

構造解析モデルにおける接合部の剛域および曲げひび割れ発生点の設定がRCラーメン高架橋の応答に及ぼす影響

木全 伯光¹・中田 裕喜²・仁平 達也²・田所 敏弥²・阿部 淳一³

¹正会員 工修 ジェイアール東海コンサルタンツ株式会社 土木事業部
(〒450-0002 名古屋市中村区名駅五丁目33番10号 アクアタウン納谷橋)

²正会員 工博 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造技術研究部
(〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

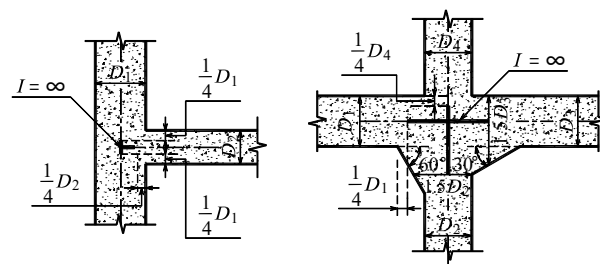
³正会員 工博 北武コンサルタント株式会社 技術部
(〒062-0020 北海道札幌市豊平区月寒中央通り7丁目)

1. はじめに

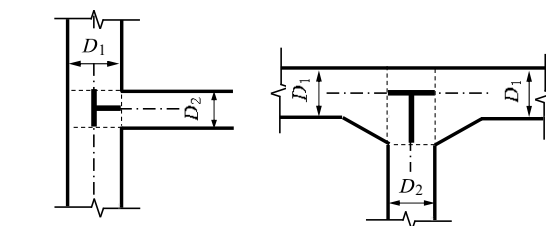
鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）¹⁾（以下、RC 標準）では、RC ラーメン高架橋の線材を用いた構造解析モデルの設定方法が示されている。例えば、柱と梁の接合部は、ハンチや配筋の仕様等に従うことで剛域と仮定されるが、線形解析により地震の影響を考慮しない組み合わせについて解析を行う場合（地震時以外）と、非線形解析を行う場合（地震時）で異なる剛域の取り方が示されている。図-1、2 に、RC 標準等示されている地震時以外と地震時の剛域の設定方法を示す。地震時においては、部材接合部内を全て剛域として設定するが、地震時以外には、例えば、ハンチのない場合の剛域の長さは、柱面からはりの断面高さの $1/4$ 入った点よりも内部を剛域としており、地震時と地震時以外で異なった剛域長さの設定方法が示されている。また、地震時における部材の非線形性は、図-3に示すように、曲げひび割れ発生点（C点）を考慮したテトラリニアモデルによる設定方法が示されている。しかし、構造物は、自重や建設時から供用中にもたらされるコンクリートの収縮、温度変化等による各種作用の影響により、地震作用を受ける前に曲げひび割れが発生し、地震時には部材の剛性が弾性剛性から低下している場合も考えられる。そのため、部材全長と曲げひび割れの発生状況との関係を明確にする必要はあるものの、構造物の諸元や周辺の環境要因等の様々な要因を勘案すると、例えば原点からY点を結んだトリリニアモデルとしてもよい可能性もある。さらに、永久作用時（自重解析時）に部材の応答がC点付近あるいはC点を超える場合においては、

解析の収束性が悪化することもしばしばある。これらの影響により、設計実務が煩雑になっており、簡易化が望まれている。

本研究では、RCラーメン高架橋における構造解析モデルの簡易化を目標として、まずは現行の構造解析法に対してどの程度の違いが発生するのかを試設計的に明らかにすることを目的に、地震時以外の構造解析モデルにおける剛域の長さの設定を地震時のそれとした場合や、地震時におけるC点の有無が地震時の応答に及ぼす影響を評価した。



(a) ハンチがない場合または
25°未満のハンチがある場合
(b) 25°以上のハンチがある場合
図-1 地震時以外の剛域



(a) ハンチがない場合
(b) ハンチがある場合
図-2 地震時の剛域の例

2. 接合部の剛域の設定がRCラーメン高架橋の応答に及ぼす影響

(1) 解析ケース

図-4 に示すビームスラブ式 RC ラーメン高架橋（場所打ちコンクリート杭，G3 地盤）²⁾を基本として，接合部の剛域の設定が RC ラーメン高架橋の応答に及ぼす影響を検討する．地震時の剛域の長さの設定法は明快であることを踏まえ，本研究では地震時以外の構造解析モデルにおける剛域の設定（図-2）を，地震時の剛域（図-1）とした場合の応答値（断面力）への影響を評価することとした．なお，図-4 に示すように，地震時の剛域とすることで，現行の地震時以外の剛域長さより大きくなる．剛域を含まない部材全長について，上層縦梁（1 スパン

