

図-3 橋脚モデル節点分割図

- (1) 上部工：線形部材でモデル化した。
- (2) 橋台：線形部材でモデル化した。
- (3) 橋脚：非線形部材でモデル化した。
- (4) 支承：1支線上の複数の支承をまとめてバネ要素でモデル化した。
- (5) フーチング：剛な線形部材でモデル化した。
- (6) 基礎及び地盤：フーチング下面に水平方向バネ、垂直バネ、回転バネを集約したバネ要素でモデル化した。

3. 3 耐震性能照査結果

既設橋梁の耐震性能照査を実施した結果、RC 橋脚と支承部について、地震時に発生する断面力が部材耐力を上回り、所定の耐震性能照査を満足しないこととなった。特に、P1 橋脚については、柱基部の曲げ変形性能に関する照査（最大応答曲率が許容曲率以下であるか否かに関する照査）を満足しない結果となった。具体的には、許容曲率 13,522(1/μm)に対して最大応答曲率が 33,698(1/μm)生じる結果となり、許容値超過率（最大応答曲率/許容曲率）が 2.49 程度であった。

表-1 現況耐震性能照査結果一覧

躯体番号		上り線PIA橋脚		下り線PIB橋脚		
形式		壁式橋脚		壁式橋脚		
支承条件		M/F		M/F		
地震動タイプ		タイプI	タイプII	タイプI	タイプII	
曲げ耐力照査	部材番号 -	PIA-116	PIA-116	PIB-116	PIB-116	
		応答曲率 φ dmax (1/μm)	19608	33698	19693	33705
		許容曲率 φ a (1/μm)	13522	13522	13522	13522
		φ dmax/φ a	(1.450)	(2.492)	(1.456)	(2.493)
許容判断	判定 φ dmax < φ a	OUT	OUT	OUT	OUT	
せん断耐力照査	部材番号 -	PIA-116	PIA-116	PIB-116	PIB-116	
	せん断力 Sdmax (kN)	1476	1606	1474	1604	
	せん断耐力 Ps (kN)	2296	2746	2296	2746	
	Sdmax/Ps	(0.643)	(0.585)	(0.642)	(0.584)	
判定	Sdmax < Ps	OK	OK	OK	OK	
最大応答	最大応答変位 δ max (mm)	PIA-116	PIA-116	PIB-116	PIB-116	
		113.1	173.7	113.7	173.7	
		許容変位 δ a = δ a (mm)	78.3	78.3	78.3	78.3
		許容判断 δ max/δ a	(1.444)	(2.218)	(1.451)	(2.218)
判定	δ max/δ a	OUT	OUT	OUT	OUT	
残留変位	残留変位 δ R (mm)	PIA-116	PIA-116	PIB-116	PIB-116	
		52.6	89.0	52.9	89.0	
		許容残留変位 δ Ra (mm)	88.0	88.0	88.0	88.0
		δ R/δ Ra	(0.598)	(1.011)	(0.602)	(1.011)
判定	δ R/δ Ra	OK	OUT	OK	OUT	

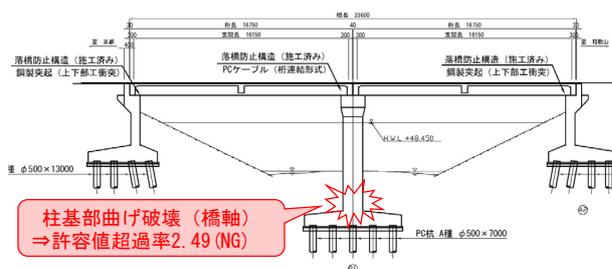


図-4 現況耐震性能照査結果概要図

4. 技術的課題

前項の耐震性能照査結果より、柱基部の曲げ耐力やじん性を向上させる補強が必要であり、これに適した補強工法として RC 巻立て工法、繊維シート巻立て工法、鋼板巻立て工法等が考えられたが、既設構造特性や周辺環境を踏まえた施工性の面で以下に示す課題があった。

4. 1 既設構造特性の面における課題

河川構造令における河積阻害率は、原則 5.0%以下であるが、図-5に示す通り、現況の河積阻害率は 5.2%であり、橋脚補強を行った場合、河積阻害率の更なる悪化が懸念された。

