

ダム湖中に建設される高橋脚ラーメン橋の耐震設計事例

御園生 静栄¹・小倉 裕介¹・小林 義明²・中野 賢³・渋谷 智裕³

¹正会員 八千代エンジニアリング(株) 東京事業部 耐震保全部 (〒153-8639 東京都目黒区中目黒1-10-23)

²八千代エンジニアリング(株) 国際事業部 道路・構造部 (〒153-8639 東京都目黒区中目黒1-10-21)

³八千代エンジニアリング(株) 東北支店 技術第一部 (〒980-0021 宮城県仙台市青葉区中央1-6-18)

1. まえがき

摺上川ダム（福島県福島市）建設事業により、一般国道399号の付替道路が計画されている。この付替区間内にある摺上川ダム7号橋の測量、地質調査、および動的解析を含む橋梁の詳細設計を、建設省東北地建・摺上川ダム工事事務所の委託により実施した。ここでは、その橋梁耐震設計について報告する。

本橋（図-1参照）は、ダム湖中に建設される高橋脚2基を有する3径間連続ラーメン橋であり、完成時には、橋脚高さ56mと60mの60～65%が水面下となる。一般的には、地震時保有水平耐力法レベルの大規模地震に対して、橋脚下端に塑性ヒンジを形成させてエネルギー吸収を計る耐震設計とするが、本橋はダム湖中に建設される高橋脚であり地震後の補修が非常に困難であることから、橋脚基部の塑性化に配慮した耐震設計を行うこととした。

本橋の耐震設計の基本は、以下のとおりである。

- ①震度法による上部構造と下部構造の設計
- ②地震時保有水平耐力法による下部構造の設計
- ③非線形動的解析による耐震性照査
- ④橋脚基部が降伏点以内となる設計
- ⑤非線形動的解析で上部構造が初降伏以内

橋軸方向の大規模地震で橋脚基部がほぼ降伏点とするために、以下に示すような4条件により非線形動的解析による検討を実施した。

- ①橋台支承はフリー
- ②橋台支承はゴム支承

③橋台支承は免震支承

④支承の他に桁端に緩衝装置を設置

また、橋軸直角方向の大規模地震に対しても、非線形動的解析を実施して、橋脚基部が降伏点以内であることを確認した。

本橋の耐震設計では、以下の点が特徴的である。

①橋台支承に免震支承を採用して橋脚基部の塑性化をほぼ降伏点にすることが可能であった。

②上部構造の耐震設計では、上部構造も非線形とした動的解析を実施して配筋を決定した。

桁端の緩衝装置については、各種パラメータ解析を実施したが本橋の耐震設計に採用していないため、その詳細な結果については割愛した。

2. 対象橋梁の概要

対象橋梁の諸元および設計条件は、以下のとおりである。

上部構造形式；	外ケーブル方式PC箱桁
橋脚構造形式；	鋼管・コンクリート複合構造
橋台構造形式；	逆T式橋台
基礎構造形式；	大口径深礎、直接基礎
橋 長；	264.0m
有効幅員；	10.5m
活荷重	； B活荷重
震度法設計水平震度；	橋軸方向 0.18
	橋軸直角方向 0.17
地盤種別	； I種地盤
水平震度の地域区分；	A区分

