

T型ラーメン橋梁に対する地震時保有耐力法の適用例

福山則行¹・丸山 泉¹・中野 聡¹

¹正会員 (株)福山コンサルタント 東日本事業部 設計部 (〒136-0071 東京都 江東区 亀戸 2-25-14 立花アネックスビル 3F)

1. まえがき

橋軸方向に橋脚が2基以上あるような不静定構造物のラーメン橋の地震時保有水平耐力法（以後、「保耐法」と呼ぶ）による耐震設計は、道路橋示方書および道路橋の耐震設計に関する資料（平成10年1月）に示されている。しかしながら、1柱式T型ラーメン橋の橋脚躯体の保耐法による橋軸方向の耐震設計法は、上記の2柱以上の不静定ラーメン橋と挙動が大きく異なり、モデル作成上の相違点も考えられる。また、上部構造と橋脚躯体が剛結合であるため1本柱形式モデルとも結果は異なる。そこで本稿は、T型ラーメン橋に対する橋梁全体系モデルでの橋脚躯体の保耐法の検討を行い、動的解析と比較した結果を紹介する。

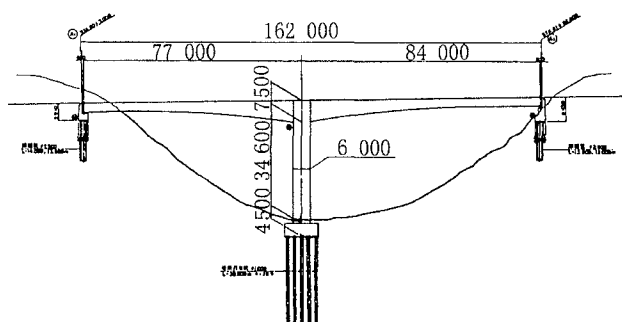


図-1 橋梁全体側面図

2. 解析対象橋梁および解析条件の設定

図-1、図-2に解析対象橋梁の全体側面図および橋脚の正面図を示す。

(1) 上部構造

構造形式：PC2径間連続ラーメン箱桁橋
支間割：77m+84m
幅員：10.7m（全幅員）
支承条件：A1，A2橋台ともに可動（橋軸方向）

(2) 下部構造

橋台：逆T式橋台
橋脚：柱式橋脚（中空断面）
基礎：杭基礎（橋台は深礎杭，橋脚は場所打ち杭）

