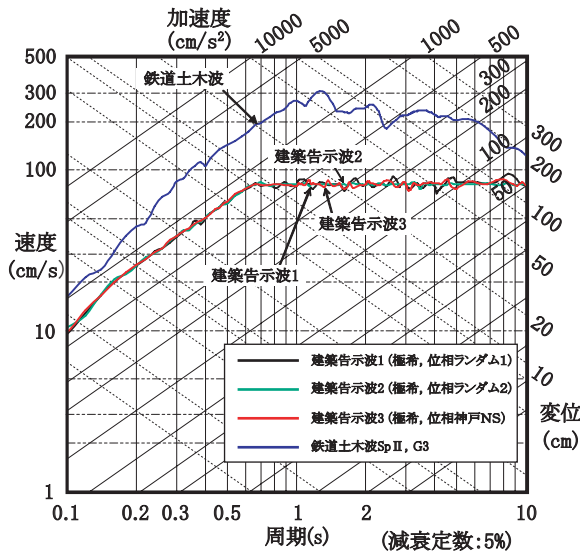


図9 入力地震動の応答スペクトル

道土木波 (L2 スペクトルⅡ G3地盤適合波) とした。建築告示波L2レベルと鉄道土木波の応答スペクトルを図9に示す。なお、本解析では、固有周期等の違いによる応答性状の把握が主な目的であるため、建築告示波については表層地盤の影響を考慮せず、スペクトルが比較的滑らかな工学基盤で設定された地震動を入力地震動として採用した。減衰条件は、ひずみエネルギー比例型とし、部材別に減衰定数を表4のように設定した。なお、減衰定数は、設計時に一般的に採用される値を参考にして、告示波と土木波で異なる値を与えている。設定した地震波は、地盤ばねを介して同位相で入力し、時刻歴応答解析を行った。

4.2 固有値解析結果

固有値解析による各ケースの固有周期を表3に示す。上家のみの固有周期は0.17～0.64sの範囲となった。高架橋-上家連成系の1次固有周期は、上家のみの固有周期が長いほど高架橋のみの1次固有周期(0.49s)より長くなる傾向があり、上家の影響を受けることがわかる。また、連成系の2次固有周期は、ケースによりばらつきはあるが、上家のみの固有周期に近い値となった。

C1-1-P,B,Fを代表として求めた固有モードを刺激関数 (=刺激係数×固有ベクトル) 図として図10に示す。1次で高架橋と上家が同位相、2次で逆位相の振動モードとなった。また、2次の刺激関数は1次よりやや小さい程度であり、2次も全体の振動性状に影響を与えるといえる。

4.3 応答性状

代表ケース (C1-1-P) について、応答解析により得られた上家と高架橋の最大応答層せん断力係数を図11、最大応答層間変形角を図12に示す。L1レベル (建築告示3波) では概ね同じ応答値となり、部材は弾性範囲内に収まった。L2レベルでは層降伏状態に至っていることも

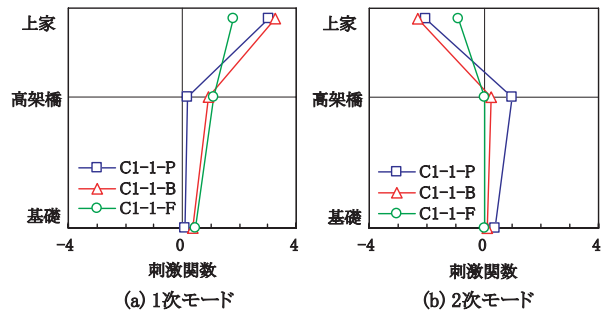


図10 刺激関数図

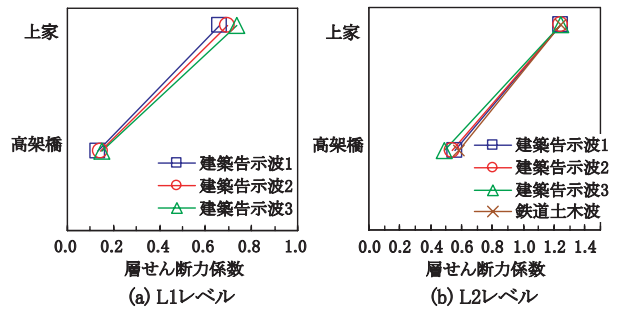


図11 最大応答層せん断力係数 (C1-1-P)