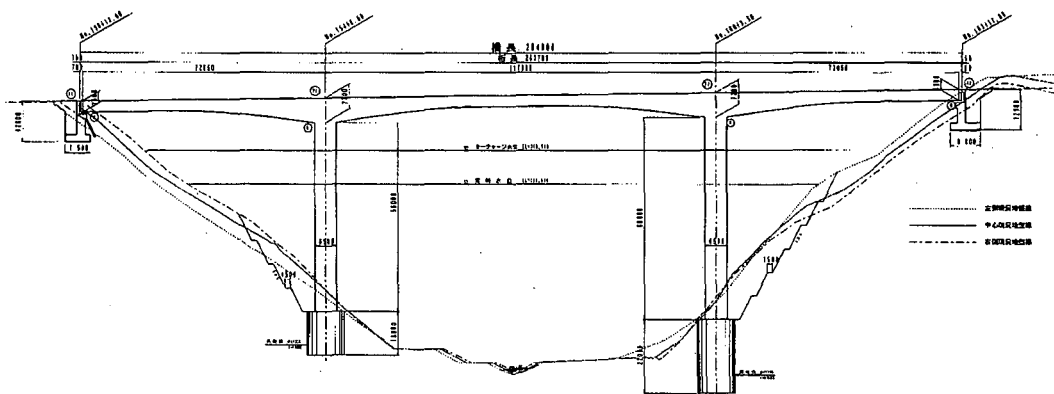


図-1 対象橋梁

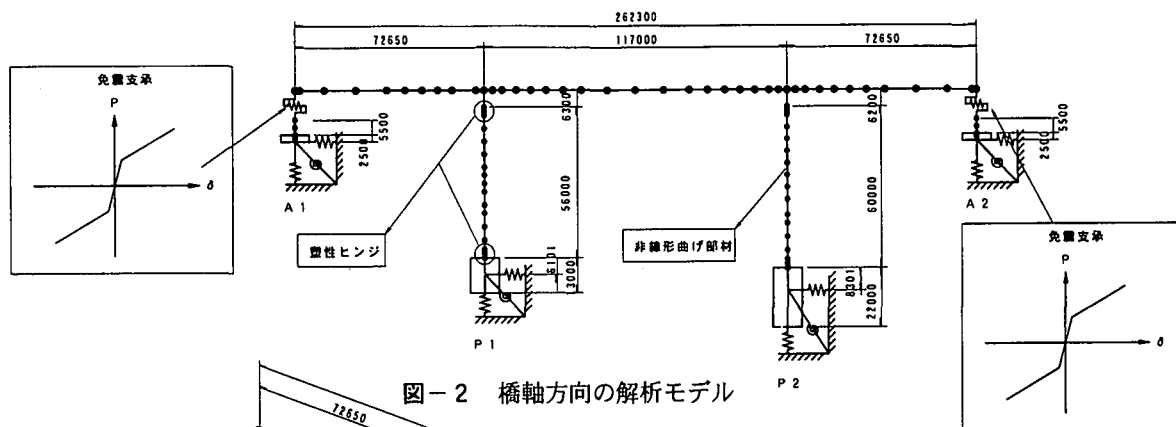


図-2 橋軸方向の解析モデル

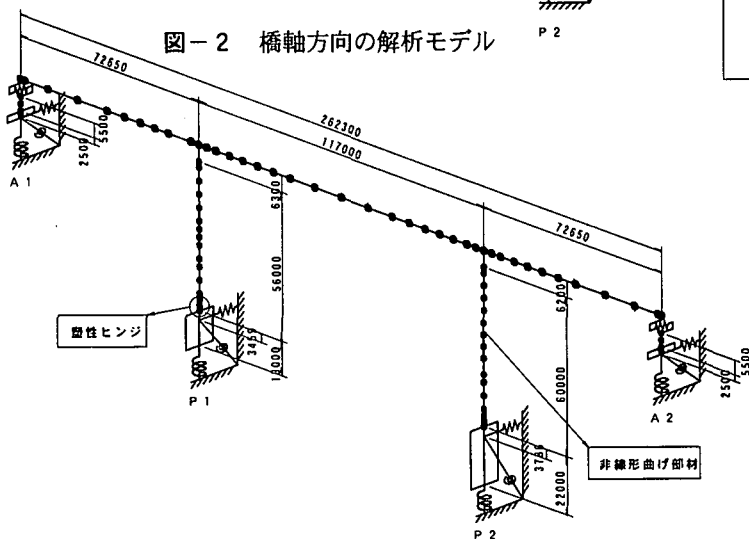


図-3 橋軸直角方向の解析モデル

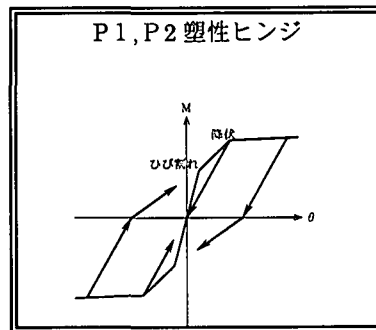
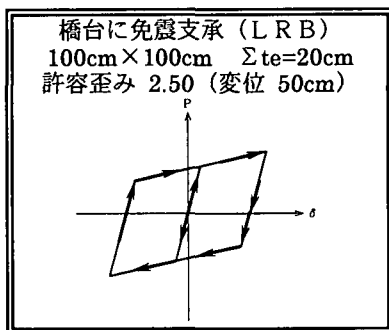
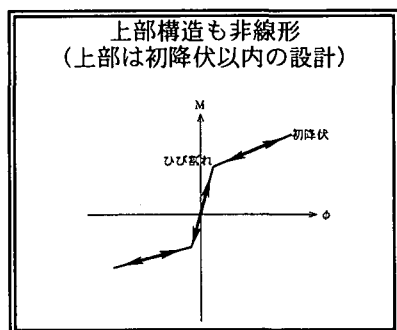


図-4 非線形要素の履歴特性

3. 解析モデルと解析条件

動的解析は、図-2と図-3に示すような平面骨組みモデルとした。橋脚には塑性ヒンジの弾塑性回転バネを設け、また、免震支承はバイリニア型の非線形モデルとした。上部構造は、下部構造設計時には全断面有効の線形部材としたが、上部構造の詳細設計時の配筋決定では、原点～ひび割れ～初降伏点を結ぶバイリニアモデルとし、骨格曲線上を移動する非線形弾性型の履歴特性を用いた(図-4参照)。

減衰定数や履歴モデル等の非線形動的解析条件は、表-1に示すとおりである。

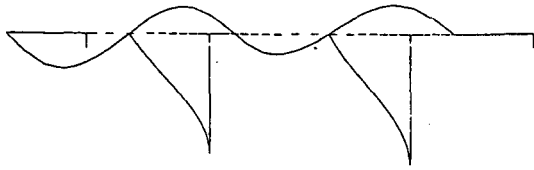
4. 固有振動解析

動的解析は、まず、弾性時の固有振動解析を行い、得られた固有周期、固有振動モードから振動特性の把握と非線形動的解析に用いるRayleigh減衰マトリックスの決定を行った。橋軸方向では、橋台の免震

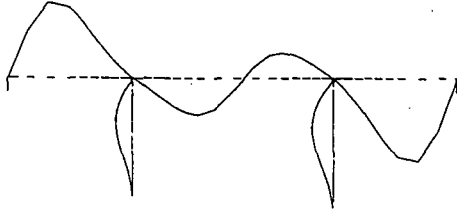
支承は1次剛性を用いている。

表-1 非線形動的解析の解析条件

項目	解析条件
減衰定数	上部構造(線形部材の時) 0.03
	上部構造(非線形部材の時) 0.05
	免震支承(非線形バネ) 0.00
	橋脚(非線形部材) 0.02
	基礎(線形バネ) 0.10
減衰	Rayleigh減衰マトリックス
積分方法	ニューマークβ法 $\beta=1/4$
積分時間	0.002sec
履歴法則 (図-4参照)	上部構造 非線形弾性 橋脚 武田型、武藤型 免震支承 バイリニア型
入力地震動	参考資料1) I種地盤用の入力地震動
全死荷重の影響	初期状態として考慮
軸力変動の影響	無視

