

杉谷川橋の設計 - PC6径間連続ラーメン箱桁橋 -

小藪 英彦*1・能登谷 英樹*2・平野 淳治*3・前田 雅夫*4

1. はじめに

杉谷川橋は、近畿自動車道飛鳥神戸線の信楽IC(仮称)～甲賀土山IC(仮称)間の滋賀県甲賀郡甲南町に架橋される橋長453mのPC6径間連続ラーメン箱桁橋(片持ち施工法)である(図-1)。本稿では、第二東名・名神高速道路に特有の広幅員に対する主桁断面の検討、端部固定橋脚高さと同定支

間長の比(1/12)に対する多径間連続化の検討および上部工の耐震設計を報告する。

2. 設計条件

橋 種：プレストレストコンクリート道路橋
 形 式：PC6径間連続ラーメン箱桁橋
 道路規格：第1種第1級(設計速度120km/h)

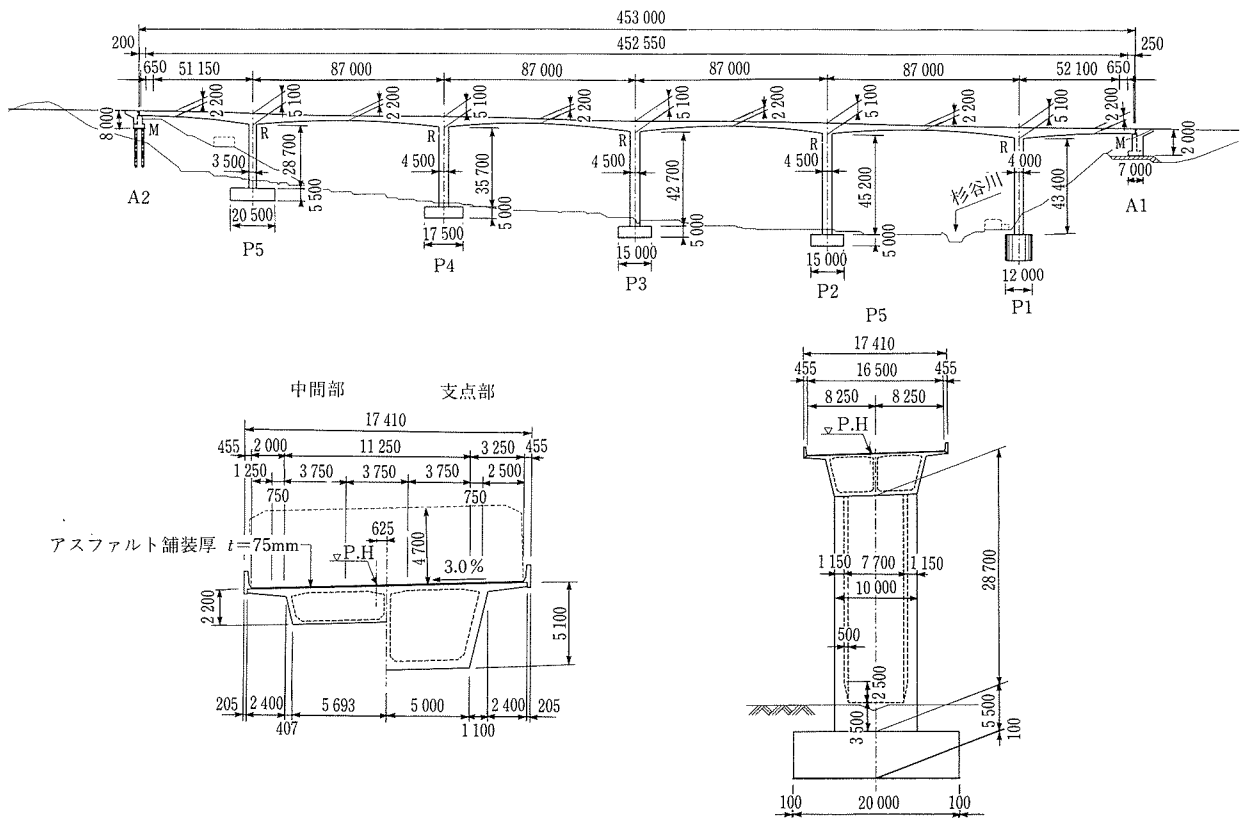
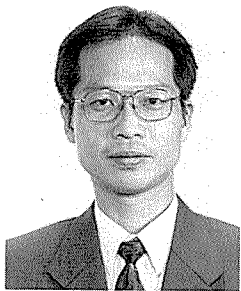
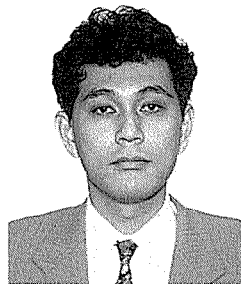


