

免震設計によるPC多径間連結桁橋の設計

廣瀬 彰則^{*1}・丹羽 信弘^{*2}・門田 克史^{*3}・川島 一彦^{*4}

^{*1}正会員 中央復建コンサルタンツ株式会社 第三設計部（〒532-0004 大阪市淀川区西宮原 1-8-29 MB33）

^{*2}正会員 中央復建コンサルタンツ株式会社 第三設計部（〒532-0004 大阪市淀川区西宮原 1-8-29 MB33）

^{*3}工修 中央復建コンサルタンツ株式会社 第三設計部（〒532-0004 大阪市淀川区西宮原 1-8-29 MB33）

^{*4}フェロー会員 工学博士 東京工業大学教授 工学部土木工学科（〒152-0033 東京都目黒区大岡山 2-12-1）

1. まえがき

一般に河川を横過する橋梁では、それほど構造高さが大きくない壁式（張出し式）橋脚が採用される。壁式橋脚は河川直角方向（橋軸方向）に薄く流心方向（橋軸直角方向）に幅広いため、橋軸直角方向の地震時保有水平耐力が大きく、杭基礎を有する場合にはその設計が問題となる。

9径間で約340mの橋長を有するPC連結桁橋の設計に際し、この問題に対処することを目的に免震設計を採用することで合理的な設計を行うことができた。特に橋軸直角方向の長周期化をねらう必要性から、全方向への免震効果が期待できる構造を採用したが、けた端部における細部構造については多くの検討を要した。

本文では、主として設計過程で得られた検討結果ならびに今後の適用性について報告する。

2. 橋梁概要

- ・橋長 : 339.7m
- ・支間長 : $29.5+5\textcircled{3}39.6+2\textcircled{3}37.0+36.5=338.0\text{m}$
- ・斜角 : $A1=80^\circ$, $P1\sim P8=90^\circ$, $A2=86^\circ$
- ・上部工 : PC 9径間連結ポステンT桁橋
- ・下部工 : 逆T式橋台、壁式（張出し式）橋脚
- ・基礎工 : 場所打ち杭（ $\phi 1.000\text{m}$ ）
- ・支承条件 : $A1, A2$ 大規模地震に対し全方向可動
 （中規模地震に対し直角方向固定）
 $P1\sim P8$ 全方向免震

