

(101) 内外ケーブル併用 P R C 橋の設計

(株) 銭高組 土木本部 正会員 ○友近 宏治
 日本道路公団 四国支社 非会員 築山 有二
 (株) 銭高組 土木本部 正会員 梅枝 寿臣
 (株) 銭高組 土木本部 正会員 秋山 博

1. はじめに

松山自動車道龍王橋は、上下線よりなる橋長 111m の P R C 3 径間連続ラーメン橋である(図-1)。既設国道をオーバーパスする本橋は、P2 橋脚が建築限界により部材寸法の制約を受けることから、地震時水平力を P1 橋脚のみに負担させる構造となっている。

本報告では、①主桁自重軽減のため内外ケーブルを併用した P R C 構造の設計 ②最小斜角約 50° を有する外ケーブル定着横桁の設計 ③P2 橋脚を可動とし、P1 橋脚のみを固定とした 1 点固定型ラーメン橋の耐震検討について述べる。

2. 橋梁諸元

表-1 橋梁諸元

橋種	: プレストレストコンクリート道路橋
構造形式	: P R C 3 径間連続ラーメン箱桁橋
橋長	: 111.0m
支間長	: (上り線) 44.950 + 38.200 + 26.750m (下り線) 33.950 + 49.150 + 26.800m
有効幅員	: (上り線) 9.511~15.917m (下り線) 12.500~14.525m
斜角	: (上り線) 90° ~55° 53' 04" (下り線) 90° ~51° 30' 38"

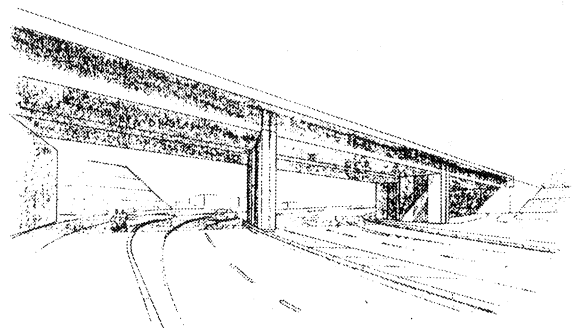


図-1 松山自動車道龍王橋

3. 内外ケーブル配置

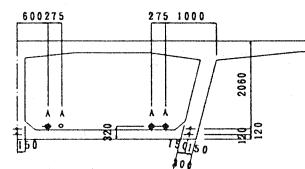
近年、経済性・維持管理および施工性の向上などを目的とした主桁へのプレストレス導入方法として、外ケーブル方式が多く採用されてきている。外ケーブル方式では、①部材厚を薄くできることによる主桁の軽量化②大容量緊張材の採用により定着具を少なくできることによる経済性の向上、等の利点があり、本橋ではこれら特徴をふまえて外ケーブルを主とする内外ケーブル併用構造を採用した。緊張材は、過去の実績より外ケーブルを 19S15.2、内ケーブルを 12S12.7 とした。

内外ケーブルの比率については、全外ケーブルとした例も見られるが、ひび割れの制御に関して不明な点があること、および 1 本あたりの緊張力が大きく配置の自由度に欠けることから、各ウェブに 2 本の内ケーブル配置を基本として、配置比率を決定した。

表-2 主鋼材の内外ケーブル数量比率 (kg)

	外ケーブル	内ケーブル	比率
上り線	14240	8850	62:38
下り線	13500	8000	63:37

A1-P1 支間部



P1 柱頭部

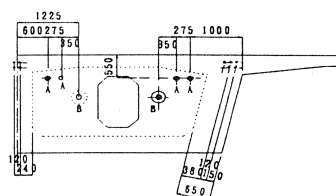


図-2 鋼材配置図(断面図)

