

3次元動的解析による駅部RCラーメン高架橋の地震時挙動の検討

A study on seismic behavior of RC structures by three-dimensional dynamic analysis

北武コンサルタント株式会社 正会員 ○斉藤 聡彦 (Akihiko Saitou)
北武コンサルタント株式会社 正会員 渡邊 忠朋 (Tadatomo Watanabe)
財団法人鉄道総合技術研究所 正会員 谷村 幸裕 (Yukihiko Tanimura)
財団法人鉄道総合技術研究所 正会員 田所 敏弥 (Toshiya Tadokoro)

1. 目的

既往の研究では、ラーメン橋台等、質量配置が不均等なラーメン構造物が、地震時において3次元的に挙動し、RC柱にねじりが生じることが、解析的検討により明らかになっている。

しかしながら、過去の地震では、質量配置がそれほど不均等ではないにもかかわらず、ねじりによって考えられる損傷が発生したラーメン高架橋の被害事例がみられた。この高架橋は、駅部の高架橋幅が変化する位置にあり、終点方と起点方で橋軸直角ラーメンの柱間隔が、異なる構造であった。そこで、本検討では、線路直角方向ラーメンの柱間隔をパラメータに時刻歴動的解析を行い、地震時挙動におよぼす影響について検討することを目的とする。

2. 検討概要

2.1 検討対象構造物

検討対象とした構造物は、図2.1に示す、一般的な2柱式整形RCラーメン高架橋を基本モデルとした。また、駅部のラーメン高架橋を想定し、基本モデルの起点側の

直角方向柱間隔を10m、15mと変化した構造物を検討対象とした。

ラーメン高架橋は、起点方、終点方ともにスパン9.3mの単純RCT桁を支持している。各モデルにおいて、支持している上部工の質量は同一とする。材料は、コンクリートが設計基準強度 $f'_{ck}=27\text{N/mm}^2$ 、鉄筋が降伏強度 $f_{sy}=345\text{N/mm}^2$ を用いた。また、柱の配筋を表2.1に示す。

