

富士川第一橋の設計

— 二枚壁式橋脚によるラーメン剛結化橋梁 —

黒田 健二*1・萩原 直樹*2・渋谷 智裕*3・横田 敏広*4

中部横断自動車道に建設予定の富士川第一橋は橋長 546.0 m の PC 5 径間連続箱桁橋である。富士川第一橋は富士川水系富士川、山梨県県道の上空を横過し、橋脚高さは 70 m ～ 30 m 程度の橋脚高低差の大きい橋梁である。高橋脚の場合にはとくに、構造的、経済性、維持管理の面からラーメン剛結化が望ましく、さらに本橋は山岳橋梁であり、橋脚への進入は山梨県県道からに限定され、端部橋脚の維持補修時は大掛かりな工事となることが想定される。しかしながら、中間橋脚に比べ、端部橋脚の水平剛性が高いため、端部橋脚に水平荷重が集中しラーメン剛結化が難しい橋梁であった。

富士川第一橋はこの山岳橋梁にありがちな上記の課題点に対して、端部橋脚に二枚壁式橋脚を採用しラーメン剛結化を図った橋梁であり、本稿はその二枚壁式橋脚の採用に至った経緯、二枚壁式橋脚の設計結果の報告を行うものである。

キーワード：ラーメン剛結化、山岳橋梁、二枚壁式橋脚

1. はじめに

富士川第一橋は、中部横断自動車道の静岡県と山梨県のほぼ県境に位置し、1 級水系である富士川水系富士川、山梨県道大向・富士線の上空約 70 m を跨ぐ計画である。起点側には石合トンネル、終点側には森山トンネルが計画さ

れている。

富士川第一橋は起点・終点側に山峰があり、中央の谷部に富士川、県道が位置する山岳部特有の立地条件である。県道からのみ橋脚設置位置への進入が可能であり、工事用道路の経済性も踏まえ、橋脚数を減らし、支間長を極力長くする橋梁形式が経済的であり、張出し架設工法による PC 箱桁形式が合理的である。

中間橋脚は 70 m 級の高橋脚、端部橋脚は 30 m 級の橋脚であり、端部橋脚の橋軸方向の水平剛性が中間橋脚に比べ極端に高くなる。そのため水平力が端部橋脚に集中し、ラーメン剛結化が難しく、一般的には支承構造となる。

しかしながら、耐震性や維持管理性、とくに、工事中は仮橋で橋脚まで進入することはできるが、その後の支承点検や補修工事が必要になる場合は別途仮橋の構築など大規模な工事となることからラーメン剛結化が望ましい。そのため、本橋は構造検討の結果から端部橋脚に二枚壁式橋脚を用いてラーメン剛結化を成立させた。