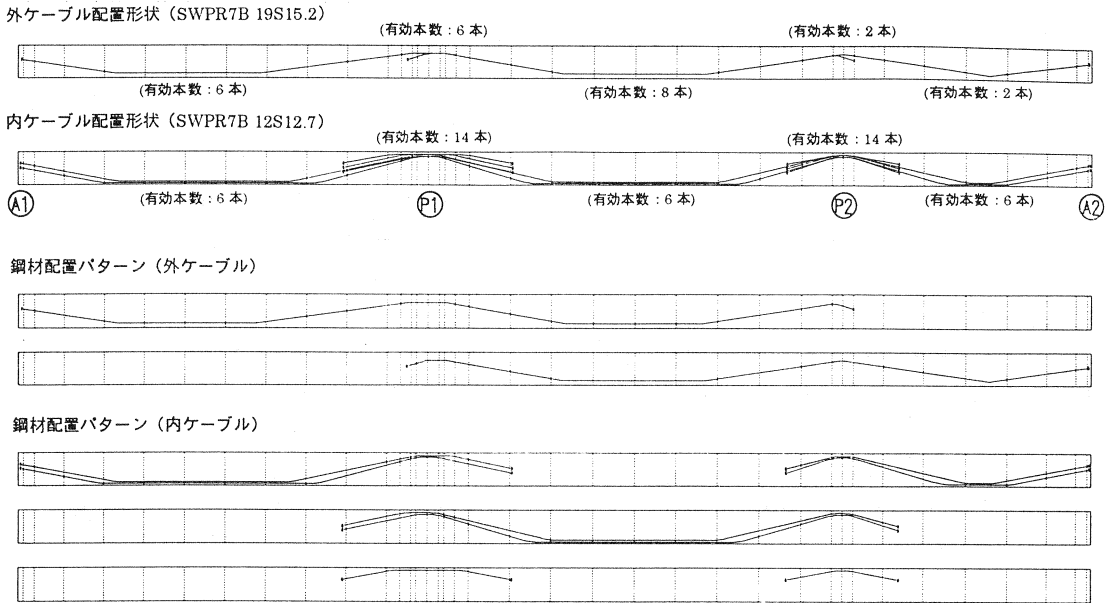


図-3 鋼材配置図 (側面図)

4. PRC構造

本橋では建設費の削減および施工性の改善を目的に、PRC構造を採用した。主方向の設計におけるひび割れの制御方法は、外ケーブルを使用した場合ひび割れ分散性が低下すること、斜橋であるため主桁応力分布が断面内で均一とならないことなどを考慮し、上縁では方法B (ひび割れを発生させない範囲で引張応力度を許容) とし、下縁では方法A (ひび割れを許容値内に制御) とした。なお、上縁ではさらに耐久性への配慮として、全死荷重時において引張応力度が発生しないこともプレストレス導入量の目安とした。

表-3に、上り線A1~P1断面の計算結果を示す。

表-3 計算結果

	曲げ応力度			
	支間中央		P1支点上	
	上縁	下縁	上縁	下縁
全死荷重時 (Mpa)	3.30	-0.22	0.74	3.00
設計荷重時 max (Mpa)	4.79	-2.63	0.78	2.94
設計荷重時 min (Mpa)	3.14	0.04	-0.95	5.09
温度作用時 max (Mpa)	5.30	-3.03	1.76	2.30
温度作用時 min (Mpa)	3.65	-0.36	0.02	4.45
	曲げひび割れ幅			
	支間中央 (下縁)		支点上 (上縁)	
	設計時	温度時	設計時	温度時
鉄筋の増加応力度 (Mpa)	84.04	106.99	14.91	35.30
ひび割れ幅 (mm)	0.131	0.165	0.023	0.054
許容ひび割れ幅 (mm)	0.305		0.215	

5. 外ケーブル定着横桁の設計

外ケーブル定着部の設計では、想定する荷重レベルに合わせて解析モデルを設定し検討を行った。

終局荷重時では、外ケーブルの破断強度に対して、ストラット・アング・タイモデル (図-4) を用いて検討を行った。

設計荷重時の検討では、斜角(50° ~ 70°)やマンホールによる部材欠損の影響を考慮するため、3次元有限要素解析により解析し、シャイベの理論に基づいて補強鋼材量を求めた。

