第24回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2021年7月）

地震発生直後，早期橋梁箇所交通解放のための落橋防止対策の報告

大　場　　宏　樹[1]

[1]正会員　仙建工業株式会社　土木エンジニアリング部　部長
（〒980-0811仙台市青葉区一番町二丁目2-13）

1. はじめに

地震が発生した直後に緊急輸送道を確保することは，様々な救急，救援活動や復旧作業において，移動や搬送手段として自動車の使用は不可欠であり，迅速な道路網の復旧が必要である．しかし，地震発生直後は，余震が頻繁に発生し，各路線が寸断され，十分な調査，人員や資機材の確保などができない状態が続くことが常である．従って，災害復旧時の最重要路線に指定された路線に位置する構造物は，その損傷を予測して復旧方法を予め決定し，その準備を行っておくことが必要である．

JR 東日本では，営業線上に新桁を架設する場合に，大規模地震が発生しても列車の安全輸送を確保することを要求している．この考え方は，新設主桁架設の途中段階において，耐震対策を実施することを義務付けるものであり，新桁そのものおよび、桁を架設使用する門型工やベント等の仮設備についても，耐震設備の力学的な根拠付けを行って施工を実施する必要があることを意味する．この考えを用いることによって，震災発生直後，力学的な根拠に基づく補強を行って設緊急道を確保をすることが可能になると考える．

本稿で取り上げる事例は，当社で橋梁新設工事施した内容であり，応・復旧工事で使用されているベント材を使用したものと，ワイヤーを使用するものの，大きく 2 つの対策を示し，４つの事例を挙げる．

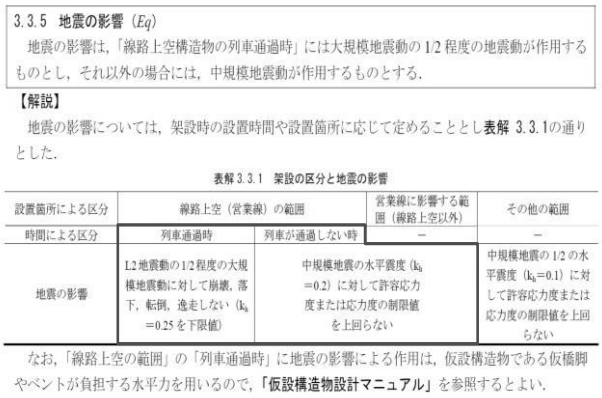
この対策の実例は全て橋梁には当てはまらないが，各橋梁の立地条件や桁形式に合わせ応用することで，応急・復旧工事を実施するにあたり，落橋防止対策策定の選択枝の１つとして利用可能と考える．

２. 鉄道上空の桁架設時の耐震設備の考え方

鉄道営業線上空に橋桁および仮設物等を架設する場合には，大規模地震が発生しても列車の安全輸送を確保することが明確になっている [1)]．その内容は，線路との位置関係や架設時の設置時間によって対策の程度が区分される（**図－1**）．

一般的には，線路直上での主桁架設作業が主であり列車が運行している状況での施工となるが，「桁架設設計マニュアル [1)] 」によれば，線路上空の範囲での列車通過時の対策は，弾性加速度応答スペクトル 800gal，水平震度 k_h=0.8 に対して桁および仮設構造物が崩落，落下，転倒，逸走しないこととされている．

また，「仮設物構造設計マニュアル」[2)] の記述で



3.3.5　地震の影響（*Eq*）

地震の影響は，「線路上空構造物の列車通過時」には大規模地震動の 1/2 程度の地震動が作用するものとし，それ以外の場合には，中規模地震動が作用するものとする．

【解説】

地震の影響については，架設時の設置時間や設置箇所に応じて定めることとし**表解 3.3.1**の通りとした．

表解 3.3.1　架設の区分と地震の影響

設置箇所による区分	線路上空（営業線）の範囲		営業線に影響する範囲（線路上空以外）	その他の範囲
時間による区分	列車通過時	列車が通過しない時	－	－
地震の影響	L2地震動の1/2程度の大規模地震動に対して崩壊，落下，転倒，逸走しない（k_h=0.25を下限値）	中規模地震の水平震度（k_h=0.2）に対して許容応力度または応力度の制限値を上回らない		中規模地震の1/2の水平震度（k_h=0.1）に対して許容応力度または応力度の制限値を上回らない

