

背割り式ラーメン高架橋のモデル化に関する検討

京田英宏¹・渡辺準²・渡辺忠朋³

¹正会員 博（工） 北武コンサルタント（株）技術部（〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通7丁目4番7号）

²非会員 （株）HRC研究所（〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通6丁目1番15号）

³正会員 博（工） 北武コンサルタント（株）（〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通7丁目4番7号）

1. はじめに

ビームスラブ式ラーメン高架橋は、現在最も多く採用されている高架橋の構造形式であり、高架橋間の接続形式の1つとして背割り式がある。背割り式ラーメン高架橋は、高架橋接続部の柱を同一の基礎に剛結した構造であることから、地震時に高架橋間の不同沈下による高架橋接続部の目違いが生じないこと、支承構造の維持管理が不要なこと、柱を概ね等間隔に配置できるため構造の連続性から景観性に優れることなどの利点がある。

一方、背割り式ラーメン高架橋は隣接する高架橋接続部が基礎を共有する連続構造であることから、設計実務を行ううえで線路方向のモデル化の範囲や検討方法が課題となる。これに対して、隣接高架橋の影響を簡易に考慮し、検討対象とする高架橋のみをモデル化する簡易な方法が提案^{1),2)}されているが、同一諸元の高架橋が連続する場合を対象としており、高架橋間で諸元が異なる場合への適用性については明らかにされていない。しかしながら、実際の高架橋においては、一般部と駅部の接続区間や不成層地盤のように必ずしも同一諸元の高架橋が連続するとは限らないことから、高架橋間に位相差のあるような背割り式ラーメン高架橋のモデル化と検討方法について検証する必要がある。

そこで、本研究では、隣接する高架橋間に位相差のある背割り式ラーメン高架橋の線路方向を対象として、隣接する高架橋を含めた詳細なモデルおよび実務設計で用いられる簡易なモデル^{1),2)}による静的非線形解析を実施し、簡易モデルの適用性について検討を行った。

2. 検討概要

(1) 解析対象

解析対象の諸元は以下のとおりである。構造形式は15m×4径間のビームスラブ式ラーメン高架橋、接続形式は背割り式、基礎形式はパイルベント構造のφ1500の場所打ち杭、地盤種別はG3地盤とする。地盤条件については成層地盤を仮定して同一とする。使用材料とその特性値を表-1に示す。

表-1 使用材料一覧

鉄筋	部材	梁	柱、杭
	種別	SD345	SD390
	ヤング係数	200kN/mm ²	200kN/mm ²
コンクリート	部材	梁、柱	杭
	設計基準強度	27N/mm ²	30N/mm ²
	ヤング係数	26.5N/mm ²	28.0N/mm ²

(2) 解析モデルおよび解析方法

一般に、連続構造から部分的に取り出して解析を行う場合には、力のつり合い条件と変位の適合条件を満足させる必要がある。しかしながら、高架橋間に位相差のある背割り式ラーメン高架橋の場合には、検討対象とする高架橋のみをモデル化しても、作用慣性力や剛性が時々刻々と変化するため、前後の高架橋との力のつり合い条件と変位の適合条件を満足させるのは困難である。つまり、少なくとも、検討対象とする高架橋と隣接する高架橋の3ブロックをモデル化する必要があると考えられる。

表-1に解析ケース一覧、図-1に解析モデルを示す。検討対象とする高架橋 RM と隣接する高架橋 RL, RR からなる 3 ブロックモデルと、実務設計で用いられる RM の 1 ブロックモデルとの比較を行う。

使用要素については、梁、柱、杭は非線形梁要素 (M- ϕ モデル)、地盤は非線形ばね要素でモデル化している。なお、3 ブロックモデル端部の柱が 1 本しか載らない杭については、杭と地盤ばねの剛性を 1/2 に低減している。高架橋間の位相差については、検討対象の RM と隣接する RR を同位相とし、RL の等価固有周期を RM, RR の等価固有周期に対して 85% に設定している。また、検討対象高架橋 RM が先行降伏するように、隣接高架橋 RL, RR の柱部材の鉄筋量を調整している。