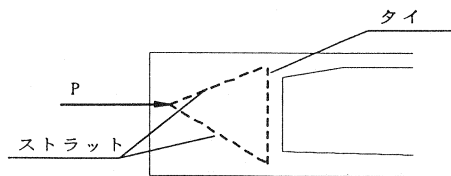


図-4 ストラット・アング・タイモデル

以下、有限要素解析による検討結果を示す。
鉛直方向曲げ引張応力度：横桁を上・下床版およびウェブで支持された2方向スラブと考えた場合の主支間方向となるため、最大で2.23MPaと大きな値を示した。

橋軸直角方向曲げ応力度：マンホールの影響、外ケーブル定着位置がウェブに近いことおよび2方向スラブとした場合の主支間方向でないことなどのため、最大引張応力度は1.12MPaと小さな値を示した。

せん断応力度：最大で0.53 MPaと小さな値であった。
検討より決定した補強鉄筋量を表-4に示す。

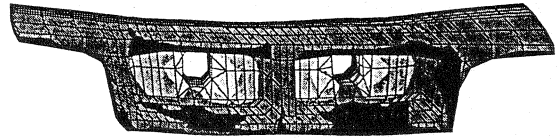
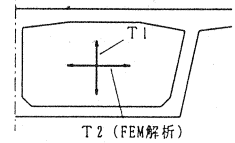


図-5 鉛直方向曲げ応力度分布図

表-4 補強鉄筋量

	終局時 (タイモデル)		設計時 (FEM解析)				配置鉄筋量 A_s	
	T_1 (KN/m)	A_{sreq} (cm^2/m)	T_1 (KN/m)	A_{sreq} (cm^2/m)	T_2 (KN/m)	A_{sreq} (cm^2/m)	T_1 に対する (cm^2/m)	T_2 に対する (cm^2/m)
上り線 P 2	1602	-45.8	963	53.5	315	17.5	D22 ϕ 125 +D22 ϕ 125	D22 ϕ 125
下り線 A 1	2493	71.2	924	51.3	263	14.6	D25 ϕ 125 +D22 ϕ 125	D22 ϕ 125

鉄筋の許容応力度は、設計時 $\sigma_{sa}=180N/mm^2$ 、終局時 $\sigma_{sa}=345N/mm^2$ とした



6. 耐震設計

耐震設計では、静的非線形解析を用いた地震時保有水平耐力法により検討を行った。この際、橋脚部材の非線形特性のモデル化において、①「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」に準拠したモデル（以下、「復旧仕様」モデル）と②現行の道路橋示方書V（耐震設計編）および日本道路公団設計要領第二集に準拠したモデル（以下、「道示V」モデル）との比較を行った。

地震時保有水平耐力法における、「復旧仕様」と「道示V」の主な相違点を以下に示す。

- ①非線形特性のモデル化(図-6)
- ②コンクリートの応力ひずみ曲線
- ③荷重-変位曲線
- ④許容塑性率

「復旧仕様」モデルにおける非線形特性のモデル化では、橋脚部材を非線形梁部材としてモデル化し、上部工を線形梁部材とした。

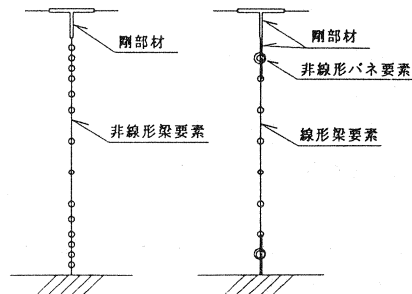


図-6 橋脚部材モデル化比較

図-6 橋脚部材モデル化比較

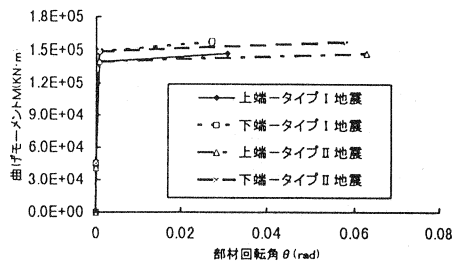


図-7 塑性ヒンジのM- θ 曲線 (道示V)