図-1 全体一般図



*1 Hidehiko KOYABU

日本道路公団 大阪建設局 大津工
 事事務所 甲南工事区 工事長



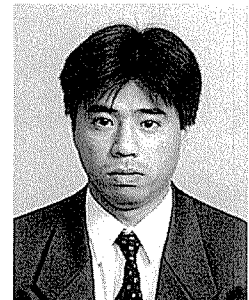
*2 Hideki NOTOYA

日本道路公団 大阪建設局
 構造技術課



*3 Junji HIRANO

(株)日本構造橋梁研究所
 大阪支社 設計部 次長



*4 Masao MAEDA

(株)日本構造橋梁研究所
 大阪支社 設計部

橋 長：453 m
 支間構成：51.15m+4@87.0m+52.1 m
 全 幅 員：17.410 m
 平面線形：R=4 000, 斜角 90度
 縦断勾配：↘ 2.000% ~ ↘ 1.676%
 横断勾配：↘ 3.000%
 設計基準強度：主 桁 $\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$
 橋 脚 $\sigma_{ck}=300\text{kgf/cm}^2$

3. 主桁断面の検討

第二名神高速道路は総幅員が17.5mと広く、現行道路橋示方書（以下、道示）の床版支間規定や架設作業車（ワーゲン）の現行能力を固定すると2室箱桁構造の断面形状となる。

2室箱桁構造となると桁内の中ウェブの存在により作業性が悪くなり、将来の合理性（工事費の縮減）に向けて、不利な断面形状と言わざるを得ない。

そのため、本橋の主桁断面（構造）の決定に際しては、全国的に展開されている小数主桁（1室箱桁）、中型ワーゲン使用で施工可能なリブ付き床版構造を対象に比較を行った（表-1）。

小数主桁は、本橋の最大支間長が87mと中規模支間であることから、改良大型ワーゲン使用による工期短縮が図れなかった。しかしながら、更なる長支間化を目指すとき、大型ワーゲンの適用は十分な経済効果を発揮する可能性がある。

リブ付き床版構造は、既存中型2主ワーゲンで施工可能

表-1 杉谷川橋(PC片持ち施工)主桁断面(構造)比較表

断面図	① 2室箱桁構造	1室箱桁構造			
		② 広箱幅(コンクリートウェブ)	③ 狭箱幅(リブ付き床版)		
断面図					
概 要	<ul style="list-style-type: none"> • 広幅員に対して、現行道示の床版支間以下とし、在来の中型ワーゲン能力で計画した2室箱桁構造案。 • 中ウェブの存在により作業性が悪い。 	<ul style="list-style-type: none"> • 固定床版長を道示規定以上とした1室箱桁案。 • 中ウェブの存在がなくなり作業性が向上する。 • コンクリート重量の減は①案に対しそれほど、期待できない。 • 在来の大型ワーゲンの改良が必要となる。 	<ul style="list-style-type: none"> • 在来の中型(大型)ワーゲンで施工可能なように、分割施工とする1室箱桁構造案。 • 張出し床版長が大きくなることから、リブ付き床版を採用し、床版重量の増加を防ぐ。 		
設計・施工上の問題点と対応	<ul style="list-style-type: none"> • 特記事項なし。 	<ul style="list-style-type: none"> • 床版の設計が道示の適用範囲外となる。 活荷重断面力 道示式の延長, FEM解析 部材設計法 PRC 断面設計法。 • 大型ワーゲンの使用により架設工費が増える。 1サイクル工程 主桁形状の単純化やブロック長を大きくし短縮化を図る。 	<ul style="list-style-type: none"> • リブ付き床版の設計に関しては検討を要する。 • リブを設けることで、ワーゲン施工の1サイクルを延ばす可能性がある。 床版設計法 リブの剛性評価法は検討。床版の支間方向を橋軸方向として床版厚を軽減する。 張出し床版二次施工 架設装置の減少化。接合部の処理。 		
使用ワーゲン	中型3主桁 (17.2 m以下, 200 tf・m)	大型2主桁 (20 m以下, 350 tf・m) 改良	中型2主桁 (14 m, 200 tf・m)	大型2主桁 (20 m, 350 tf・m)	
橋体工費 (千円)	コンクリート m ³	1 267m ³ × 23 = 29 141	1 267m ³ × 23 = 29 141	1 383.4m ³ × 23 = 31 818	1 383.4m ³ × 23 = 31 818
	型 枠 m ²	4 228m ² × 8 = 33 824	3 699.4m ² × 8 = 29 595	3 363.8m ² × 8 = 26 910	3 363.8m ² × 8 = 26 910
	PC 鋼材 tf	54.1 t × 1 500 = 81 150	52.6 t × 1 500 = 78 900	43.3 × 1 500 = 64 950	44.1 × 1 500 = 66 210
	二次床版架設装置 式	—	—	40 500	40 500
ワーゲン工費	小 計	144 115	137 742	164 178	165 438
	供用日数	161日 × 2台	156日 × 2台	176日 × 2台	132日 × 2台
	改造費 千円	6 048 × 2 = 12 096	9 408 × 2 = 18 816	4 720 × 2 = 9 440	6 544 × 2 = 13 088
	損 料 千円	8 147 × 2 = 16 294	12 277 × 2 = 24 554	6 952 × 2 = 13 904	7 234 × 2 = 14 468
小 計 千円	28 390	43 370	23 344	27 556	
合 計	172 505	181 112	187 522	192 994	
評 価	従来の積算体系で試算すると工事費は比較案の中で一番安い結果となっている。中型ワーゲンの架設費が影響している。これらから省力化を考えると構造の単純化が志向であるが、本橋のように中規模支間では大型ワーゲンの使用は経済的効果がない。	橋体工費の縮小は可能であるが、大型ワーゲンによる架設費により①案よりも工費が高くなっている。本橋の支間規模が小さいことが影響している。大型ワーゲンと小数主桁化により工期短縮となり、将来的には工費の短縮が可能となる。	中型ワーゲンでの施工が可能なので分割施工法としたものであるが、二次床版架設装置を付加すると経済的有利さは見出せない。コンクリート構造の断面分割施工は弱点を設けることになり、他の有利性がない限り避けるべきである。		
	◎	○	×		