・河積阻害率：(橋脚幅 1.5m/河川幅 28.737m) × 100 ≒ 5.2%

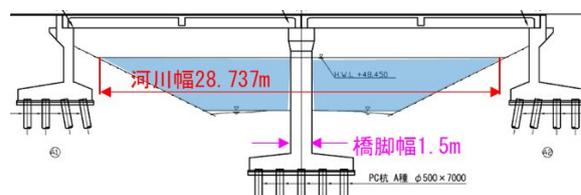


図-5 現況河積阻害率算定図

4. 2 周辺環境等の施工性の面における課題

工事用車両が橋脚位置まで進入可能な堤防坂路が近傍に無く、工事用車両の進入が困難であった。また、工事用進入路を計画しても河床幅が狭く、施工時の通水断面を確保することができなかった。河川内に工事用進入路及び仮締切構造を設けた場合の仮設概要図を図-6に示す。

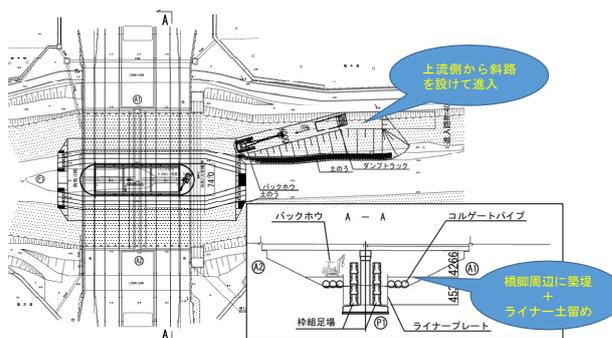
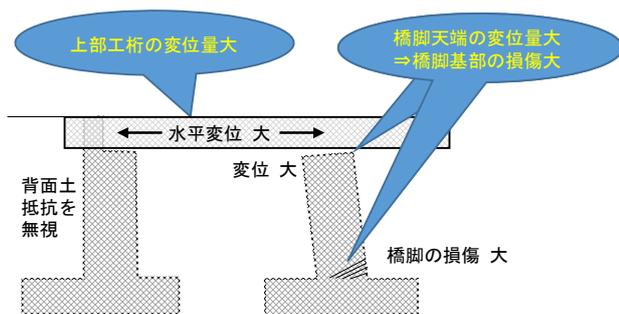


図-6 河川内施工時仮設概要図

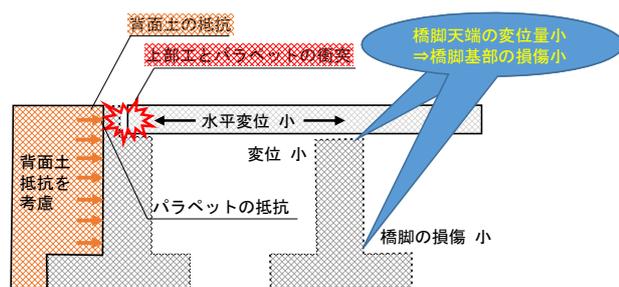
5. 技術的解決策

5. 1 解決策の考え方

技術的課題に対する解決策として、変位拘束効果を考慮した非線形動的解析（以降、変位拘束工法と称す）の実施を提案した。変位拘束工法²⁾は、図-7に示す通り、地震時に上部工桁に生じる水平変位を橋台や隣接する上部工桁同士の衝突により拘束することで、橋脚の変形を低減して損の軽減を図るものである。既往の地震被害によれば、地震動により上部工桁と橋台が衝突して、パラペットや桁端部等に損傷が生じたが、これによって上部工桁の変位が拘束され、橋脚の変形が抑えられたため大きく損傷しなかった事例等が確認されている。また、既往の解析的検討や実験等により、変位拘束工法は、両端に橋台を有し、かつ、桁遊間及び桁長が比較的小さい既設橋梁に対して効果が得られやすいといった知見が得られており、これに対して当該橋梁の構造形式が合致しているものと判断し、変位拘束工法を導入することとした。



(a) 変位拘束効果を考慮しない場合



(b) 変位拘束効果を考慮する場合

図-7 変位拘束工法概念図

5. 2 解決策の考え方

解決策の具体的な手法については、図-8に示す通り、「(1) 上部工桁とパラペット及び隣接する上部工桁同士の衝突（以降、桁衝突と称す）」と「(2) 橋台背面土の地盤抵抗（以降、橋台背面土と称す）」を非線形バネ要素としてモデル化することで、地震時の変位拘束効果を非線形動的解析において評価した。