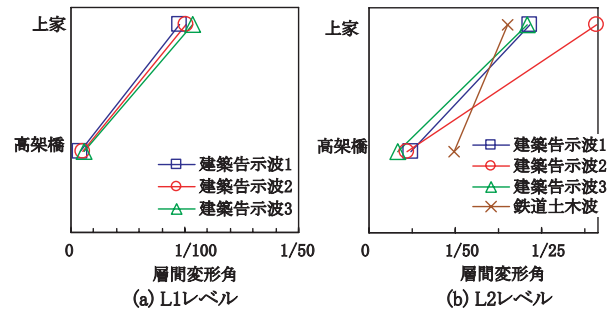


図12 最大応答層間変形角 (C1-1-P)

あり、層間変形角は地震波によるばらつきが大きかったが、最大層間変形角は約1/20以下であり、地震後の残留変形は大きいものの積載荷重が小さいことなどから架構の崩壊・倒壊には至らないと推定される。その他のケースでは、静定構造物となるY型上家の線路直角方向を除き、層間変形角は約1/30以下であった。

L1レベル入力時の上家と高架橋の最大応答層せん断力係数の比較 (建築告示3波の平均値) を図13に示す。上家はケースにより0.2から0.8までばらついたが、高架橋はばらつきが小さく約0.15であった。これは、上家の重量が高架橋に対して小さいためであり、上家の挙動が高架橋の最大応答に与える影響は少ない。

高架橋に対する上家の固有周期の比と最大応答層せん断力係数の比 (建築告示3波の平均値) の関係を図14に示す。固有周期は、上家のみ、高架橋のみのモデルの固有値解析から求めた値である。固有周期比が大きくなるほど、最大応答層せん断力係数比も大きくなり、固有周期比が1を超えても増加傾向にあった。これは、上家-高架橋連成系の固有周期が高架橋のみの固有周期より長

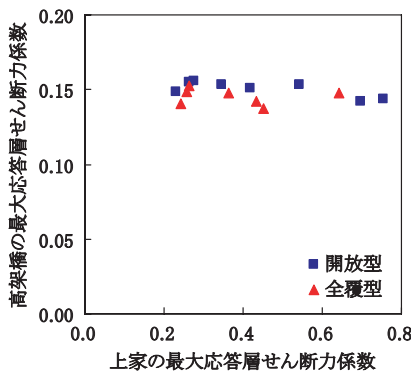


図13 上家と高架橋の最大応答層せん断力係数の比較

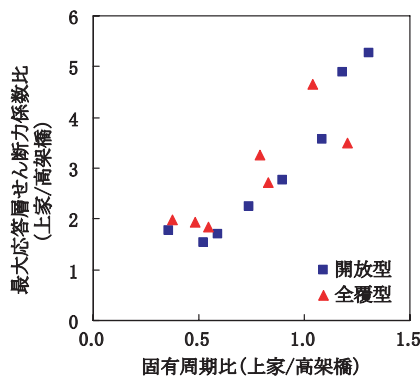


図14 上家と高架橋の固有周期比と最大応答層せん断力係数比の関係

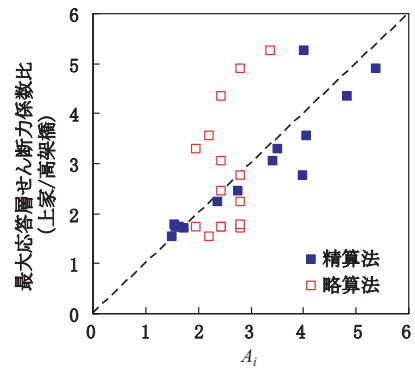


図15 高さ方向の分布係数(A_i)と最大応答層せん断力係数比の関係

くなり、実際の共振点がずれているからである。なお、固有周期比が極端に大きくなることは実際には考えにくいですが、仮想的に検討した結果、固有周期比が1.5を超えると、最大応答層せん断力係数比が低下することを確認している。

4.4 応答結果と高さ方向の分布係数 A_i の比較

建築基準法では、設計用地震力の算定時に、建築物の高さ方向の分布係数 A_i を考慮することが定められている。一般的な建築物では、A_i の算定は告示（建設省告示第1793号）に基づき下式より求めている（以下、略算法）。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T} \quad (1)$$