表に示した橋体工費、ワーゲン工費は1片持ち施工区間により算出したものである。

であるが、二次床版架設装置の付加など施工段階を多く要することになり、経済的有利性が見出せなかった。

その結果、最も経済的である既存の中型3主ワーゲンで施工可能な、2室箱桁構造を選定した。

4. 多径間連続化の検討

本橋の固定橋脚 (P5) は、固定支間長に対する橋脚高が低く (固定支間長 $L=348\text{m}$, 橋脚高 $h=28.7\text{m}$, $h/L=1/12$), 多径間連続化のためには、以下の検討を行う必要があった。

- ① 端部橋脚の最小剛性を見極め
- ② 上部工施工法 (アンバランスモーメントの利用)
- ③ コンクリート強度 (240kgf/cm^2 , 300kgf/cm^2)

4.1 温度変化時の検討

橋脚上下端のひび割れの照査として、「設計要領第二集 4-13-5 橋脚の設計」では、各荷重状態の引張応力度 (全断面有効, $\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$) の制限値は表-2となっている。

中間橋脚厚を5.0m, 端部橋脚厚を4.5mとした場合の端部橋脚の引張応力度 (温度作用時) は、 -40.7kgf/cm^2 となり、制限値を満足できない。そこで、端部橋脚の剛性を縮小し、拘束力を減少させることを考え、端部橋脚厚をパラメーターに検討を行った (図-2, 3)。

その結果、端部橋脚厚の縮小とともに、拘束力による曲げモーメントも縮小するが、3.5mよりも小さくなると、断面能力の不足から、逆に引張応力度は増加する。よって、本橋の端部橋脚厚は、その境となる3.5mに決定した。