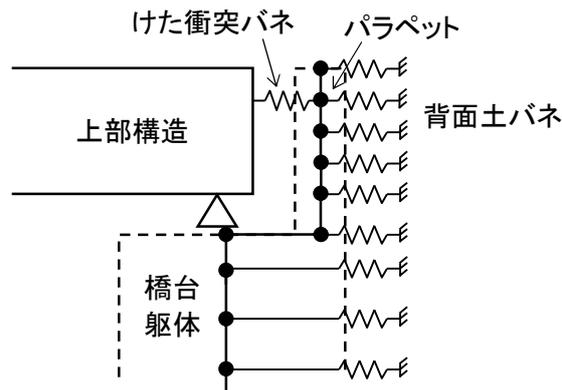


図-8 変位拘束工法モデル化概念図

(1) 桁衝突のモデル化

上部工桁とパラペット及び隣接する上部工桁同士の間には桁遊間を初期ギャップとした桁接触バネを設けることで、地震時の変位により桁衝突が生じた際の軸力が伝達される過程を再現した。初期ギャップ以降のバネ定数は、以下に示す(式1)に基づき算出した²⁾。

$$K_1 = \gamma \times (nEA/L) \dots (式1)$$

ここに、

K_1 : 接触バネのバネ定数 (N/mm)

γ : 接触バネと桁の軸剛性の剛性比

A : 桁の断面積 (mm^2)

n : 要素分割数

E : ヤング係数 (N/mm^2)

L : 桁長 (mm)

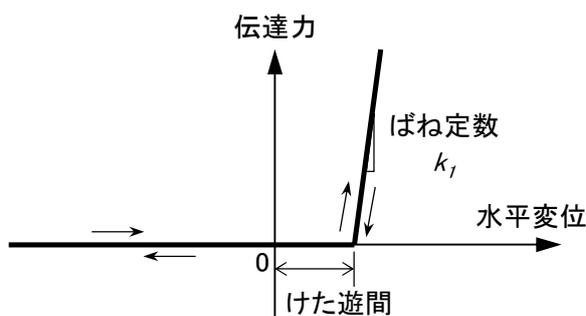
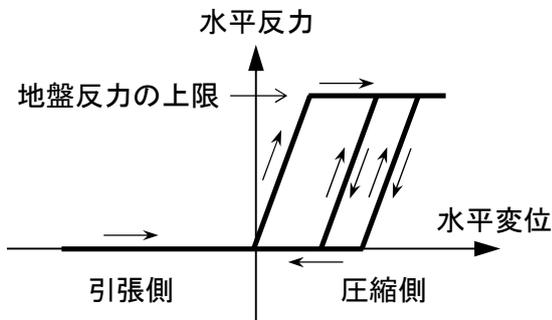


図-9 桁接触バネのモデル化概念図

(2) 橋台背面土のモデル化

圧縮側のみを考慮した非線形バネを橋台躯体及びパラペットの背面側に設け、地震時に上部工桁が桁遊間以上に変位することを抑制する過程を再現した。橋台背面土の地盤反力係数は、道路橋示方書IV下部構造編に示されるケーソ基礎の式を基に算出した。このとき、橋台背面土の土質条件に関する既存資料が不足するため、既設橋梁の耐震補強工法事例集を参照し、橋台背面土の土質条件は、以下に示す通りに設定した²⁾。

- ・土質：N値5相当に締め固められた砂質土
- ・単位体積重量 γ ：19kN/m³
- ・せん断抵抗角 Φ ：30°
- ・粘着力 C ：0kN/m²
- ・変形係数 E_0 ：2800N=2800×5=14000kN/m²



図一 0 背面土地盤反力バネのモデル化概念図

6. 結論及び経済的波及効果

6. 1 得られた結論

前項に示す変位拘束工法を適用したところ、P1 橋脚上の上部工桁同士及び A2 橋台部の上部工桁とパラペットにおいて桁衝突が発生し、かつ、橋台背面土が上部工桁の変位を抑制したことにより、当初193mm 生じていたP1 橋脚天端の最大変位量が 67mm まで低減した。これらの現象に伴い、当初33,698(1/μm)生じていたP1 橋脚基部の最大応答曲率が 12,409(1/μm)まで低減した。その結果、許容値超過率を 0.92 程度に抑制し、当初課題であった柱基部の曲げ変形性能に関する照査を満足することができ、P1 橋脚の無補強化を実現することができた。前述した結果概要を表-2～表-3 及び図-11 に示すため、適宜参照されたい。

