

I-13

発寒高架橋耐震補強工事における合理的耐震設計について

北海道開発局 札幌道路事務所	美馬 大樹
北海道開発局 札幌道路事務所	西山 泰幸
北海道開発局 札幌道路事務所	高山 博幸
北海道開発局 札幌道路事務所 正 員	佐藤 昌志
パブリックコンサルタント㈱ ○正 員	草薙 洋志

1. はじめに

近年、我が国では北海道3大地震や兵庫県南部地震等、橋梁構造物に深刻な被害を及ぼす地震が相次いで発生している。これらの地震において目立つのが RC 橋脚柱の被害であり、現在急ピッチで耐震補強が進められている。北海道開発局開発土木研究所においても RC 橋脚の耐震性能に着目した載荷実験を数多く行っているが、これまでに行われた載荷実験において、橋脚の剛性が高い場合に損傷が橋脚柱からフーチングに移行する傾向が認められた。

このことから、既設橋脚の耐震設計を行う際には、橋脚柱自体の耐震性を向上させると同時に、橋梁各部の耐震性のバランスを考慮するため、全体系で取り扱った耐震補強を行うことが重要であると考えられる。

本論文では、合理的な耐震設計を行う試みとして、このような設計方針に基づいて耐震設計を行った発寒高架橋の例について設計概要を述べるものである。

検討を行った発寒高架橋は、一般国道5号に位置し、JR函館本線を跨ぐ橋長441m、橋脚数24基(片車線分)の橋梁である。本橋梁における橋脚の形態は主鉄筋の段落しを有する長方形断面の RC 橋脚であり、現耐震設計基準を満足するために橋脚の耐震補強を行ったものである。

2. 耐震補強方針

北海道開発局開発土木研究所において実施された RC 橋脚模型に対する静的及び動的載荷実験より、橋脚の耐力を向上させた場合に損傷がフーチング部へ移行する傾向があること、また、主鉄筋の段落しを有する RC 橋脚では、段落し部において曲げひび割れからせん断ひび割れに移行する脆性的な破壊を起こす可能性が高いことが指摘されている。

そこで、本橋梁では大規模地震時における落橋を防止することを大前提に、補強による基礎への影響を極力小さくするために、橋脚の耐力向上を最小限とし、主鉄筋段落し部の曲げ耐力向上及び柱のじん性を向上させ、橋脚の剛性が過度に上がらないように耐震設計を行うものとした。

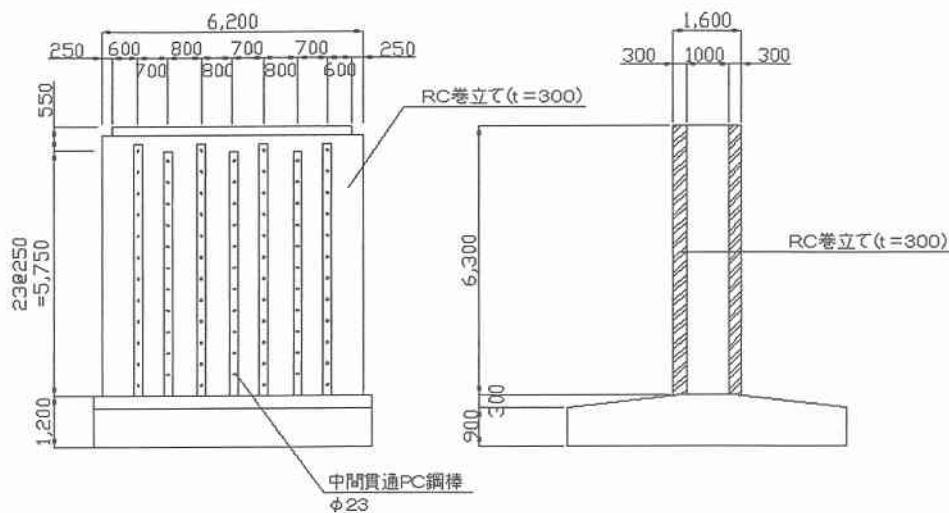
なお、振動系全体の耐震性を考慮するため、地震時保有水平耐力法及び非線形動的解析によって耐震性能の評価を行った。