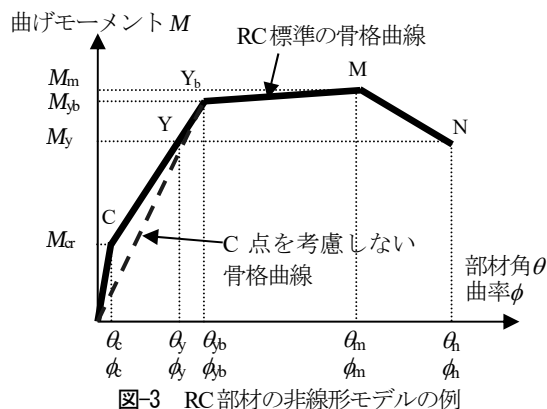
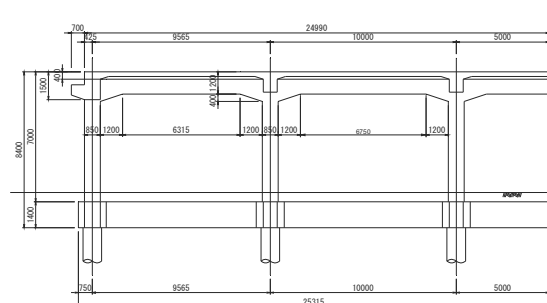
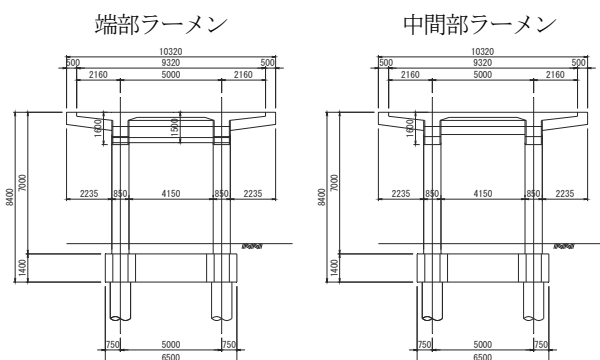


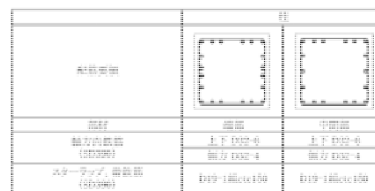
図-3 RC部材の非線形モデルの例



(a) 縦断面図（単位：mm）



(b) 横断面図（単位：mm）



(c) 柱断面図

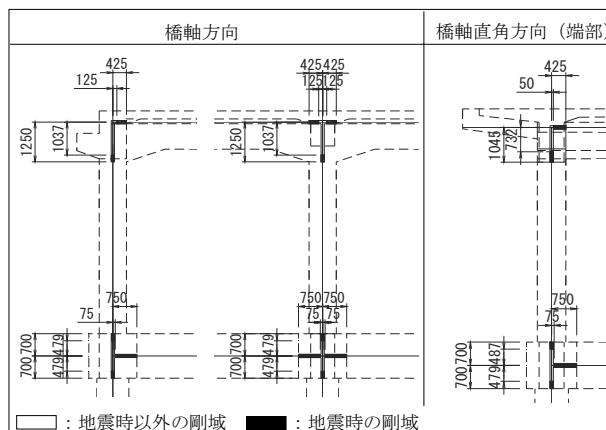


図-4 基本となるラーメン高架橋の諸元²⁾(Case1-1, 1-2, 1-7, 1-8)

表-1 解析ケース

Case	解析次元	構造物の寸法	方向	剛域の設定	備考
1-1	2次元	高架橋高さ：7m	橋軸方向	地震時以外 ^{※1}	橋軸方向の基本ケース
1-2		スパン：10m		地震時 ^{※2}	
1-3		高架橋高さ：10m		地震時以外 ^{※1}	Case1-1, 1-2から高架橋高さを10mとしたケース
1-4		スパン：10m		地震時 ^{※2}	
1-5		高架橋高さ：7m	橋軸直角方向	地震時以外 ^{※1}	Case1-1, 1-2からスパンを15mとしたケース
1-6		スパン：15m		地震時 ^{※2}	
1-7		高架橋高さ：7m		地震時以外 ^{※1}	
1-8		スパン：10m		地震時 ^{※2}	

※1: 図-1 に示す剛域の設定方法，※2: 図-2 に示す剛域の設定方法

あたり)では9750mmから9150mmに、上層横梁では5000mmから4150mmに、地中縦梁(1スパンあたり)では9850mmから8500mmに、地中横梁では4850mmから3500mmに、柱(橋軸方向)では5826mmから5400mmとなる。なお、地震時においては、地中梁と柱の接合部における桁の領域を剛域としている。基本となるラーメン高架橋の諸元は、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²⁾(以下、ラーメン照査例)であり、高架橋高さが7mでスパン10mの橋軸方向5径間の1層ラーメン高架橋である。ただし、ラーメン照査例においては、鉄筋はSD345であるが、本研究ではSD390とし、また柱の配筋は図-4に示すように変更している。

表-1に構造解析を実施したケースを示す。剛域の長さの設定方法が応答値(断面力)に及ぼす影響は、各部材の剛性の関係の変化、すなわち剛比の変化が応答に影響を及ぼす可能性があるとして想定される。そのような観点から、基本となる橋軸方向のモデル(Case1-1, 1-2)に加え、高架橋の高さを10mに変更したモデル(Case1-3, 1-4)、スパンを15mとしたモデル(Case1-5, 1-6)、橋軸直角方向(端部ラーメン)のモデル(Case1-7, 1-8)についても検討することとした。なお、本検討では、Case1-3~1-6の断面寸法はCase1-1, 1-2と同一とし、高架橋の高さまたはスパンのみを変更している。