表-2 に解析ケース一覧を示す。RL, RM, RR をすべて非線形とする 3 ブロックモデルを詳細モデルとし、隣接高架橋 RL, RR の部材を線形要素にしたモデル、設計対象高架橋 RM のみをモデル化し隣接高架橋 RL, RR による影響を荷重入力により考慮するモデルの計 5 ケースとする。

各解析ケースの特徴は以下のとおりである。

表-2 解析ケース一覧

解析 ケース	解析 モデル	部材特性					
		検討対象高架橋 :RM		隣接高架橋 :RL, RR			
		梁、柱、杭	地盤	柱	梁、杭	地盤	
Case1	3ブロック	非線形	非線形	非線形	非線形	非線形	
Case2	3ブロック	非線形	非線形	降伏剛性	線形	非線形	
Case3	3ブロック	非線形	非線形	50%剛性	線形	非線形	
Case4	1ブロック	非線形	非線形	※初期荷重入力			
Case5	1ブロック	非線形	非線形	※初期+地震時荷重入力			

Case1 : 検討対象高架橋 RM と隣接高架橋 RL, RR の 3 ブロックを非線形とする詳細モデル

Case2 : 検討対象高架橋 RM を非線形、隣接高架橋 RL, RR の柱部材の剛性を降伏剛性 (全断面有効の 20% 剛性)、梁および杭を線形とするモデル

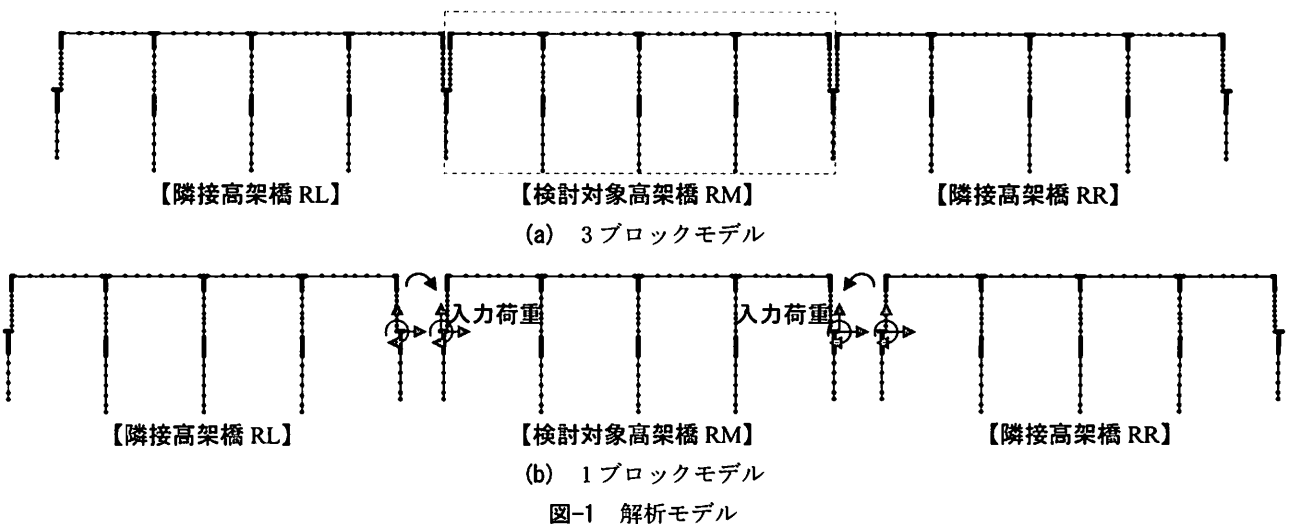
Case3 : 検討対象高架橋 RM を非線形、隣接高架橋 RL, RR の柱部材の剛性をラーメン高架橋の分担水平力を算出する際に使用する剛性 (全断面有効の 50% 剛性³⁾)、梁および杭を線形とするモデル

Case4 : 検討対象高架橋 RM のみをモデル化する 1 ブロックモデルとし、背割り部における隣接高架橋の柱部材基部の初期断面力を外力として与える簡易モデル^{1),2)}

