

## 高架橋の耐震性評価と径間割

(株) トーニチコンサルタント 正会員 田 政範

## はじめに

鉄道高架橋においては、一般にラーメン高架橋の不連続部に調整桁が設置されることが多い。構造形式、径間長などは、整備沿線の地形、地質、経済、社会等の環境条件を考慮して決定されるものであり、計画に当たり需要予測、経費・便益解析などが実施されるのが普通である。「整備新幹線設計方針」によると、「径間数は6まで、全長は60mまでを原則とする。ただし、駅部で高架下利用がある場合はこれを超えても良い。」となっている。

一方、道路橋においては、道路規格、幅員構成、平面・縦断線形、橋梁計画の外部的条件によって、スパン割、桁形式などが与えられ、ライフサイクル解析などを経て、詳細に決定される。通常、必要に応じて単純スパンが連続高架部の間に挟まることもある。

## 1. 高架橋不連続部の創出条件

鉄道橋、道路橋などにおいては、高架橋不連続部を創出する条件を整理すると、概ね5項目に分類することができ、次の通りである。

- 1) 源発的発生条件：(1) 径間割、(2) 地形、(3) 地盤、(4) 構造形式、(5) 住居環境、(6) 用途地域区分、(7) 交差条件（河川、鉄道、道路）
- 2) 副次的便益条件：(1) 工事費、(2) 施工方法、(3) 景観、(4) 維持管理、(5) ミチゲーション、(6) 建築限界・車輛限界、(7) 研究・開発
- 3) 構造力学的性能条件：(1) 解析方法、(2) 反力の制約、(3) 変位制限、(4) 固有周期、(5) 限界状態、(6) 目違い・折れ角、(7) 落橋防止
- 4) 機能設計的型式条件：(1) 掛け違い、(2) ヒンジ、(3) 不完全連結（ヘキサロック）、(4) 完全連結（RC、SRC、PC）、(5) 杓・アンカー等
- 5) 走行交通条件：(1) 鉄道（在来線、新幹線）、(2) 道路（都市計画道路、高速道路）、(3) 中量軌道（モトル、新交通、HSST）、(4) 取付け歩道

## 2. 設計における具体例

三つの分野、鉄道、道路、中量軌道における、高架橋不連続部を含む設計例を示し、相互の比較をする。

## 1) 鉄道（JRA 高架橋、鉄道B線、新幹線C）

JR 中央線 A 駅を含む 1.2km 区間の高架化に伴ない、国道をアンダーパスする地点で、5 径間 RC ラーメン（9.993m+3x10.000m+9.993m）+RC 床版桁（橋長 9.570m）+2 径間連続 PC 箱桁橋（橋長 71.401m）が設計された。ラーメン側に受台を設置し、RC 床版桁をヒンジ支承し、他端は可動支承として、それぞれ支承間にアンカーバーを埋め込み落橋防止機能を持たしており、幅員変化によって線形変化を吸収している。

鉄道B線が荒子川を渡る付近で、エクストラードード橋（54.420m+90.000m+56.500m）とアプローチ部 RC ラーメン（4x10.000m）との間に、アプローチ部、RC 床版桁（橋長 9.480）を設置し、ケーブル固定端側橋脚(P12)への影響を軽減している。

新幹線Cにおいては、RC ラーメン（4x10.000m）の間に PC 単純 T 型桁（橋長 10.000m あるいは 25.000m）が設計され、スパン調整されている。

## 2) 道路（県道高速D線、環状線E高架橋）

県道高速D線において、4 径間連続鋼ラーメン鉄桁（橋長 150.000m）形式連結部がゲルバーヒンジになって、スパン調整および連続性の保持を図っている。標準部の下部工はSRC単柱（H鋼埋込み）形式で、上下部工剛結構造にしている。