設計作用や地盤ばねの設定については、ラーメン照査例と同様としている。なお、一般に地震以外の照査で部材の寸法や配筋が決定される可能性が大きい縦梁に特に着目し、設計作用の組合せについては、表-2に示す破壊に関する安全性の照査および使用性の照査(耐久性の検討)時を対象とした。

部材のモデル化について、地震時以外の検討のため、ラーメン照査例と同様に、すべて線形としている。また、基本のモデルであるCase1-1, 1-2, 1-7, 1-8に対し、全部材全断面有効の曲げ剛性とした線形解析(永久作用と変動作用を考慮)において柱に曲げひび割れが発生すると判定される場合には、柱の曲げ剛性を75%に低下させている²⁾。結果として、橋軸方向のモデルであるCase1-1, 1-2は柱の曲げ剛性を低下させ、Case1-7, 1-8は全断面有効の曲げ剛性とした。なお、Case1-3~1-6についても、Case1-1, 1-2と同様に柱の曲げ剛性を75%に低下させている。

(2) 検討結果

a) 基本モデル(Case1-1, 1-2)

図-5に、橋軸方向および橋軸直角方向における断面力の抽出箇所を示す。抽出箇所は、梁については部材前面、ハンチ始点およびスパン中央、柱については上端と下端である。なお、剛域がいずれの場合でも、照

表-2 設計作用の組合せ^{1),2)}

検討方向	性能	性能項目	設計作用の組合せ	備考
橋軸方向	安全性	破壊	$1.1D_1+1.2D_2+1.1L+1.1I+B+L_R+T+S_H$	式(1)
			$1.1D_1+1.2D_2+L+1.1B+L_R+T+S_H$	式(2)
			$1.1D_1+1.2D_2+L+I+B+1.1L_R+T+S_H$	式(3)
			$1.1D_1+1.2D_2+1.1L+1.1I+L_F+T+S_H+W$	式(4)
			$1.1D_1+1.2D_2+L+I+1.1L_F+T+S_H+W$	式(5)
			$1.1D_1+1.2D_2+T+S_H+1.2W$	式(6)
橋軸直角方向	使用性	外観	$D_1+D_2+L_R+T+S_H$	式(7)
橋軸方向			$D_1+D_2+L+I+L_R+T+S_H$	式(8)
橋軸直角方向			$D_1+D_2+T+S_H$	式(9)
橋軸方向			$D_1+D_2+L+I+T+S_H$	式(10)

D_1 : 固定死荷重, D_2 : 付加死荷重, L : 列車荷重, I : 衝撃荷重, B : 制動荷重および始動荷重, L_R : ロングレール縦荷重, T : 温度変化の影響, S_H : コンクリートの収縮の影響, L_F : 車両横荷重および車輪横圧荷重, W : 風荷重

※耐久性の検討における設計作用の組合せは外観に関する使用性の照査時と同じ

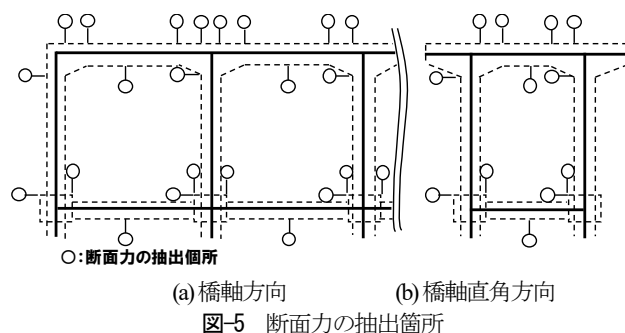
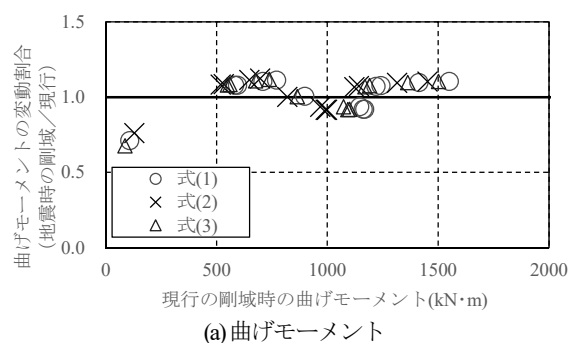
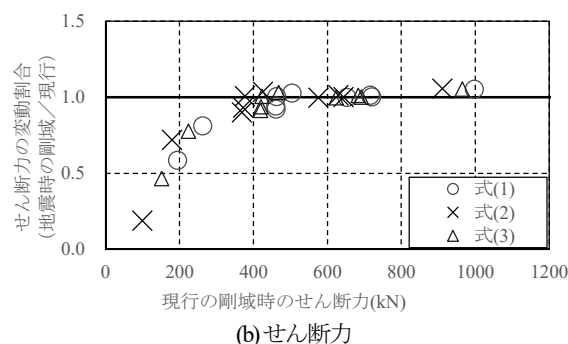