Case5 : 検討対象高架橋 RM のみをモデル化する 1 ブロックモデルとし、背割り部における隣接高架橋の柱部材基部の初期および地震時断面力を外力として与える簡易モデル

解析方法は、鉄道高架橋の一般的な地震応答解析法であるプッシュオーバー解析^{4)~6)}とする。まず、自重解析を実施し、次に、RL から RR へ向かう線路方向を載荷方向として、検討対象高架橋 RM の縦梁位置における変位制御により漸増載荷解析を行う。

なお、検討対象高架橋 RM のみをモデル化する Case4^{1),2)}、Case5 については、以下の手順で解析する。まず、隣接高架橋 RL, RR の 1 ブロックモデルそれぞれについて自重解析およびプッシュオーバー解析を実施し、検討対象高架橋 RM との接続部における柱部材基部断面力を算出する。次に、Case4 は自重解析による初期断面力、Case5 は初期断面力および地震時断面力を RM の 1 ブロックモデルに外力として入力し、プッシュオーバー解析を行う。ここで、



Case5 の地震時荷重については、解析プログラムの仕様上の制約から、柱部材の降伏時における断面力を震度1.0に換算し線形増分荷重として与えている。

解析条件については、設計地震動には L2 地震動スペクトルⅡ^{4)~6)}を使用し、基礎の支持力係数 α_f は1.0、2.0の2パターンを実施する。

本検討では、解析ツールとして鉄道総合技術研究所で開発された静的非線形解析プログラムであるJRSNAP Ver4.1-L04を使用している。

3. 解析結果および考察

(1) 耐力・変形性能

図-2、表-3に、基礎の支持力係数 $\alpha_f=1.0$ の場合の水平震度－水平変位関係および耐力・変形性能一覧を示す。図-4、表-4に、基礎の支持力係数 $\alpha_f=2.0$ の場合の水平震度－水平変位関係および耐力・変形性能一覧を示す。

まず、基礎の支持力係数 $\alpha_f=1.0$ の場合について考察する。3ブロックモデルのCase2、Case3では、Case1と比較して応答変位550mm以降の耐力低下に差が認められるが、応答塑性率(450mm前後)まで有意な差はみられない。一方、1ブロックモデルのCase4、Case5では、Case1よりも低い震度で降伏している。また、Case4では耐荷性状をある程度再現しているが、Case5では耐力を過小評価している。

次に、基礎の支持力係数 $\alpha_f=2.0$ の場合について考察する。3ブロックモデルのCase2、Case3では、耐力低下までCase1と同様の耐荷性状を示している。一方、1ブロックモデルのCase4、Case5では、 $\alpha_f=1.0$ の場合と同様に、Case4では耐荷性状を再現しているが、Case5では耐力を過小評価している。

以上より、隣接高架橋の部材を線形要素でモデル化する3ブロックモデルにより、耐力や変形性能を概ね再現可能である。一方、実務設計で用いられる1ブロックモデルについては、Case4では耐力や変形性能をある程度再現可能であるが、Case5では再現できない。したがって、地震時の隣接高架橋の影響をどのように考慮するかさらに検討が必要である。

(2) 高架橋接続部の応答

図-3、図-5に、それぞれ、基礎の支持力係数 $\alpha_f=1.0$ 、2.0の場合のRM背割り部における隣接高架橋の柱部材基部断面力－水平変位関係を示す。ここで、隣接高架橋RLおよびRRを1ブロックモデルでプッシュオーバー解析を行い算出した柱部材基部の断面力を併せて示している。

まず、基礎の支持力係数 $\alpha_f=1.0$ の場合について考察する。3ブロックモデルのCase2、Case3では、Case1の曲げモーメントの符号反転などをある程度再現している。この曲げモーメントの複雑な変化は、高架橋間の降伏順序などが影響しているものと推察される。一方、RL、RRの1ブロックモデルにより算出した応答については、Case1の曲げモーメントおよびせん断力を過大評価していることがわかる。