環状線Eが東海道新幹線と立体交差する箇所等 9 径間連続鋼桁、3 径間連続 PC プレテン T 桁（橋長 64.950m）+3 径間連続プレキャスト桁（橋長 71.3000m）+3 径間連続 PC プレテン T 桁（橋長 64.950m）が設計された。連続けたの連結部はいずれも掛け違い形式で、跨線部の建築限界が考慮されている。

## 3) 中量軌道（F線・F駅、G線・RC床版合成鋼ラーメン箱桁）

F線・F駅は鋼製ラーメンにより構成されており、2 径間連続 RC 床版鋼箱桁（2x28.500m）のプラットホーム側の支承部は、鋼製受台で可動支承となっており、その下階のコンコース桁の支承部はゲルバーヒンジ支承でバネマスモデル化が可能である。

G線仮設駅の鋼製ラーメン側の鋼軌道桁の支承部は、鋼製受台により構成されており、軌道標準部の 5 径間連続 RC 床版合成鋼ラーメン箱桁の相互の接合はゲルバーヒンジ形式である。

## 3. 耐震性能評価方法の比較

## 3-1 調整桁設置形式（JRA 高架橋等）

## (1) 橋脚系（P1 - P3）

JRA 高架橋の国道アンダーパス地点の橋脚系（P1 - P3）の耐震性能評価は、動的解析による損傷レベル評価に非線型静的解析結果を合わせて判断するが、概略の流れを次に示す。

入力地震動の作成（SHAKE による G1 基盤波）→G3 地盤の地表面波（L2 地震動・スペクトル II）→P1 - P3 橋脚・加速度、変位時刻歴（天端、基部の M- $\theta$ ）→損傷レベル→非線型静的解析との比較（kh- $\delta$ 、基礎の降伏）

JR 標準では位相特性のモデル化は群遅延時間  $t_{gr}(\omega)$  に着目しており、インパルス列の影響が強く、減衰定数は 5% の一様としたので、土質柱状図と比較して -9.3m 以深が過少となっているが、安全側の評価にはなっている。橋軸方向 P1 橋脚位置の桁の加速度、変位の時刻歴は図 1(a)、(b) に示すように、最大値は 7.923m/s<sup>2</sup>(a)、39.501cm(u)、0.93198cm(ru 残留変位)である。図中の○印は後述のラーメンのピーク値をプロットしたものである。加速度は 10 秒付近を除いてほぼ一致しているが、変位は最初のピーク以降ラーメンの方が負側にドリフトしている。相対変位の最大値は 0.16m (19.5sec 付近) である。

橋脚基部の損傷レベルは等価線型動的解析から P1=P3=S1、P2=S2 で、基礎（直接）は P1=P2=S1( $\leq 3$ )、P2=S2( $\leq 3$ )、杓の変位レベルは全て S1( $\leq 1$ ) である。非線型静的解析では P1~P3=S3（許容値 3）で、回転角( $\theta_{nd}$ )比は 0.94(P3)>0.80(P1)>0.71(P2)、基礎応答塑性率( $\mu_{rd}$ )比は 0.72(P1)>0.69(P3)>0.68(P2) であり、いずれも余裕は見られるが、躯体の方が基礎より厳しく、動解よりスペクトル解の方が厳しいことがわかる。