本稿は、山岳橋梁特有の立地条件を踏まえた橋梁形式の選定とラーメン剛結化を図るために二枚壁式橋脚の採用に至った経緯およびその設計結果について報告を行うものである。

2. 橋梁概要

業務名：中部横断自動車道 富士川第一橋基本詳細設計

路線名：高速道路自動車道中部横断自動車道

橋梁位置：山梨県 南巨摩郡南部町 富士地内

発注者：中日本高速道路(株) 東京支社

構造形式：PC 5 径間連続波形鋼板ウェブラーメン箱桁

設計荷重：B 活荷重



図 - 1 橋梁位置図

*1 Kenji KUROMA：中日本高速道路(株) 東京支社 計画設計チーム

*2 Naoki HAGIWARA：中日本高速道路(株) 環境・技術部 技術管理チーム

*3 Tomohiro SHIBUYA：八千代エンジニアリング(株) 構造・橋梁部

*4 Toshihiro YOKOTA：八千代エンジニアリング(株) 構造・橋梁部

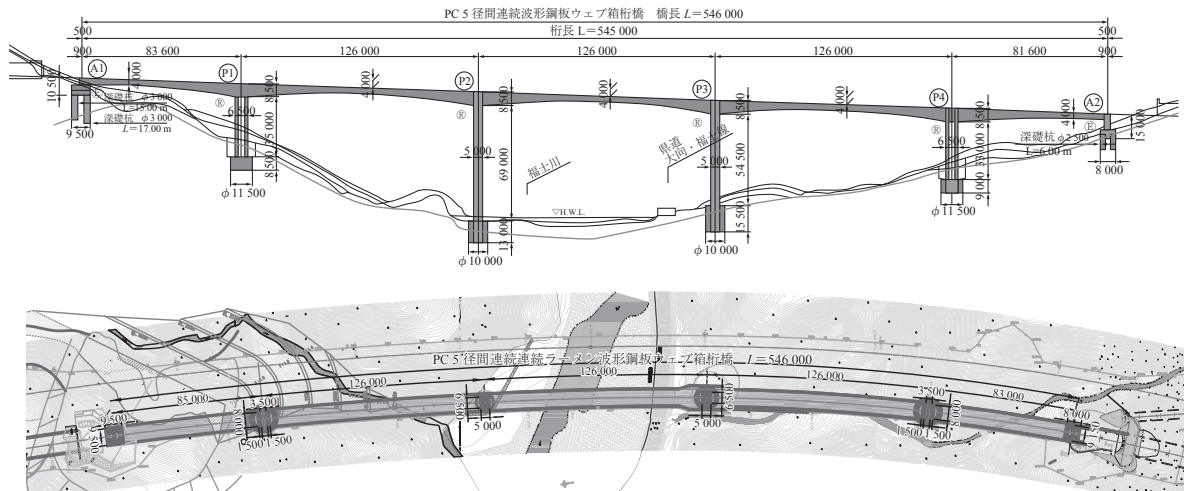


図 - 2 富士川第一橋全体一般図

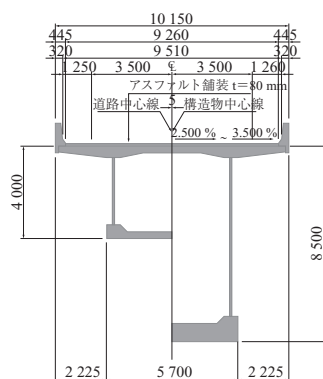


図 - 3 上部工断面図

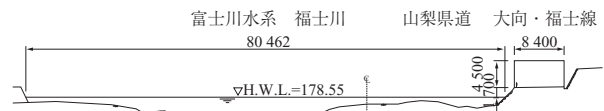


図 - 4 交差物件

橋 長：546.0 m
支 間 長：83.6 m + 3@126.0 m + 81.6 m
縦断勾配：4.000 %
横断勾配：2.500 %～3.500 %
平面線形：R = 2 600 m ～ A = 600 ～ R = 1 200 m

3. 橋 梁 計 画

3.1 径間数の検討

富士川第一橋は図 - 4 に示す富士川、山梨県県道の上

空約 70 m を跨ぎ、端部が比較的なだらかな傾斜となっていることから橋脚高さは 30 m ～ 70 m 程度となる。

橋梁計画における径間数については橋脚高さの 1.0 ～ 1.5 倍程度の支間が経済的となる¹⁾ ことが一般的であることから、以下の経済的な径間数が導き出される。

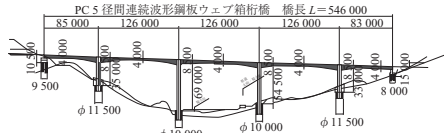
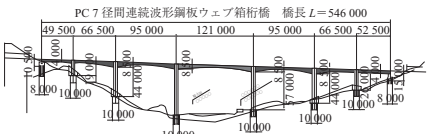
橋長 546 m / 代表橋脚高さ 70 m / (1.0 ～ 1.5)

= 7.8 ～ 5.2 径間

上記より、5 径間～7 径間が経済的な支間割と想定されるが、ほぼ中央に富士川が幅 80 m で横断しているため、富士川の中央に橋脚を設置できないという立地条件を踏まえ、富士川第一橋の最適な径間数は、5 径間もしくは 7 径間となる。

そこで、5 径間と 7 径間について比較検討を実施し、5 径間案が橋脚数が少なく経済的であることと、7 径間案は沢部に位置する下部工基礎の施工性、端部支承などの維持管理性に劣るため、5 径間案を採用した (表 - 1)。