(3) 検討対象方向の設定

橋軸直角方向については、1本柱形式とみなせるので、本稿では橋梁全体系でモデル化する必要のある橋軸方向についてのみ紹介する。

(4) 地盤種別，重要度の区分および地域区分の設定

地盤種別，重要度の区分，地域区分は次のように設定

した。

地盤種別：Ⅲ種地盤
重要度の区分：B種の橋（特に重要度の高い橋）
地域区分：C地域

(5) 地震動のタイプの設定

解析に用いる地震動のタイプはプレート境界型の大規模な地震を想定したタイプⅠおよび内陸直下型地震を想定したタイプⅡの地震動の両方を設定した。

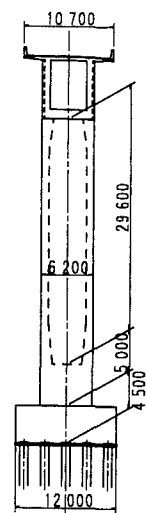
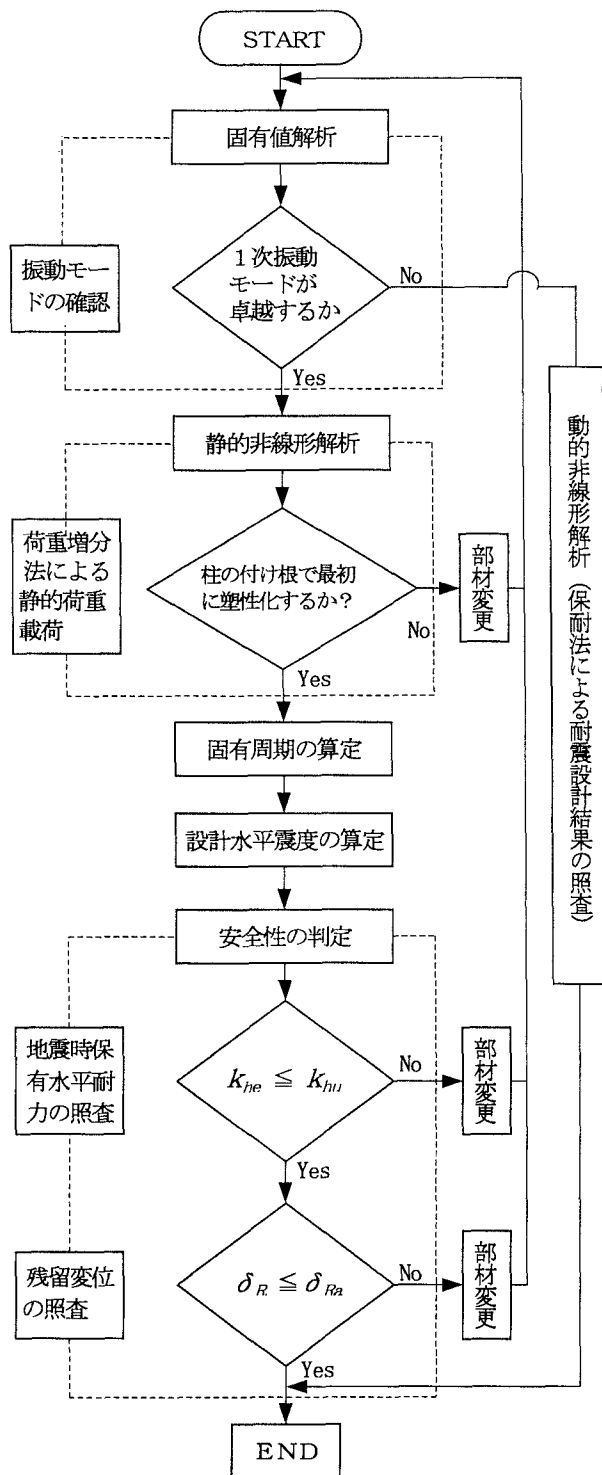


図-2 橋脚正面図



k_{he} : 等価水平震度 δ_R : 橋脚の残留変位
 k_{hu} : 終局時の水平震度 δ_{Ra} : 橋脚の許容残留変位

図-3 保耐法による耐震設計フロー

3. T型ラーメン橋に対する耐震設計手法の検討

T型ラーメン橋に対する耐震設計手法のフローは、保耐法のフローも含めて図-3を考えた。以降にこのフローに沿って説明を行う。

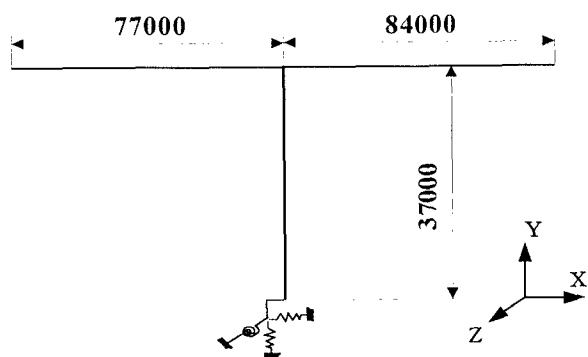


図-4 全体系モデル (固有値解析時)

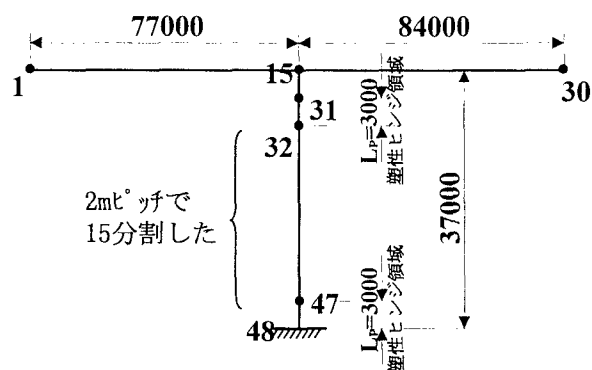


図-5 全体系モデル (静的非線形解析時)

