

PC ラーメン橋の耐震設計

岩立 次郎*1・會澤 信一*2

1. はじめに

平成 14 年 3 月の道路橋示方書¹⁾ (以下、道示) の改訂で、「地震の影響を受ける上部構造の許容値と上部構造端部構造」の章が新たに設けられた。この章では、上部構造について耐震性能 2 および耐震性能 3 の照査の考え方や、上部構造に塑性化を許す場合の許容値の算出方法について新た

に示された。コンクリート橋においては、上部構造に塑性化を考慮しない場合は、道示のコンクリート橋編に準じる設計を行い、塑性化を考慮する場合は耐震設計編に従うということで、上部構造の塑性域での耐力および許容変位量は上部構造の限界状態に応じて、実験や適切な手法による解析に基づいて設定するとしている。

本報告では、PC 連続箱桁橋において上・下部構造の耐震

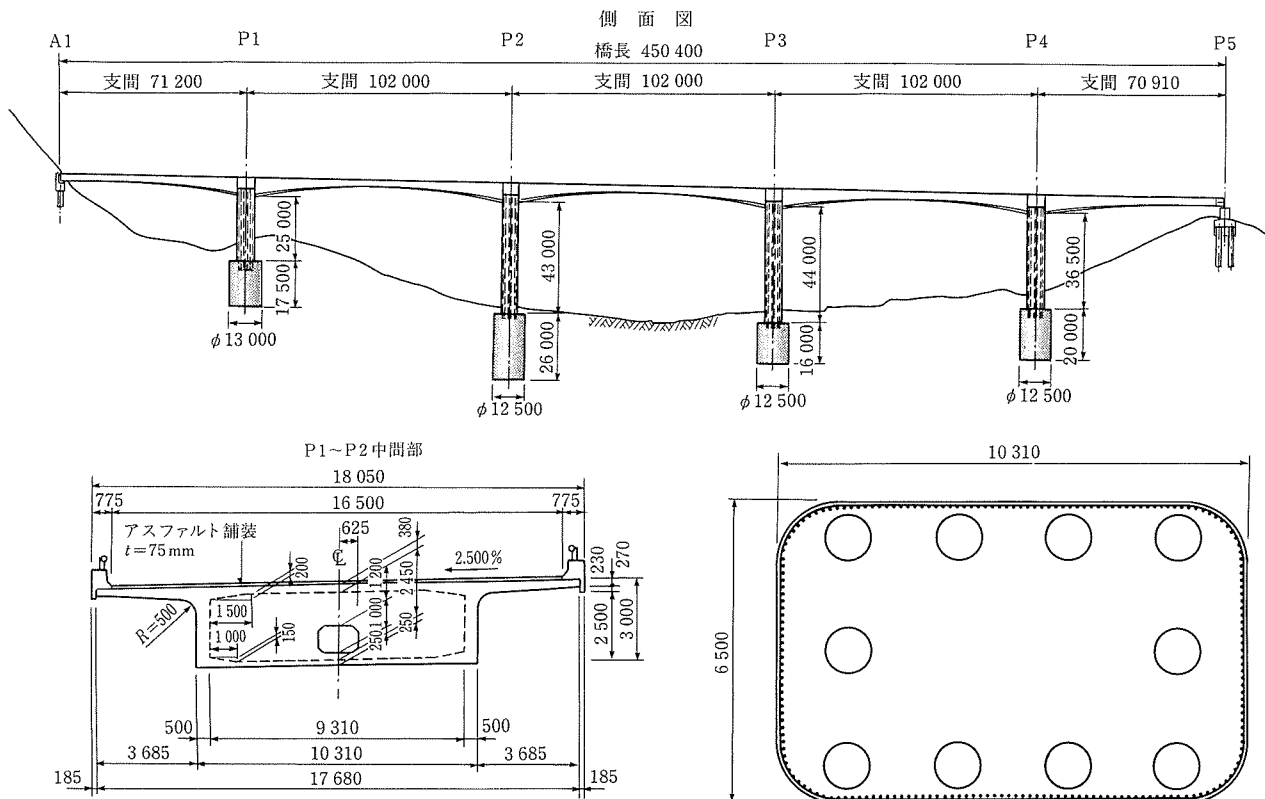


図 - 1 橋梁一般図

照査を行った例について紹介する。

2. 耐震設計のフロー

今回照査を行った橋梁は図 - 1 に示すような PC5 径間連続ラーメン箱桁橋である。架設工法は片持張出架設工法、地盤種別は I 種地盤、基礎形式は $\phi 12.5$ m~ 13.0 m の大口径深礎、橋脚は高さはすべて 20 m 以上で、設計・施工の合理化より鋼管・コンクリート複合構造²⁾を採用している。本橋の耐震設計は以下の手順で行った。

- ① レベル 1 地震動に対し、静的照査法による耐震性能の照査を行い上部構造・下部構造の断面を決定する。(上部構造, 下部構造とも許容応力度の照査を行う)