## (2) ラーメン系

ラーメン系 (R29) の耐震性能評価は、L2 地震動・スペクトル II に対して、以下の流れに従って行う。

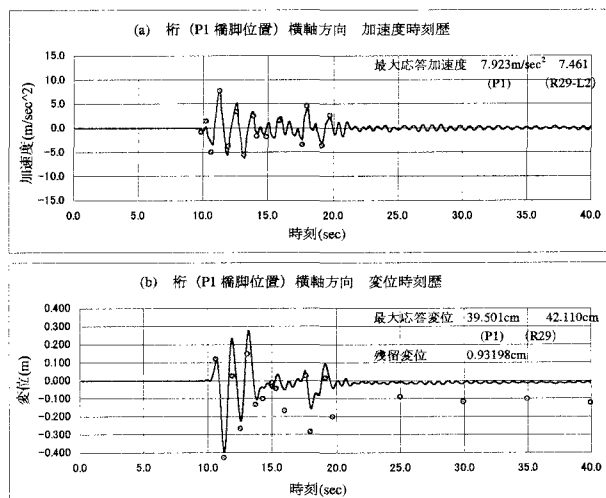


図1 JRA 高架橋の主桁の加速度・変位時刻歴（橋軸方向）

ラーメン R29 の解析モデル→平面多質点バネマスモデル→柱・梁・基礎のモデル化 (M-φ、M-θ：トリリニア)→地表面設計地震動を基礎バネに入力→加速度、変位時刻歴→耐震性能評価 (損傷レベル)→静的非線型解析との比較 (kh-δ、基礎の降伏)

柱上下端の損傷レベルは全て S2 (≤3) であり、静的解析の C5 柱上下端 (S3、θnd 比 0.89(上)、0.86(下))の方が厳しい評価であるが、せん断耐力比は  $V_{mu}/V_{yd} = 0.45$ (静上)<0.81(動上)と反対である。直角方向 C1 ラーメンは一期施工時 レベル2(動 = 静、柱上下端)、二期施工時 レベル(静3>動2)となり、θnd 比は 静:0.88(上)、0.90(下)>動:0.36(上)、0.42(下)、せん断耐力比 静:0.50(上下  $V_{yd}$ )>動:0.47(上)、0.51(下)で、動解に余裕がある。なお、動解時の鉄筋の抜け出しの曲率への影響は、柱の降伏点  $M_y$  において 35.77%(φy に対して)、最大耐力点  $M_m$ 、 $M_n$  において 14.16~17.13%である。

(3)調整桁 (床版桁、単 T 桁、H 鋼埋込み桁)

調整桁としては単純床版桁の使用が一般的であるが、上下線が分離施工されるような場合は単純 PCT 型桁が使用されることもあり、また、スパンがやや長く桁高に制限を考慮する場合には、H 鋼埋込み桁あるいはプレビーム合成桁などが用いられる。JR 標準にしたがって、調整桁の応力度・耐力の照査は、限界状態設計法によって行われるが、床版桁の設計例として鉄道 B 線の高架橋から 4 橋 (橋長 8.972~9.759m、幅員 9.407~9.532m) を選び、ゴム沓の変位量  $\Delta m'$  (終局限界状態) を支間長に対してプロットすると、図 2 に示す通り、51.90~57.20mm の一群となる。一方、単線軌道の環状鉄道的设计例 (Cs 桁、Ct 桁) から  $\Delta m'$  を同様にプロットすると、Cs 桁の 2 つ (橋長 4.689~5.270m) のケースは左下寄りに、Ct 桁 (橋長 15.126m) は右下寄りに表示される。

JRA 高架橋の P1 橋脚の静的非線型解析時の降伏変位  $\delta_y = 51.00\text{mm}$ 、応答変位  $\delta_{ru} = 208.00\text{mm}$  と比較すると、P1 の  $\delta_y$  と A 高架橋 Cs 桁ゴム沓の変位  $\Delta m'$  がほぼ等しいことが分かる。動解時(図 1)と比べると、P1、R29 の応答変位の方が小さい。

Cs 桁の張出スラブと主桁の使用限界状態を比べると、表 1 に示すように張出スラブの限界値比は 1.44~1.83 (耐久性 0.200mm) であり、主桁の方は許容値を満たしている。鉄筋量は列車荷重分布幅が最大になる Cs73 が大きく、ひび割れ比も最も厳しい。張出スラブの振動数は 61.20~144.10 c/s であり、JRA 高架の P1 の等価固有周期 (0.551 s) と比べてかなり差異がある。