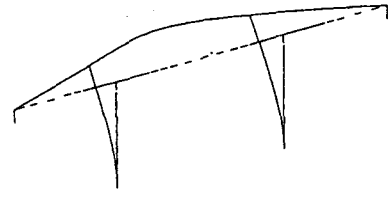


1次 周期 1.339sec 刺激係数1.121 減衰定数 0.043

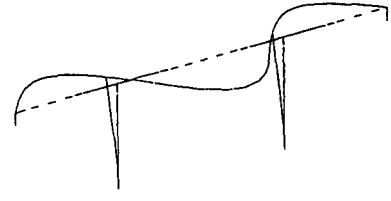


3次 周期 0.430sec 刺激係数0.845 減衰定数 0.044

図-5 橋軸方向固有振動モード



1次 周期 1.727sec 刺激係数1.646 減衰定数 0.033



3次 周期 0.564sec 刺激係数-0.786 減衰定数 0.050

図-6 橋軸直角方向固有振動モード

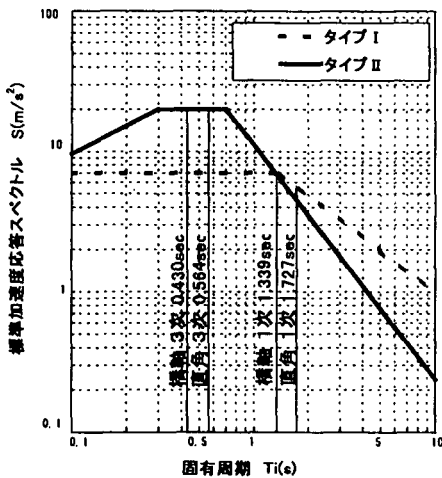


図-7 固有周期と応答スペクトル

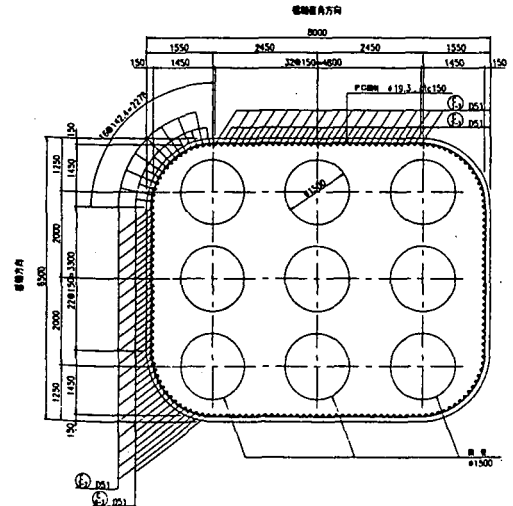


図-8 鋼管・コンクリート複合構造橋脚断面形状

橋軸方向の1次固有周期は、桁端の支承条件をフリーとすると1.587secであったが、免震支承を設置するとその拘束効果で1.339secまで短周期となった。橋軸直角方向の1次固有周期は1.727secであり、振動モード図をみると高橋脚であるため、橋脚も大きく振動して桁が端部を支点とした曲げ振動している。1次振動について応答に寄与する振動は、両方向とも3次振動であり、Rayleigh減衰は1次と3次が一致するように決定した。

5. 免震支承による効果

(1) 鋼管・コンクリート複合構造橋脚の断面

本橋の橋脚は高さ50mを越える高橋脚であるため、鋼管・コンクリート複合構造を採用した。図-8に橋脚の断面形状を示す。橋脚の断面は6.5m×8.0mであり、9本の鋼管を配置している。鋼管厚は高さ方向に4段階で変化させている。

免震支承による効果検討時

鋼管径 $\phi=1.60\text{m}$ 22mm (下端) ~ 13mm (上端)

最終設計

鋼管径 $\phi=1.50\text{m}$ 25mm (下端) ~ 10mm (上端)

なお、鋼管・コンクリート複合構造橋脚の非線形特性は、鋼管・コンクリート複合構造橋脚設計マニュアル^{参考資料2)}により算定した。

(2) 桁端フリーとした非線形動的解析

まず、橋軸方向地震時の桁端フリーとした非線形動的解析を実施して表-2に示すような結果が得られた。上部構造は全断面有効とし、入力地震動はタイプIとタイプIIの各1波である。

応答は、タイプIがタイプIIに比べて大きく、橋脚基部塑性ヒンジの塑性率は3程度となった。上部構造には、60cmの変位が生じた。

(3) 橋台支承に免震支承を設置した場合の効果

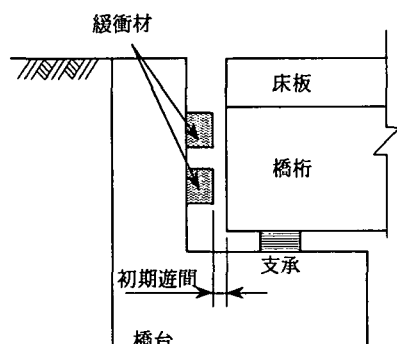
(2)の解析に対して、橋台支承に免震支承を設置した場合の非線形動的解析結果を表-3に示す。免震支承80×80×20cmを1橋台に2基設置すると、P2橋脚下端の塑性ヒンジはほぼ降伏点に抑えることができるが、塑性化の大きかったP1橋脚の塑性率は1.56である。免震支承の断面を2割大きくし、100×100×20cmとしてさらに非線形動的解析を実施した。その結果、P1橋脚の基部をほぼ降伏点の応答とすることができた。表-3に示すように、この時、橋台が分担する上部構造の慣性力は9%である。