表-2 引張応力度の制限値

σ_{ck}	240kgf/cm^2
施工中および全死荷重作用時	27kgf/cm^2
(全死荷重+温度)作用時	35kgf/cm^2

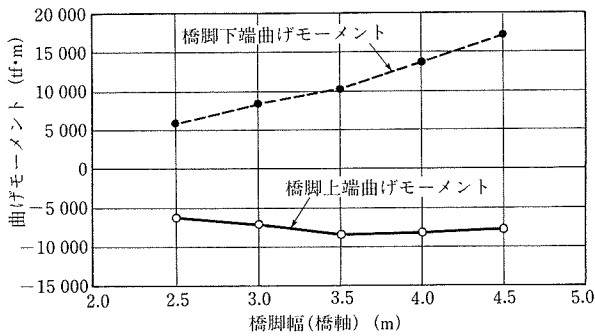


図-2 端部橋脚曲げモーメント

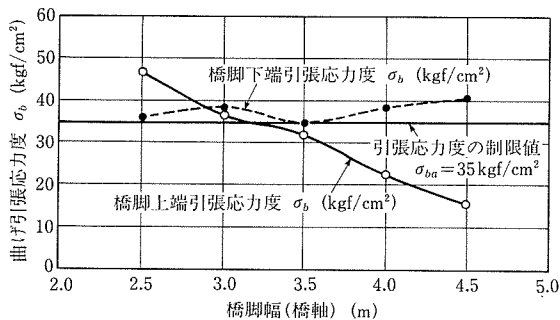


図-3 端部橋脚引張応力度

4.2 地震時(震度法)の検討

4.1項により決定した端部橋脚厚と中間橋脚厚を4.5mとした場合の、地震時(震度法)に各橋脚が負担するせん断力は、図-4となる。

P5橋脚は地震時慣性力全体の30%程度負担している。そこで、まだ負担率の小さいP2, P3橋脚にそのせん断力を負担させることを考え、P2, P3橋脚厚をパラメーターにとり、P5橋脚の曲げモーメントの軽減を行った (図-5~7)。

その結果、コンクリート強度 240kgf/cm^2 で、P5橋脚の地震時負担せん断力の軽減に必要なP2, P3橋脚厚は、5.4mとなった。その場合、P5橋脚は、コンクリートの圧縮応力度で決定している。以上を踏まえ、コンクリート強度を

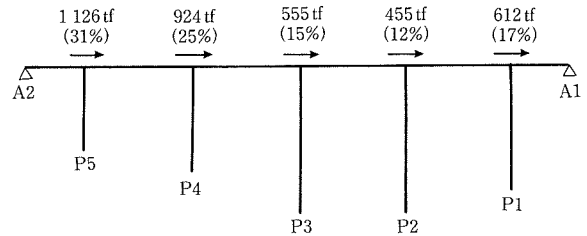


図-4 地震時に各橋脚が負担するせん断力

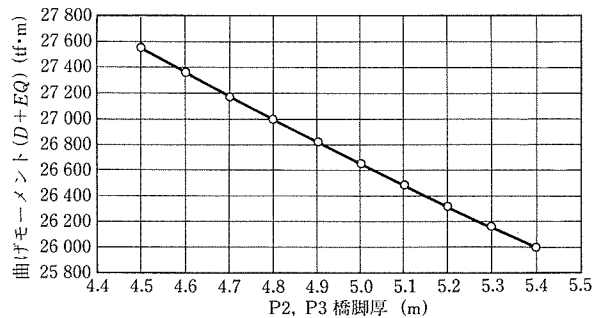


図-5 端部橋脚地震時曲げモーメント

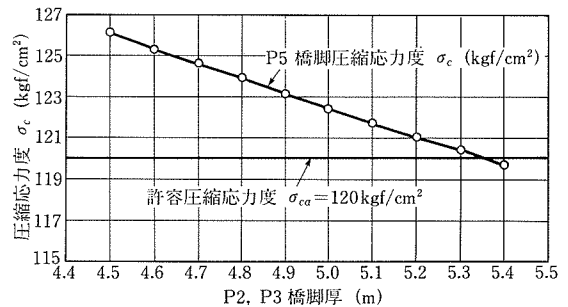


図-6 端部橋脚コンクリート圧縮応力度

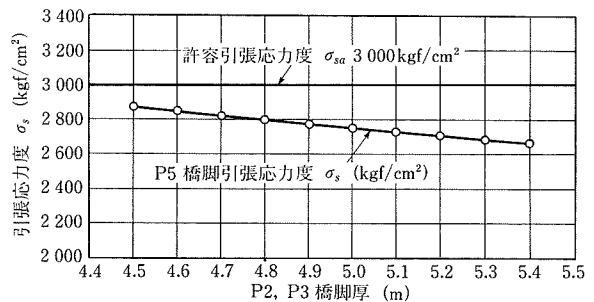
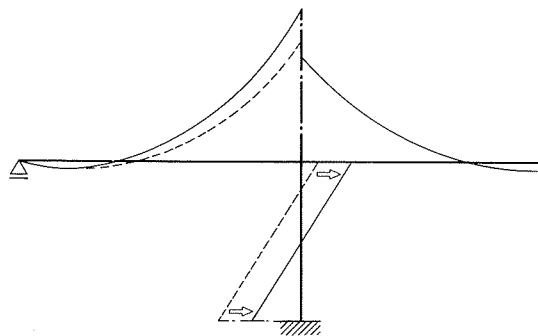


図-7 端部橋脚引張応力度

240 kgf/cm²から300 kgf/cm²に変更して検討した結果、P5橋脚を満足させるためのP2、P3橋脚厚は4.5 mとなり、240 kgf/cm²の場合に比べ、経済的となった。また、温度変化時の検討においてもコンクリート強度を変更して検討した結果、端部橋脚の引張応力度は制限値 ($\sigma_{ba}=40 \text{ kgf/cm}^2$) を満足できることから、コンクリート強度は300 kgf/cm²、中間橋脚厚は4.5 mに決定した。