図-5 断面力の抽出箇所



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力

図-6 Case1-1と1-2の上層縦梁における断面力の比較(破壊に関する安全性の照査)

査断面は同じである。

図-6, 7 に, Case1-1, 1-2 における上層縦梁の断面力の比較を示す。図の横軸は, 現行の地震時以外の剛域の場合 (図-2) の断面力を表し, 縦軸は断面力の変動割合で, 地震時の剛域 (図-1) とした場合と地震時以外の剛域とした場合の断面力の比を表している。

図より, 発生断面力が小さい断面では, 発生断面力が小さいために変動割合が大きくなるが, この断面の照査で部材の寸法や配筋 (以下, 断面諸元) が決定されるものでないため, 実務上における影響は小さいと想定される。一方, 発生断面力が大きい断面に対しては, 変動割合は収束していく傾向にある。発生断面力が大きい断面として, 現行の地震時以外の剛域の場合における発生断面力の上位 50%程度における断面の変動割合の最大値は 10%程度であった。

表-3 に, 上層縦梁, 地中縦梁, 柱に対し, 現行の地震時以外の剛域の場合における発生断面力の上位 50%程度における断面の変動割合の平均値, 最大値, 最小値の一覧を示す。

柱について, 最小値が 1.0 より大きくなる結果となった。各作用を詳細に確認すると, 水平方向に作用する荷重 (L_R および B) で 1.0 以下となる断面もあるが, 鉛直方向の荷重, T および S_H ではほぼ 1.0 以上となっていた。Case1-1, 1-2 の場合, 変動割合の最大値は曲げモーメントで 1.34, せん断力で 1.19 であった。なお, Case1-1, 1-2 のような一般的なラーメン高架橋の場合, 柱は地震時の照査で断面諸元が決定されることが多く, また橋軸方向の照査において, 外観に関する使用性の照査 (耐久性の検討) 等の照査値もある程度大きい傾向にある。

上層縦梁と地中縦梁について, 最大値は 1.06~1.30, 最小値は 0.84~1.00, 平均値は 1.0 程度となった。これは, 剛域を変化させることで断面力分布が変化し, 断面によって変動割合が増減することを意味している。なお, 曲げモーメントの変動割合は, 柱またはハンチ前面で 1.0 より大きく, スパン中央で 1.0 より小さくなる傾向にあった。一般に, 断面諸元 (特に軸方向鉄筋) は, 同一部材内において, 各部位で大きく変化させるものではないため, 実務的には変動割合の最大値が重要となる。Case1-1, 1-2 の場合, 変動割合の最大値は曲げモーメントで 1.30, せん断力で 1.19 であった。なお, Case1-1, 1-2 のような一般的なラーメン高架橋の場合, 上層縦梁は疲労破壊に関する安全性の照査や外観に関する使用性の照査 (耐久性の検討) 等で, 地中縦梁は耐久性の検討等で断面諸元が決定されることが多い。

b) Case1-3~1-6

図-8, 9 に, Case1-3~1-6 における上層縦梁の断面力の比較を示す。図より, 今回設定した構造物諸元の範囲

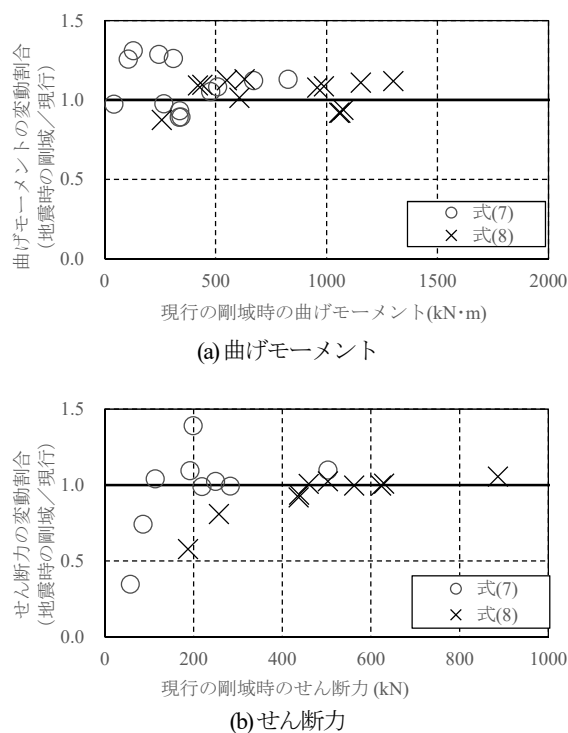


図-7 Case1-1 と 1-2 の上層縦梁における断面力の比較 (外観に関する使用性の照査)

表-3 変動割合の一覧 (Case1-1, 1-2)

			上層縦梁	地中縦梁	柱
安全性 (破壊)	曲げモーメント	最大	1.10	1.15	1.22
		平均	1.02	1.07	1.18
		最小	0.92	0.87	1.15
	せん断力	最大	1.06	1.07	1.16
		平均	1.02	1.02	1.11
		最小	1.00	0.99	1.04
使用性 (外観)	曲げモーメント	最大	1.13	1.30	1.34
		平均	1.06	1.01	1.05
		最小	0.92	0.84	1.05
	せん断力	最大	1.10	1.14	1.19
		平均	1.00	0.98	1.05
		最小	0.92	0.98	1.05