表-2 桁端フリーの非線形動的解析結果

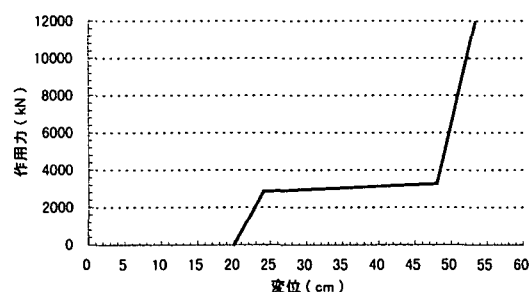
	タイプⅠ入力		タイプⅡ入力	
	武田型	武藤型	武田型	武藤型
上部工加速度	539gal	549gal	544gal	470gal
上部工変位	60.3cm	60.3cm	48.4cm	42.9cm
P1 下端塑性率	2.95	2.89	1.88	1.25
P2 下端塑性率	2.41	2.32	1.45	0.99

タイプⅠ入力動；開北橋 TR 318.8gal

タイプⅡ入力動；神戸海洋気象台 -812.0gal



桁端緩衝装置の概念図



ペルダンパーのモデル化（1橋台当たり）

図-9 桁端の緩衝装置

橋台に作用する水平力は、免震支承を採用してもゴム支承の場合と同程度の水平力である。これは、免震支承の減衰効果により上部構造の慣性力が低減したためであり、橋脚の塑性化を抑えても橋台に作用する水平力は増加していない。

（4）桁端に緩衝装置を設置した場合の効果

図-9は、橋台のパラペット前面に緩衝装置を設置した概念図である。緩衝装置は、桁端と橋台が衝撃的な衝突が生じないように接触させ、上部構造の変位を低減して橋脚の塑性化を抑えることを目的に設置する。緩衝装置としては、ゴム製やJH東海北陸自動車道の中西高架橋で実績がある熱可塑性ポリエステルエラストマーを原料としたペルダンパー（参考資料3）4）5）が考えられる。

緩衝装置効果の検討は、形状・個数・初期遊間をパラメータとして各種検討を行ったが、ここに報告する1ケースは、免震支承80×80×20cmとハニカム型ペルダンパーを併用した場合であり、ペルダンパーは35.5×40.6×20cmを2段直列として1支点8箇所設け、橋台パラペットとの初期遊間を20cmとした場合（図-9のペルダンパーのモデル化参照）で

表-3 免震支承・緩衝装置設置の非線形動的解析結果

		免震1	免震2	免1+緩
		80×80×20 2基	100×100×20 2基	緩衝装置 ペルダンパー
上部工加速度		533gal	520gal	552gal
上部工変位		48.9cm	44.1cm	48.2cm
P1 下端塑性率		1.56 (1.58)	1.18 (0.95)	1.57 (1.34)
P2 下端塑性率		1.09 (1.05)	0.96 (0.88)	1.12 (0.99)
上部工慣性力 【分担比率】	A1	2905 kN 【0.06】	4196 kN 【0.09】	6014 kN 【0.11】
	P1	22897 kN 【0.48】	21059 kN 【0.45】	21835 kN 【0.41】
	P2	19058 kN 【0.40】	16878 kN 【0.37】	18427 kN 【0.35】
	A2	2907 kN 【0.06】	4204 kN 【0.09】	6754 kN 【0.13】
	合計	47767 kN 【1.00】	46337 kN 【1.00】	53030 kN 【1.00】

解析結果；タイプⅠ 3波平均値 ()内開北TR1波
ペルダンパー；35.5×40.6×20cm2段を1支点8箇所
橋台とペルダンパーの初期遊間20cm

ある。ペルダンパーの履歴は骨格曲線状を移動する非線形弾性型とした。その結果を表-3に示す。免震支承のみに比べて、橋脚の塑性率は地震波によっては多少減少するが、逆に増加する地震波もあり、3波平均としてはペルダンパーを設置したことによる低減効果はほとんどなかった。

このケースは、緩衝装置の剛性が小さい場合であるが、この程度の剛性では橋脚の塑性化を抑える効果が少なく、また、逆に緩衝装置の剛性を大きくすると衝撃により橋台に大きな水平力が生じてしまう。ただし、緩衝装置の設置遊間をゼロとすれば衝撃力が小さく、橋脚の塑性化を抑えるのに効果的であったという結果も得られている。

（5）本橋での採用

本橋の設計では、免震装置として使用実績の多い免震支承（100×100×20cm）で、橋脚基部の塑性化を抑えることが可能であり、本橋の橋台には免震支承を採用することとした。