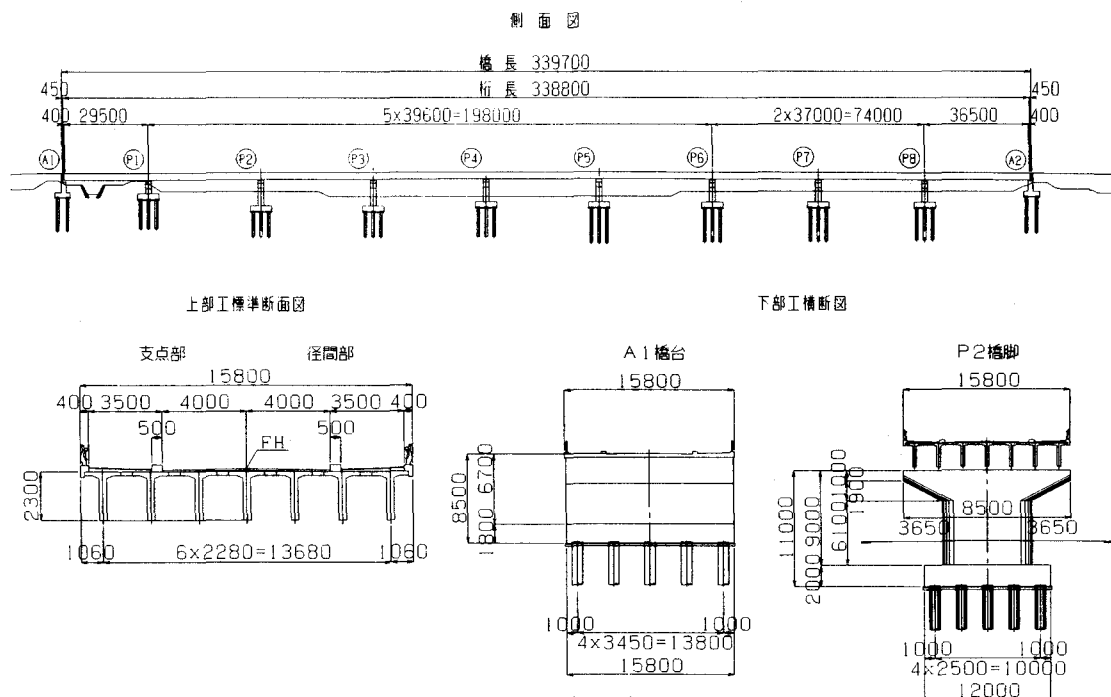
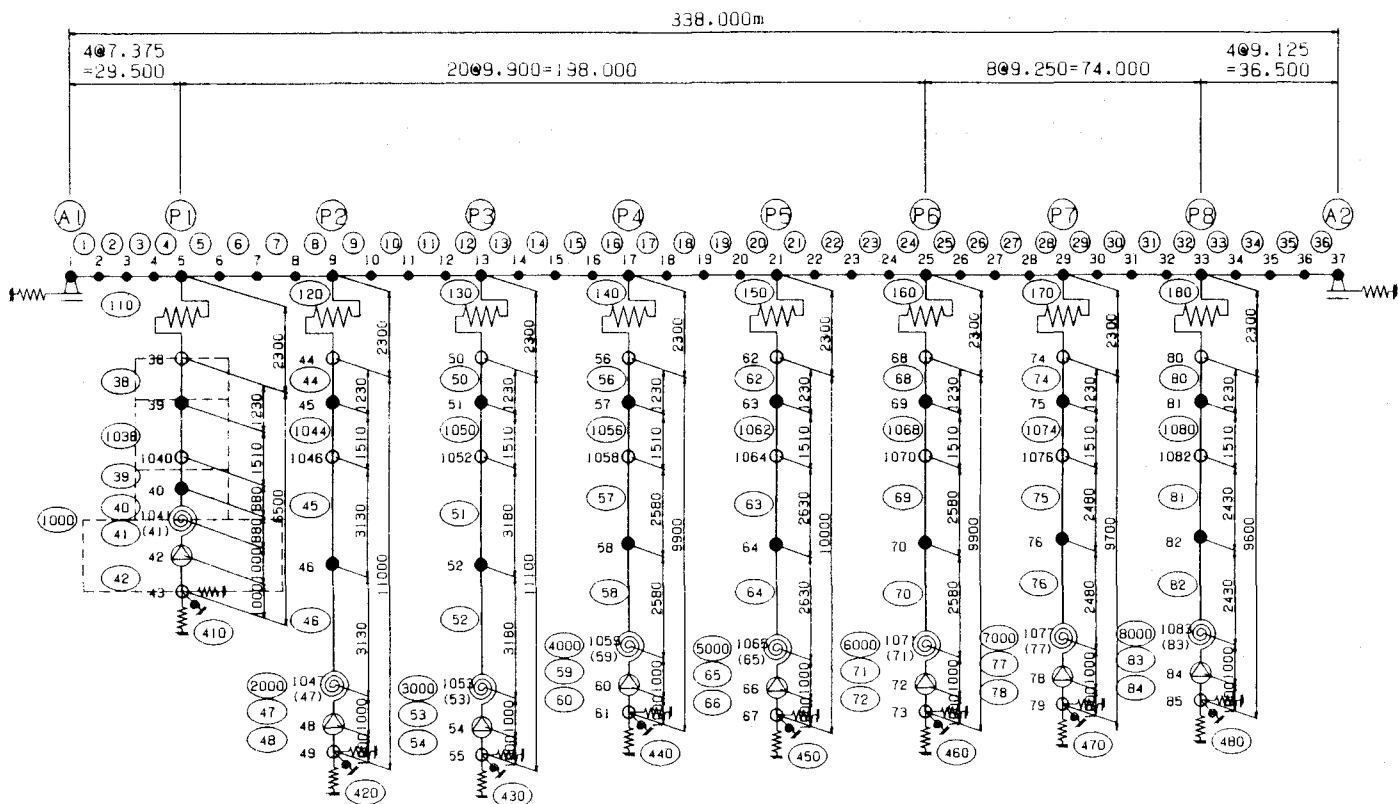