次に、基礎の支持力係数 $\alpha_f=2.0$ の場合について考察する。3ブロックモデルのCase2、Case3では、Case2はCase1の曲げモーメントの変化をある程度再現しているが、Case3は降伏以降にかい離している。一方、RL、RRの1ブロックモデルにより算出した断面力については、 $\alpha_f=1.0$ の場合よりも曲げモーメントおよびせん断力の再現性が高いことがわかる。これは地盤の強度を割り増したことにより、上部構造を主体として塑性化が進行し、水平震度－水平変位関係に類似の応答性状を示したものと推察される。

以上より、1ブロックモデルでは、隣接する高架橋間の相互の影響を再現できない。

(3) 応答曲率

表-5、表-6に、RM背割り部の柱部材上端の応答曲率一覧を示す。背割り部の柱部材上端に着目するのは、構造特性上損傷が顕著なためである。表中には応答部材曲率についてCase1との比を示している。

3ブロックモデルのCase2、Case3についてみると、 $\alpha_f=1.0$ の場合には、Case2では11～14%、Case3では21～46%の増加、 $\alpha_f=2.0$ の場合には、Case2では2～9%、Case3では7～22%の増加が確認できる。このことから、線形要素の剛性が高いほど対象高架橋RMの応答曲率が増加することがわかる。一方、1ブロックモデルのCase4、Case5についてみると、 $\alpha_f=1.0$ の場合には、Case4では76～79%、Case5では58～74%、 $\alpha_f=2.0$ の場合には、Case4では65～67%、Case5では43～53%であり、応答曲率を過小評価している。

以上より、隣接高架橋の柱部材を降伏剛性とする3ブロックモデルにより、部材曲率を10%程度安全側に評価可能である。

(4) 実務設計における解析モデル

以上の検討から、高架橋間に位相差のある背割り式ラーメン高架橋について、モデル化を考えた場合には、3ブロックモデルによる非線形解析が妥当である。また、部材断面の決定において、隣接高架橋の柱部材を降伏剛性とする3ブロックモデルは有効

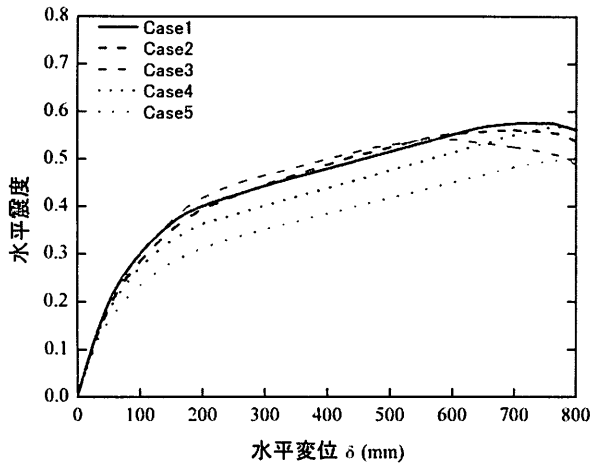
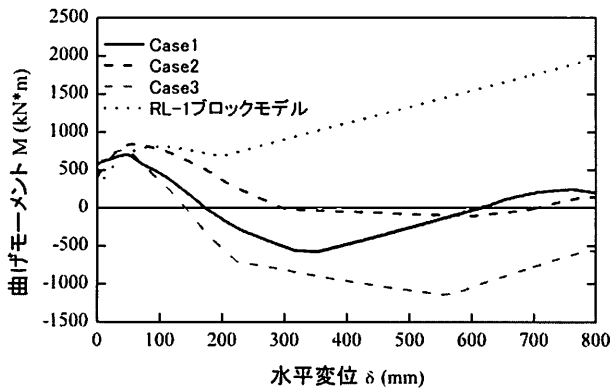


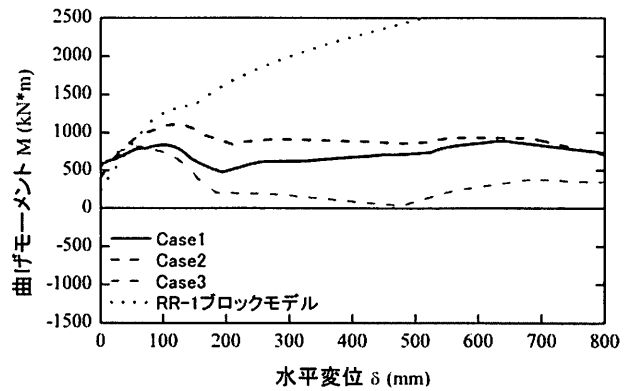
図-2 水平震度－水平変位関係（基礎の支持力係数 $\alpha_f=1.0$ ）