表 2.1 柱の配筋

配筋略図	
	線路方向 軸方向鉄筋
直角方向 軸方向鉄筋	D32 - 6本
帯鉄筋	D19 - 2組 etc125mm

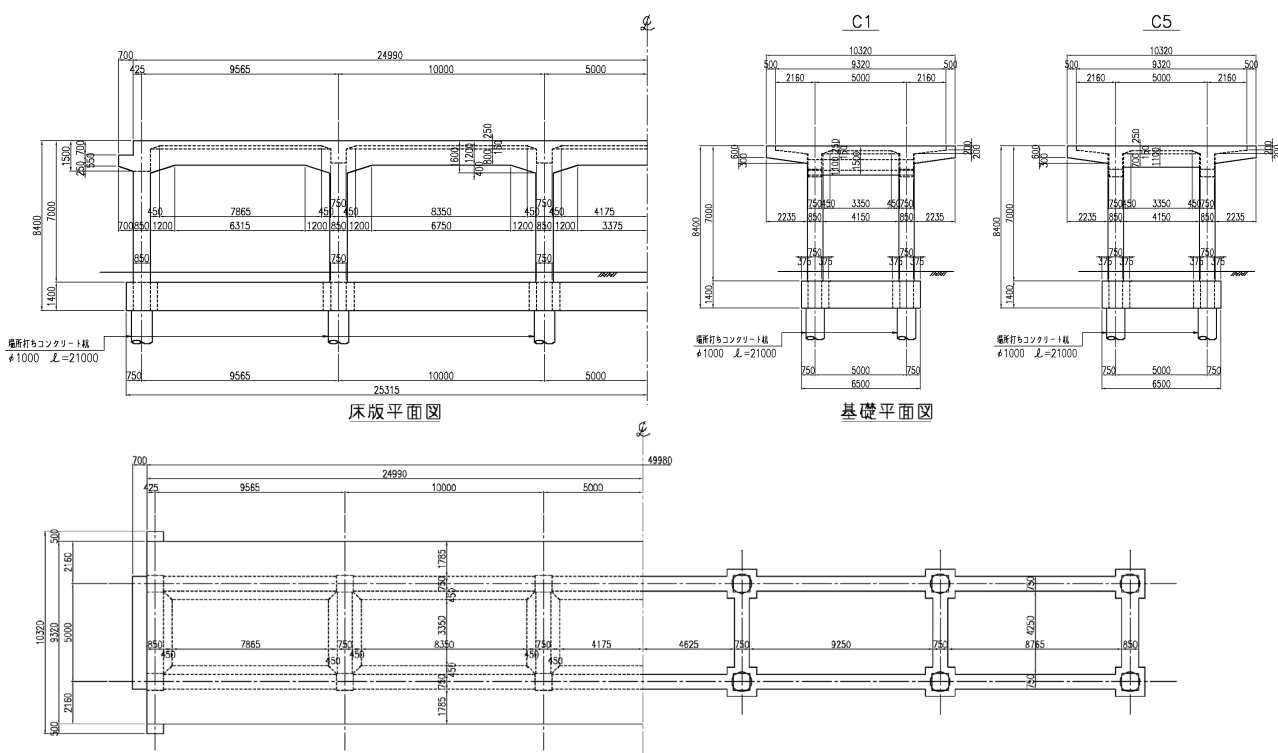


図 2.1 RCラーメン高架橋一般図

2.2 解析モデル

解析は、3次元骨組みモデルを用いて行った。柱梁接合部は剛域とし、上層梁の軸線位置は両モデルとも全上層梁の図心軸の平均位置とした。また、3次元モデルの上層梁に囲まれている部分にはスラブがあるため、十分な剛性を有していると仮定し、剛な筋交いでモデル化した。図2.2に整形ラーメン高架橋の3次元モデル（以下、モデル1）を示し、図2.3に起点側直角方向柱幅10mの3次元モデル（以下、モデル2）を、図2.4に起点側直角方向柱幅15mの3次元モデル（以下、モデル3）を示す。