α_i : 建築物の A_i を算出しようとする高さの部分が支える部分の固定荷重と積載荷重との和を当該建築物の地上部分の固定荷重と積載荷重の和で除した値

T : 建築物の設計用一次固有周期 (s) $T = h (0.02 + 0.01\alpha)$

h : 当該建築物の高さ (m)

α : 当該建築物のうち鉄骨造である階の高さの合計の h に対する比

一方、各次振動モードの寄与分を二乗和の平方根によって求めるモーダルアナリシスにより精密に A_i を求める方法も提示されている³⁾（以下、精算法）。動的解析による最大応答層せん断力係数比（上家／高架橋）と上家の A_i 計算値の関係を図15に示す。精算法による A_i は、解析による最大応答層せん断力係数比と概ね一致したが、略算法による A_i は、3を超えると最大応答層せん断力係数比より小さくなった。略算法による A_i は、一般建築物を対象として作成されており、高架橋に付帯する上家のように高さ方向に質量や剛性分布が著しく異なる場合には的確に応答性状を評価できないことが文献4)などに示されている。図14によると、最大応答層せん断力係数比が3になる固有周期比は0.8程度であることから、固有周期比が0.8を超える範囲で略算法により A_i を求めると、誤差が大きくなる。したがって、そのような範囲では精算法を用いることにより、実際の応答性状に即した設計用地震力を設定することができる。

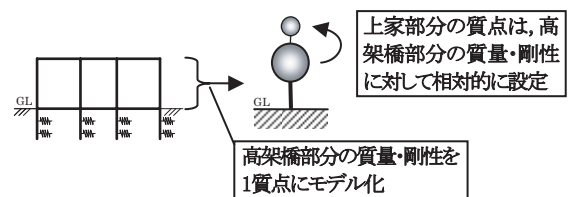


図16 パラメータスタディ用2質点系モデル

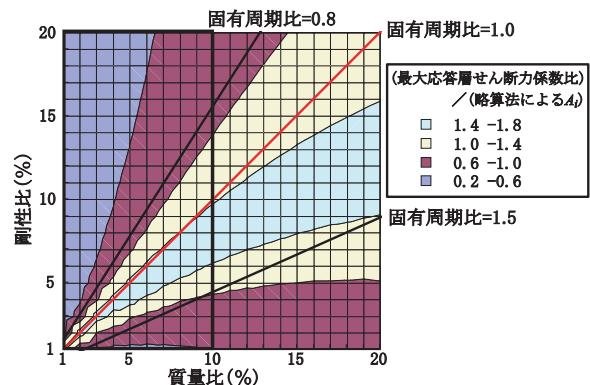


図17 質量比・剛性比(上家／高架橋)の違いによる(最大応答層せん断力係数比) / (略算法による A_i) の結果

4.5 高架橋と旅客上家の質量比・剛性比の応答への影響

高架橋と上家の質量比や剛性比が応答に与える影響を確認するために、質量比と剛性比をパラメータにして、最大応答層せん断力係数比（上家／高架橋）を運動方程式より導出した。検討モデルは、図16に示すような2質点系モデルであり、4.1節で示した解析モデル（図8）の高架橋部分を1質点に置換したモデルを基本として、上家の高架橋に対する質量比・剛性比を、それぞれ独立に1～20%で設定している。なお、減衰はレーリー型とし、1, 2次モードに対して3%を仮定した。

算出した最大応答層せん断力係数比は、質量比・剛性比によって値が大きく変化し、特に連成を考慮した高架橋の固有周期と上家の固有周期が近い場合には、共振現象により大きな値を示した。一方、略算法による A_i は、(1)式に示すように質量と高さの関数となっているため、

特集：構造物技術

剛性比による値の変化はない。そこで、質量比・剛性比の違いによる略算法による A_i と最大応答層せん断力係数比の差を確認するために、最大応答層せん断力係数比を略算法による A_i で除した。その結果を図17に示す。図において1.0以上の値となる範囲は、最大応答層せん断力係数比が略算法による A_i より大きい範囲であり、略算法による A_i では上家に作用する地震力を適正に設定できていない。また、高架橋と上家の質量比がおおよそ10%程度以下(図17中の黒い太線部分)であることを考慮すると、最大応答層せん断力係数比が略算法による A_i を上回る範囲は、固有周期比でおおよそ0.8~1.5の間となり、これは、4.4節で示した結果ともよく整合している。