表-3 耐力・変形性能一覧（基礎の支持力係数 $\alpha_f=1.0$ ）

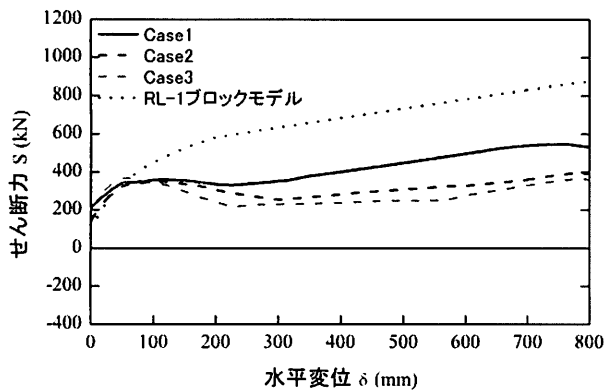
解析ケース	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
降伏震度 :K _{hy}	0.326	0.358	0.335	0.261	0.226
降伏変位 :δ _y (mm)	118.0	158.0	124.0	93.0	94.0
最大応答震度 :K _h	0.499	0.514	0.518	0.460	0.414
応答変位 :μ×δ _y (mm)	453.1	467.7	453.8	456.6	486.9
応答塑性率 :μ	3.84	2.96	3.66	4.91	5.18