表 - 1 径間数の検討

	橋 梁 側 面 図	概 要	概算工事費												
5 径間案		・ 河川および道路により制約される支間として最大支間長は 126 m とする。 ・ 5 径間割とすることで中間橋脚をすべて剛結構造とし、支承数を削減することで維持管理性の向上を図る。 ・ 下部工基礎工数の削減により、経済性に優れる。	<table><tr><td>上部工</td><td>1 989 300 (千円)</td></tr><tr><td>下部工</td><td>1 092 400 (千円)</td></tr><tr><td>基礎工</td><td>279 100 (千円)</td></tr><tr><td>合計</td><td>3 360 800 (千円)</td></tr><tr><td>比率</td><td>(1.000) (－)</td></tr><tr><td>差額</td><td>0 (千円)</td></tr></table>	上部工	1 989 300 (千円)	下部工	1 092 400 (千円)	基礎工	279 100 (千円)	合計	3 360 800 (千円)	比率	(1.000) (－)	差額	0 (千円)
上部工	1 989 300 (千円)														
下部工	1 092 400 (千円)														
基礎工	279 100 (千円)														
合計	3 360 800 (千円)														
比率	(1.000) (－)														
差額	0 (千円)														
7 径間案		・ 交差条件により決定する P3 ～ P4 径間長は 121 m となる。 ・ P5 橋脚位置が沢を侵すため、沢の切り直し等の対応を要する。 ・ P1, P6 橋脚は支承構造となり、維持管理性に劣る。 ・ 側径間は長い固定支承工であり、急斜面のため、施工性に劣る。	<table><tr><td>上部工</td><td>1 890 600 (千円)</td></tr><tr><td>下部工</td><td>1 230 100 (千円)</td></tr><tr><td>基礎工</td><td>388 500 (千円)</td></tr><tr><td>合計</td><td>3 509 200 (千円)</td></tr><tr><td>比率</td><td>(1.044) (－)</td></tr><tr><td>差額</td><td>148 400 (千円)</td></tr></table>	上部工	1 890 600 (千円)	下部工	1 230 100 (千円)	基礎工	388 500 (千円)	合計	3 509 200 (千円)	比率	(1.044) (－)	差額	148 400 (千円)
上部工	1 890 600 (千円)														
下部工	1 230 100 (千円)														
基礎工	388 500 (千円)														
合計	3 509 200 (千円)														
比率	(1.044) (－)														
差額	148 400 (千円)														

3.2 ラーメン剛結化可能性の検討

前述の径間数の検討結果より、PC 5 径間連続箱桁形式が採用された。ここでは、PC 5 径間連続箱桁形式の支持条件についての記述を行う。

橋梁の支持条件として、ラーメン剛結化の場合、地震時のモーメント縮減や高次不静定構造であることからメリットが生じる。さらに本橋梁は端部支承の維持管理の面からラーメン剛結化が望ましい。

しかしながら、本橋は地形上から決定する橋脚高さと固定支間との関係から、図 - 5²⁾ に示すようにラーメン剛結化の採用が厳しい状況であることが分かる。

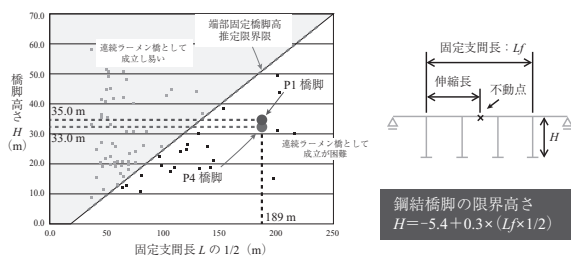


図 - 5 ラーメン剛結化の目安

(1) 構造物バランスの予備検討

ラーメン剛結化は図 - 5 から難しいことは想定されるが、予備的な構造特性把握のため、まず、高橋脚であることから中空式橋脚として以下の3案でP4橋脚の柱下端における橋軸方向の曲げモーメントおよび軸力を比較した(表 - 2)。