4.3 アンバランスモーメントの利用

本橋の橋台は盛りこぼし橋台であるため、側径間部は、盛土地盤上に支保工を設けない、吊り支保工での施工を計画している。その吊り支保工の長さ(荷重)を利用することにより、あらかじめ、乾燥収縮やプレストレス力および温度変化(この場合マイナス温度)により生じる曲げモーメントと逆向きの曲げモーメントを発生させ、橋脚上下端の曲げモーメントを調整した(図-8)。



破線であった曲げモーメントを実線になるよう調整した。

図-8 曲げモーメントの調整

5. 上部工耐震設計

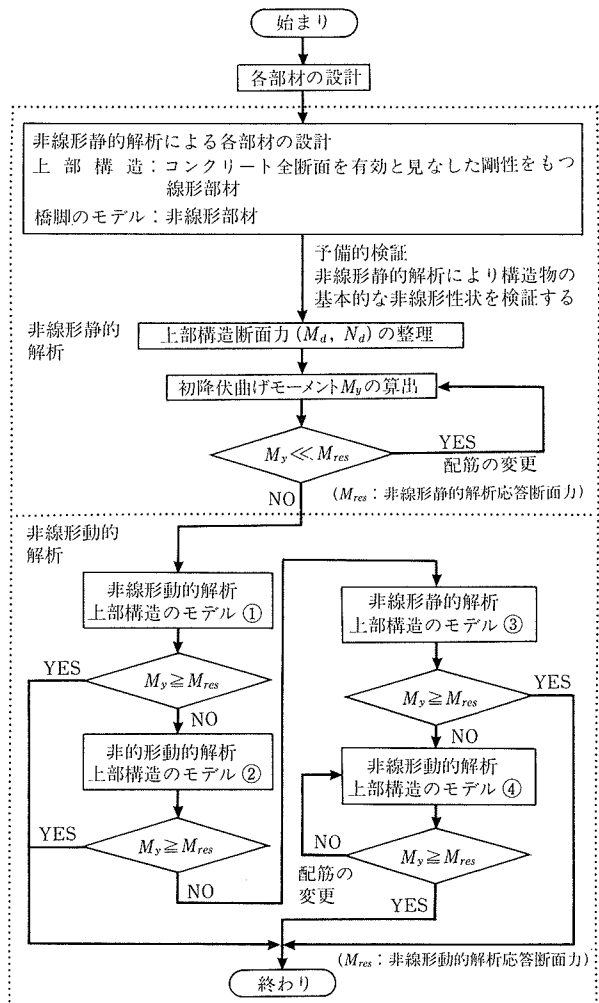
本橋では上部工の耐震設計として、上部構造がPC部材であるので「道示V編9.8」を準用し、発生する曲げモーメントが初降伏曲げモーメント以下であることを照査する。

図-9に上部構造の照査の流れを示す。

高橋脚を有する本橋の耐震設計は、非線形動的解析により行うことが原則であるが、予備的耐震性の評価を非線形静的解析により行う。ここで、予備的耐震性の評価とは、上部構造の基本的な非線形性状と、それに要する断面能力(鉄筋量)の全体的な把握を意味している。その手法としては、全断面剛性を用いて行った非線形静的解析の応答断面力と初降伏曲げモーメントを比較し、著しく超過する場合は断面(鉄筋)を変更する。次にこれらの断面が、非線形動的解析による応答断面力に対して、安全であることを検証する。

5.1 非線形静的解析(予備的検証)

上部構造の非線形静的解析の断面力 (M, N) に対し、軸方向鉄筋およびプレストレス力 (M_p, N_p) から断面の初降伏曲げモーメントを算出し、上部構造の断面能力の初期値を設定した(図-10)。通常の桁設計に必要な軸方向鉄筋に対し、初降伏曲げモーメント向上のために下床版の配置鉄筋量を増やしている。ただし、プレストレス力は、上部構造が降伏しないことを理由に初降伏曲げモーメント算出に考



上部構造モデル①～④に関しては本文「5.2 非線形動的解析」参照

図-9 上部構造照査の流れ

慮している。この段階では、静荷重時曲げ変曲点付近の断面に能力の不足(図-11丸囲み部分)を生じているが、次ステップでの解析(非線形動的解析)で断面の安全性が検証できれば、断面(鉄筋)の変更は行わないものとした(図-11)。