図-1 橋梁一般図



図－2 動的解析モデル

表－1 動的解析より求めた最大応答値（タイプⅡ地震動，橋軸方向）

	A 1	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	P 7	P 8	A 2
上部工慣性力作用位置の加速度 (cm/sec ²)	640.25	638.28	630.79	620.20	610.30	607.57	615.16	625.21	633.95	637.35
上部工慣性力作用位置の変位 (cm)	41.55	41.55	41.57	41.60	41.62	41.63	41.63	41.63	41.64	41.66
免震支承の変位 (cm)	—	35.79	26.24	24.34	26.10	25.62	26.53	28.82	29.47	—
橋脚天端の応答変位 (cm)	—	4.20	11.65	13.43	12.69	13.13	12.04	9.61	9.38	—
橋脚天端の慣性力 (tf)	—	746.50	728.91	737.58	738.04	730.25	754.43	748.54	706.21	—

3. 設計概要

(1) 動的解析

免震設計を採用した本橋では、道路橋示方書¹⁾（以下、道示と略す）に準じ、地震時保有水平耐力法によって耐震設計した結果を動的解析を用いて照査するとともに、その解析結果を設計ディテールに反映させた。

解析モデルは図－2に示す2次元の平面骨組モデルとした。動的解析については、固有値解析をハウスホルダー法、直接積分の方法としてはNewmarkのβ法を用いた。なお、減衰はレーリー型減衰マトリ

ックスを用いている。

部材のモデル化に際しては、免震支承にバイリニア型の履歴特性を有する非線形バネ部材を、鉄筋コンクリート橋脚柱基部には回転バネ部材（完全弾塑性型骨格曲線を有する武田モデル）を設け、その他の部材は線形要素とした。また、基礎地盤の変形の影響については、線形バネでモデル化している。

入力地震動については、架橋位置の地盤種別がⅡ種地盤であり、「道路橋の耐震設計に関する資料」²⁾のⅡ種地盤用の振幅調整波を用いた。

3波形のタイプⅡ地震動それぞれによる橋軸方向最大応答の平均値を表－1に示す。

4. 免震設計採用に伴う構造細目

(1) けた端部の遊間

道示V「8.7.2 けた端部の遊間」に従い、動的解析により求められるけた端部 (A1, A2) の移動量 (約 42cm) に遊間の余裕量 (3cm) を考慮して、けた遊間は 45cm とした。

(2) 伸縮装置

道示V「8.7.3 伸縮装置の構造細目」によって照査した結果、常時における伸縮量が震度法時設計伸縮量を上まわるため、設計伸縮量としては常時移動量に基づき 19cm (±9.5cm) とした。

ここで、けた遊間 (45cm) と伸縮装置設計伸縮量 (19cm) との間には大きな違いが生じた。

けた遊間部の構造を「道路橋の免震設計法マニュアル」³⁾ に示されているノックオフ構造で検討したが、次の理由により本橋での適用は困難であった。

- ・橋台には踏掛版を設けており、舗装面から踏掛版までの厚みは約 30cm しかなく、ノックオフ部の部材断面が不足し成立しない。
- ・また、ノックオフ構造は、背後の舗装の剛性によりノックオフ部がうまく機能しないという実験結果の報告⁴⁾があり、適用は難しいと考えられる。

けた遊間 45cm に対し伸縮可能量 19cm に対応可能な伸縮装置としては、鋼製フィンガージョイントやマウラー・ジョイントが考えられるが、PCポステンT形主桁への構造的配慮から、主桁切欠き深さを小さくすることができる前者を採用した。