なお，「線路上空の範囲」の「列車通過時」に地震の影響による作用は，仮設構造物である仮橋脚やベントが負担する水平力を用いるので，**「仮設構造物設計マニュアル」**を参照するとよい．

図－1　桁架設設計マニュアル [1)] の抜粋

は，(a)地震時保有水平耐力法，(b)「耐震設計マニュアル」[3)] による方法，(c)「鉄道標準（耐震 H11）」[4)] のいずれかに準じて照査を行うものとし

ている．**図－2に仮設構造物設計マニュアル[2]の抜粋**を示す．

1.8.3　**大規模地震に対する検討**

1.3.4 に該当する重要仮設構造物における大規模地震に対する検討は，以下に示す方法により行うことを標準とする．

(1) 検討方法

適用構造物により，以下のいずれかの方法で検討するものとする．

(a) 地震時保有水平耐力法による方法

一般的に用いられている鋼構造(鋼橋脚および鋼製杭など)の仮設構造物については，地震時保有水平耐力法により照査してよいものとする．

躯体および基礎杭の耐震性能に対しては，式(1.8.1)を満たしていることを確認するものとする．

$P_a \geqq k_{he} \cdot W$ ……(1.8.1)

ここに，P_a ：仮設橋脚の地震時保有水平耐力(降伏耐力程度とし，1.5.2 に示した基準の許容応力度に地震時割増係数 1.6 を乗じて求めてよい)

k_{he} ：地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度(式(1.8.1)によるが，0.25 を下限値とする)

$= k_{hc0} / \sqrt{2\mu_a - 1} \geqq 0.25$ ……(1.8.1)

W ：仮設橋脚の上載荷重(死荷重と活荷重の和)と耐震設計上の地盤面より上の仮橋脚自重との総和

k_{hc0}：設計水平震度の標準値((2) (a)によるものとする)

μ_a ：許容塑性率で，既往の研究等により適宜定める．

基礎の安定に対しては，等価水平震度 k_{he} による地震慣性力により発生する杭頭反力に対し，1.7 に示されている地震時の安全係数により算出された許容鉛直支持力内となることを確認するものとする．この場合の杭頭反力および許容鉛直支持力の算出方法は，1.7.3 による．

(b) 「**耐震設計マニュアル**」を用いた方法

「耐震設計マニュアル」において適用範囲となる仮設構造物(一般的な RC，SRC，CFT，直接基礎およびコンクリート杭基礎および地下構造など)については，**「耐震設計マニュアル」**に準じて設計を行い，所定の性能を確保するものとする．

検討に用いる所要降伏震度 k_{hy} は，(2) (b)によるものとするが，0.25 を下限値とする．

(c) **「鉄道標準（耐震 H11）」**を用いた方法

(a)(b)のいずれにもよれないもの，または特殊条件が存在し詳細な検討が必要なものは，**「鉄道標準（耐震 H11）」**に準じて耐震性能の照査を行うものとする．その際，照査に用いる設計想定地震動は (2)(c)によるものとする．

また，この場合は 250gal の地震動に対しても耐震性能 I を満足するかどうか確認しなければならない．

(2) 設計想定地震動

(a) 地震時保有水平耐力法による方法

設計水平震度の標準値 k_{hc0} は，地盤種別によらず 0.8 とする．

(b) **「耐震設計マニュアル」**を用いた方法

所要降伏震度 k_{hy} は，**「耐震設計マニュアル」**に示されている値を 1/2 倍し使用する．

(c) 「**鉄道標準（耐震 H11）**」を用いた方法

検討に用いる弾性加速度応答スペクトルは，地盤種別によらず 800gal とする．

(3) 構造物の耐震性能

(2)で想定した地震動に対し，構造物が崩壊しないことを確認するものとする．

図－2　仮設構造物設計マニュアル[2]の抜粋

(a) 地震時保有水平耐力法による方法

一般的に用いられている鋼構造(鋼橋脚および鋼製杭など)の仮設構造物については，式(1)を満たしていることを確認するものとする．

$$P_a \geqq k_{he} \cdot W \quad \cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