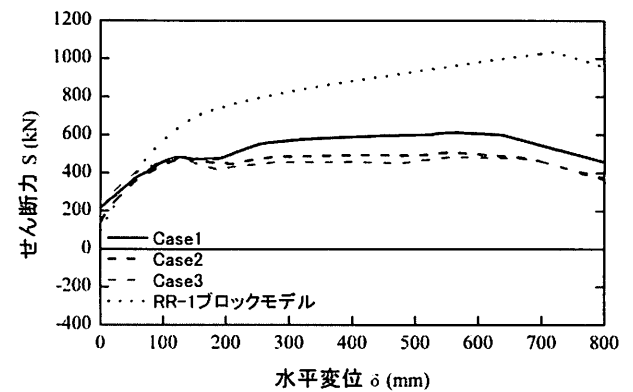
(a1) RL 側：曲げモーメント－水平変位関係



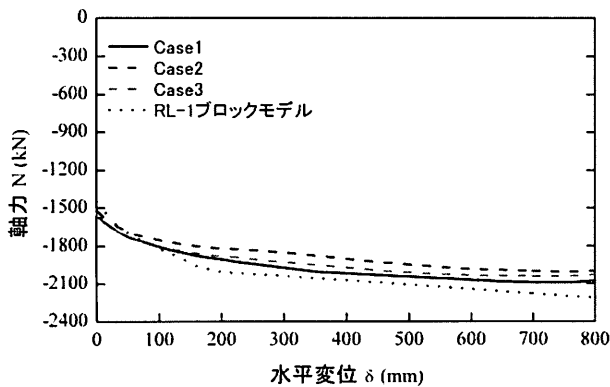
(b1) RR 側：曲げモーメント－水平変位関係



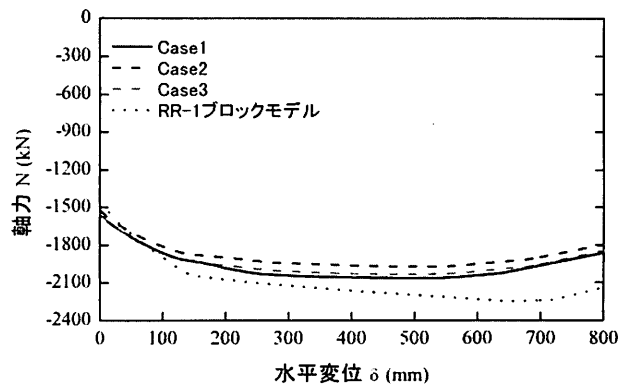
(a2) RL 側：せん断力－水平変位関係



(b2) RR 側：せん断力－水平変位関係



(a3) RL 側：軸力－水平変位関係



(b3) RR 側：軸力－水平変位関係

図-3 RM 背割り部における隣接高架橋の柱部材基部断面力－水平変位関係（基礎の支持力係数 $\alpha_f=1.0$ ）

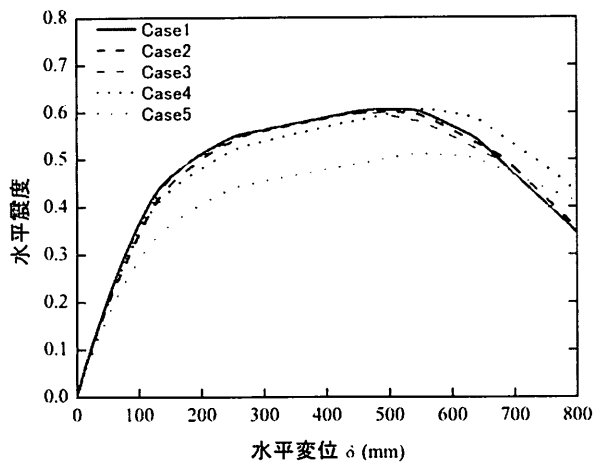
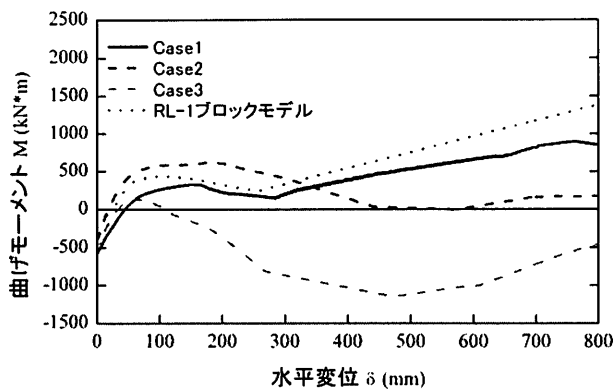


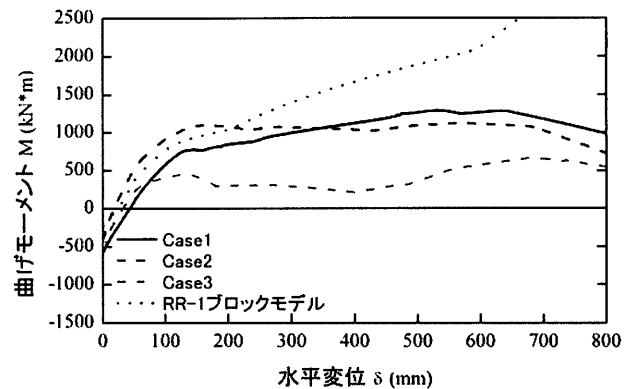
図-4 水平震度－水平変位関係（基礎の支持力係数 $\alpha_f=2.0$ ）

表-4 耐力・変形性能一覧（基礎の支持力係数 $\alpha_f=2.0$ ）

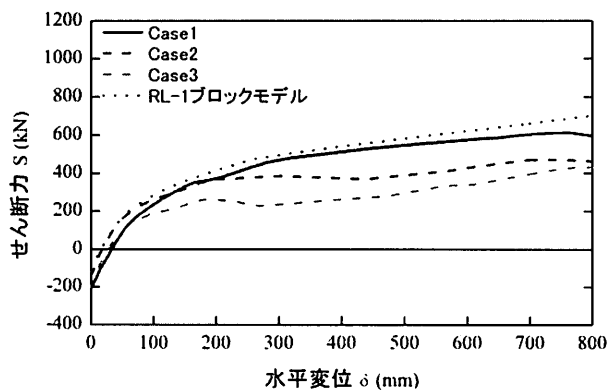
解析ケース	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
降伏震度 :K _{hy}	0.337 —	0.380 (1.13)	0.369 (1.09)	0.293 (0.87)	0.250 (0.74)
降伏変位 :δ _y (mm)	90.0 —	115.0 (1.28)	109.0 (1.21)	80.0 (0.89)	81.0 (0.90)
最大応答震度 :K _h	0.592 —	0.593 (1.00)	0.594 (1.00)	0.574 (0.97)	0.490 (0.83)
応答変位 :μ×δ _y (mm)	407.7 —	419.8 (1.03)	419.7 (1.03)	414.4 (1.02)	446.3 (1.09)
応答塑性率 :μ	4.53 —	3.65 (0.81)	3.85 (0.85)	5.18 (1.14)	5.51 (1.22)