※現行の地震時以外の剛域の場合における発生断面力の上位 50%程度における断面の変動割合

においては, Case1-1, 1-2 と顕著な違いはみられない。

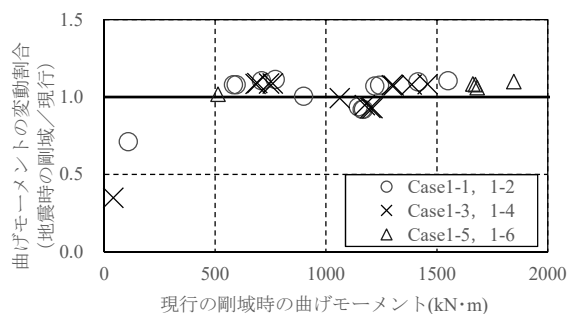
表-4(a), (b) に, Case1-3~1-6 における現行の地震時以外の剛域の場合における発生断面力の上位 50%程度における断面の変動割合の平均値, 最大値, 最小値の一覧を示す。いずれの部材も, Case1-1, 1-2 と比較して, 若干ではあるが変動割合が小さくなる傾向にはあるが, 顕著な差ではない。

c) Case1-7~1-8

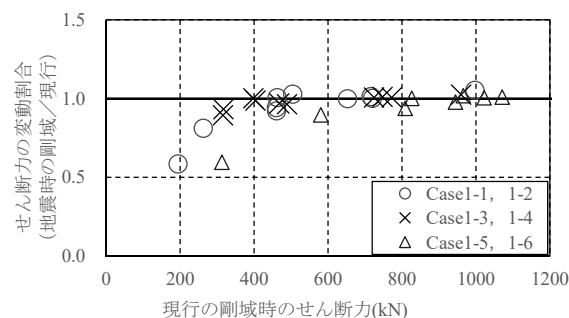
表-4(c) に, Case1-7~1-8 における現行の地震時以外の剛域の場合における発生断面力の上位 50%程度における断面の変動割合の平均値, 最大値, 最小値の一覧を示す。上層横梁の変動割合は非常に小さく, 変動割合の最大値は 1.01, 最小値で 0.94 であった。地中横梁については, 曲げモーメントの変動割合がかなり増減しているが, こ

これは発生断面力が非常に小さいためである。柱については、Case1-1～1-6と同様に、変動割合は概ね大きくなる傾向にあり、変動割合の最大値は1.30であった。
なお、一般に、橋軸直角方向については、いずれの部材

(上層横梁、地中横梁、柱)も地震時の照査で断面諸元が決定されることが多い。特に、地中横梁や柱の断面力は非常に小さいため、変動割合は大きくとも実務上は大きな問題ないと考えられる。

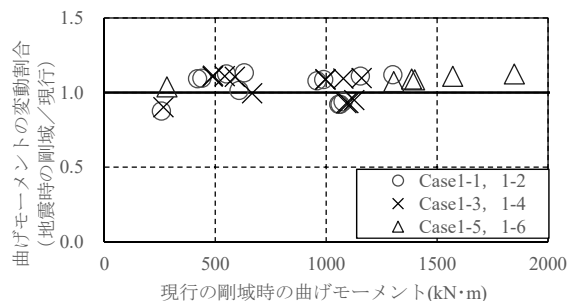


(a) 曲げモーメント

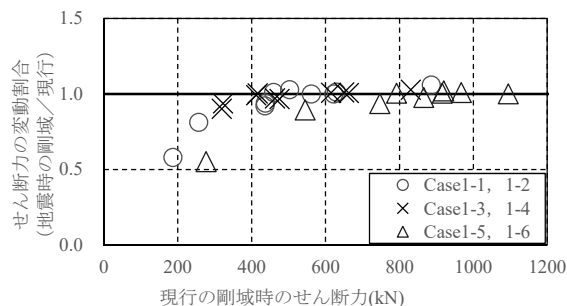


(b) せん断力

図-8 Case1-1～1-6の上層縦梁における断面力の比較 (破壊に関する安全性の照査 (式(1)))



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力

図-9 Case1-1～1-6の上層縦梁における断面力の比較 (外観に関する使用性の照査 (式(8)))

表-4 変動割合の一覧

			上層縦梁	地中縦梁	柱
安全性 (破壊)	曲げモーメント	最大	1.08	1.12	1.08
		平均	1.02	1.06	1.06
		最小	0.92	0.89	1.02
	せん断力	最大	1.03	1.06	1.09
		平均	1.00	1.04	1.07
		最小	0.96	1.03	1.04
使用性 (外観)	曲げモーメント	最大	1.11	1.25	1.33
		平均	1.05	0.96	1.03
		最小	0.93	0.83	1.03
	せん断力	最大	1.05	1.11	1.11
		平均	1.00	0.99	1.06
		最小	0.97	0.99	1.06