(3) 落橋防止システム

本橋の落橋防止システムは、道示V 13 章に基づき次の通りとした。

1) けたかかり長

道示で規定されるけたかかり長を確保するとともに、動的解析により得られたけた端部上・下部工の最大相対変位量についても確保した。

2) 落橋防止構造

落橋防止構造はPCケーブルを用いて連結する構造とし、その橋軸方向の設計移動量は動的解析結果に伴うけた端遊間 (45cm) に対応するものとした。

なお、本橋は全方向免震構造のため、大規模地震時には橋軸直角方向にも変位が生じるが、PCケーブル構造であるため、これに対しても追従できるものと考えている。

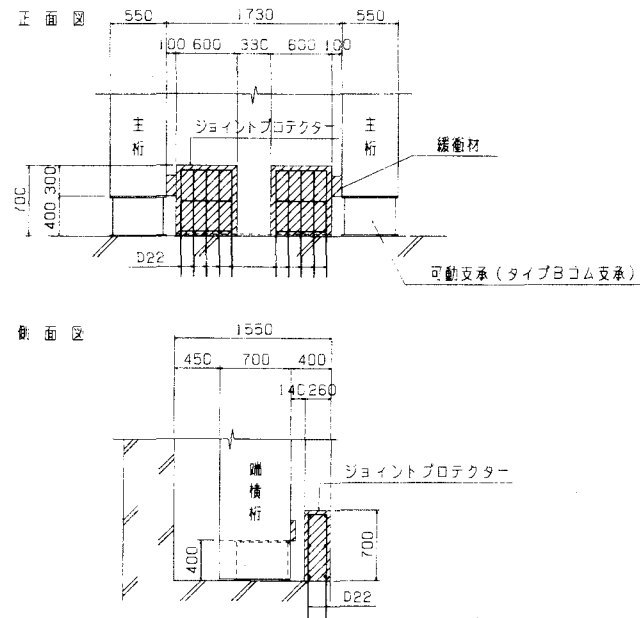


図-3 ジョイントプロテクター構造

表-2 ジョイントプロテクター設計結果

	橋軸方向	直角方向
震度法レベル地震動による照査		
M (tf・m)	6.81	13.61
S (tf)	13.61	27.21
σ_c (kgf/cm ²)	99.4<105	89.1<105
σ_s (kgf/cm ²)	2025<2700	2445<2700
保耐法レベル地震動による照査		
破壊モードの判定 $\gamma_i \cdot V_{mu}/V_{yd}$	2.92>1.0 [せん断破壊]	8.17>1.0 [せん断破壊]
安全性の照査 $\gamma_i \cdot V_d/V_{yd}$	9.77<1.0 [OUT]	25.9<1.0 [OUT]

3) ジョイントプロテクター

けた端部における常時や震度法レベル地震時の橋軸直角方向への変位を拘束する必要性からジョイントプロテクターを設けた。

ジョイントプロテクターの構造は、以下の点に配慮してアンカーバタイプとせず、図-3に示すコンクリートブロック構造を採用した。

- ・大規模地震に対してはけたの変位を拘束しない構造とする。
- ・補修し易い構造とする。

また、その部材設計にあたっては表-2に示すように、道示Vに準じ震度法レベル地震力を対象とした。なお、大規模地震時を想定し、保有水平耐力法レベル地震力での終局限界状態の照査を行った結果は、その作用力が耐力の約 10 倍に達しており、せん断破壊することを確認している。

5. まとめ

本設計では、免震構造を採用することにより壁式橋脚の基礎工に対して、橋軸直角方向への長周期化による合理的設計を実現することができた。同時に、耐震設計上望ましい多径間連続構造として9径間もの連結桁橋とすることができた。