ここに，Pa ：仮設橋脚の地震時保有水平耐力(降伏耐力程度とし，1.5.2 に示した基準の許容応力度に地震時割増係数1.6 を乗じて求めてよい)

khe ：地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度(式(1.8.1)によるが，0.25 を下限値とする)

$$k_{he} = k_{hc0} / \sqrt{2\mu a - 1} \geqq 0.25 \quad \cdots\cdots \quad (2)$$

W ：仮設橋脚の上載荷重(死荷重と活荷重の和)と耐震設計上の地盤面より上の仮橋脚自重との総和

$khc0$：設計水平震度の標準値((2) (a)によるものとする)

μa ：許容塑性率で，既往の研究等により適宜定める．

照査に用いる許容塑性率 μ_a については，一般的には表解1.8.2の幅厚比，径厚比の制限値に応じ表-1を用いてよいものとする．

表-1　変形能力のクラスに対する幅厚比,

			降伏点強度 (N/mm²)	幅厚比 クラス A	クラス B	クラス C
柱	H形断面材		235	$b/t_f+0.16d/t_w \leqq 14.8$ $d/t_w \leqq 48$ $b/t_f \leqq 11.3$	$b/t_f+0.16d/t_w \leqq 18.0$ $d/t_w \leqq 48$ $b/t_f \leqq 12.5$	$d/t_w \leqq 48$ $b/t_f \leqq 12.5$
			315	$b/t_f+0.16d/t_w \leqq 12.6$ $d/t_w \leqq 41$ $b/t_f \leqq 9.6$	$b/t_f+0.16d/t_w \leqq 15.4$ $d/t_w \leqq 41$ $b/tf \leqq 11.0$	$d/t_w \leqq 41$ $b/t_f \leqq 11$
	箱形断面（溶接組立）		235	$b/t \leqq 31$	$b/t \leqq 37$	$b/t \leqq 40$
			315	$b/t \leqq 26$	$b/t \leqq 31$	$b/t \leqq 34$
	冷間成形材	角形鋼管	235	$b/t \leqq 26$	$b/t \leqq 32$	$b/t \leqq 40$
			315	$b/t \leqq 23$	$b/t \leqq 28$	$b/t \leqq 34$
		円管断面	235	$D/t \leqq 41$	$D/t \leqq 62$	$D/t \leqq 100$
			315	$D/t \leqq 36$	$D/t \leqq 54$	$D/t \leqq 72$
梁	H形断面材		235	$b/t_f+0.08d/t_w \leqq 14.2$ $d/t_w \leqq 70$ $b/t_f \leqq 12.2$	$b/t_f+0.08d/t_w \leqq 15.5$ $d/t_w \leqq 70$ $b/t_f \leqq 12.5$	$d/t_w \leqq 70$ $b/t_f \leqq 12.5$
			315	$b/t_f+0.08d/t_w \leqq 12.1$ $d/t_w \leqq 60$ $b/t_f \leqq 10.4$	$b/t_f+0.08d/t_w \leqq 13.2$ $d/t_w \leqq 60$ $b/t_f \leqq 11$	$d/t_w \leqq 60$ $b/t_f \leqq 11$

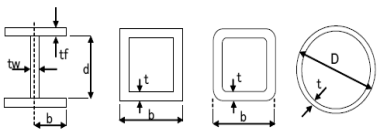


表-2　許容塑性率

	変形能力のクラス A	B	C
個材	7.0	2.5	1.0
ラーメン	7.0	4.0	3.0
H形鋼仮橋脚	8.0		

注) 簡易な接合による隅角部を持つラーメン構造物の場合、原則として表中の変形性能 C のラーメンの値 3.0 を用いず 1.0 とする。(付属資料 1-2 参照)

等価水平震度k_{he} を0.25以上としている．理由は，修正震度法により設計された既設構造物と同程度の耐震性能を最低限確保するためである．ＪＲが管理する既設構造物は「建造物標準」により設計されたものが多くを占めており，その設計水平震度は標準設計水平震度に諸係数を乗じた値を使用したk_h＝0.25以下のものが多いと考えられるためとしている．