*1 Jiro IWATATE

日本道路公団 技術部
構造技術課



*2 Shinichi AIZAWA

日本道路公団 静岡建設局
建設部 構造技術課

- ② レベル2地震動に対し、動的解析法により耐震性能の照査を行い必要に応じ断面・鋼材の変更を行う。
本橋の耐震設計のフローを図-2に示す。

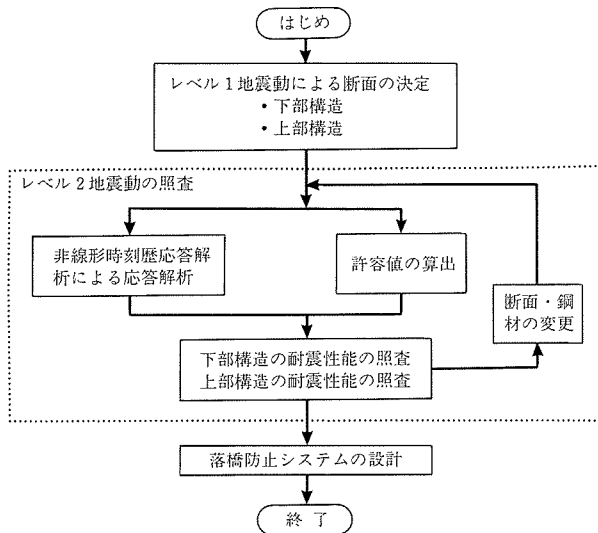


図-2 耐震設計フロー

3. 動的解析条件

動的解析は部材の非線形性を考慮した3次元時刻歴応答解析により実施した。

図-3に動的解析モデルを示す。下部構造は、地震動による軸力の変動があるがその影響は小さいと考え、軸力一定として求めたひび割れ発生点→初降伏点→部材の終局点をトレースするトリリニアモデルで評価した。各橋脚ではラーメン構造のため、塑性化が進行すると考えられる橋脚の上下端付近に塑性ヒンジを考慮してM-θ要素を配置し、その他の部分についてはM-φ要素を配置した。繰返し載荷下の復元力特性は、剛性低下型モデルである武田型モデルを採用した。

上部構造については、部材剛性として初降伏時の剛性とし、線形部材としてモデル化した。主桁の初降伏としては、主桁断面内の主要な構造部材の最外縁の鉄筋が降伏する場合とし、橋軸方向および橋軸直角方向に対して以下のように考えた。

- ① 橋軸方向（主桁の橋軸直角方向まわりの曲げモーメント）→上床版あるいは下床版に配置される最外縁の鉄筋が降伏に達するとき
- ② 橋軸直角方向（主桁の鉛直軸まわりの曲げモーメント）