第1案：橋軸 5.0 m × 直角 6.0 m

第2案：橋軸 7.0 m × 直角 8.0 m

第3案：橋軸 4.5 m × 直角 9.0 m

検討の結果、P4橋脚の死荷重時において、第3案がもっとも発生応力が低いが、ひび割れの発生が懸念される100 N/mm²に対して、187 N/mm²と大きく許容値を超過していた。また、この検討結果から、橋軸方向剛性を低下する方が、水平力を低減でき構造的なメリットがあることが

表 - 2 P4 中空橋脚断面の比較検討結果

	第1案	第2案	第3案
橋軸方向	5.000 m	7.000 m	4.500 m
直角方向	6.000 m	8.000 m	9.000 m
深礎径	9.000 m	12.000 m	11.500 m
平面図			
断面積	19.36 m ²	28.16 m ²	24.86 m ²
断面二次モーメント	55.55 m ⁴	175.21 m ⁴	61.45 m ⁴
配筋	D51×2.0 段	D51×2.0 段	D51×2.0 段
死荷重時			
M (kN・m)	-272 000	-541 000	-298 000
N (kN)	45 400	52 000	49 500
σ_s (N/mm ²)	227>100 (OUT)	226>100 (OUT)	187>100 (OUT)
σ_c (N/mm ²)	11.3>10 (OUT)	9.8<10 (ok)	9.4<10 (ok)
L1地震時			
M (kN・m)	-595 000	-996 000	-640 000
N (kN)	44 900	51 700	49 000
σ_s (N/mm ²)	600>300 (OUT)	480>300 (OUT)	479>300 (OUT)
σ_c (N/mm ²)	22.7>15 (OUT)	16.9>15 (OUT)	18.8>15 (OUT)

判断できる。

(2) 水平力低減対策案の検討

次に橋脚の発生断面力自体を低減させる方法として、以下の検討を行った(表 - 3)。

第1案：水平ジャッキ使用による水平反力調整工

第2案：内外ケーブル構造案(予備検討は全外ケーブル構造)

第3案：第2案の内外ケーブル併用に加えて、ワーゲンなどを利用したカウンターウェイト案

検討の結果、第1案の水平反力調整工はもっとも断面力の低減効果があり許容値内に収めることができた。しかしながら、水平ジャッキによる反力調整工は波形鋼板ウェブの水平反力調整工の実績が少なく、本橋のような高橋脚で実施する場合は変位観測の誤差が大きくなり、解析上の水平力が橋脚に作用しているかの確認が困難であることが想定されたため、不採用とした。

表 - 3 水平力低減工法の検討(P4橋脚柱下端)

	第1案	第2案	第3案
概念図			
概略載荷力	3 500 kN	—	700 kN (1ブロック) +1 100 kN (ワーゲン)
配筋	D51×2.0 段	D51×2.0 段	D51×2.0 段
死荷重時			
M (kN・m)	-168 300	-245 600	-156 000
N (kN)	49 500	49 900	50 000
σ_s (N/mm ²)	76<100 (ok)	141>100 (OUT)	65<100 (ok)
σ_c (N/mm ²)	5.8<10 (ok)	9.8<10 (ok)	5.4<10 (ok)
評価	△	△	×

一方、第3案については柱下端の応力は許容値を満足しているが、軸力の小さい柱上端において部材縁応力が3 N/mm²程度発生し、曲げひび割れ発生限界強度の1.1 N/mm²を大きく超過していた(表 - 4)。また、架設時および架設地震時に対する橋脚応力や施工時のアンバランスモーメントによる変形に対する施工時の影響に懸念があり、不採用とした。

表 - 4 第3案におけるP4橋脚柱上端の縁引張応力度

項目	単位	値
橋脚上端断面力		
曲げモーメント	kN・m	111 650
軸力	kN	28 150
断面寸法		
橋軸方向	m	4.500
直角方向	m	9.000
壁厚	m	1.100
縁応力度の照査		
圧縮応力度	N/mm ²	5.220
引張応力度	N/mm ²	-2.956
曲げひび割れ強度	N/mm ²	-1.099
判定		OUT

第2案については、外ケーブルは径間ごとの定着に対して、内ケーブルは必要な分だけ下床版に定着するため不静定力が表 - 2の第3案の全外ケーブル案に対して、表 - 3の第3案は82.6%に低減された。