(b)「耐震設計マニュアル」[3] において適用範囲となる仮設構造物（一般的なＲＣ，ＳＲＣ，ＣＦＴ，直接基礎及びコンクリート杭基礎及び地下構造など）については，「耐震設計マニュアル」[3] に準じた方法による検討することとなっており，また，(a)と同様の理由から等価水平震度k_{he}のを 0.25とすることとなっている．

(c)「鉄道標準（耐震H11）」[4] による方法を用いる場合は，(a) (b)のいずれとも条件が合わず適用できない場合であり，「鉄道標準（耐震H11）」[4] により，材料の非線形性を考慮して検討を行う．

この場合，既設構造物と同程度の耐震性を確保するため，250gal の地震動に対し耐震性能Ｉを満足することについても確認する必要がある．

検討に用いる設計想定地震動は，従来，大規模地震に対する検討における設計想定地震動はＬ2地震動の1/2程度とし，設計実務のおいては，地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトルを800galとしていた．これは，「鉄道標準(H11)」[4]におけるＬ2地震動による弾性加速度応答スペクトルの最大値は2000gal（スペクトルⅡ，G2地盤，減衰5%）であり，Ｌ2地震動の1/2は，1000galとなるが，仮設物の減衰効果を期待することができるため，「鉄道標準(H11)」付属資料6-1 の付属図6.1.2 に示される所要降伏震度スペクトル（スペクトルⅡ，上部構造物用，S 系，減衰定数0.1≦h≦0.2）の，塑性率μ=1 における所要降伏震度最大値の1600galの1/2(約800gal)を適用したものである．（図-3）

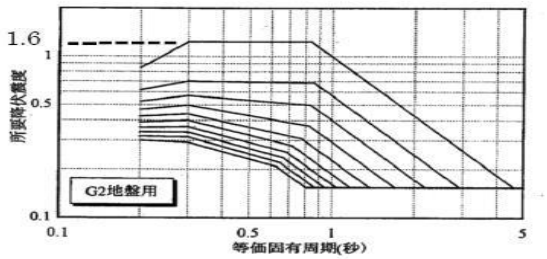


図-3　所要降伏震度スペクトル（改訂前）
※鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）1999.10
付属資料 6-1 付属図 6.1.2

Ｌ2地震度の1/2という考え方に基づけば，Ｌ2地震動が大きくなると，設計想定地震動も必然的に大きくなる．鉄道標準（耐震H11）[4]が改正され，鉄道構造物等設計標準(耐震設計)（H24）[5]が制定された．ここで従来の所要降伏震度スペクトルの見直しが行われ，その結果，大規模地震に対して考慮する所要降伏震度も大きくなった．具体的には，上記と同様の条件において所要降伏震度は従来の約1.5倍の1.175へ増大する．（図-4）

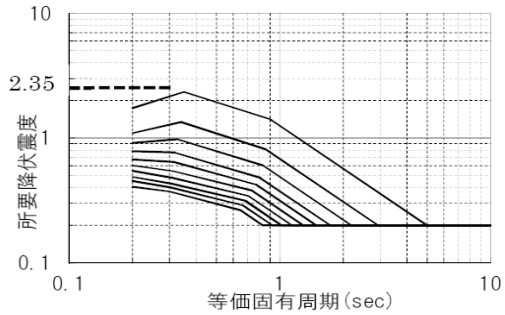


図-4　所要降伏震度スペクトル（改訂後）
※鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）2012.9
付属資料 10-3 付属図 10.3.10

しかしながら，過去の大規模地震において，地震時にＬ2地震動の1/2相当を考慮した仮設構造物の損傷例は報告されていない．2011年東北地方太平洋沖地震でも強い地震動が観測された地点でＬ2地震動の1/２を考慮した仮設物の損傷は生じなかった．ことから以下の理由により，大規模地震に対する検討における弾性応答加速度スペクトルは，従来の通り800galとして検討するとしている．

① 仮設構造物の設置期間が本設構造物より短期間であること
② 東北地方太平洋沖地震時に強い地震動が観測された地点で弾性加速度応答スペクトルを800galとして設計した仮設構造物の損傷が軽微であったこと
③ 当該線区の他の既設構造物（建造物設計標準に準拠）と比較して仮設構造物の復旧性や安全性等が同等程度となる耐震性能であること