(b)Case1-5, 1-6					
			上層縦梁	地中縦梁	柱
安全性 (破壊)	曲げモーメント	最大	1.07	1.14	1.16
		平均	1.01	1.07	1.15
		最小	0.94	0.91	1.13
	せん断力	最大	1.03	1.02	1.16
		平均	1.00	0.98	1.10
		最小	0.96	0.90	1.07
使用性 (外観)	曲げモーメント	最大	1.12	1.19	1.27
		平均	1.05	1.07	0.98
		最小	0.94	0.88	0.98
	せん断力	最大	1.10	1.03	1.19
		平均	1.00	0.96	1.08
		最小	0.89	0.96	1.08

			上層横梁	地中横梁	柱
安全性 (破壊)	曲げモーメント	最大	1.01	0.82	1.07
		平均	0.99	0.74	1.05
		最小	0.95	0.65	1.04
	せん断力	最大	0.99	1.01	1.18
		平均	0.97	1.01	1.06
		最小	0.96	1.01	0.88
使用性 (外観)	曲げモーメント	最大	1.00	2.55	1.30
		平均	0.99	1.47	1.24
		最小	0.95	0.89	1.24
	せん断力	最大	0.98	1.00	1.29
		平均	0.96	1.00	1.18
		最小	0.94	1.00	1.18

※現行の地震時以外の剛域の場合における発生断面力
の上位 50%程度における断面の変動割合

3. 曲げひび割れ発生点の設定がRCラーメン高架橋の応答に及ぼす影響

(1) 解析ケース

図-3 に示したように、曲げひび割れ発生点（C 点）の考慮の有無による地震時の応答への影響を検討した。対象とする構造物は 2 章の検討で用いた図-4 の RC ラーメン高架橋である。なお、剛域は図-2 の地震時の場合の設定としている。

解析手法は、静的解析法（非線形応答スペクトル法³⁾）と動的解析法の両者を実施した。静的解析法は、等価固有周期 T_{eq} や降伏震度、損傷過程等の把握に加えて、一般的な鉄道ラーメン高架橋で適用できる応答値の算定法（非線形応答スペクトル法）の観点から、動的解析は C 点の考慮の有無の差による履歴減衰の違いの影響⁴⁾を直接的に検討する観点から実施している。なお、動的解析法における減衰の設定については、レーリー減衰を用いることとした。

表-5 に、解析ケースを示す。C 点の考慮の有無の影響は、収縮等による初期荷重時に発生する断面力（不静定力）の影響が大きいと考え、橋軸方向を対象とした。鉄筋の材料修正係数 $\rho_{st}=1.0$ 、基礎の支持力係数 $\alpha_f=1$ とした。入力地震動は L2 スペクトル II（G3）⁵⁾とした。

(2) 静的解析法での検討（Case2-1～2-5）

図-10 に水平変位と水平震度の関係の例を、表-6 および図-11 に等価固有周期 T_{eq} 、構造物全体系の折れ曲がり点に対応する震度 k_{req} および応答変位の一覧を示す。いずれのケースも、柱の降伏が先行している結果となっている。ただし、梁部材の降伏も柱が降伏した後に発生している。

全部材の C 点を考慮した場合（Case2-1）としていない場合（Case2-2）の比較より、 k_{req} は概ね同等であるが、 T_{eq} は C 点を考慮しないことにより 1.14 倍となり、それに伴って応答変位は 1.23 倍となった。

各部材の C 点の考慮の有無の影響をみると、柱のみ C 点を考慮しない場合（Case2-3）と杭のみ C 点を考慮しない場合（Case2-5）については、全部材の C 点を考慮した場合（Case2-1）と比較して、Case2-5 では若干差異が生じているものの、 k_{req} 、 T_{eq} のいずれも大差ない結果となった。一方、梁のみ C 点を考慮しない場合（Case2-4）については、全部材の C 点を考慮した場合（Case2-1）に対し、 T_{eq} は 1.09 倍、応答変位は 1.15 倍となった。なお、Case2-4 は上層縦梁と地中縦梁のいずれも C 点を考慮していないが、地中縦梁の C 点の有無の影響はあまり大きくないことを別途確認している。すなわち、構造物の応答に及ぼす影響は、上層縦梁の C 点の考慮の有無が大きいことがわかった。なお、これは上層縦梁の剛性（剛比）が全体系の剛性への寄与が大きいことを意味している。

図-12 に各部材の応答値の抽出箇所を、図-13 に各ケースにおける部材の最大応答部材角を示す。各部材の最大応答部材角についても、全部材の C 点を考慮しない場合（Case2-2）と梁のみ C 点を考慮しない場合（Case2-4）においては、構造物の最大応答変位が大きくなったことにより、各部材の最大応答部材角が増加していることが確認できる。

(3) 動的解析法での検討（Case2-6～2-10）

表-7 に固有値解析の結果を示す。なお、各部材の剛性は、降伏剛性（図-3 における O と Y を結んだ剛性）とした。レーリー減衰については、有効質量比を参考にし、1 次と 4 次の固有振動数、減衰定数に対してフィットさせることとした。

