

I - B 325 鉄道仮設構造物における仮橋脚の耐震性能について

J R 東日本 構造技術センター 正会員 菅野谷敏彦
 J R 東日本 構造技術センター 正会員 高木芳光

1. はじめに

河川改修工事や道路との立体交差工事に採用される、工事桁工法、または、横取り架設工法などに構造物としての仮橋脚が使用される。

これまでの仮設構造物の設計法¹⁾では、線路を支持するような仮設構造物に要求される耐震性能は明確にされていない。この従来の設計法により設計された、図1、表1に示す仮橋脚をモデルとし、仮設構造物における仮橋脚の耐震性能について、構造系の崩壊過程を考慮したフレーム解析により検討した。また、この検討結果を用い、今後設計される仮橋脚の耐震性に優れた部材ディテール、および設計法の提案を行なう。

2. 構造系の崩壊過程を考慮したフレーム解析

構造系の崩壊過程を明らかにするために、解析モデルの柱部材上端部に水平荷重を載荷し、ブレース材・横支材については、軸方向圧縮力による座屈耐力、または、軸方向引張力による降伏耐力に達した時点で当該部材を取り外す。柱部材は、曲げ降伏耐力に達した時点で、部材節点での結合条件を剛結合からピン結合にする。という操作を構造系が不安定となるまで解析する方法で行なった。

(1) 耐震性能照査手法

耐震性能照査の手順を以下に示す。

(ア) 構造系の崩壊過程を考慮したフレーム解析より得られた、それぞれの部材が座屈耐力・降伏耐力に達した時の荷重、変位点を順番に直線で結んだ荷重-変位曲線（以下P-δ曲線という）を描く。

(イ) (ア)で作成したP-δ曲線を基に、構造系が不安定となる荷重、変位点までの多角形の面積を求める。（図2参照）

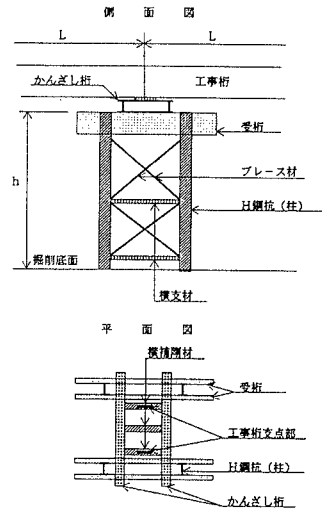


図1 仮橋脚一般図

表1 仮橋脚の耐震性能解析一覧表

CASE	上部工型式	下部工型式	部 材 種 別		
CASE 1 (CASE 1a)	橋枕木抱込み式 L=8.0m+8.0m	柱：橋軸直角方向が強軸 h = 7.0m 	柱(抗)	H- 250×250 × 9×14	$\sigma=1768 \text{ kgf/cm}^2 < 2400 \text{ kgf/cm}^2$
			ブレース	L- 100×100 × 7 (L- 120×120 × 8)	$L/r = 157$ ($L/r = 130$)
			受桁	H- 440×300 × 11×18	$\sigma=1069 \text{ kgf/cm}^2 < 1216 \text{ kgf/cm}^2$
			横支材	C- 200 × 90 × 8×13	
CASE 2	橋枕木抱込み式 L = 8.0m + 8.0m	柱：橋軸直角方向が強軸 h = 7.0m 	柱(抗)	H- 250×250 × 7×11	$\sigma=1708 \text{ kgf/cm}^2 < 2400 \text{ kgf/cm}^2$
			ブレース	L- 100×100 × 7	$L/r = 116$
			受桁	H- 440×300 × 11×18	$\sigma=1069 \text{ kgf/cm}^2 < 1216 \text{ kgf/cm}^2$
			横支材	C- 200 × 90 × 8×13	
CASE 3 (CASE 3a)	上路桁式 L = 16.0m + 16.0m	柱：橋軸直角方向が強軸 (橋軸方向が強軸) h = 8.0m 	柱(抗)	H- 200×200 × 8×12 (H- 250×250 × 7×11)	$\sigma=1571 \text{ kgf/cm}^2 < 2400 \text{ kgf/cm}^2$
			ブレース	L- 100×100 × 7	$L/r = 126$
			受桁	H- 350×350 × 12×19	$\sigma = 413 \text{ kgf/cm}^2 < 1400 \text{ kgf/cm}^2$
			横支材	C- 200 × 80 × 8×11	