なお，中規模地震の場合と同様に仮設構造物であることから，地盤種別によらず一律の値を用いて良いとしている．

以上から，検討に用いる設計想定地震動は，
(a)地震時保有水平耐力法を用いる場合は，設計水平震度の標準値k_{hc0}は，地盤種別によらず0.8とする．
(b)「耐震設計マニュアル[3]」を用いた場合は，所要降伏震度k_{hy}は，「耐震設計マニュアル[3]」に示されている値を1/2倍し使用する．
(c)「鉄道標準（耐震H11）」[4]による方法を用いる場合は，弾性加速度応答スペクトルは，地盤種別によらず800galとするとしている．

３．鉄道上空の桁架設時点での耐震設備事例

１）閉伊川橋耐震設備の検討事例

本施工は，Ｐ8，Ｐ9間に主桁を架設するものであり，ベント付近で主桁24.460ｍと29.040ｍをつなぎ込む．施工順序は，ベント～Ｐ9側を先行で架設し，その後鉄道上空であるＰ8～ベント間をつなぎ込む．（図-5）

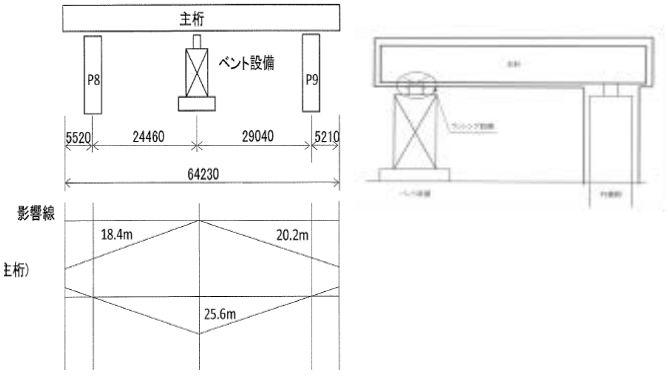


図-5　閉伊川　耐震設備

P9側は本設の支承設備に設置後とするため、橋軸方向の地震時水平力は，P9橋脚上の耐震設備で吸収するものとし，ベントに作用する基本鉛直荷重は，P8～ベント間の主桁の重量として，ベントの耐震性を検討した．

ベントに使用する材料は，上梁材をH-350×350×12×19，中梁・下梁・枕梁をH-300×300×10×15，柱をPipe-216.3×5.8とした．(図-6)

表-1より，幅厚比をもとめ，許容塑性率μaを求めた．結果を表-3に示す．

表－3　ベント材料材料塑性率

・上梁			
H鋼	寸法値	幅厚比	クラス
断面 H-350x350x12x19	b = 175 mm	b/tf + 0.08d/tw = 11.3 ≦14.2	A
種別 ：梁(個材)	tf = 19 mm	d/tw = 26.0 ≦70	A
降伏点強度 = 235 N/mm2	d = 312 mm	b/tf = 9.2 ≦12.2	A
（SS400級）	tw = 12 mm	⇒ A クラス 許容塑性率 μa = 7.0	

・中断梁、下梁、枕梁			
H鋼	寸法値	幅厚比	クラス
断面 H-300x300x10x15	b = 150 mm	b/tf + 0.08d/tw = 12.2 ≦14.2	A
種別 ：梁(個材)	tf = 15 mm	d/tw = 27.0 ≦70	A
降伏点強度 = 235 N/mm2	d = 270 mm	b/tf = 10.0 ≦12.2	A
（SS400級）	tw = 10 mm	⇒ A クラス 許容塑性率 μa = 7.0	

・柱			
円管断面	寸法値	幅厚比	クラス
断面 Pipe-216.3x5.8	D = 216 mm	D/t = 37.3 ≦41	A
種別 ：柱(個材)	t = 5.8 mm		
降伏点強度 = 235 N/mm2			
（SS400級）		⇒ A クラス 許容塑性率 μa = 7.0	