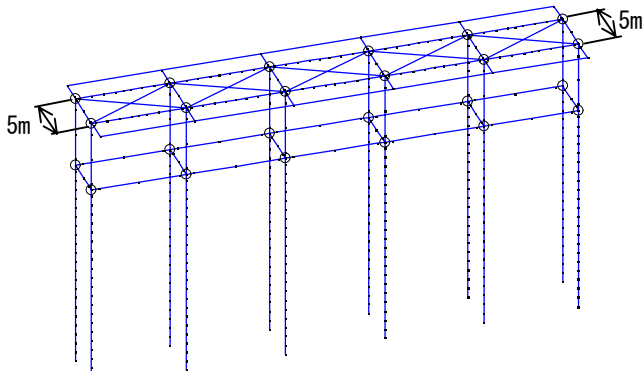


図 2.2 モデル1（直角方向幅：5m-5m）

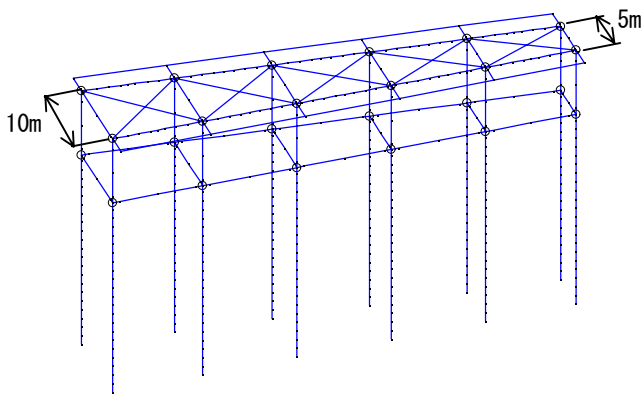


図 2.3 モデル2（直角方向幅：10m-5m）

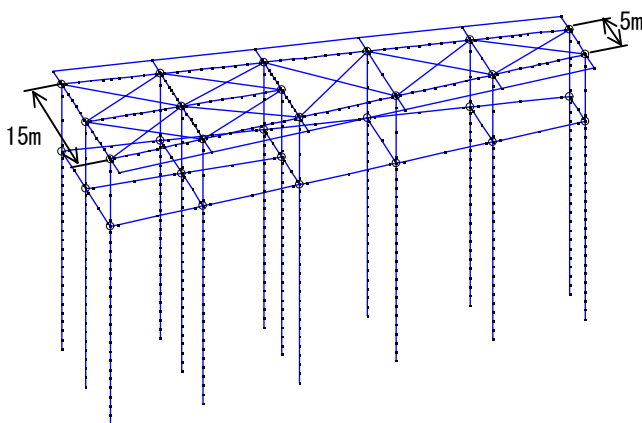


図 2.4 モデル3（直角方向幅：15m-5m）

2.3 部材のモデル化

本検討では、モデルの違いによる影響を把握するために、柱部材のみ鉄筋の降伏や部材の損傷による非線形を考慮し、他の部材は線形とした。柱部材の曲げ変形性能のモデル化は曲げモーメント-部材角関係（以下、M- θ モデル）により表現した。M- θ モデルの骨格曲線は、鉄道構造物等設計標準同解説（耐震設計）（以下、耐震標準）¹⁾に示されるテトラニア型の骨格曲線²⁾とした。図2.5に柱部材のM- θ モデルを示す。柱部材のねじり特性のモデル化は、ねじりモーメント-回転角関係により表現した非線形モデルにより表現した。ねじりモーメント-回転角の関係を図2.6に示す。

3. 解析方法

3.1 解析方法

解析は、直接積分法を用いた時刻歴動的解析とした。直接積分法は、Newmark β 法（ $\beta=0.25$ ）とし、積分時間間隔は0.001秒とした。また、減衰はひずみエネルギー比例型とし、減衰定数は0.05とした。

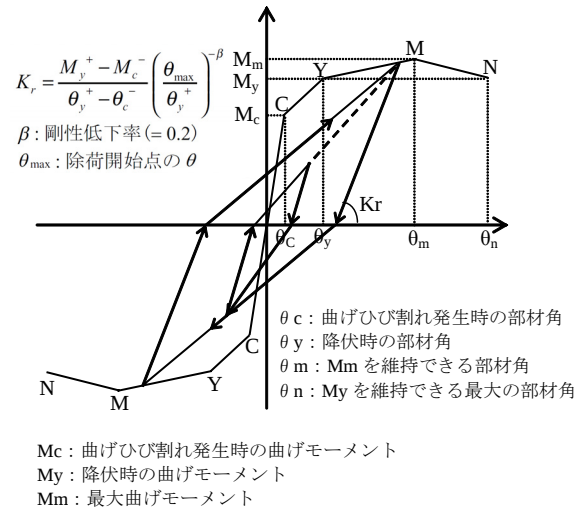


図 2.5 骨格モデルと復元力特性

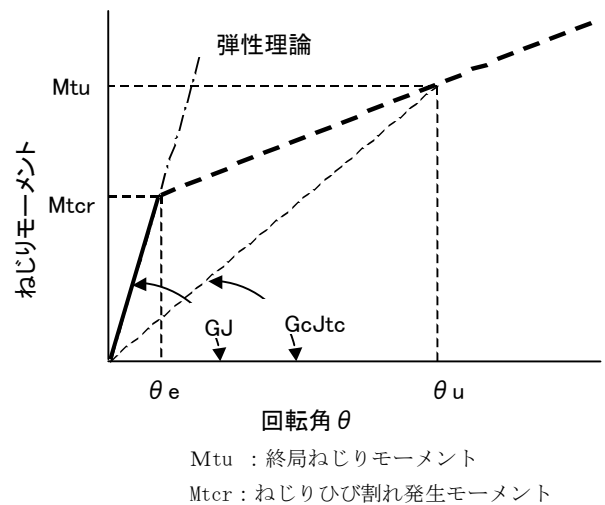


図 2.6 柱のねじりモーメントと部材角の関係

3.2 解析ケース

表 3.1 に本検討で実施した解析ケースを示す。解析は、線路直角方向を実施した。

3.3 入力地震波形

時刻歴動的解析には、図 3.1 に示す地表面設計地震動を線路直角方向に入力した。地震波は、釧路沖地震釧路気象台での観測波を用いて、最大加速度を 1000gal に調整した。解析は、地震波の 30 秒から 90 秒の 60 秒間で実施した。