(1) 固有値解析

まず、動的解析の必要性についての確認を行った。動的解析が必要な橋とは、地震時の挙動が複雑な橋で震度法や保耐法で想定した振動モードと異なる場合や塑性ヒンジがどこに発生するか不明な場合¹⁾などである。T型ラーメン橋の場合、これらに当てはまるのでここでは、柱の1次振動モードが卓越するかどうかの確認を行った。卓越の判定は刺激係数および有効質量によった。なお、モデルについては図-4のように基礎ばねを考慮した橋梁全体系でモデル化し、剛性については振動モードの確認という意味では、その影響は小さいので上下部構造共に全断面有効として設定した。

(2) 静的非線形解析

まず、解析モデルは図-5のように、柱基部を固定とした全体系モデルとした。

このモデルに荷重増分法により静的荷重を作用させて、柱基部で最初に塑性化するかどうか、すなわちエネルギー一定則の適用性が十分あるかどうかの確認を行った。満足しない場合には、部材変更を行うか、動的解析による検討を行う必要がある。ここで、モデル作成上の留意点を挙げると柱部材の非線形特性をM- ϕ 関係で表し、ひびわれ時、降伏時、終局時の3点で決められるトリリニア型とすることである。

表-1 固有値解析結果（橋軸方向）

モード次数	振動数 (1/s)	固有周期 (s)	刺激係数		有効質量比 (%)	
			橋軸方向	鉛直方向	橋軸方向	鉛直方向
1	0.680	1.472	-23.50	1.11	56.6	0.1
2	1.666	0.600	11.70	5.08	14.0	2.7
3	2.200	0.455	2.67	-18.06	0.7	34.1
4	4.790	0.209	4.68	5.69	2.2	3.4
5	5.654	0.177	-3.79	14.11	1.5	20.8
6	7.256	0.138	-14.48	-4.31	21.5	1.9
7	7.935	0.126	-1.31	17.17	0.2	30.8
8	10.404	0.096	-3.30	-3.24	1.1	1.1
9	11.346	0.088	0.41	-0.20	0.0	0.0
10	12.814	0.078	2.60	-2.82	0.7	0.8

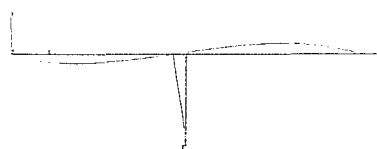


図-6 1次（柱の1次）振動モード

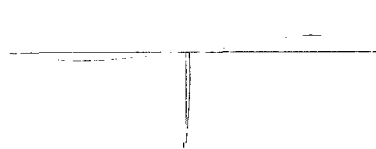


図-7 2次（桁の1次）振動モード



図-8 6次（柱の2次）振動モード

これは橋脚が2基以上あるラーメン橋ではひびわれ時を考慮する影響は小さいため、これを無視したバイリニア型とするがTラーメン橋のように一本柱の場合はその影響が大きいのである。

当初、下部構造部材の解析モデルは図-5のように柱上下端に塑性ヒンジ領域を考慮し、その中央に非線形回転ばねを設け、それ以外は非線形梁要素をそれぞれバイリニア型で設定して解析を行った²⁾がこの場合、最初に部材が降伏した後に変位が急激に増加し、構造系が不安定になったため、上記のように下部構造部材は全てトリリニア型の非線形梁要素とした。また、上部構造部材は塑性化を許さないので線形梁要素とした。

(3)固有周期の算定

柱基部が降伏に達するときの柱部材のM-φ関係により各部位の剛性を算定し、この剛性により再度、固有値解析を行い振動モードの確認および固有周期の算出を行った。

(4)設計水平震度の算定

(3)で算出した固有周期と(2)で算出した初降伏変位 δ_{y0} 、終局変位 δ_u 等により保耐法に用いる設計水平震度、許容塑性率および等価水平震度¹⁾を算定した。

(5)安全性の判定

a)破壊形態の判定

破壊形態の判定は橋脚上下端が終局曲げモーメン

トに達するときの水平耐力とせん断耐力との大きさを比較して行った。ここでは計算は省略するが、破壊形態は曲げ破壊型であった。

b)地震時保有水平耐力の照査

(4)で算出したの等価水平震度 k_{he} が(2)で算定される終局時の水平震度 k_{hu} 以下であることを照査した。

c)残留変位の照査

橋脚の残留変位が許容残留変位以下であることを照査する。

4. 解析結果

(1)固有値解析（振動モードの確認）

対象橋梁の全体系モデルを用いて固有値解析を行い、1次～10次の振動モードを算出した結果の一覧を、表-1に示す。ここで示す数値は、静的非線形解析を行って柱部材に降伏剛性を用いた場合の数値で固有周期もこの表中の数値を用いる。