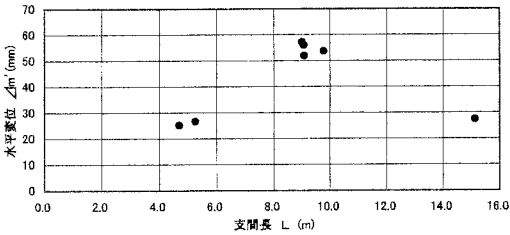


図2 調整桁ゴム沓の水平変位 (終局限界 D+SH+T+EQ+(L))

3-2 掛け違い形式 (E 環状線高架橋)

(1) P C 連結 T 型桁 (3 径間連結)

道路橋の設計例として、E 環状線高架橋の A1-P3 振動系の動的解析例を示す。塑性ヒンジ、支承バネ (L 方向に一つ、C 方向に全数) を考慮した平面内モデル (L 方向) に対して、タイプ I、II の三つの地震波を作用させた (TDAP III アーク情報システム)。設計照査の精度向上のために、レールレベルの検討などを伴い、橋脚下端ヒンジ長  $L_p$  および減衰定数  $h$  などを変化させて 2 ケース計算することになったが、塑性ヒンジ点の照査結果を表 2 に示す。

タイプ II の回転角比  $\theta_{pa}/\theta_{max}$  の二つの解析結果を比較すると、13 年度より 14 年度の方が減少傾向になっている。両者の減衰定数 (Rayleigh) を比較すると、1 次モードは  $h=1.0$  ( $H13=H14$ ) であるが、高次の 4 Hz では  $h=0.15$  ( $H14$ ) < 0.20 ( $H13$ ) となっており、 $H14$  年の方が低下傾向となっている。

固有振動モードを比較すると、 $H13$  年の卓越モード (1, 5 次) に対して、 $H14$  年の卓越モード (2, 8 次) が対応するが、 $H14$  年の 1 次モードは特異的で上部工のゆらぎが見られる。一方、クリティカル時を比較すると、橋脚柱は動解で、フーチングは保耐、梁 P1、P2 は動解で、梁 P3 は死荷重時となっている。 $M_{max}$ 、 $S_{max}$  を比較すると、 $H13$ (P3)/ $H14$ (P1)=1.26、 $H13$ (P3)/ $H14$ (P1)=1.29 であり、 $H14$  年の耐力減少の反面、許容回転角  $\theta_{pa}$ 、終局変位  $\delta_u$  は増加しており、塑性ヒンジ長の影響:  $P3 \cdot L_p = 1.330\text{m}$  ( $H13$ ) →  $1.000\text{m}$  ( $H14$ ) が窺える。

PCT 桁の連結部の破壊抵抗曲げモーメント比は  $M_{ru}/M_d = 1.02 < 1.2$  である。この振動系の破壊安全度の厳しい順番は、柱基部 (P2) → フーチング (P2、P1、P3) → 張出梁 (P2、P3) → 柱基部 (P1、P3) → 張出梁 (P1) → 杭支持力 (A1) である。

(2) プレビーム合成桁 (3 径間連結)

P3-P6 系の固有振動モードを  $H13$  年と  $H14$  年で比較すると、卓越モードは 1、6 次 ( $H13$  年) が 1、8 次 ( $H14$  年) に対応し、減衰定数は  $h=0.1$  (1 次)、0.2 (高次) で一致する。動的解析の結果を含めクリティカルケースを抽出すると、張出梁の P4、P5 は動解時に、P3、P6 は死荷重時であり、柱基部は動解時、フーチングは保耐時である。プレビームの破壊抵抗曲げモーメント比は  $M_{ru}/M_d = 1.57$  (一径間)、1.75 (二径間)、1.56 (三径間) であり、合成断面応力度比は 0.919 ( $\sigma_a = 210$ )、合成応力度比は  $1.09 < 1.2$  である。この振動系の破壊安全度の厳しい順番は、フーチング (P5、P3、P4、P6) → 柱基部 (P5、P3、P4、P6) → 張出梁 (P3、P6、P4、P5) であり、A1-P3 系の場合の始発=P2 基部に相違点が見られ、共有橋脚 P3 フーチングの順番に注目する。