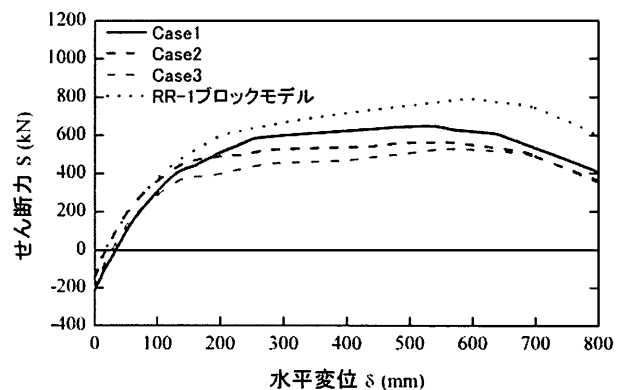
(a1) RL側：曲げモーメント－水平変位関係



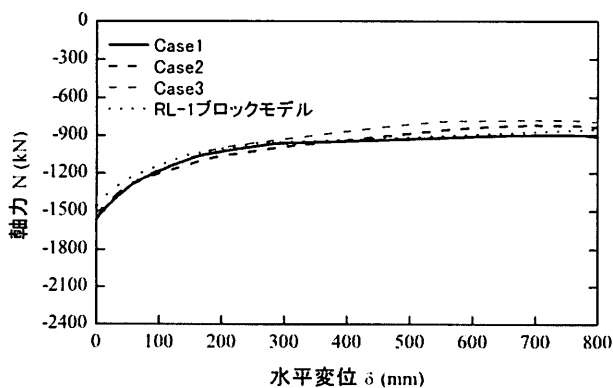
(b1) RR側：曲げモーメント－水平変位関係



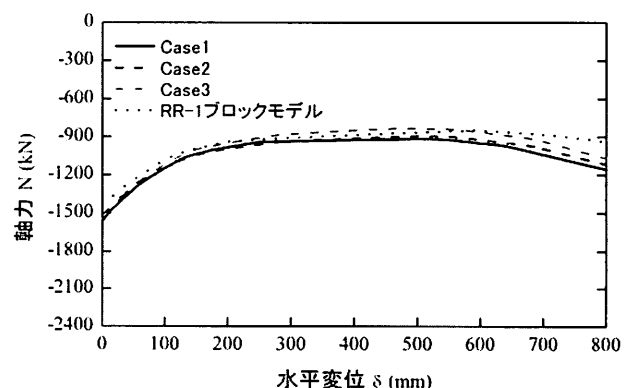
(a2) RL側：せん断力－水平変位関係



(b2) RR側：せん断力－水平変位関係



(a3) RL側：軸力－水平変位関係



(b3) RR側：軸力－水平変位関係

図-5 RM背割り部における隣接高架橋の柱部材基部断面力－水平変位関係（基礎の支持力係数 $\alpha_f=2.0$ ）

表-5 背割り部柱部材上端の応答曲率一覧（基礎の支持力係数 $\alpha_f=1.0$ ）

解析ケース	Case1		Case2		Case3		Case4		Case5	
着目部位	RL側 柱上端	RR側 柱上端	RL側 柱上端	RR側 柱上端	RL側 柱上端	RR側 柱上端	RL側 柱上端	RR側 柱上端	RL側 柱上端	RR側 柱上端
応答部材曲率: $\phi d(1/m)$	-0.0432	-0.0406	-0.0481	-0.0461	-0.0523	-0.0593	-0.0326	-0.0321	-0.0251	-0.0300
	—	—	(1.114)	(1.135)	(1.211)	(1.462)	(0.756)	(0.792)	(0.581)	(0.740)
損傷レベル1制限値: $\phi 1(1/m)$	-0.0075	-0.0081	-0.0075	-0.0081	-0.0075	-0.0082	-0.0076	-0.0081	-0.0076	-0.0081
損傷レベル2制限値: $\phi 2(1/m)$	-0.0629	-0.0624	-0.0629	-0.0624	-0.0629	-0.0624	-0.0629	-0.0624	-0.0629	-0.0625
損傷レベル3制限値: $\phi 3(1/m)$	-0.0801	-0.0779	-0.0801	-0.0779	-0.0801	-0.0778	-0.0801	-0.0780	-0.0800	-0.0781
損傷レベル	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2

表-6 背割り部柱部材上端の応答曲率一覧（基礎の支持力係数 $\alpha_f=2.0$ ）

解析ケース	Case1		Case2		Case3		Case4		Case5	
着目部位	RL側 柱上端	RR側 柱上端	RL側 柱上端	RR側 柱上端	RL側 柱上端	RR側 柱上端	RL側 柱上端	RR側 柱上端	RL側 柱上端	RR側 柱上端
応答部材曲率: $\phi d(1/m)$	-0.0543	-0.0554	-0.0554	-0.0603	-0.0578	-0.0678	-0.0366	-0.0358	-0.0235	-0.0294
	—	—	(1.021)	(1.087)	(1.065)	(1.223)	(0.674)	(0.646)	(0.433)	(0.531)