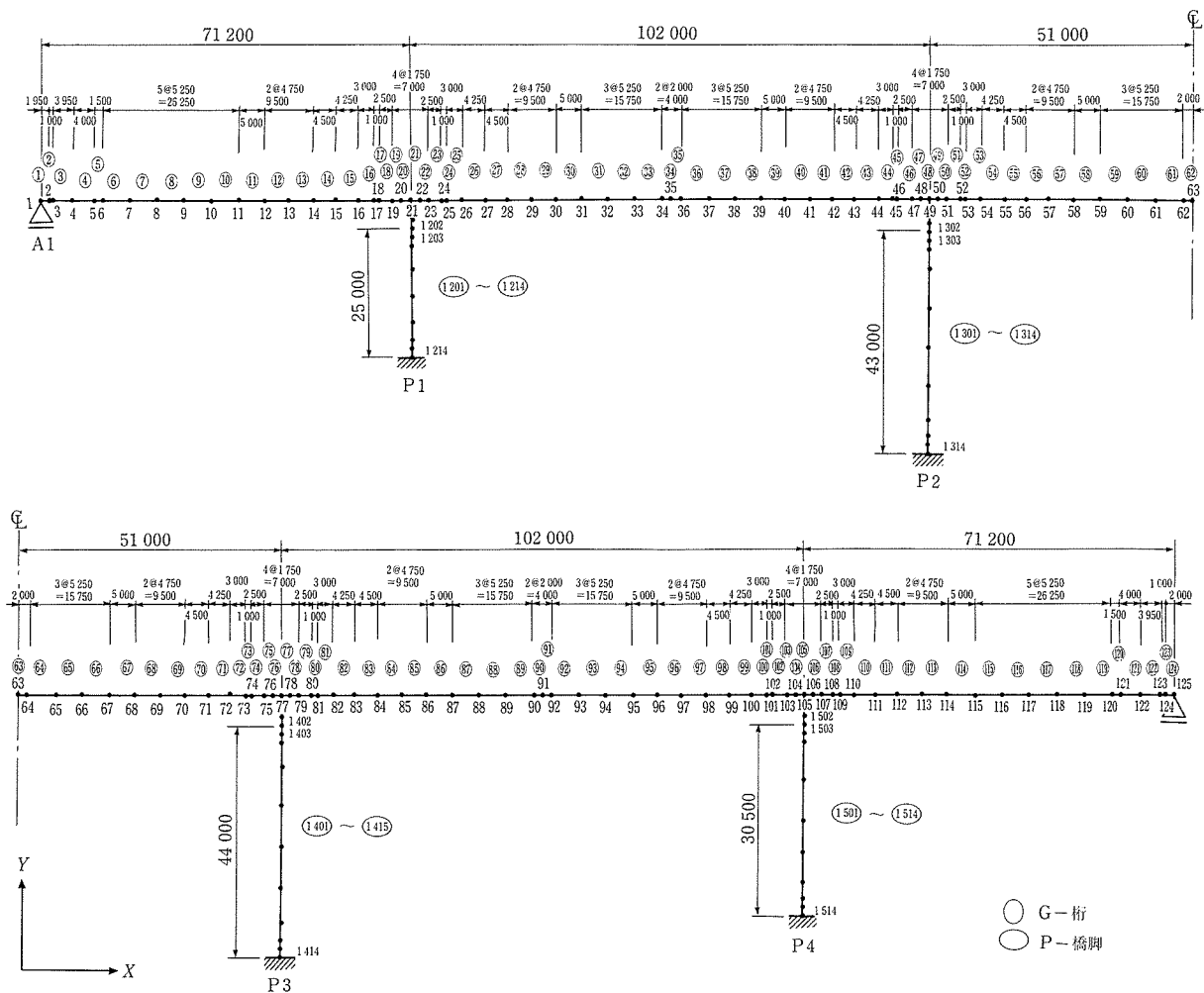


図-3 動的解析モデル

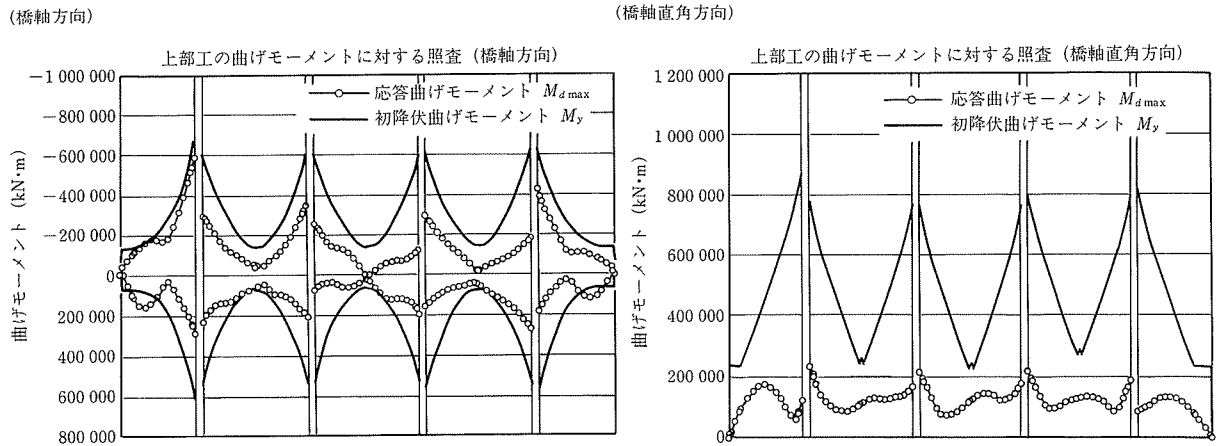


図 - 4 応答および降伏曲げモーメント

→ウェブに配置される外側の鉄筋が降伏するとき
基礎については、地盤ばねでモデル化した。減衰特性は上部構造 5%，下部構造 2%，基礎 30%を減衰定数として採用した。

入力地震波を表 - 1 に示す。解析結果はレベル 2 地震動として、タイプ I とタイプ II の地震波をそれぞれ 3 波づつ基礎に入力し、各部材の応答の 3 波の平均値の最大値で評価した。

表 - 1 入力地震波³⁾

種別	地震波	最大加速度 (gal)
タイプ I I 種地盤	開北橋周辺地盤上 LG	318.8
	開北橋周辺地盤上 TR	319.9
	七峰橋周辺地盤上 LG	-322.7
タイプ II II 種地盤	神戸海洋気象台地盤上 N-S	-812.0
	神戸海洋気象台地盤上 E-W	765.9
	猪名川架橋予定地点周辺地盤上 N-S	780.0

表 - 2 支承構造部支点条件

水平方向			回転方向		
橋軸	橋軸直角	鉛直	橋軸回り	橋軸直角方向回り	鉛直回り
自由	拘束	拘束	拘束	自由	自由

4. 動的解析結果

表 - 3 に固有値解析結果を示す。Rayleigh 減衰の設定にあたっては、ひずみエネルギー比例減衰定数と Rayleigh 減衰との差が小さくなるよう 1 次と 7 次の固有周期を用いた。

橋脚に対する動的解析の照査は、非線形部材に対しては応答回転角が許容回転角以下であることを、線形部材に対しては応答曲率が降伏曲率以下であることを、また、橋脚上端の残留変位が許容変位以下であることを照査し断面を決定した。図 - 4 に上部構造の応答曲げモーメントと応答曲げモーメントの関係を示す。これによると橋軸方向の場合、側径間部および中央支間において応答最大曲げモーメント

表 - 3 固有値解析結果 (橋軸方向)