以下に、免震構造とすることで設計上配慮を要した事項や今後の免震設計での留意点をまとめる。

- ① 本橋では、大規模地震において橋台部の支承が全方向可動となり、全ての橋脚で橋軸直角方向にも免震効果が得られるようにした。なお、中規模以下の地震力に対しては、けた端部の橋軸直角方向の変位を拘束する目的でジョイントプロテクターを設置した。
- ② ジョイントプロテクターは、大規模地震時にはけたを拘束せず、補修し易い構造である必要性から、アンカーバータイプではなくコンクリートブロック方式とした。
- ③ けた端部の遊間およびけたかかり長は原則として動的解析によって求める必要があり、解析結果によっては橋台寸法や橋長の変更が必要となる。かけ違い橋脚では支承線位置を変更する必要も生じるため、この影響が顕著である。
- ④ 免震橋では、けた端部遊間と伸縮装置の設計伸縮量との差が大きくなることから、伸縮装置部の構造上の配慮が必要となる。
- ⑤ 以上のような免震設計の採用に伴う構造上の諸問題に対する将来の方向としては、けた遊間を無理に大きくせず、けたと橋台との衝突を許す構造とすることが考えられる。このような構造とすれば柱基部の損傷を抑え、橋梁全体系の崩壊を防止するうえでも有効ではないかと考える。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ～Ⅴ編，1996.12
- 2) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3
- 3) (財)土木研究センター：建設省道路橋の免震設計法マニュアル(案)，1994.10
- 4) 川島一彦，後藤洋三：道路橋の免震設計とロックオフ機能付き橋台の開発，土木施工32巻3号技術資料，1991.3

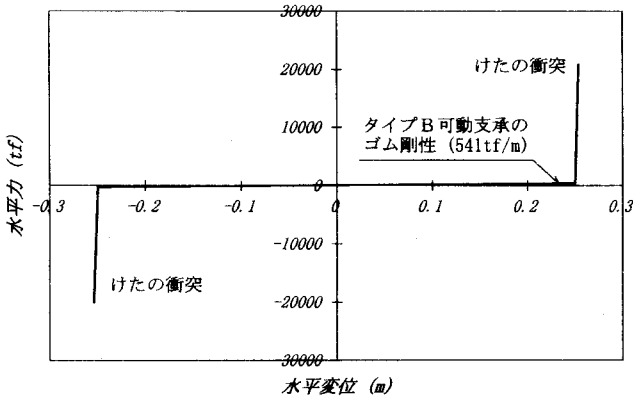


図-4 けた端部衝突バネ

表-3 橋脚天端の最大応答変位

橋脚	降伏変位 (cm)	橋脚天端の最大応答変位 (cm)	
		けたの衝突なし(遊間45cm)	けたの衝突考慮(遊間25cm)
P 1	0.62 (1.00)	4.20 (6.77)	0.68 (1.10)
P 2	3.11 (1.00)	11.65 (3.75)	5.43 (1.75)
P 3	3.21 (1.00)	13.43 (4.18)	6.45 (2.01)
P 4	2.29 (1.00)	12.69 (5.54)	4.96 (2.17)
P 5	2.34 (1.00)	13.13 (5.61)	5.41 (2.31)
P 6	2.30 (1.00)	12.04 (5.23)	4.47 (1.94)
P 7	2.17 (1.00)	9.61 (4.42)	3.45 (1.59)
P 8	2.05 (1.00)	9.38 (4.58)	3.51 (1.71)

() 内は、降伏変位に対する比率を示す。

以上、本橋においては免震効果が確実に得られることを第一に、動的解析により得られた応答変位量をけた端部の設計(構造細目)に反映させている。

今後多径間連続化が進むであろう耐震設計の流れにあって、このような全方向免震設計を行うことは非常に有効な手段であると考えられる。しかしながら、それに伴う構造上の問題から免震構造の採用が敬遠されるのではという懸念もなくはない。

これに対しては遊間を無理に大きくせず、桁を衝突させることによるエネルギー吸収効果を期待する構造も考えられる。

一例として、遊間をゴムジョイントが適用可能な25cmとし、衝突バネ(図-4)を用いたモデルに対して動的解析を実施した結果、橋脚天端の最大応答変位は表-3のように衝突を考慮しない場合の半分以上となり、降伏変位の2倍程度に抑えることができた。