・耐震性能 ・仮橋脚

〒151 東京都渋谷区代々木 2-2-6 TEL 03-5351-4735 FAX 03-5351-4736

(ウ) 構造系の中で最初の部材が座屈あるいは降伏した点での傾きを持ち、(イ)で求めた多角形の面積と同一となる直角三角形を見出し、三角形の頂点となる換算弾性水平震度(Khe)を求める。(図2参照)

(2) 耐震性能照査結果

以上の崩壊過程を考慮したフレーム解析での耐震性能の検討により得られたそれぞれのケースでの結果を表2に示す。また、CASE1を例に、崩壊過程の概要を図2に示す。以下CASE1の場合での耐震性能照査事例を示す。

(7) 構造系が不安定となる変位および水平震度

図2における③点では、ブレース材の変形は進行するが、まだ破断による崩壊は起っていない。しかし、ある程度余裕を持たせることとし、構造系が不安定となる点を引張側ブレース材が降伏する③点と考えた。この時の変位は34.0mm 水平震度は、0.49である。

(イ) 換算弾性水平震度

図2より、2.(1)(イ)の手法により算定した多角形の面積と等しくなる三角形の頂点の換算弾性水平震度(Khe)は0.63となる。

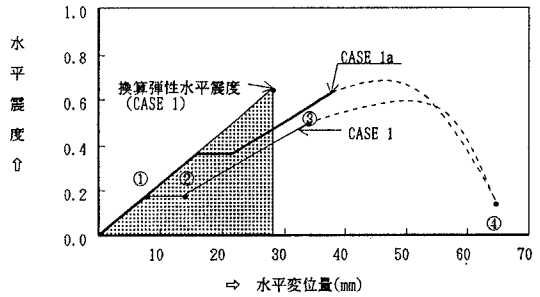


図2 崩壊仮定を考慮した解析結果(CASE1)

表2 仮橋脚の耐震性能解析結果

CASE	設計水平震度	崩壊過程を考慮したフレーム解析		備 考	
		降伏水平震度	換算水平震度	ブレース材	柱部材の向き
CASE 1	0.1	0.18	0.63	L/r = 157	橋軸直角方向が強軸
CASE 1a	0.1	0.36	0.84	L/r < 130	橋軸直角方向が強軸
CASE 2	0.1	0.28	0.91	L/r < 130	橋軸直角方向が強軸
CASE 3	0.13	0.33	0.78	L/r < 130	橋軸直角方向が強軸
CASE 3a	0.13	0.28	0.50	L/r < 130	橋軸方向が強軸

3. 今後設計される仮橋脚の部材ディテールの提案

以上、既設仮橋脚の耐震性能照査結果から、今後設計される仮橋脚において、耐震性に優れた部材ディテール、および設計法を提案する。

(1) ブレース材の細長比について

図2および、表2のCASE1とCASE1aとの比較からも明らかのように、ブレース材の細長比を制限することは、耐震性能上有効であることが分かる。以上からブレース材の細長比は130以下とする。

(2) 降伏水平震度

仮設構造物の耐震性としては、限られた期間での使用であること等を勘案し、本設構造物で求められる耐震性能の1/2として良いと考える。表2の結果より、ブレース材の細長比を(1)に示すように制限することを前提に、仮橋脚の降伏水平震度(Kho)を0.3とすれば、本設構造物の1/2を満足する設計となる。

(3) 柱(H形鋼)の向きについて

表2のCASE3とCASE3aの橋軸直角方向の検討において、H鋼の向きを橋軸方向にした場合に比べて、弱軸方向にした場合には柱断面を大きくしても耐震性能は劣っている。

仮橋脚の構造から、地震時に橋軸方向は工事桁がストラット構造となることから変形は大きく拘束される。したがって、耐震上からH形鋼の向きは、橋軸直角方向に強軸とする。

(4) 柱本数について

表2のCASE1,2,3に示すように、柱本数と解析上の耐震性能はほとんど変わりはない。しかし、柱本数が多くなるとその分だけブレース材が多くなり、その変形性状は複雑となる。したがって、施工性および、耐震上からも柱断面を大きくするなどして、柱本数はむやみに増やさない計画をすることが望ましい。

【参考文献】 1) 仮設構造物の設計：J R 東日本