4. あとがき

一群の高架橋あるいは振動系をシステム列とみなした場合、不連続部をジョイントとする直列結合となる場合が多いが、構造物の安全度を全体系で評価すると、一ヶ所の破壊によってシステム全体が崩壊することになる。見方によっては、上下分離線は並列結合となるが、もっと、視点を変えると、ジョイント構造自体が並列構造となり得る。つまり、橋梁システムは直列と並列の混合した複雑な結合体であると言える。使用限界状態で破壊する床版、あるいは地震時動的限界状態 (非線型、等価線型) で破壊する柱と、保耐 (非線型静的解析) によって決定されるフーチングなどを、総合的に安全性を評価する手法の確立は、ライフサイクルコストを含めた、いわゆるアセットマネージメント (アセットアセスメント) として必要である。調整桁や桁受台の設置は、現行では経験論的に決定され、工程違いなど伴い軌道レベルの不一致などもたまたま発生している。また、不連続部の目違い・折れ角などは照査指標となっている。部分的な破壊 (リスク) からの解放によって全体系の安全性・経済性・便益性の向上を目指すためには、さらにシステム論的アプローチが必要であると思われる。

表 1 調整桁の使用限界状態

| Cs 桁<br>No | 張出床版     |          | 橋軸方向桁   |          | 張出床版  |        | 主桁  |  |
|------------|----------|----------|---------|----------|-------|--------|-----|--|
|            | w1/a     | w1/a     | w2/a    | 荷重分布幅    | 鉄筋量   | 鉄筋量    | 鉄筋量 |  |
| 78         | 1.810    | 0.890    | 0.993   | 2.83     | 8-D16 | 10-D32 |     |  |
| 73         | 1.445    | 0.856    | 0.970   | 2.85     | 8-D19 | 10-D32 |     |  |
| 70         | 1.830    | 0.841    | 0.960   | 2.85     | 8-D16 | 10-D32 |     |  |
| 63         | 1.705    | 0.898    | 0.997   | 2.80     | 8-D16 | 10-D32 |     |  |
| 備考         | wa=0.200 | wa=0.200 | 0.300mm | 列車 bl(m) | 補強必要  | 補強方向   |     |  |

表 2 E 環状線高架橋の動的解析照査結果 (A1-P3 系)

| 塑性ヒンジ点の照査 |    |                                    |        |                                   |         |                            |       |
|-----------|----|------------------------------------|--------|-----------------------------------|---------|----------------------------|-------|
| 地震        | 橋脚 | 応答値                                |        | 許容回転角                             |         | 照査                         |       |
|           |    | $\theta_{max}$ ( $\mu\text{rad}$ ) |        | $\theta_{pa}$ ( $\mu\text{rad}$ ) |         | $\theta_{pa}/\theta_{max}$ |       |
|           |    | 13年                                | 14年    | 13年                               | 14年     | 13年                        | 14年   |
| I         | P1 | 503.0                              | 916.6  | 5136                              | 5691.2  | 10.210                     | 6.209 |
|           | P2 | 666.3                              | 1042.5 | 5690                              | 4804.8  | 8.540                      | 4.609 |
|           | P3 | 253.3                              | 901.1  | 3966                              | 5258.7  | 15.660                     | 5.836 |
| II        | P1 | 1648.5                             | 2129.5 | 17095                             | 19894.2 | 10.370                     | 9.342 |
|           | P2 | 2050.4                             | 2646.6 | 18659                             | 19894.2 | 9.100                      | 5.695 |
|           | P3 | 766.4                              | 1682.1 | 12646                             | 19894.2 | 16.500                     | 9.852 |