損傷レベル1制限値: $\phi 1(1/m)$	-0.0075	-0.0082	-0.0075	-0.0082	-0.0075	-0.0082	-0.0075	-0.0081	-0.0076	-0.0081
損傷レベル2制限値: $\phi 2(1/m)$	-0.0629	-0.0624	-0.0629	-0.0624	-0.0629	-0.0624	-0.0629	-0.0624	-0.0629	-0.0624
損傷レベル3制限値: $\phi 3(1/m)$	-0.0801	-0.0778	-0.0801	-0.0778	-0.0801	-0.0778	-0.0801	-0.0779	-0.0800	-0.0780
損傷レベル	2	2	2	2	2	3	2	2	2	2

と考えられる。一方、簡易な1ブロックモデルは、隣接する高架橋の影響を把握するため、高架橋毎に解析を行う必要があり、また、隣接高架橋の影響を合理的にモデル化することが難しいことから、実務設計上の有効性は低い。

4. まとめ

高架橋間に位相差のある背割り式ラーメン高架橋の線路方向を対象として、詳細モデルと実務設計で用いられる簡易モデルなどとの比較検討を行った。

本検討により得られた知見をまとめると、以下のとおりである。

- 1) 1ブロックモデルは、耐力・変形性能の再現性が低く、部材の応答曲率を過小評価する。
- 2) 隣接する高架橋の部材を線形要素でモデル化する3ブロックモデルは、耐力・変形性能をある程度再現可能であり、部材の応答曲率を安全側に評価可能である。
- 3) 実務設計においては、1ブロックモデルによる非線形解析は、解析精度ならびに設計作業の煩雑さから有効な方法ではない。

- 4) 実務設計においては、すべてを非線形要素とする3ブロックモデルによる解析が望ましい。また、隣接高架橋の柱部材を降伏剛性とする3ブロックモデルは、部材断面の決定に対しては有効と考えられる。

参考文献

- 1) 成嶋健一，伊吹真一，大庭光商：背割り式ラーメン高架橋のモデル化に関する一考察，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.64，V-540，pp.1077-1078，2009.9
- 2) 成嶋健一，木野淳一，大庭光商：背割り式ラーメン高架橋のモデル化について，SED，No.32，pp.44-49，2009.7
- 3) (公財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 照査例 RC ラーメン高架橋，2005.3
- 4) (公財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，2004.4
- 5) (公財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物，2012.1
- 6) (公財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，2012.9