5. 高架橋に付帯する旅客上家の構造設計法の提案

高架橋-旅客上家連成系の振動解析結果等に基づき、高架橋に付帯する旅客上家の構造設計法を提案した。適用範囲は、鉄道高架橋上に建つ鉄骨造の旅客上家である。設計フローの概要を図18に示す。

5.1 構造計画とモデル化

常時および地震時、暴風時、積雪時に作用する外力に対して、列車の運行や旅客の安全を脅かすことのないようにする。

高架橋と分離して上家単体として設計してよいが、設計用地震力の設定には高架橋の影響を考慮し、架構(柱・梁部材、柱脚)のモデル化において、剛性や耐力を適切に評価する。また、高架橋との耐力バランスや、地震時の上家から高架橋への作用力等も考慮して上家の構造計画を行う。

5.2 構造設計

5.2.1 1次設計レベル(中小地震時)の検討

設計用地震力は、高架橋(複層高架橋の場合はその第1層)に対する標準せん断力係数 C_0 を0.2以上とし A_i を考慮して設定する。 A_i の算定方法は、上家と高架橋の1次固有周期比(上家/高架橋)が0.8以下であれば略算法でもよいが、0.8を超える場合は精算法によることが望ましい。ただし、上家の規模や重要度により必ずしも略算法を排除するものではない。固有周期比を求める際の高架橋の固有周期は土木設計時の等価固有周期とし、上家の固有周期は剛性と質量から求めてよい。なお、 A_i (略算法、精算法)を求める際は、告示の定めに従い、構造物の初期剛性を用い、基礎の変形は考慮しないこととする。

層間変形角の制限値は、仕上材の有無や変形追随性により設定する。

5.2.2 2次設計レベル(大地震時)の検討

大規模・重要構造物については、建築基準法に定める

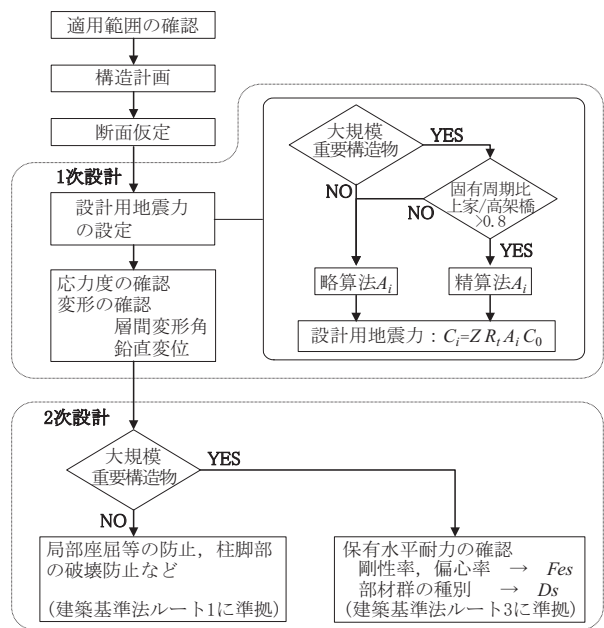


図18 高架橋上旅客上家の構造設計フロー概要

保有水平耐力計算(ルート3)により大地震時の構造安全性を直接確認することが望ましい。その他の場合についても、ルート1に準拠して架構の変形性能を確保する。なお、必要保有水平耐力算定時の A_i については、各層の剛性率に基づき算定する Fes (形状特性を表す係数)も考慮することから、略算法による値を用いてよい。

6. まとめ

高架橋の上部に付帯する旅客上家の地震時の応答特性を解析的に把握し、高架橋の挙動を考慮した新たな構造設計法を提案した。提案した設計法は、建築基準法を準用したものであるが、重量が高架橋に対して極端に小さい上家の応答特性を考慮して設計用地震力を設定していることが特徴である。また、構造物の規模や重要度に応じて、設計ルートや地震力の設定を設計者の判断により選択できる性能設計に対応している。

高架橋に付帯する旅客上家の設計に、今後、本成果が活用されることを期待する。

文献

- 1) 日本建築学会編：建築物の減衰，2000
- 2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999
- 3) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編：2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2007
- 4) 日本建築学会編：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)，1990