上梁，中梁・下梁・枕梁，柱に使用する材料許容塑性率μalは全てAクラス7.0であることから，表解1.8.3より，本設備の許容塑性率を7.0とした．

本検討で用いる等価水平震度k_{he}を式(2)を使用して求め，k_{he}=0.25とした．

$$k_{he} = k_{hc0} / \sqrt{2\mu a - 1} = 0.8 / \sqrt{2(7.0-1)}$$

$$= 0.22 \quad \Rightarrow 0.25 \geqq 0.25$$

基本鉛直荷重は，P8～P9間の１主桁の重量は48ｔであり，5主桁全重量でW＝240ｔ＝2354kNであることから，１ｍ当たりの単位重量は，W１＝354.4/64.23m=36.7kN/ｍとなる．図5の影響線より，Pk=36.7×25.6＝939.5kNとなる．従って，ベント上にかかる1受点当たりの荷重は5主桁で除して，P=Pk/5=939.5/5＝187.9kNとなる．

ベントの自重は，Wb=228kNであることから，作用力を求めると，a)基本鉛直荷重Po（桁荷重Pk＋ベント自重Wb=939.5＋228）≒1168kN，b)不均等荷重(U)（鉛直荷重×0.2）≒234kN，c)照査水平荷重(Ho)(鉛直荷重×0.05)≒58kN，ベント下面モーメント(水平力×作用高さ)≒570kN･m　d）風荷重（W）ベント下面の風荷重Hw≒147kN　ベント下面におけるモーメントMw（水平力×高さ）≒1542kN･m，e)地震荷重H_{Eq}（Po×0.25)≒292kN，ベント下面のモーメントM_{Eq}(水平力×作用高さ)≒2860kN･mとなる．作用力の組み合わせを表4に示す．また，この作用力で実施したベントの応力計算結果を表5に示す．

表-4　ベント作用応力組合せ

		鉛直力 P (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN･m)
Po'+U'+Ho'	Po	1168		
	U	± 234		
	Ho		58	570
	Σ	1402 934	58	570
Po'+U'+W'	Po	1168		
	U	± 234		
	W		147	1542
	Σ	1402 934	147	1542
Po'+U'+Eq'	Po	1168		
	U	± 234		
	Eq		292	2860
	Σ	1402 934	292	2860

表-5　ベント応力計算結果

	使用断面	照査項目	単位	作用値	許容値	安全指数	判定
架設桁受梁	2- H-350x350x12x19	σ	N/mm²	38	151	393	
		τ	N/mm²	35	106	308	OK
		合成	-	0.4	1.1	306	
中段梁	1- H-300x300x10x15	σ	N/mm²	100	163	164	
		τ	N/mm²	50	106	215	OK
		合成	-	0.6	1.1	180	
柱(橋軸･直角)	1- φ216.3 x 5.8		N/mm²	64	137	213	OK
柱繋ぎ材（橋直）	水平材 L-75x75x6	水平材 σ	N/mm²	13	38	286	OK
	斜材 L-75x75x6	斜材 軸力	kN	15	81	527	
下段	2- H-300x300x10x15	σ	N/mm²	62	116	186	
		τ	N/mm²	32	85	265	OK
		合成	-	0.5	1.1	224	
基礎	地盤反力度	q	kN/m²	84			

※安全指数 = 許容値 / 発生値 x 100

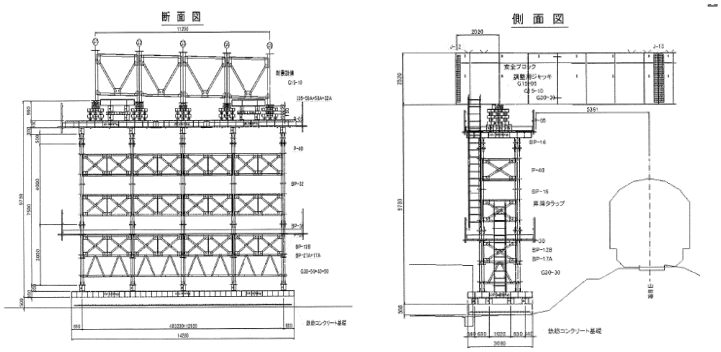
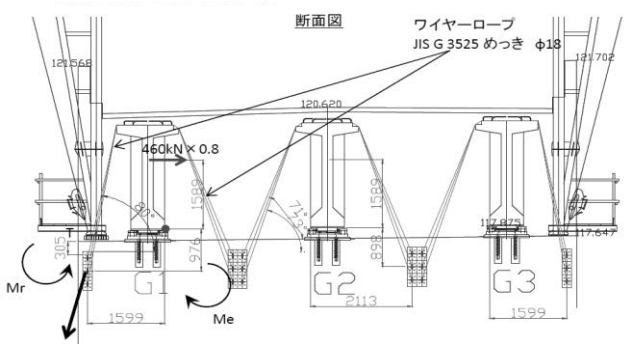