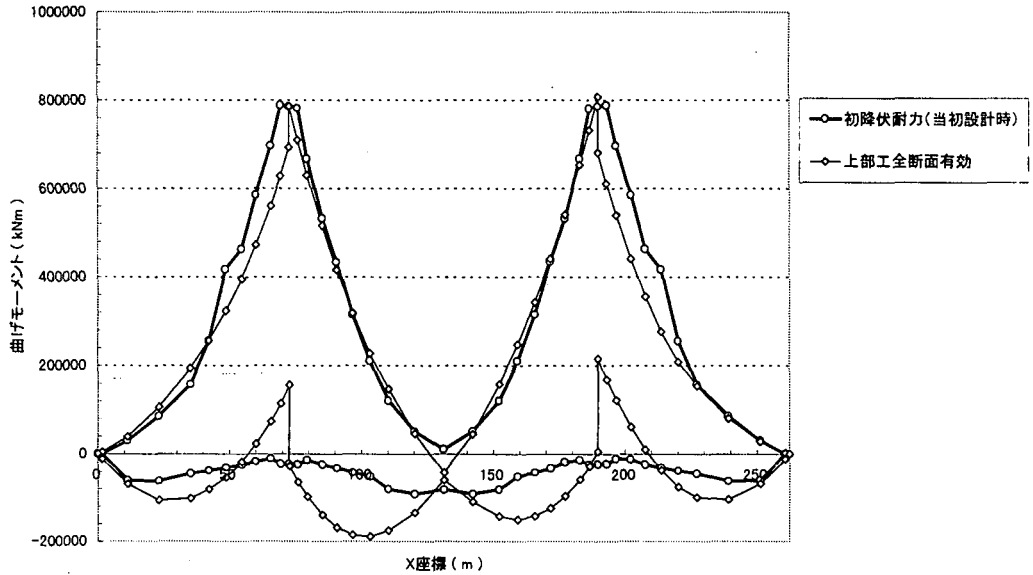
また、ここでは省略するが、橋軸直角方向については、地震時保有水平耐力法で橋脚断面を決定し、非線形動的解析により橋脚基部の塑性ヒンジは降伏以内であることを確認した。

6. 上部構造の耐震設計

（1）上部構造の非線形モデル

上部構造の設計では、上部構造の曲げモーメントと曲率の関係も非線形とした動的解析を実施して、曲げモーメントが初降伏以内となるように鉄筋を決定した。動的解析に際しては、PC構造物耐震設計指針（参考資料6）を参考とした。この指針の付録には、PCラーメン橋耐震設計で上部構造も非線形とした動的解析例が示されている。これによると、上部構

橋軸方向地震時 上部構造の曲げ剛性全断面有効の場合 タイプⅠ 3波平均



橋軸方向地震時 上部構造の曲げ剛性非線形の場合 タイプⅠ 3波平均

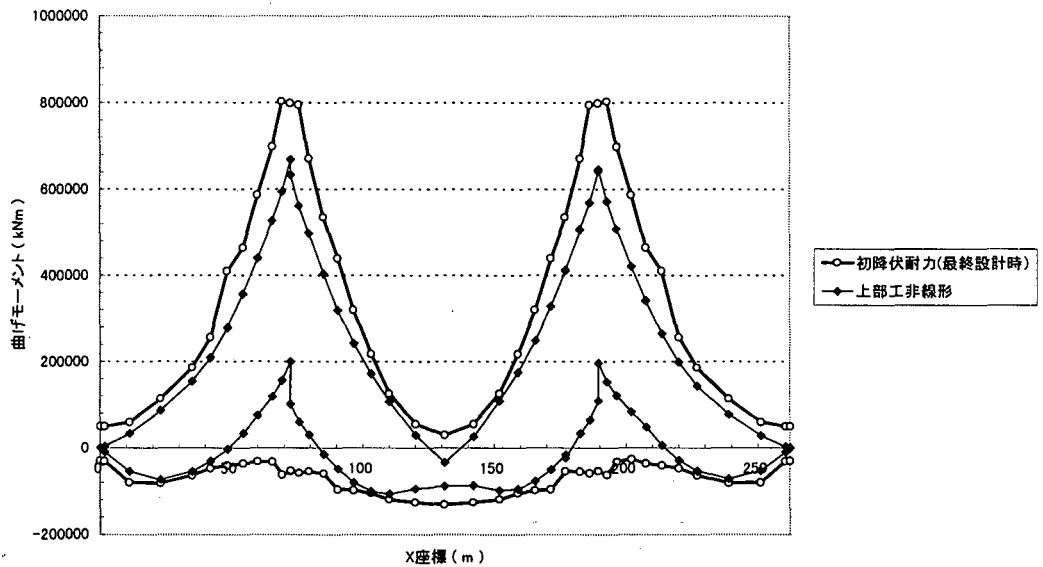


図-10 橋軸方向地震時 上部構造曲げモーメント図

造の履歴特性は骨格曲線上を移動する非線形弾性モデルとし、これには履歴減衰が考慮されないことから上部構造の減衰は5%を用いている。本解析でも同様の条件を用いた。なお、ここで実施した橋軸方向の解析は、前述したように橋脚の塑性化を抑えることが可能であった免震支承を設置した解析である。