以上の結果を踏まえ、水平力の低減対策工としては、まだ、許容値を満足しないが、第2案の内外ケーブル案を基本として橋梁の全体バランスや橋脚の断面剛性を調整しラーメン剛結化の検討を行うこととした。

4. 二枚壁式橋脚の検討

4.1 二枚壁式橋脚の構造特性

前述の検討結果より、断面力の低減のためには、①端部低橋脚の橋軸方向剛性低下、②内外ケーブル案が効果的であると判断できたが、許容値を満足させるためには十分ではなかった。そこで、さらに剛性低下を図る案として二枚壁式橋脚の採用を検討した。二枚壁の構造特性としては図-6に示すように橋脚上下端において曲げ変形が発生しにくく、水平力が軸力成分に置き換わるため下部工への水平力を低減できる構造である。

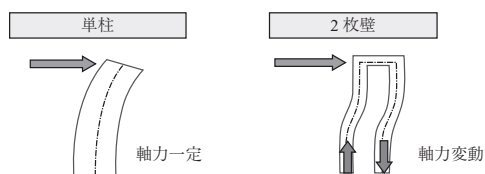


図-6 二枚壁式橋脚

4.2 二枚壁式橋脚のモデル化

二枚壁式橋脚の検討を行うにあたり、二枚壁式橋脚のモデル化の検討を行った。柱頭部の剛性評価として下記の2案のモデル化が考えられた（図-7）ため、単位荷重を載荷させてパラメータ解析を実施した。その結果、上部工断面力には大きな差は生じないが、後述する結果より圧縮部材としても断面が厳しいことも踏まえ、下部工に発生するモーメントの差が大きくなる柱頭部を二軸とする案にて設計を行うものとした。

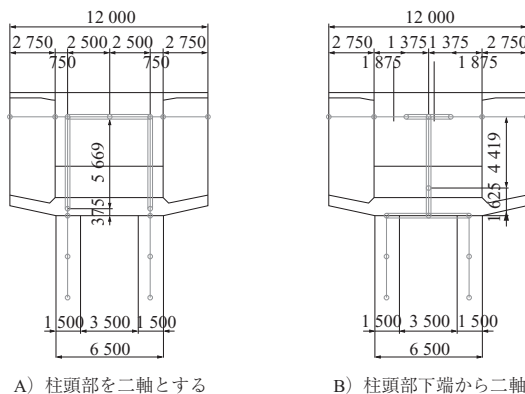


図-7 柱頭部のモデル化

表-5 モデルによる断面力比較

	A) 柱頭部を二軸とする案	B) 柱頭部下端から二軸とする案
橋脚下端 左側	251 kN・m	222 kN・m
橋脚下端 右側	194 kN・m	218 kN・m
差 分	57 kN・m	4 kN・m

4.3 二枚壁式橋脚の断面寸法

(1) 断面検討

二枚壁の断面形状については、断面剛性と抵抗断面のバランスを把握するために、用地の関係などから深礎径12 m以内の範囲で検討を行った（表-6）。

第1案：橋軸1.500 m × 直角8.000 m（離れ3.500 m）

第2案：橋軸2.000 m × 直角6.500 m（離れ3.000 m）

第3案：橋軸2.000 m × 直角8.000 m（離れ3.000 m）

表-6 モデルによる断面力比較

	第1案	第2案	第3案
橋軸方向幅	1.500 m	2.000 m	2.000 m
直角方向幅	8.000 m	6.500 m	8.000 m
二枚壁間隔	3.500 m	3.000 m	3.000 m
柱断面積	12.000 m ²	13.000 m ²	16.000 m ²
深礎杭径	11.500 m	11.000 m	12.000 m
平面図			
配筋	D51×2.0 段	D51×2.0 段	D51×2.0 段
死荷重時			
M (kN・m)	-30 400	-51 500	-59 400
N (kN)	12 300	9 000	7 700
σ _s (N/mm ²)	109 > 100 (OUT)	175 > 100 (OUT)	166 > 100 (OUT)
σ _c (N/mm ²)	6.9 < 10 (ok)	8.5 < 10 (ok)	7.7 < 10 (ok)
評価	△	×	×