図-7　ベントによる耐震設備(例１)

以下に実際に実施した事例は，橋台を利用した耐震補強である．

２).PC 単純コンポ橋（3 主桁）

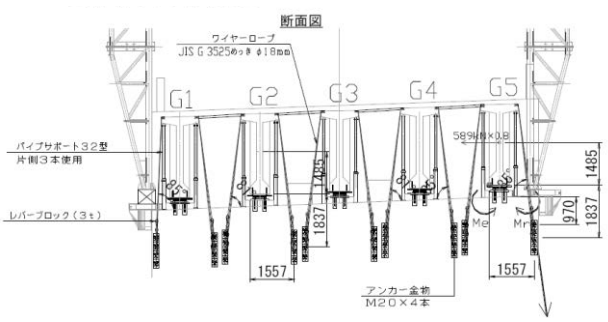
架設工法は橋台上に門構を組立後，門構を使用して架設桁を架設，架設桁の上路を主桁が自走して門構で所定の位置に架設する工法である．線路上空での作業は全て夜間作業となることから，施工途中で線路上空に仮設した状態が発生するため，列車運行時間帯の耐震設備が必須となる．検討する内容は門構・架設桁・主桁それぞれで必要となるが，今回は主桁について示す．主桁架設後の状態において水平震度 k_h=0.8 が作用した場合，転倒モーメントは 584kN･m となる．**図－8** のように，主桁は躯体に設置したアンカー金具と切断荷重 160kN のワイヤー3 本を大回しすることで固定して抵抗モーメントを確保した．



図－8　桁架設時の耐震設備（例２）

３）3 径間ポストテンション方式 PC コンポ橋(5 主桁)

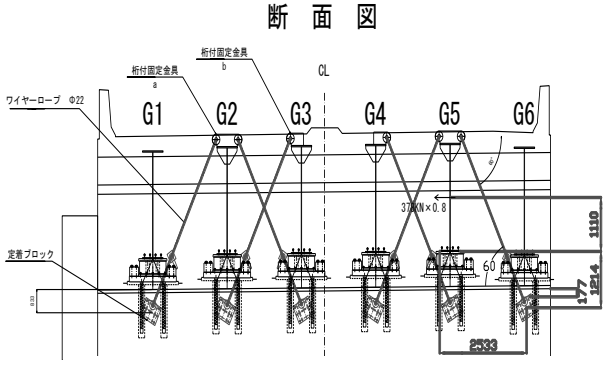
架設工法は**例 1** と同様であるが，桁高が 2.8m と高くなることから作用する転倒モーメントは 699kN･m と大きくなる．固定方法は**例 1** と同様としたが，固定用ワイヤーは 3 本では不足することから，**図－3** のように 4 本を大回しすることで配置した．ワイヤーによる主桁の固定は，全ての桁を横締めし安定させるまで設置した．



図－9　桁架設時の耐震設備（例 3）

４）2 径間連続鋼板桁橋(6 主桁)

架設工法はクレーン架設で実施した．桁高が 2.2m と高くなることから作用する転倒モーメントは 326kN･m となる．主桁固定方法は，主桁の固定時間は，計画時間 40 分に対して 15 分を要した．想定より早く固定が完了した要因としては，桁のワイヤー固定作業が 2 本と少なかったこと，PC 桁と異なり，主桁に足場取付け用金具が設置されてあり，その金具を使用できたこと，耐震設備箇所には検査路がすでに設置されており作業床が確保されていたこと，あらかじめ桁の繋ぎ材とワイヤーが支障しないことの確認を行っていたためスムーズに施工が行えたことなどが考えられる．



図－10　桁架設時の耐震設備（例４）

４．問題点の抽出と考察

表-6 に橋台を利用した上記 3 例の耐震設備の設置時間の比較を示す．

各橋主桁及び桁高の相違により発生モーメントが異なる．それにより必要なワイヤー径及び本数が異なる．ワイヤー設置時間は本数が少ないほど短時間で設置できる結果となっている．