(2) 橋軸方向の非線形動的解析

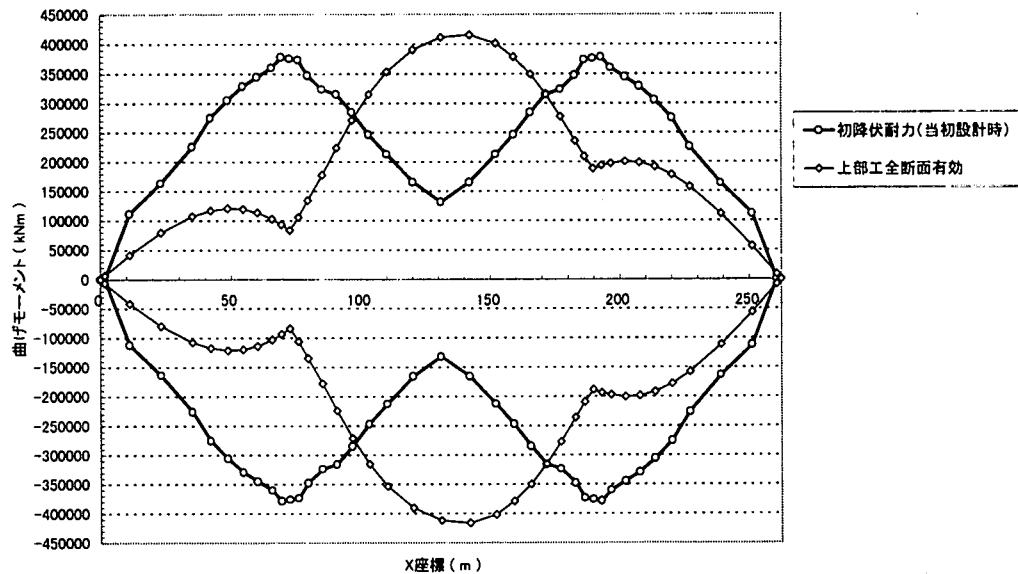
図-10は、橋軸方向地震時の上部構造曲げモーメント図である。上段は、上部構造の曲げ剛性を全断面有効として解析を行った結果であり、下段は上部構造も非線形とした解析結果である。図中の初降伏曲げ耐力は、上段では地震時保有水平耐力レベルの大規模地震を考慮せず決定した配筋（当初設計

時）から求めたものであるが、下段は初降伏以内となるように鉄筋を増加させた（最終設計時）耐力である。

上段の図から、上部構造を全断面有効とすると、下側引張の発生曲げモーメントが初降伏曲げモーメントを超え、特に中央径間の1/4、3/4スパン位置の超過が大きい。この位置は、全断面有効では最大応答曲げモーメントは約200,000 kN・m生じていたが、上部構造を非線形とした解析では約半分の応答となる。また、全断面有効に比べて中央径間の1/2スパン付近の下側発生モーメントは逆に小さくなっていることも特徴的である。

橋軸方向地震時では、中央径間の1/4、3/4

橋軸直角方向地震時 上部構造の曲げ剛性全断面有効の場合 タイプⅠ 3波平均



橋軸直角方向地震時 上部構造の曲げ剛性非線形の場合 タイプⅠ 3波平均

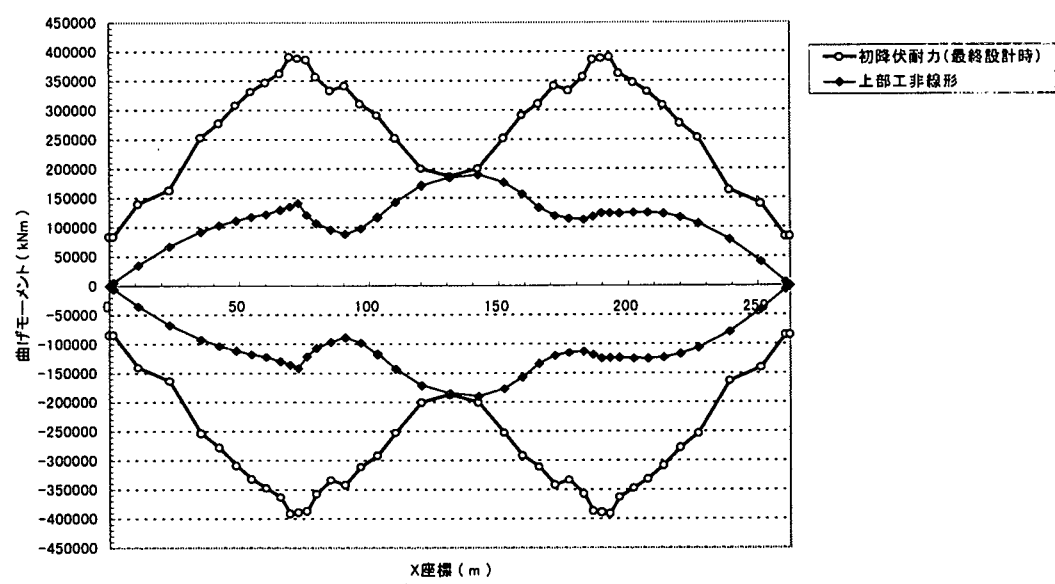


図-11 橋軸直角方向地震時 上部構造曲げモーメント図

スパン位置で設計が最も厳しく、下床版にD25@125mmを上面と下面に配置してほぼ初降伏点の応答であった。

(3) 橋軸直角方向の非線形動的解析

図-11は、橋軸直角方向地震時の上部構造曲げモーメント図である。上段は、上部構造の曲げ剛性を全断面有効として解析を行った結果であり、下段は上部構造も非線形とした解析結果である。図中の初降伏曲げモーメントは、上段では地震時保有水平耐力法レベルの大規模地震を考慮せず決定した配筋(当初設計時)から求めたものであるが、下段は初降伏以内となるように鉄筋を増加させた(最終設計時)耐力である。

中央径間の1/2スパン位置で初降伏耐力を大きく超え、全断面有効では約400000 kN・m生じている。しかし、上部構造を非線形とした解析では約半分の応答となる。側径間部の減少に対して、中央径間の減少が著しい。