以下に、本橋梁における代表的な例として、LP15 橋脚に関する耐震補強結果について示す。

図-1に補強を行う橋脚の補強概要図を示す。本橋脚は5.7m×1.0mの長方形断面を有する高さ6.3mの壁式 RC 橋脚であり、柱基部より2.32m及び4.69mで主鉄筋の段落しを行っている。断面分割法による本橋脚の補強前の耐力は2370kN、終局変位は68.2mmであり、せん断破壊型の破壊形態を示すものである。

補強工法については、主鉄筋段落し部の曲げ耐力向上、じん性能の向上、せん断耐力の向上を行うことから、巻立て厚30cm、主鉄筋D25ctc125の RC 巻立て工法を採用した。なお、基礎工への影響を極力抑えるために巻立て部鉄筋のフーチングへの定着を行わないものとして設計を行った。

An Rational Earthquake-resistant Design with Reinforcement Work of Hassamu Overpass Bridge
by Hiroki MIMA, Yasuyuki NISHIYAMA, Hiroyuki TAKAYAMA, Masashi SATO, Hiroyuki KUSANAGI

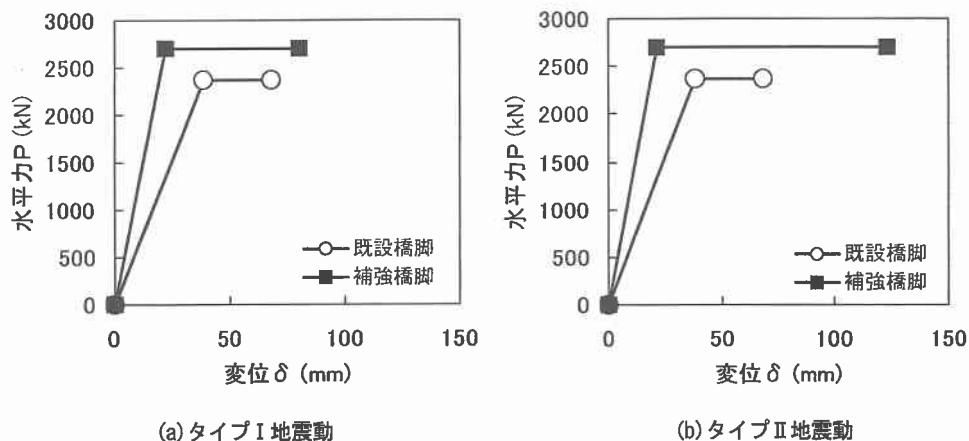


図－1 橋脚補強概要図

3. 地震時保有水平耐力法による耐震照査

図－2に、平成8年道路橋示方書に準拠した地震時保有水平耐力法による荷重－変位関係について示す。図よりタイプⅠ地震動作用時、タイプⅡ地震動作用時共に、既設橋脚と比較して耐力増加を抑えつつ、変形性能が向上していることがわかる。

なお、本検討で用いた補強断面では、平成8年道路橋示方書における基準を満足しない結果となった。しかしながら、フーチングへの定着を行わない条件ではこれ以上の補強は効果が薄いこと、破壊形態は橋脚基部における曲げ破壊型となること、せん断耐力は十分に余裕があること等から補強断面の変更は行わず、非線形動的解析による応答値を用いて耐震性能の照査を行うものとした。



図－2 荷重－変位関係（計算値）

4. 非線形動的解析による耐震照査

非線形動的解析に用いたモデルを図-3に示す。解析条件は、直接積分の方法としてニューマークβ法を用い、減衰は道路橋示方書Ⅴ編に従い、ひずみエネルギー比例減衰とした。

解析対象となるLP15橋脚は、隣接するLP14橋脚と2点固定となっていることから、LP14橋脚、LP15橋脚、及び両橋脚を連結する主桁からなるモデルとした。同モデルは橋脚躯体を武田モデルの非線形要素とし、地盤バネは杭基礎を考慮した水平バネ、回転バネ、水平-回転連成バネとした。