4. 解析結果

柱上端の端部 4 節点（節点 1, 51, 101, 151）に着目し、応答変位の比較を行った。図 4.1 に各モデルの平面変位の軌跡を、表 4.1 に各モデルの最大応答変位を示す。

線路直角方向の最大応答変位に関して、節点 51, 151 では、変位が各モデルにおいて同程度の値となった。しかし、節点 1, 101 においては、モデル 1 に対してモデル 2 の変位は 70%程度、モデル 3 の変位は 60%程度に小さくなっている。これは、モデル 2, モデル 3 では起点側端部ラーメンの直角方向幅を広げたことにより、端部ラーメンの剛性が大きくなったため、変位が小さくなったと考えられる。

線路方向の最大応答変位に関して、モデル 1 では、0.5mm と変形が小さいが、モデル 2 では最大で 5.6mm、モデル 3 では最大で 17.4mm 変形が生じている。これより、本検討モデル 2, モデル 3 においては、地震波の入力方向に直行する方向に構造物が変形していることが確認できる。

表 4.1 最大応答変位

モデル	節点	線路方向 変位 (mm)	直角方向 変位 (mm)
モデル 1	1	0.4	114.4
	51	0.4	114.4
	101	0.5	113.9
	151	0.5	113.9
モデル 2	1	5.6	84.8
	51	3.4	117.2
	101	4.5	84.4
	151	2.7	116.8
モデル 3	1	16.7	68.1
	51	6.0	116.4
	101	17.4	69.1
	151	5.7	116.0