図-14 にラーメン高架橋天端における時刻歴応答変位の比較の例を、図-15 に最大応答変位の比較を示す。なお、静的解析法の場合と比較して最大応答変位が大きい。動的解析においては減衰をやや小さく設定したためである。

表-5 解析ケース

Case	解析次元	方向	解析手法	C点の考慮の有無	備考
2-1	2次元	橋軸方向	静的解析	有り	橋軸方向の基本ケース
2-2				全部材無し	Case2-1から各部材のC点を無くしたケース
2-3				柱のみ無し	
2-4				梁のみ無し	
2-5				杭のみ無し	
2-6			動的解析	有り	橋軸方向の基本ケース
2-7				全部材無し	Case2-6から各部材のC点を無くしたケース
2-8				柱のみ無し	
2-9				梁のみ無し	
2-10				杭のみ無し	

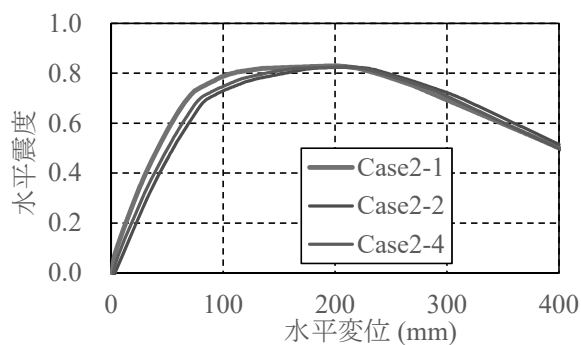


図-10 水平震度と水平変位の関係の例

表-6 T_{eq} , k_{req} および応答変位の一覧

	Case2-1	Case2-2	Case2-3	Case2-4	Case2-5
T_{eq} (s)	0.59	0.67	0.60	0.64	0.61
k_{req}	0.68	0.67	0.68	0.69	0.68
応答変位(mm)	233	286	238	267	249

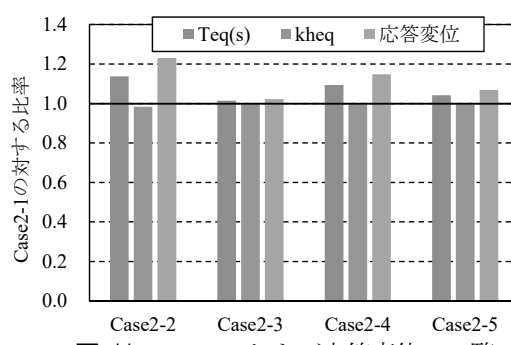


図-11 T_{eq} , k_{req} および応答変位の一覧
(Case2-1 に対する比率)

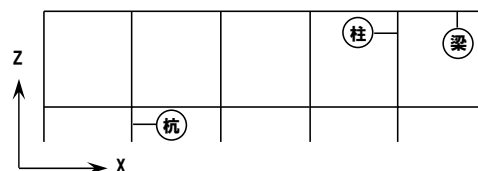


図-12 応答値の抽出箇所

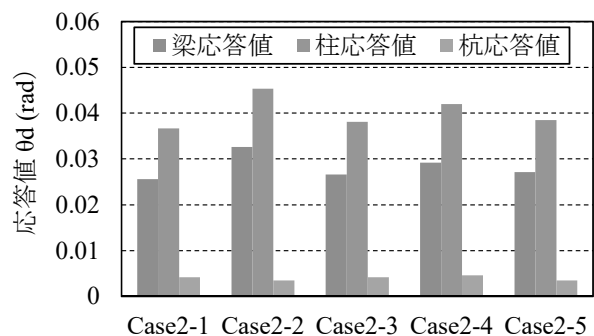


図-13 部材の最大応答値(静的解析)

表-7 T_{eq} , k_{req} および応答変位の一覧

モード	振動数 (Hz)	固有周期 (s)	有効質量比		減衰定数
			X	Z	
1	1.52	0.657	93.12	0.00	0.056
2	12.98	0.077	6.85	0.00	0.076
3	17.01	0.059	0.00	0.00	0.051
4	22.36	0.045	0.00	99.98	0.085
5	22.44	0.045	0.00	0.00	0.085
6	22.72	0.044	0.00	0.02	0.083
7	23.06	0.043	0.00	0.00	0.081
8	23.99	0.042	0.00	0.00	0.079
9	24.81	0.040	0.00	0.00	0.076
10	26.82	0.037	0.01	0.00	0.053