橋軸直角方向の上部構造曲げ耐力は、橋脚位置で最大となり中央径間スパン中央で最小となる。一方、動的解析による最大応答は、耐力が最小となる中央径間スパン中央で生ずる。

(4) 鉄筋の増加について

図-12は、地震時保有水平耐力法レベルの大規模地震を考慮せず決定した配筋(当初設計時)による曲げ耐力と動的解析から決定した最終設計時の配

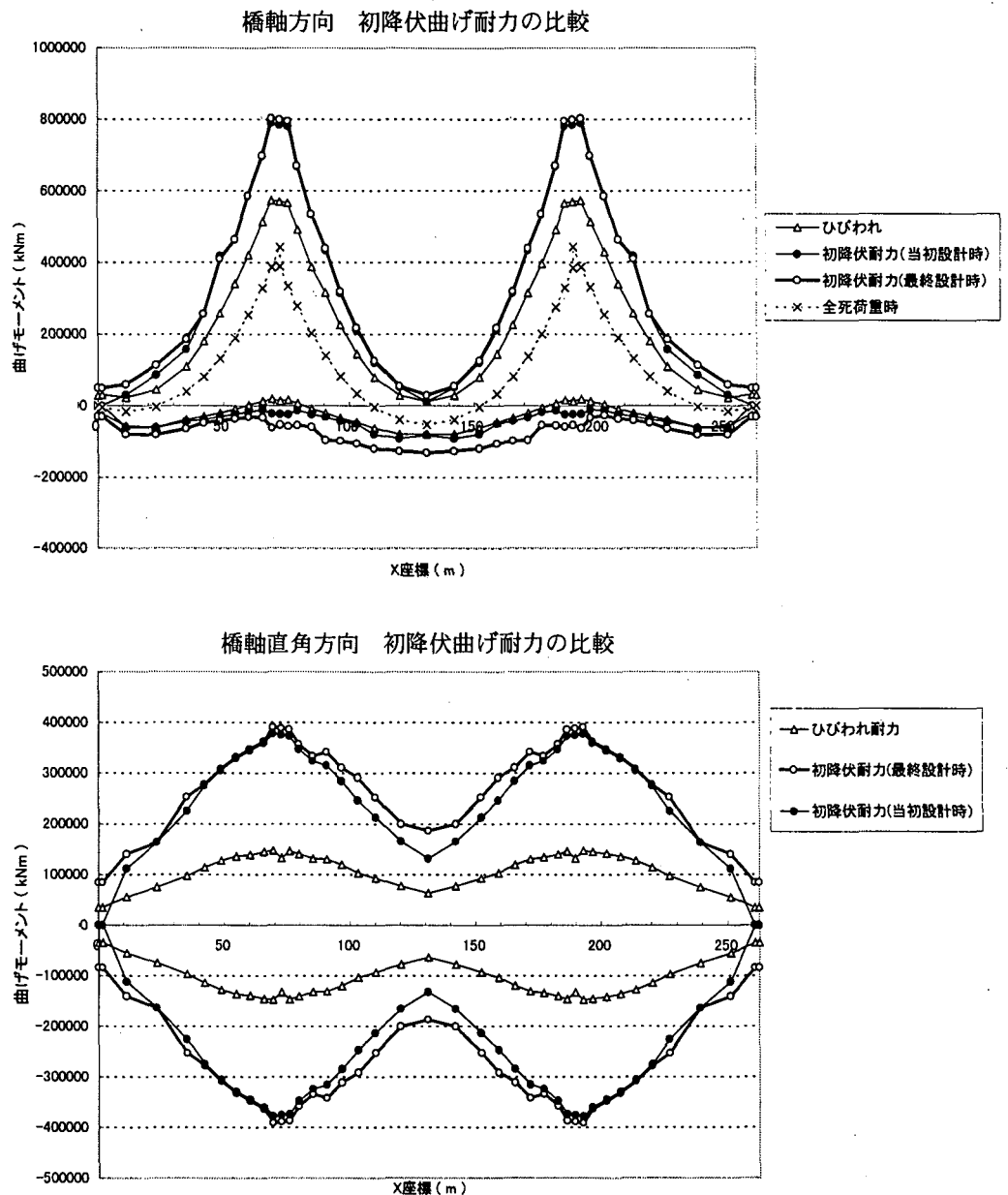


図-12 当初設計と最終配筋による曲げ耐力の比較

表-4 上部構造の鉄筋増加

方向	中央径間の位置		当初設計	最終設計
橋軸	径間 1/4	上面	D13@250	D25@125
		下面	D13@250	D25@125
	径間 1/2	上面	D16@125	D22@125
		下面	D16@125	D22@125
直角	径間 1/2 ウェブ		D13@250	D22@125

筋による曲げ耐力を比較したものである。表-4は、主な位置の鉄筋変化をまとめたものである。また、図-13は、中央径間スパン中央の曲げモーメントと曲率の関係($M \sim \phi$ 関係)を比較したものである。下床版は当初設計D13@250mm~D16@125mmの配筋であり、ひび割れ以後の耐力増加がほとんどなく、ひび割れ以後すぐに初降伏に至る。特に、中央径間の