*二枚壁式橋脚は二枚の壁のうち応力上厳しい方を表記

検討結果より断面剛性が上がるに従い、曲げモーメントが発生し、軸力変動が小さくなる傾向となった。そのため、断面形状としては第1案がもっとも応力度を満足できるものに近い断面であり、第1案を採用し、全体系やケーブル配置を見直し詳細設計を行った。

(2) 断面力の比較

この段階での中空式橋脚と二枚壁式橋脚の断面力を下記に示す。死荷重時 P1、P4 に着目すると、柱下端の断面力は、中空式橋脚：二枚壁式橋脚 = (P1) 512 000 kN・m：30 600 kN・m、(P4) 499 000 kN・m：30 400 kN・m となり、二枚壁式橋脚は中空式橋脚の約 1 割のモーメントとなった（図-8）。

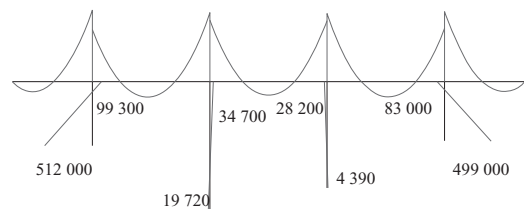


図-8A 中空式橋脚の断面力

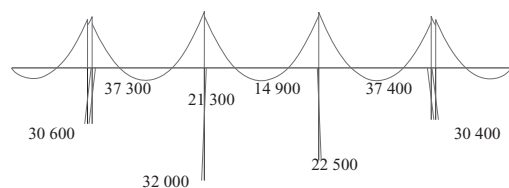


図-8B 二枚壁式橋脚の断面力

4.4 二枚壁式橋脚の地震時挙動

全体系の構造が確立した後、地震時の検討を行った。福士川第一橋は高橋脚を有する橋梁であるため、L2地震時はもとより、架設地震時やL1地震時にも留意が必要であり、架設地震時およびL1、L2地震時の設計結果を後述する。地震時の条件は以下のとおりである。

- ・橋の重要度：B種の橋
- ・地域区分：A地域
- ・地盤種別：I種地盤

(1) 架設地震時

本橋は張出し施工であり、設計要領第二集に準じて、最大張出し時などの固有周期より設計水平震度を算出し、架設地震時の検討を行った。

検討の結果、P4についてはコンクリート40 N/mm²、SD490の高強度を使用することで許容値を満足する結果となった。

表 - 7 架設地震時の検討

	P3橋脚	P4橋脚（内）	P4橋脚（外）
固有周期（s）	2.844	2.069	
震度	$k_h = 0.10$	$k_h = 0.13$	
M (kN・m)	295 700	50 800	50 800
N (kN)	58 900	4 600	3 800
σ_s (N/mm ²)	$284 < 330$	$243 < 479$	$245 < 479$
σ_c (N/mm ²)	$13.4 < 16.5$	$12.2 < 21.9$	$12.1 < 21.9$
固有周期（s）	2.271	0.977	
震度	$k_h = 0.12$	$k_h = 0.22$	
M (kN・m)	322 300	161 700	160 300
N (kN)	58 900	26 300	25 500
σ_s (N/mm ²)	$199 < 330$	$377 < 479$	$381 < 479$
σ_c (N/mm ²)	$11.4 < 16.5$	$14.6 < 21.9$	$14.5 < 21.9$

*二枚壁式橋脚は二枚の壁のうち応力上厳しい方を表記

(2) L1地震時

福士川第1橋は端部橋脚で30 m程度、中間橋脚は70 m程度の高橋脚である。さらに剛性の低い二枚壁式橋脚の採用によって、固有周期は1.603 sと1.5秒以上の長周期であり、L1地震時においても高次モードの影響が懸念された。そのため、L1地震時において動的解析により照査を行うこととした。L1動的解析条件は以下のとおりである。

解析モデル：

- ・上部工：線形要素，全断面有効剛性
- ・ゴム支承：弾性バネ
- ・橋脚：線形要素，全断面有効剛性
- ・橋台：線形要素，全断面有効剛性
- ・基礎：弾性地盤バネ
- ・減衰定数：レイリー型粘性減衰マトリクス