5.2 非線形動的解析

非線形静的解析の結果を踏まえ、図-10の配筋により、非線形動的解析を実施した。

(1) 上部構造のモデル化

上部構造(PC部材)のモデル化に関しては、以下の4ケースが考えられる。

- ① 上部構造全部材にコンクリート全断面有効と見なす剛性を用いる。
- ② 上部構造全部材にコンクリート全断面有効と見なす剛性を用いた解析を事前に行い、初降伏曲げモーメントを超える部材に関してのみ降伏剛性を用いる。
- ③ 上部構造全部材に降伏剛性を用いる。
- ④ 上部構造全部材に原点、コンクリートのひび割れ、初降伏を通るバイリニアモデル(0-c-Y₀)を用いる(履歴ループは考慮しない)。

上部構造の初降伏としては、上部構造断面内の主要な構

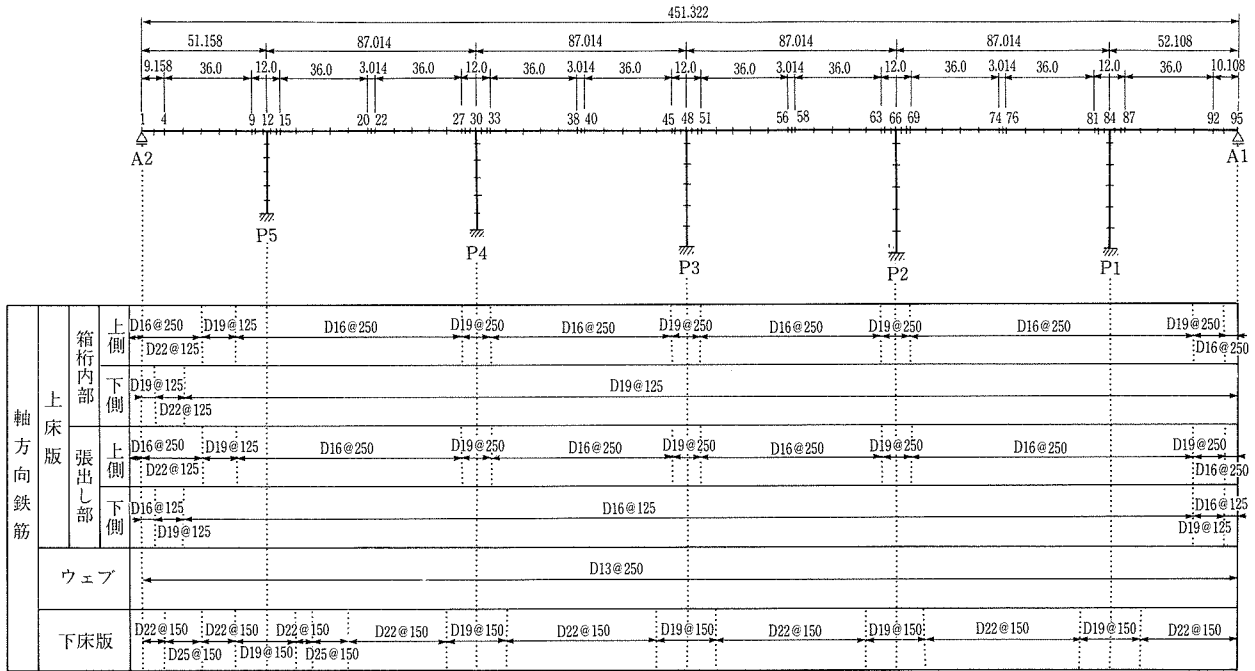


図 - 10 軸方向鉄筋の配置および節点番号

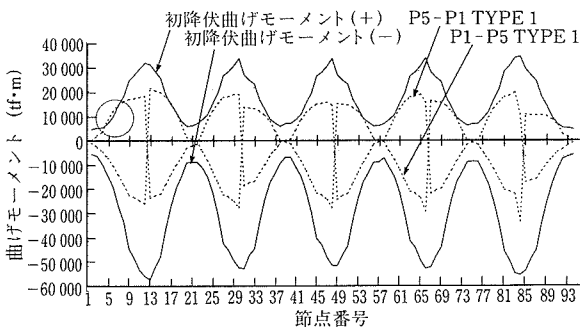


図 - 11 非線形静的解析結果と初降伏曲げモーメント

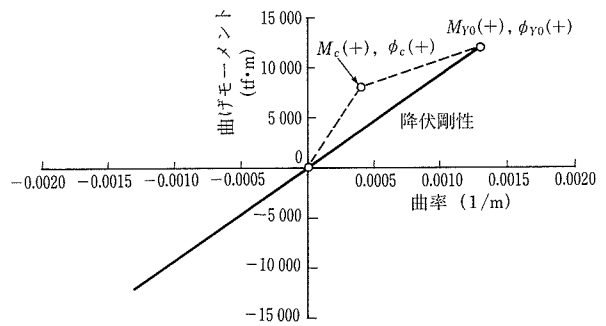


図 - 12 モデル②③降伏剛性

造部材の最外縁の鉄筋等が降伏する場合とした。また、上部構造の降伏剛性は正モーメントに対する初降伏点と原点とを結ぶ剛性(勾配)とし、負モーメント側も同じ剛性(勾配)を用いた(図-12)。また、バイリニアモデルは、正モーメントに対してのみ与え、負モーメント側は正モーメントに対するひび割れ剛性(原点とひび割れ点を結ぶ勾配)を延長し、初降伏点は与えなかった(図-13)。なお、負モーメント側に初降伏点を与えなかった理由は、非線形静的解析結果から、初降伏曲げモーメントを超える断面は正モーメントが主であったためである。