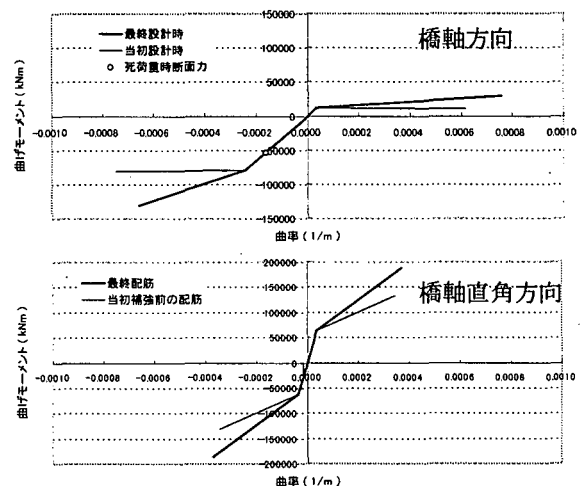


図-13 中央径間スパンの曲げモーメントと曲率

スパン中央では、橋軸方向地震時で曲げ剛性低下により応答値が増加する箇所であり、初降伏の耐力増加が重要である。

中央径間の1/4 (2/4) スパン付近は、D25@125mmとほぼ最大量の鉄筋配置となった。橋台の支承をゴム支承とすると、上部構造に発生する曲げモーメントは免震支承採用時に比べて大きくなる。したがって、この位置で初降伏以内とするためにはさらに鉄筋の増加は必要になる。橋脚下端の塑性化を抑えることを目的に免震支承を採用したが、上部構造の配筋にとっても有利な結果となった。

7. まとめ

本橋は、ダム湖中に建設される高橋脚であり、地震後の橋脚補修が非常に困難なことから、橋台に免震支承を採用して、橋脚の塑性化を抑えるような設計とした。また、上部構造の耐震設計に際しては、上部構造も非線形とした動的解析結果を行い、鉄筋配置を決定した。最後に、本橋の耐震設計から得られた結果についてまとめる。

- 1) 橋軸方向地震では、橋台支承をフリーとすると、橋脚基部塑性ヒンジの塑性率は3程度となり、上部構造の変位は60cmである(タイプI)。
- 2) 免震支承100×100×20cmを1橋台に2基設置すると、橋脚基部塑性ヒンジをほぼ降伏点とすることができ、上部構造の変位も44cmとなる。
- 3) 上記の免震支承を設けても橋台が分担する上部構造の慣性力は9%であり、ゴム支承の場合と同程度の水平力である。これは、免震支承の減衰効果により上部構造の慣性力が低減したためであり、橋脚の塑性化を抑えても橋台に作用する水平力は増加していない。
- 4) 桁端に緩衝装置を設置した場合の検討も行ったが、緩衝装置の剛性が小さいと橋脚の塑性化を抑える効果が少なく、また、逆に緩衝装置の剛性を大きくすると衝撃により橋台に大きな水平力が生じてしまい、免震支承程効果的ではなかった。ただし、緩衝装置の設置遊間をゼロとすれば衝撃力が小さく、橋脚の塑性化を抑えるのに効果的であった。
- 5) 橋軸直角方向については、地震時保有水平耐力法で橋脚断面を決定し、非線形動的解析により橋脚基部の塑性ヒンジは降伏以内であることを確認した。
- 6) 上部構造の設計では、上部構造の曲げモーメントと曲率の関係も非線形とした動的解析を実施して、曲げモーメントが初降伏以内となるように鉄筋配置を決定した。
- 7) 6)の上部構造発生曲げモーメントを全断面有効の結果と比較すると、最も設計が厳しい箇所では橋軸および橋軸直角方向とも約半分の応答となる。ただし、橋軸方向地震時で中央径間の1/2スパン付近の下側発生モーメントは全断面有効に比べて逆に大きくなった。
- 8) 下床版は本来配筋量が少なく、ひび割れ以後の耐

力増加がほとんどなく、ひび割れ以後すぐに初降伏に至る。7)で記載したように、中央径間のスパン中央では、曲げ剛性低下により応答値が増加する箇所であり、地震時保有水平耐力法レベルの地震に対しては、初降伏の耐力増加が重要である。

- 9) 橋軸方向の地震で中央径間の1/4 (2/4) スパン付近はD25@125mmとほぼ最大量の鉄筋配置となった。橋台支承をゴム支承とすると、上部構造に発生する曲げモーメントは免震支承採用時に比べて大きくなり、さらに鉄筋の増加は必要になる。橋脚下端の塑性化を抑えることを目的に免震支承を採用したが、上部構造の配筋にとっても有利な結果となった。

本橋は橋台にゴム支承を採用すると70×70×15cmの形状となる。これに対して、免震支承100×100×20cmを採用すれば、橋脚の塑性化を抑えることが可能となり、さらに、上部構造の鉄筋配置にもその効果が確認され、有効な耐震設計であったと言える。

参考資料

- 1) 道路橋の耐震設計に関する資料 平成9年3月
(社)日本道路協会
- 2) 鋼管・コンクリート複合構造橋脚設計マニュアル
平成10年8月 日本道路公団 技術部
- 3) 落橋防止装置用熱可塑性エラストマー緩衝材の圧縮変形挙動 平成10年10月 土木学会第53回年次学術講演会 I-B158 JH試験研究所 野島、東洋紡 野々村
- 4) 緩衝材を併用した落橋防止システムの検討 平成10年10月 土木学会第53回年次学術講演会 I-B159
東洋紡 野々村、JH試験研究所 上東
- 5) 大規模地震時の桁衝突に備えた桁間遊間緩衝材の設計について 第3回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム 平成11年12月
JH名古屋建設局 芦塚、住友建設 春日
- 6) PC構造物耐震設計基準(案) 平成11年12月
(社)プレストレストコンクリート技術協会