しかし，ワイヤーと桁形状，特に桁側のワイヤーとの接合等で時間が異なる．PC 桁ではその形状･機構の関係から，新たにアンカー等を設置する場合，PC 鋼線との関係を吟味する必要がある．これに対し，鋼桁の場合は，接合箇所が常設されている場合や新たに接合箇所溶接により追加することも考慮することが可能と考える．

今回橋台側に設置したアンカーボルト（M22×350～M32×740）の設置日数は強度発現を見込み，10 日～12 日を要している．また橋台側に設置する鋼材の製作も 5 日～7 日を要していることから，全施工日数は，最短でも鋼材製作 5 日＋アンカーボルト設置 10 日＋ワイヤー設置 1 日＝16 日となる．従って，この方式を採用するにあたっては，橋梁毎のワイヤー設置方法を決定し，定期点検の時点で橋台側に鋼材を設置しておくことが望ましい．

ボルト（M22×350）の施工数量は両橋台でおよそ 320 本となり，定着材の強度発現に要する期間も考慮にいれるとかなりの期間が必要となる．このため，アンカーボルトを桁架設日から逆算して適切な時期に施工を行う必要がある．

また，**例 2** における主桁の固定時間は，計画時間 30 分に対して 2 時間を要した．その理由は，桁のワイヤー固定作業は桁の両端に 2 名 2 班を配置する体制で行ったが，桁高（約 2m）が高かったこと，ワイヤーの本数が 4 本と多かったこと，可動沓座の仮固定設備が干渉したことなどである．桁高が高いとワイヤーを回す範囲が大きくなり，桁の本数が多いと固定する位置が制限され，互いのワイヤーが干渉することなども考慮することが必要となる．これらの作業を最少人数で効率良く実施するためには，固定ワイヤーやジャッキ等の必要材料の準備することは勿論のことであるが，クレーン等の機械を利用していくことを考えておく必要がある．

５．効果の確認

工事期間中に震度 4 程度の地震が発生したが，架設した PC 桁の変位は見られなかった．また，耐震

設備の撤去までアンカー金具や金具固定用アンカー，ワイヤー類に損傷は見られなかった．

表-6　設備設置時間の比較

	事例1	事例2	事例3
発生モーメント	584kN･m	699kN･m	326kN･m
発生引張力	335.1kN	471kN	134kN
固定ワイヤー	Φ18　3本	Φ18　4本	Φ22　1本
ワイヤー設置時間	90分	120分	15分
アンカーボルト	M22×350 216本	M22×350 320本	M32×740 24本
鋼材取付日数	12日	14日	10日
鋼材作成	5日	5日	7日

６．まとめ

今回，新桁架設時点での耐震性能を確保するための，ベントによる方法とワイヤーによる PC 桁の固定方法を３例紹介した．

既設構造物適用に当たっての問題点としては，

１．アンカーボルトの強度発現

被災した橋台・橋脚の既存コンクリートの劣化状態．

２．橋台・橋脚の配筋状態の把握

固定金具のアンカー固定方法に影響する．

３．ＰＣ桁側の固定方法

新設の場合は，大回しでワイヤーを設置できたが既設橋は上床板や地覆あり，ワイヤー固定を実施する場合は、ＰＣ桁にアンカーを打込み支点とすることが多いと考えるため、既設ＰＣ桁の鋼線配置位置の確定が重要であり，固定方法にはさらなる検証が必要となる．設置時間の短縮を図るため，今後は，構造が異なる桁においても一定の効果が得られるような鋼材や油圧ジャッキ等で固定できる設備を設計段階から検討しておくことや，機械施工を実施するための搬入路を確保しておくことを提案していきたい．本稿が緊急輸送道確保の判断材料の一助となれば幸いである．

参考文献

1) 東日本旅客鉄道㈱：桁架設設計マニュアル，2004.12.
2) 東日本旅客鉄道㈱：仮設構造物設計マニュアル，2004.12
3) 東日本旅客鉄道㈱：耐震設計マニュアル 2012.09
4) 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，丸善出版，1999.10.
5) 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，丸善出版，2012.9.