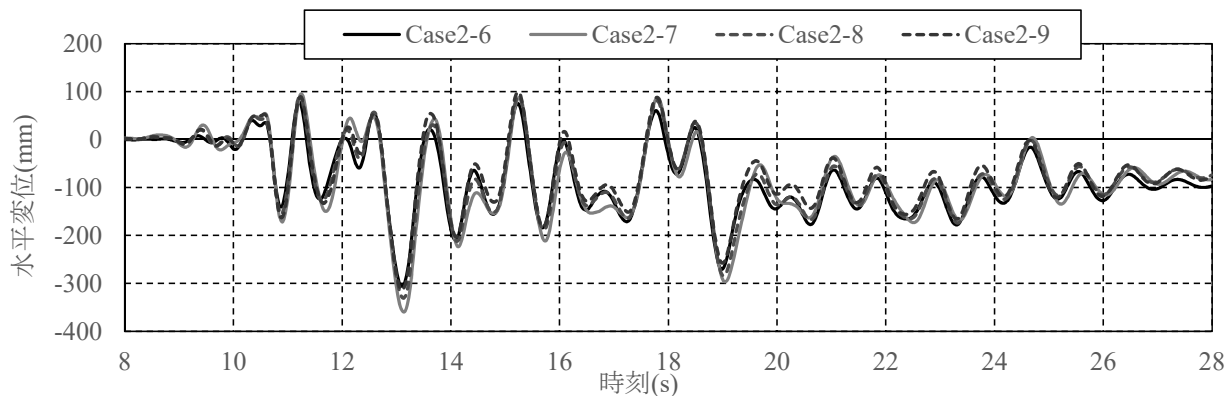


図-14 時刻歴応答変位の比較

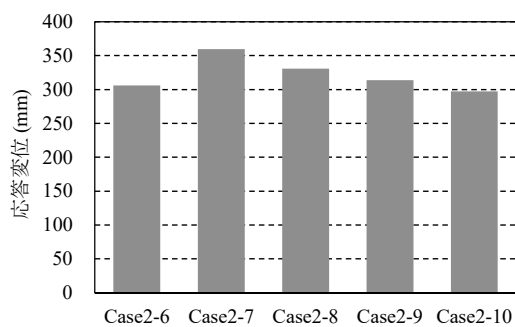


図-15 最大応答変位の比較

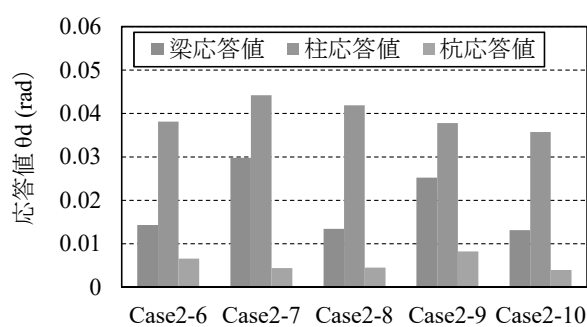


図-16 部材の最大応答値(動的解析)

静的解析法の場合と同様に、全部材の C 点を考慮していない場合 (Case2-7) は、考慮している場合 (Case2-6) と比較して、最大応答変位 (負側) は 1.18 倍となった。各部材の C 点の考慮の有無の影響について、柱のみ C 点を考慮しない場合 (Case2-8) は、静的解析法の場合と異なり、最大応答変位 (負側) が 8%増加した。一方、梁のみ C 点を考慮しない場合 (Case2-9) は、若干の最大応答変位 (負側) の増加となった。ただし、正側の最大応答変位については、全部材の C 点を考慮していない場合 (Case2-7) と同等である。杭のみ C 点を考慮しない場合 (Case2-10) については、全部材の C 点を考慮した場合 (Case2-6) と大差ない結果となった。

図-16 に、各部材の最大応答部材角の例を示す。柱の応答値については、当然ながら最大応答変位の比較と同様な傾向を示している。梁については、全部材の C 点を考慮していない場合 (Case2-7) と梁のみ C 点を考慮しない場合 (Case2-9) は、全部材の C 点を考慮している場合 (Case2-6) よりも最大応答部材角は大きくなった。柱のみ C 点を考慮しない場合 (Case2-8) および杭のみ C 点を考慮しない場合 (Case2-10) は全部材の C 点を考慮している場合 (Case2-6) と概ね同等の最大応答部材角である。すなわち、部材の最大応答値については、静的解析と同等の傾向であった。

4. まとめ

- (1) 接合部の剛域の長さの設定が地震時以外の応答に及ぼす影響を検討した。地震時以外の構造解析において、現行の地震時の剛域長さとした場合、照査で重要となる応答が大きい断面に対し、断面力が最大で

30%程度大きくなることがわかった。

- (2) 曲げひび割れ発生点の考慮の有無が RC ラーメン高架橋の地震時の応答に及ぼす影響を検討した。対象としたラーメン高架橋に対しては、上層梁における曲げひび割れ点の有無の影響が大きく、その他の部材では影響が比較的小さいことがわかった。

なお、本検討は、ある条件下での一般的なラーメン高架橋に対し、現行の構造解析法に対してどの程度違いが発生するのかを試設計的に実施したものである。大きく条件が異なる場合、例えば地震時の検討において、降伏が先行する部材が異なる場合などでは、本研究で得られた成果と相違することも想定されるため、実現象との対応と合わせて引き続き検討を行っていききたい。

参考文献

- 1) 国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，2004
- 2) （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.
- 3) 室野剛隆，佐藤勉：構造物の損傷過程を考慮した非線形応答スペクトル法の適用，土木学会地震工学論文集，第 29 巻，pp.520-528，2007.
- 4) 西村昭彦，室野剛隆，齊藤正人：所要降伏震度スペクトルの作成と耐震設計への適用，第 3 回地震時保有水平耐力 法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム論文集，pp.43-48，1999.
- 5) 国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，2012.9.