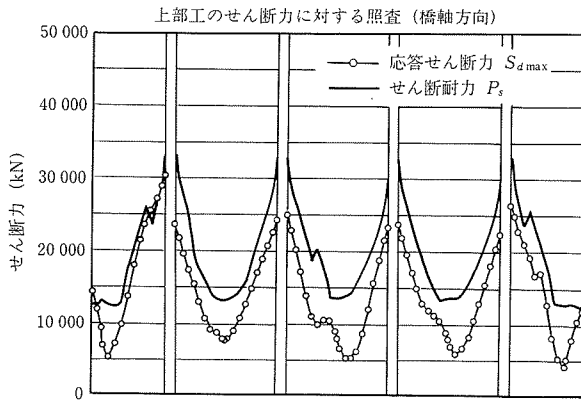
モード 次数	周波数 (Hz)	固有周期 (s)	刺激係数		ひずみエネルギー 比例減衰定数
			X 方向	Y 方向	
1	0.954	1.048	172.00	-1.02	0.0928
2	1.271	0.787	-6.24	-0.32	0.0517
3	1.355	0.738	27.71	-10.56	0.0528
4	1.389	0.720	6.82	67.70	0.0498
5	1.540	0.649	18.24	83.41	0.0509
6	1.630	0.614	-64.98	23.03	0.0563
7	2.945	0.340	-54.46	0.06	0.0615
8	3.039	0.329	15.85	-0.05	0.0508
9	3.308	0.302	10.66	0.10	0.0632
10	3.435	0.291	19.78	-0.82	0.0637
11	4.326	0.231	-15.45	-9.00	0.0664
12	4.601	0.217	20.20	-10.06	0.0591

が降伏曲げモーメントを上回るため鉄筋のランクアップが必要となった (表 - 4)。また、図 - 5 に上部構造の応答せん断力とせん断耐力の関係を示す。せん断力については

表 - 4 曲げに対する鉄筋の補強

接点 番号	鉄筋 (下床版上筋+下筋)		降伏曲げモーメント M_y (kN·m)		最大曲げ モーメント M_{dmax} (kN·m)	安全率 M_y/M_{dmax}	
	補強前	補強後	補強前	補強後		補強前	補強後
5			70,165	123,284	103,789	0.68	1.19
6		D25@125	69,780	122,913	117,197	0.60	1.05
7			79,199	155,590	154,368	0.51	1.01
8			88,295	164,554	163,074	0.54	1.01
9		D25@125	99,805	153,980	145,114	0.69	1.06
33			83,261	98,778	86,174	0.97	1.15
34		D19@125	71,919	87,083	72,688	0.99	1.20
35			73,584	88,741	74,830	0.98	1.19
66		D19@125	99,524	115,782	102,865	0.97	1.13
117		D22@125	90,832	124,024	113,309	0.80	1.09
118			79,562	132,603	125,373	0.63	1.06
119		D25@125	70,212	123,337	116,654	0.60	1.06
120			70,248	123,373	111,423	0.63	1.11
121		D22@125	70,266	102,774	90,359	0.78	1.14

(橋軸方向)



(橋軸直角方向)