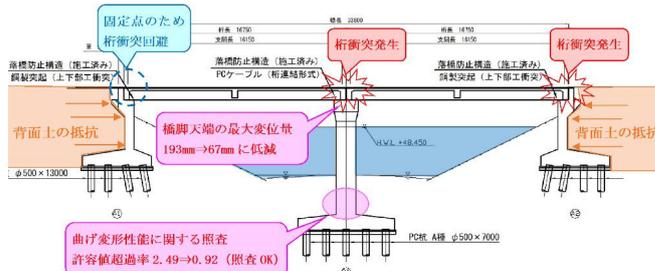
表一 2 変位拘束工法適用後の耐震性能照査結果一覧

躯体番号		上り線P1A橋脚		下り線P1B橋脚		
形式		壁式橋脚		壁式橋脚		
支承条件		M/F		M/F		
地震動タイプ						
曲げ耐力照査	基部の照査形状判定	部材番号	-	-	-	-
		応答曲率 ϕ_{dmax} (1/μm)	10140	12409	10140	12409
		許容曲率 ϕ_a (1/μm)	13522	13522	13522	13522
		判定 $\phi_{dmax} \leq \phi_a$	OK	OK	OK	OK
せん断耐力照査	部材番号	-	-	-	-	
	せん断力 S_{dmax} (kN)	1891	2229	1891	2229	
	せん断耐力 P_s (kN)	2296	2746	2296	2746	
	判定 $S_{dmax} \leq P_s$	OK	OK	OK	OK	
変位大照査	許容判定	最大応答変位 δ_{max} (mm)	53.8	60.1	53.8	60.1
		許容変位 $\delta_a = \delta_a$ (mm)	78.3	78.3	78.3	78.3
		判定 δ_{max} / δ_a	OK	OK	OK	OK
		判定 δ_{max} / δ_a	OK	OK	OK	OK
残留変位照査	判定	残留変位 δ_R (mm)	17.0	20.8	17.0	20.8
		許容残留変位 δ_{Ra} (mm)	88.0	88.0	88.0	88.0
		判定 δ_R / δ_{Ra}	OK	OK	OK	OK
		判定 δ_R / δ_{Ra}	OK	OK	OK	OK

表一 3 変位拘束工法適用前後の照査結果対比一覧

	変位拘束工法適用前	変位拘束工法適用後
①最大変位量	193 (mm)	67 (mm)
②最大応答曲率	33,698 (1/μm)	12,409 (1/μm)
③許容曲率	13,522 (1/μm)	13,522 (1/μm)
④許容値超過率	2.49 (照査NG)	0.92 (照査OK)

- ※①は橋脚天端に着目した項目である。
- ※②～④は橋脚基部に着目した項目である。
- ※④=②÷③を示す。



図一 1 変位拘束工法適用後の照査結果概要図

6. 2 経済的波及効果

P1 橋脚の無補強化を実現したことにより、河川内の大規模な仮締切を不要とすることができ、耐震補強工事費用の大幅なコスト削減を図ることができた。具体的には、橋脚補強が必要な場合の工事費用（諸経費込み）は 202,780 千円程度にのぼる一方、橋脚補強が不要な場合の工事費用は 111,650 千円程度に抑えることができ、約 91,130 千円のコスト削減を図った。

7. 今後の展望

本稿の冒頭でも示した通り、既設橋梁の耐震補強事業は、各管理者によって進められているが、現地の制約条件が厳しく自由に施工ができない既設橋梁も多数存在している。そのような既設橋梁に対して、本稿で示した変位拘束工法は、橋脚の無補強化、或いは、補強範囲を限定的にすることが可能な一つの手法であり、他の耐震補強業務においても有益なものであると考えられるため、幅広く展開していきたいと考える。

謝辞：本業務の遂行において関係各位から技術的な御指導を頂きましたことを感謝致します。

参考文献（または参考文献）

- 1) 道路橋示方書・同解説：V耐震設計編，公益社団法人日本道路協会，H.24.3，p.9～13，p.110～126
- 2) 既設橋梁の耐震補強工法事例集：一般財団法人 海洋架橋・橋梁調査会，H.17.3，p. I-97～I-108