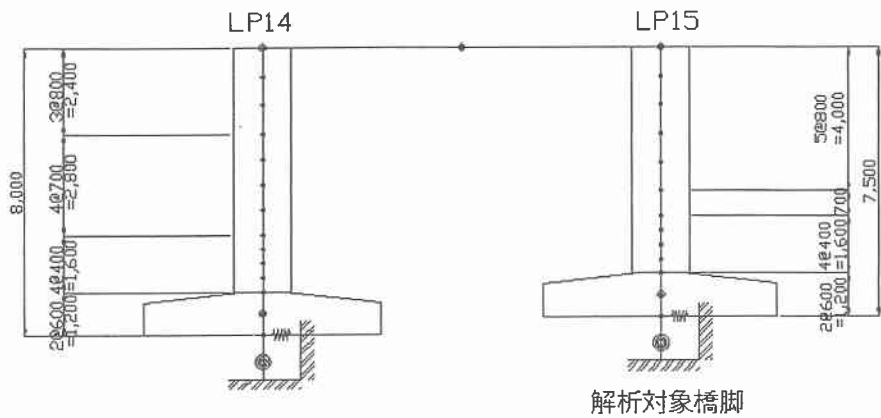


図-3 非線形動的解析 解析モデル

解析結果を表-1にまとめる。表より、最大応答変位、残留変位、最大せん断力、最大応答曲率ともに許容値以内に収まり、耐震性を満足する結果となった。

表-1 非線形動的解析結果（橋軸方向）

	橋軸方向					
	TYPE-Ⅰ			TYPE-Ⅱ		
	3波平均 応答値	許容値	判定	3波平均 応答値	許容値	判定
柱頭部最大変位(m)	0.046	0.600	OK	0.08	0.600	OK
柱頭部地盤相対変位(m)	0.042			0.076		
柱頭部残留変位(m)	0.002	0.063	OK	0.015	0.063	OK
脚部最大せん断力(tf)	343.3	1021.2	OK	417	1090.7	OK
脚部最大曲率×10 ⁻⁵ (1/m)	436.4	1720.3	3.94	1789.1	2838.4	1.59
脚部最大曲げモーメント(tf・m)	1693.4		(許容値 /応答値)	1734.2		(許容値 /応答値)

5. 基礎工の耐震照査

設計年度が古い橋梁では、フーチング内の鉄筋量が少なく、橋脚柱と比較して耐力が小さいケースも見受けられる。このような橋脚では耐震補強を行うことによってフーチング部材の耐震性が不足する可能性もあると考えられる。

本橋梁における基礎工（フーチング）の耐震照査結果について、表－2に示す。なお、フーチングに作用する外力は、非線形応答解析の応答値を用いた。

解析の結果、フーチングについては既設の断面で耐震性能を満足する結果が得られた。しかしながら許容値に対する安全率は大きくないことから、橋脚耐力を更に向上させた場合にはフーチング耐力が不足し、フーチングの補強が必要になると考えられる。

表－2 フーチング耐震照査結果一覧表

				安全率
曲げモーメントに対する照査	設計曲げモーメント M (kNm)	上側引張	3557	—
		下側引張	8536	—
	降伏曲げモーメント M_y (kNm)	上側引張	3744	1.05
		下側引張	9183	1.08
	判定		O.K	
せん断力に対する照査	設計せん断力 S (kN)	上側引張	2646	—
		下側引張	6174	—
	せん断耐力 P_s (kN)	上側引張	2685	1.01
		下側引張	6448	1.04
	判定		O.K	

6. まとめ

本論文では、合理的な耐震設計を行う試みとして、橋脚柱自体の耐震性を向上させると同時に、橋梁各部の耐震性のバランスを考慮するため、全体系で取り扱った耐震補強を行うという設計方針に基づいて発寒高架橋の耐震照査を行い、以下の結果が得られた。

1. 主鉄筋の段落しを有する RC 橋脚の場合、段落し部の曲げ補強を行うことで、じん性能を大きく向上させることが可能であると考えられる。
2. 本解析の対象橋脚では、非線形動的解析による応答値を用いた耐震評価の結果、RC 巻立て部主鉄筋のフーチングへの定着無しで耐震性能を満足する結果が得られた。
3. 本解析の対象橋脚では、安全率は大きくないもののフーチングの耐震性能を満足する結果が得られた。しかしながら、設計年度が古い橋梁では、フーチング耐力が耐力と比較して小さいケースも見受けられ、このような橋脚では耐震補強を行うことによってフーチング部材の耐震性が不足する可能性もあるため、橋脚柱とフーチングとの剛性のバランスが重要であると考えられる。

参考文献

- 1) 北海道開発局 建設部道路維持課：道路橋の点検および補修・補強設計施工要領(案)，平成 10 年 10 月
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編），平成 8 年 1 2 月
- 3) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，平成 9 年 3 月