(2) 非線形動的解析結果

上記4ケースの上部構造のモデルにより、解析を行った結果を図-14~17に示す。なお、本橋では上記④のモデルにより上部構造の安全性を照査した。

5.3 上部構造の剛性が下部構造の応答に与える影響

上部構造のモデル化の違いが、下部構造の応答に与える影響を照査した。

上部構造のモデル化は、

- ① 全部材降伏剛性
- ② 全部材原点、コンクリートひび割れ点、初降伏点を

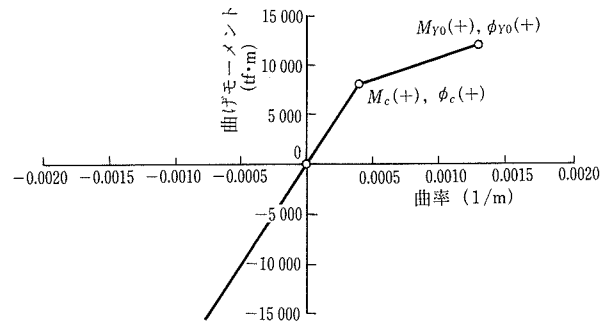


図 - 13 モデル④バイリニアモデル

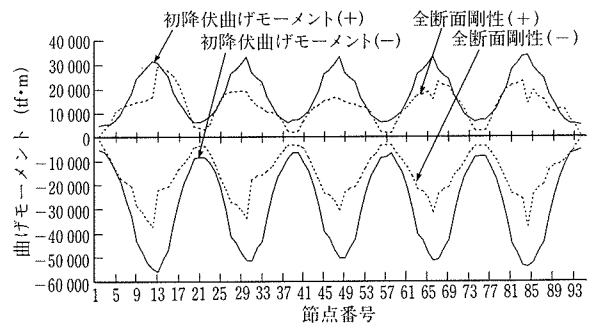


図 - 14 モデル①による応答値と初降伏曲げモーメントの比較

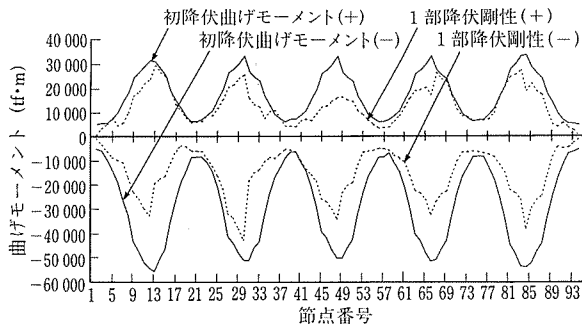


図-15 モデル②による応答値と初降伏曲げモーメントの比較

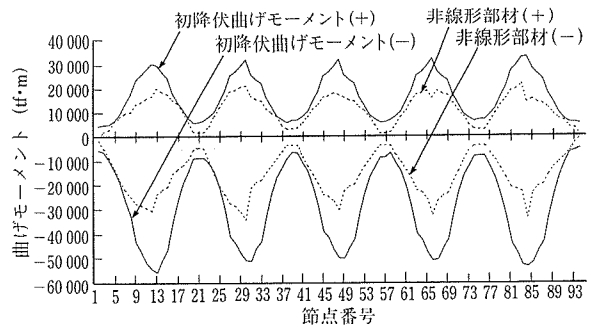


図-17 モデル④による応答値と初降伏曲げモーメントの比較

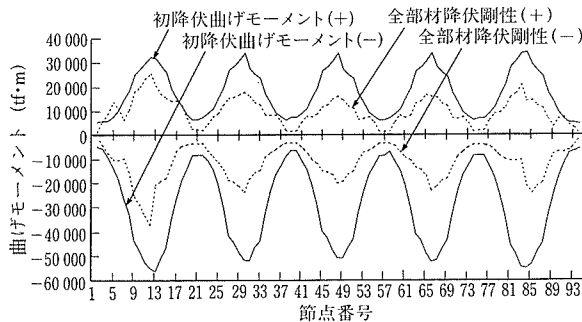


図-16 モデル③による応答値と初降伏曲げモーメントの比較

通るバイリニアモデル(履歴ループは考慮しない)の2ケースを考え、上部構造を全断面剛性とした場合と比較した(表-3, 4)。
その結果、以下のことが分かった。

- ① 橋脚下端の応答曲げモーメントに変化はない。
- ② 塑性回転角は、全断面剛性の場合より大きい値を示しているが、いずれの値も許容回転角を超えていない。
- ③ 変位に変化はない。