一方、「道示V」モデルでは、橋脚高が低いため、橋脚上下端の塑性ヒンジ以外の塑性変形がほとんどないことから、橋脚の非線形特性は塑性ヒンジをモデル化した非線形回転バネ(図-6, b))のみにより表現し、その他の橋脚部材は線形部材とした。また、「道示V」モデルでは上部工の変位が増大し、上部工を線形範囲にとどめることが困難なことから上部工を非線形部材として解析を行った。このとき、地震時の外ケーブルの張力増加については、全橋にわたる幾何学的挙動を考慮すると支点部での仮想ひずみが交番するなど、張力増加が期待できないことから無視することとした。

解析の結果、タイプIの地震動(海洋プレート境界型地震)については、上下部工とも弾性範囲内で十分な耐震性能を有することが分かった。一方、タイプIIの地震動(内陸直下型地震)については、表-5および図-8のような終局時の水平震度および終局変位が得られた。塑性ヒンジのスリップを考慮した非線形回転バネを用いた「道示V」モデルは、「復旧仕様」モデルに比べてエネルギー吸収能をかなり大きく評価した結果となっている。上部工の応答断面力は橋脚下端の降伏後、水平変位とともに増大するため、所要の耐震性能を満足するよう鉄筋補強を行った。

表-5 解析結果(上り線タイプII(A1←A2))

	弾性応答	復旧仕様	道示V
終局水平震度	1.70	0.75	0.69
終局変位	50.7	274.1	729.7
塑性率	—	9.27	20.33
γ	—	4.03	10.70

注) γ : 耐震性能の安全率 ($\gamma = \text{エネルギー吸収能} / \text{弾性応答エネルギー}$)

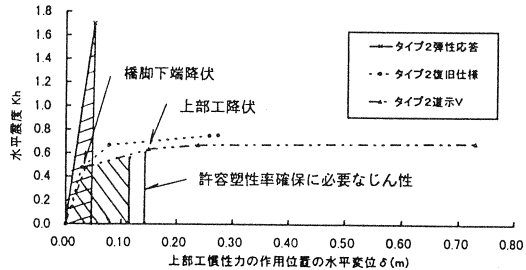


図-8 水平震度-水平変位関係(上り線タイプII(A1←A2))

7. おわりに

本橋は、斜角が小さく橋梁規模も小さいという自由度の少ない条件の中で、可能な限り合理的な設計とするため内外ケーブル併用PRC構造とした。

使用時におけるひび割れ幅は、軸方向鉄筋の多くが大規模地震時の耐震設計により決定されたことから、クリティカルな条件とはならなかった。

外ケーブルの定着横桁の検討では、鈍角部にややプレストレスが集中する傾向が見られたものの、顕著な斜角の影響は見られなかった。これは、主に橋軸方向とプレストレスの作用方向が一致していたことによるものと思われる。

耐震設計では、塑性ヒンジを非線形回転バネでモデル化した場合には、梁非線形のみによりモデル化したものに比べ、塑性後の回転性能を大きく見込めることにより、エネルギー吸収能が大きく、耐震設計上有利な評価を与えた。ただし、この場合には残留変位や上部工の負担が過度に大きくならぬよう、上下部工の耐力バランスの配慮が必要である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp.147~156, 1996.12.
- 2) (社)日本道路協会: 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案), pp. 参-8 ~ 参-15, 1995.6.
- 3) 日本道路公団: 設計要領第二集, 1998.7.
- 4) (財)高速道路技術センター: 「外ケーブルを用いたPC橋梁の設計マニュアル」, 1996.8
- 5) (社)日本道路協会: 「道路橋の耐震設計に関する資料」, pp. 2-1~2-90, 1998.1