表 - 8 L1動的解析時の減衰定数

	減衰定数
上部構造	0.03
ゴム支承	0.03
下部構造	0.05
基礎構造	0.10

動的解析の結果、高次モードの影響は少なからずあるものの想定していたより小さいものであり、最大で動的解析結果/静的解析結果=98%程度（表-9）となり、安全側を考慮して設計は静的解析で行うものとした。

表 - 9 L1地震時の静的解析と動的解析の比較

下部工	P1橋脚（外）			P1橋脚（内）			P2橋脚		
断面力	M	S	N	M	S	N	M	S	N
上端	81 %	87 %	54 %	81 %	87 %	84 %	77 %	92 %	96 %
下端	80 %	70 %	71 %	80 %	70 %	88 %	71 %	61 %	98 %
下部工	P3橋脚			P4橋脚（内）			P4橋脚（外）		
断面力	M	S	N	M	S	N	M	S	N
上端	68 %	76 %	97 %	80 %	82 %	72 %	80 %	82 %	73 %
下端	72 %	59 %	98 %	81 %	69 %	79 %	81 %	69 %	83 %

(3) L2地震時

L2地震時の動的解析条件は以下のとおりとした。

解析モデル：

- ・上部工：非線形弾性型トリリニア
- ・ゴム支承：弾性バネ
- ・橋脚：剛性劣化型のトリリニアモデル（武田型）
ただし、二枚壁は軸力変動が大きいためM-Nインタラクションカーブとして定義し、軸力変動を考慮したトリリニアモデルとする。
- ・橋台：線形梁要素（全断面有効）
- ・基礎：弾性地盤バネ
- ・減衰定数：レイリー型粘性減衰マトリクス

表 - 10 L2動的解析時の減衰定数

	減衰定数	
	弾性域	非線形域
上部構造	0.03	0.02
ゴム支承	0.03	0.03
下部構造	0.05	0.01
基礎構造	0.10	-

解析の結果、すべての柱部材について、降伏は超える部材があったものの許容回転角を満足することを確認した（図-9）。

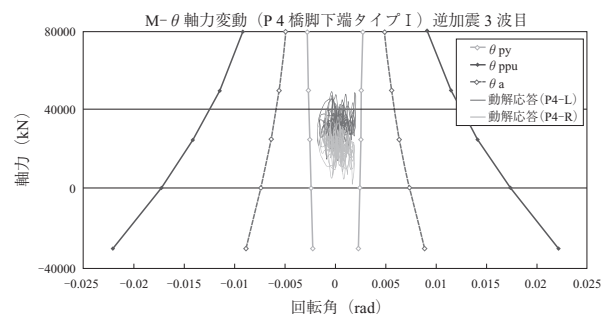


図 - 9 P4橋脚軸力-回転角相関図

一方、上部工構造について動的解析結果を考察すると、一般的に支間100 m以上の橋梁や橋脚高さが50 m以上の

○ 設計報告 ○

高橋脚を有する橋梁の場合には上部工の鉛直振幅の影響が大きくなり、L2地震動に対して、鉄筋やPC鋼材での耐力増加が必要となる。しかしながら、二枚壁式橋脚は橋脚頭部に回転が生じにくい構造であるため主桁に対して鉛直振幅が発生しにくく、図 - 10 に示すように、二枚壁部分で発生応答値が小さくなり、P2-P3付近に比べ、P1、P4付近では常時で決定された鉄筋から耐震設計の結果、鉄筋径を上げる必要は生じなかった（図 - 11）。

富士川橋（橋軸タイプⅡ）

1次モード $F=0.427\text{ Hz}$ (T_x) (T_y)
刺激係数 (X) 147.5233 (Y) 0.000 (Z) -0.0047

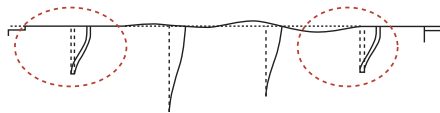


図 - 10 橋軸方向1次モード図

4.5 二枚壁式橋脚のまとめ

以上の検討結果より、最終的には表 - 11 に示すように、端部橋脚にSD490の高強度鉄筋、 $\sigma_{ck} = 40\text{ N/mm}^2$ の二枚壁橋脚の採用を行った。