以上より、上部工のモデル化を変更した場合においても本橋の安全性は確かめられた。しかし②の結果が示すように、橋脚に与える影響が大きい場合もあるため、構造系によっては、照査が必要となるであろう。

6. おわりに

本橋の上部構造の耐震設計は、非線形静的解析を予備的検証と位置付け、非線形動的解析により照査を行った。上部構造のモデル化については、非線形静的解析では全断面剛性を用い、非線形動的解析では応答曲げモーメントが初

表-3 モデル①と全断面剛性の比較

		曲げモーメント(tf·m)			許容回転角(rad)	塑性回転角(rad)			変位(mm)		
		③	④	④/③		①	②	②/①	⑤	⑥	⑥/⑤
		全断面剛性	降伏剛性			全断面剛性	降伏剛性		全断面剛性	降伏剛性	
P5	上	36 892	35 066	0.95	0.01510	0.00319	0.00136	0.43	227.3	228.2	1.00
	下	39 486	39 473	1.00	0.01378	0.00733	0.00728	0.99			
P4	上	33 518	28 002	0.84	0.02120	0.00491	0.00102	0.21	232.0	230.0	0.99
	下	43 187	43 115	1.00	0.01525	0.00586	0.00558	0.95			
P3	上	36 309	32 138	0.89	0.01780	0.00242	0.00113	0.47	233.9	230.1	0.98
	下	44 668	44 507	1.00	0.01599	0.00425	0.00392	0.92			
P2	上	36 964	29 689	0.80	0.01720	0.00214	0.00099	0.46	231.1	234.9	1.02
	下	47 749	47 536	1.00	0.01472	0.00416	0.00382	0.92			
P1	上	31 541	25 756	0.82	0.01650	0.00279	0.00104	0.37	228.0	235.9	1.03
	下	48 414	48 145	0.99	0.01468	0.00385	0.00336	0.87			

表-4 モデル②と全断面剛性の比較

		曲げモーメント(tf·m)			許容回転角(rad)	塑性回転角(rad)			変位(mm)		
		③	④	④/③		①	②	②/①	⑤	⑥	⑥/⑤
		全断面剛性	非線形			全断面剛性	非線形		全断面剛性	非線形	
P5	上	36 892	36 684	0.99	0.01510	0.00319	0.00245	0.77	227.3	221.6	0.97
	下	39 486	39 412	1.00	0.01378	0.00733	0.00708	0.97			
P4	上	33 518	33 552	1.00	0.02120	0.00491	0.00510	1.04	232.0	224.9	0.97
	下	43 187	43 128	1.00	0.01525	0.00586	0.00563	0.96			
P3	上	36 309	35 972	0.99	0.01780	0.00242	0.00157	0.65	233.9	227.3	0.97
	下	44 668	44 708	1.00	0.01599	0.00425	0.00433	1.02			
P2	上	36 964	37 093	1.00	0.01720	0.00214	0.00244	1.14	231.1	226.0	0.98
	下	47 749	47 812	1.00	0.01472	0.00416	0.00426	1.02			
P1	上	31 541	31 359	0.99	0.01650	0.00279	0.00231	0.83	228.0	226.4	0.99
	下	48 414	48 419	1.00	0.01468	0.00385	0.00386	1.00			

降伏曲げモーメントを超える場合、一部降伏剛性、全部材降伏剛性、非線形部材と変化を与えた。その結果、本橋では上部構造を非線形部材として評価し、安全性を検証している。

しかし、上部構造のモデル化については、現在確立されたものではなく、本橋の上部構造モデルおよび照査の流れが、今後これらの課題に対する参考になればと考えている。

また、本耐震設計におけるプレストレス力は、発生する曲げモーメントが初降伏曲げモーメント以下であることを

理由に、初降伏曲げモーメント算出に考慮している。しかし、大きな強度をもつ地震動に対して、プレストレス力をどのように評価するか、ということが今後の課題として挙げられる。

参 考 文 献

- 1) 日本道路公団：設計要領第二集，第7編，1990.7
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋編，1996.12
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編，1996.12
- 4) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1998.1

【1998年11月12日受付】