表 3.1 解析ケース

構造物の モデル	起点側端部 ラーメン 直角方向幅	終点側端部 ラーメン 直角方向幅
モデル 1	5m	5m
モデル 2	10m	5m
モデル 3	15m	5m

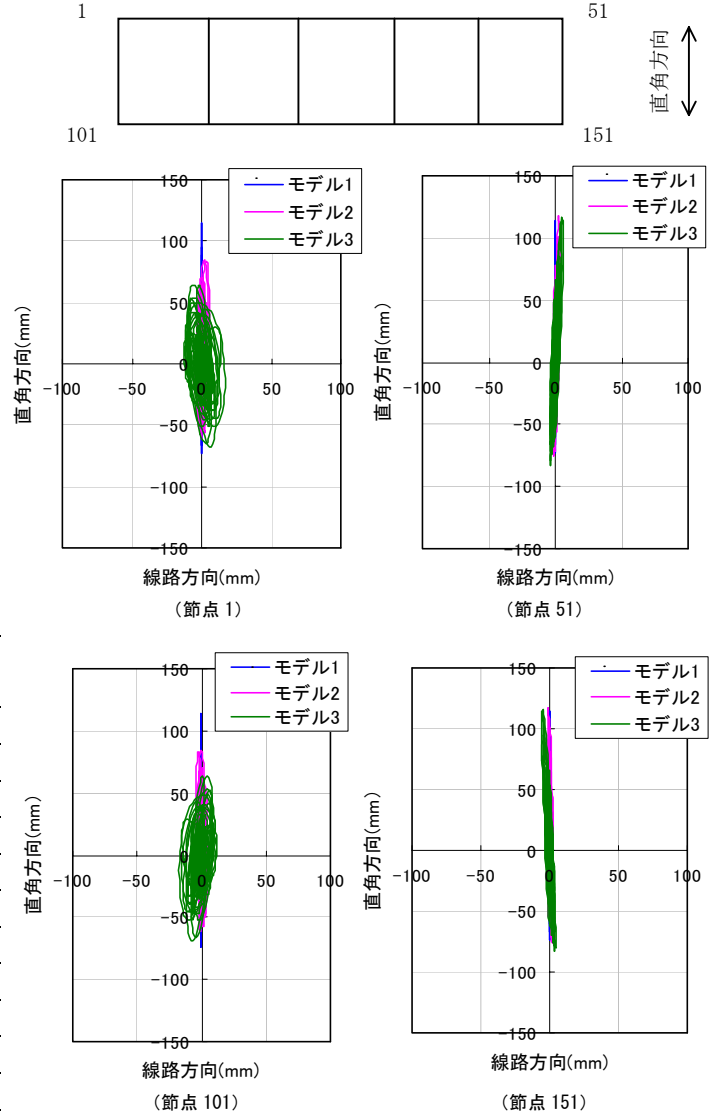


図 4.1 端部 4 節点の平面変位軌跡

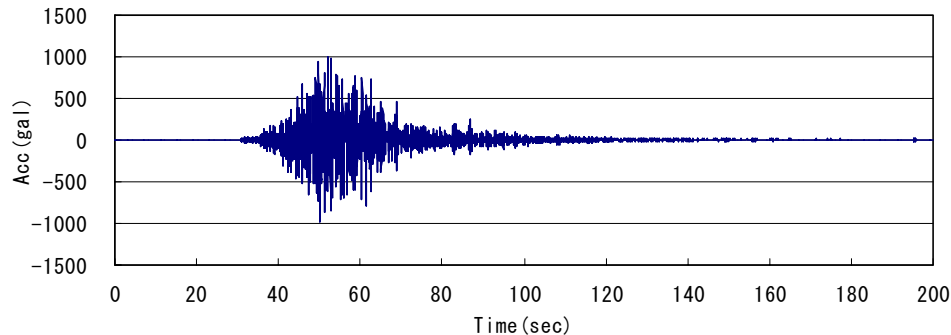


図 3.1 入力地震動加速度波形

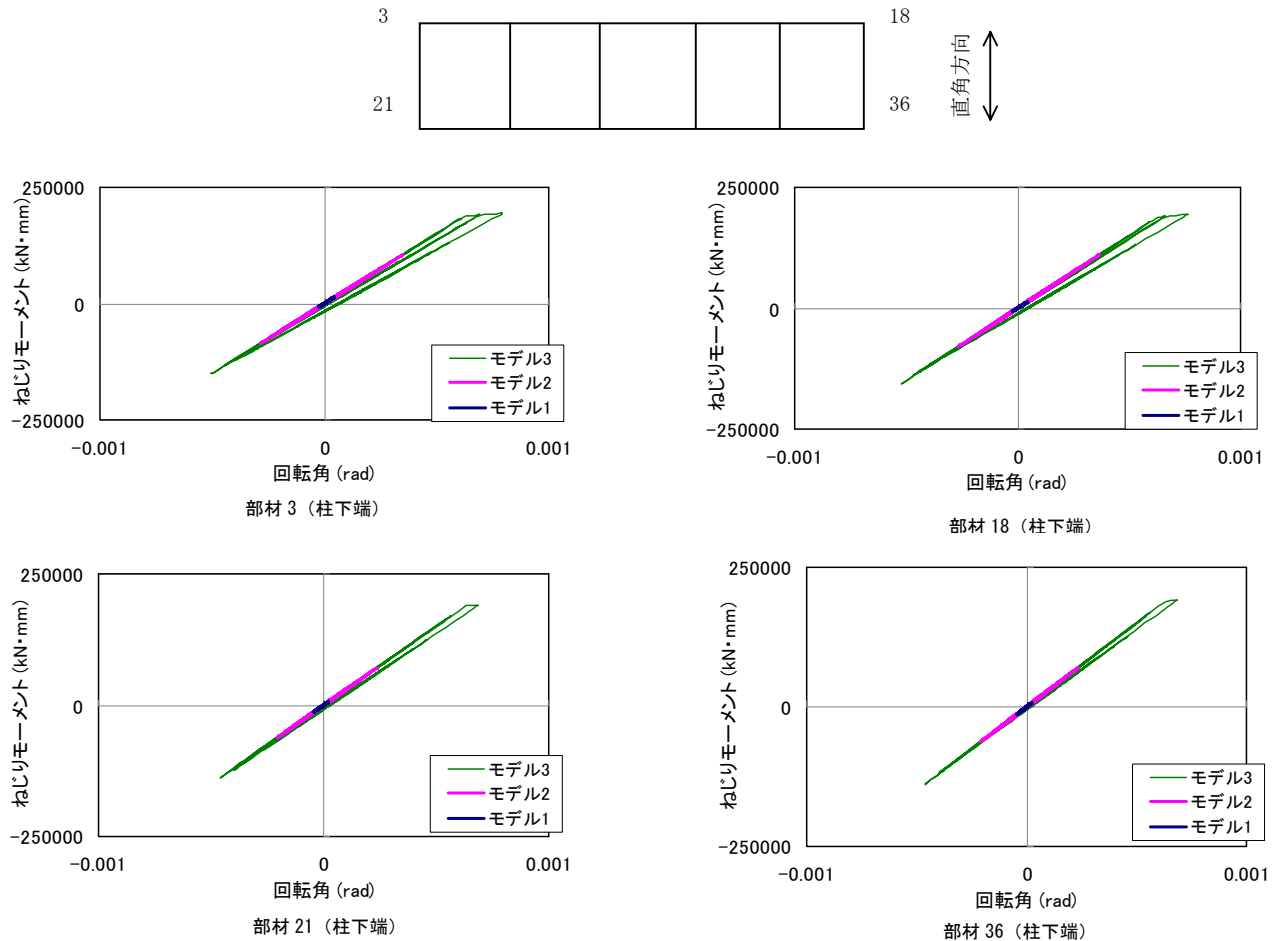
図 4.2 柱の $M_t-\theta_t$ の応答履歴

表 4.2 柱部材の最大応答ねじりモーメント

モデル	部材	ねじりモーメント (kN・m)
モデル 1	3	13.6
	18	13.6
	21	13.7
	36	13.7
モデル 2	3	105.4
	18	71.3
	21	109.3
	36	71.1
モデル 3	3	194.1
	18	190.2
	21	193.4
	36	190.8

端部 4 箇所の柱基部の部材の（部材 3, 18, 21, 36）のねじりモーメントと部材角（ $M_t-\theta_t$ ）の応答履歴の比較を行った。図 4.2 に各モデルのねじりモーメントと部材角の応答履歴を、表 4.2 に各モデルの最大ねじりモーメントを示す。これより、モデル 1 での最大ねじりモーメントは、小さい値であるが、モデル 2, モデル 3 においては、モデル 1 の 10 倍以上の応答値となっている。また、モデル 3 においては、ねじりひび割れが発生している。

5. まとめ

本検討では、駅部の高架橋幅が変化する R C ラーメン高架橋において、線路直角方向ラーメンの柱間隔をパラメータに時刻歴動的解析を行い、柱のねじりモーメントおよび平面変位の軌跡について検討を行った。その結果、本解析条件においては、以下のことが確認できた。

- ・ 質量配置が均等な高架幅が変化するラーメン高架橋の挙動は、入力波と直交する方向の変位が発生し、構造物が回転しており、柱にねじりモーメントが発生していることを確認した。
- ・ 高架幅の変化の程度が大きい構造物は、構造物の回転により発生する変位量の影響が大きいため、3 次元モデルを用いて、ねじりに対する検討が必要であると考えられる。

参考文献

- 1) (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，丸善，1999。
- 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，丸善，2004。
- 3) 渡邊忠朋，谷村幸裕，瀧口将志，佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法，土木学会論文集，No. 683/V-52，pp. 31-45，2001。
- 4) 土木学会：コンクリートライブラリー第 52 号 コンクリート構造物の限界状態設計法指針（案），1983。