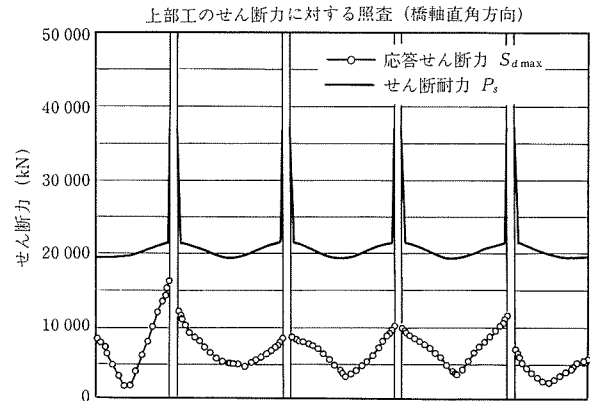


図 - 5 応答せん断力およびせん断力

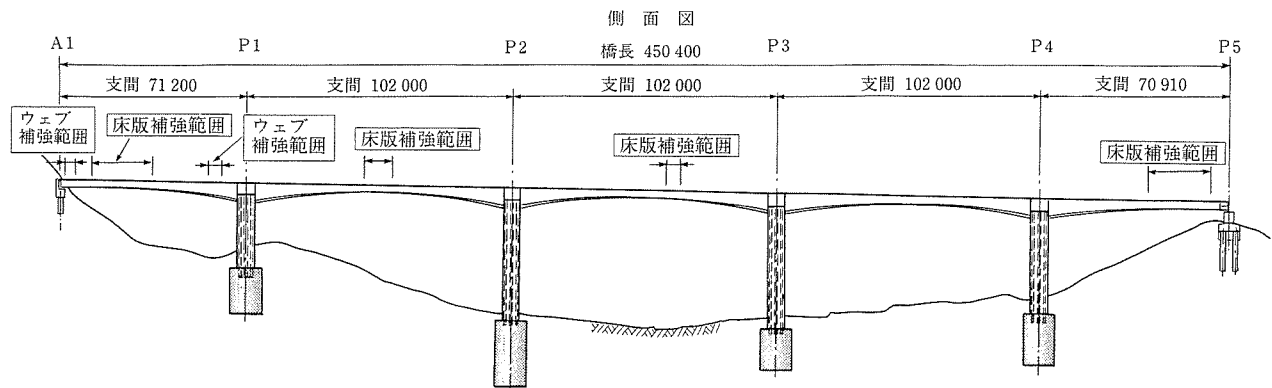


図 - 6 鉄筋アップによる補強範囲

A1 - P1 間の両端で応答せん断力がせん断耐力を上回るため鉄筋のランクアップが必要となった (表 - 5)。これは側径間としては支間長が大きいことと、P1 橋脚が他の橋脚に比べ橋脚高さが低く、力が集まってしまう結果的に橋脚の剛性が高い断面になったことに伴い、下部構造から上部構造へ力が流れたためと考えられる。

上部構造の非線形性も考慮してさらに動的解析を行えば、鉄筋による補強レベルを小さくできる結果となる可能性はあったが、上部構造を線形モデルとして解析した結果でも大幅な補強とならなかったため、今回は線形モデルでの設計にとどめ鉄筋の補強を行った。

表 - 5 せん断に対する鉄筋の補強

接点番号	鉄筋 (ウェブ鉄筋)		せん断耐力 P_s (kN)		せん断力 S_{dmax} (kN)	安全率 P_s/S_{dmax}	
	補強前	補強後	補強前	補強後		補強前	補強後
2	D22@125	D25@125	12,707	15,960	14,892	0.85	1.07
3			12,650	15,903	14,376	0.88	1.11
14			23,650	29,062	25,358	0.93	1.15
15			26,323	32,346	27,093	0.97	1.19

5. ま と め

平成 14 年の道示の改訂により、従来地震時保有水平耐力

法により決定された断面を動的解析で照査するといった耐震設計のフローから、動的解析により断面を設計するフローへと変更された。また、上部構造の耐震設計について記述が追加され、上部構造の塑性化を許容した耐震照査の手法が示された。本報告で示した設計例ではレベル 2 地振動の照査にも、若干の鉄筋補強にて対応できるような結果であったが、支間が大きくなるもしくは、支間バランスに無理のあるラーメン橋では、非常に大規模な鋼材の補強が必要となる場合もある。上部構造のモデルに非線形モデルを採用すれば応答加速度は小さくなるが、非線形モデルの選定と非線形モデルを用いた場合の効果については今後の検討課題である。また、あまりにも大規模な補強が必要となる場合は、必ずしもラーメン構造にこだわらず、支承構造とすることも考えるべきである。本報告の設計事例が道路橋の耐震設計の理解の一助となれば幸いである。

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，平成 14 年 3 月
- 2) 日本道路公団：鋼管・コンクリート複合構造橋脚設計マニュアル，平成 12 年 1 月
- 3) 日本道路公団：設計要領第二集，平成 10 年 7 月

【2002 年 9 月 23 日受付】