表 - 11 中空式橋脚と二枚壁式橋脚の相違 (P4)

	中空式橋脚	二枚壁式橋脚
橋軸方向幅	4.500 m	1.500 m
直角方向幅	9.000 m	8.000 m
二枚壁間隔	-	3.500 m
柱断面積	24.86 m ²	24.00 m ²
深礎杭径	11.500 m	11.500 m
固有周期	橋軸方向 1.158 (s) 直角方向 1.870 (s)	橋軸方向 1.603 (s) 直角方向 2.070 (s)
L1 設計震度	橋軸方向 $k_h=0.19$ 直角方向 $k_h=0.14$	橋軸方向 $k_h=0.16$ 直角方向 $k_h=0.13$
平面図		
配筋	D51×2.0 段	D51×2.0 段
死荷重時	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$ -298 000 $N(\text{kN})$ 49 500 $\sigma_s(\text{N/mm}^2)$ 187>100 (OUT) $\sigma_c(\text{N/mm}^2)$ 9.4<10 (ok)	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$ -23 100 $N(\text{kN})$ 19 700 $\sigma_s(\text{N/mm}^2)$ 71<100 (ok) $\sigma_c(\text{N/mm}^2)$ 6.7<10 (ok)
L1地震時	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$ -640 000 $N(\text{kN})$ 49 000 $\sigma_s(\text{N/mm}^2)$ 479>300 (OUT) $\sigma_c(\text{N/mm}^2)$ 18.8>15 (OUT)	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$ -71 700 $N(\text{kN})$ 14 100 $\sigma_s(\text{N/mm}^2)$ 326<435 (ok) $\sigma_c(\text{N/mm}^2)$ 18.5<20 (ok)
評価	× SD345, $\sigma_{ck}=30\text{ N/mm}^2$	○ SD490, $\sigma_{ck}=40\text{ N/mm}^2$

*二枚壁式橋脚は二枚の壁のうち応力上厳しい方を表記

ここで、富士川第一橋の設計を通して明らかになった二枚壁式橋脚の特性を以下に示す。

- ① 二枚壁式橋脚の採用により下部工剛性が下がり、死荷重時の柱下端の曲げモーメントが約一割に低減された。
- ② 大規模地震時に橋脚に軸力変動が生じるため、軸力変動を考慮した設計が必要である。また、剛性が低

く長周期となる場合がある。

- ③ 上部工構造としては大規模地震時の鉛直震度発生が抑えられる構造である。
- ④ 設計の結果、水平剛性の低下により、プレストレスの導入効率が向上し、最大外ケーブル本数が当初外ケーブル10本から外ケーブル6本+内ケーブル6本（重量比80%）に低減できた。

【軸方向-下床版鉄筋配置】

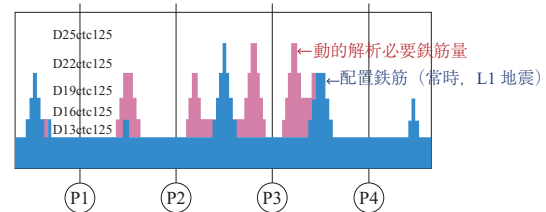


図 - 11 上部工耐震補強結果

5. おわりに

本稿は、富士川第一橋の二枚壁式橋脚の採用に至るまでの計画とその設計結果について報告した。

山岳地特有の端部橋脚高が低く、中央部が高い橋梁で、橋長が長くラーメン剛結化が難しい場合でも二枚壁式橋脚の採用により維持管理性にすぐれたラーメン構造の採用も可能となる。また、ラーメン剛結化は維持管理だけではなく、不静定次数の高い耐震性に優れた構造物であるため、今後は二枚壁のさらなる活用が期待できる。

本計画の成果が今後の橋梁計画に少しでも参考になれば幸いです。



図 - 12 富士川第一橋完成予想図

参考文献

- 1) 中日本高速道路(株): 設計要領第二集, pp1-18-1-20, 2012
- 2) (社) プレストレスト・コンクリート建設業協会: PC多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書, pp126, 1998
- 3) (公益社団法人) プレストレストコンクリート工学会: 第22回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, P17-P20

【2014年2月27日受付】