また、図-6～図-8にそれぞれ全体系の1次、2次、6次の振動モード図を示す。

これらを見てわかる通り、刺激係数、有効質量比ともに全体系の1次（柱の1次）振動モードが最大となり、このモードが卓越すると考えられる。

表-2 保耐法に用いる設計水平震度

	固有周期 T (s)	地域別補正係数 C_Z	標準値 k_{hc0}	設計水平震度 $k_{hc} = C_Z \cdot k_{hc0}$
タイプIの地震動	1.472	0.70 (C地域)	1.00	0.70
タイプIIの地震動	1.472	0.70 (C地域)	1.50	1.05

表-3 保耐法に用いる等価水平震度

	橋脚の降伏変位 δ_y (m)	橋脚の終局変位 δ_u (m)	橋脚の許容塑性率 μ_a	等価水平震度 k_{he}
タイプIの地震動	0.247	0.624	1.509	0.49
タイプIIの地震動	0.253	1.180	3.443	0.43
摘要			$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y}$	$k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu_a - 1}}$

表-4 安全性の一覧

	地震時保有水平耐力の照査		判定	残留変位の照査			判定
	等価水平震度 k_{he}	終局時の水平震度 k_{hu}		応答塑性率 μ_R	残留変位 δ_R (m)	許容残留変位 δ_{Ra} (m)	
タイプI	0.49	0.78	OK	0.90	—	0.375	OK
タイプII	0.43	0.80	OK	1.36	0.055	0.375	OK
摘要				$\mu_R = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{k_{hc}}{k_{hu}} \right)^2 + 1 \right]$	$\delta_R = C_R(\mu_R - 1)(1 - r)\delta_y$	橋脚基部から慣性力作用位置までの高さの1/100	

(2) 静的非線形解析

上部構造および橋脚躯体に作用させる水平震度 k_h と上部構造の慣性力作用位置における水平変位 δ の関係について、タイプI、タイプIIのそれぞれの場合を図-9、図-10に示す。

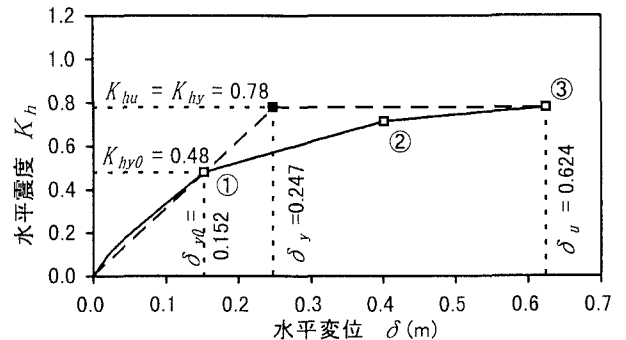
タイプI、タイプIIともに柱の付け根で最初に塑性化していることがわかった。また、タイプIIの方がタイプIより終局時の水平変位が大きくなるのは、コンクリートの終局ひずみがタイプIIの方が大きいためである。

(3) 設計水平震度の算定

表-2、表-3に保耐法に用いた設計水平震度および等価水平震度を示す。

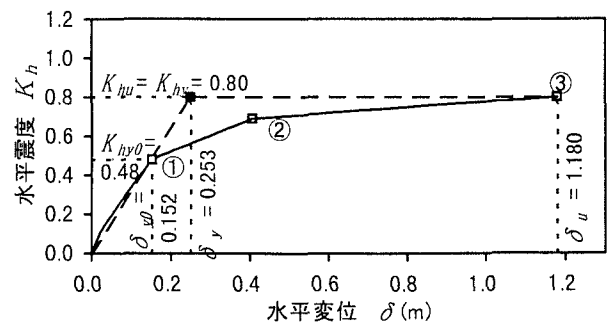
(4) 安全性の判定

地震時保有水平耐力および残留変位の照査結果を、表-4に示す。



	K_h	δ (m)	橋脚の状態
①	0.48	0.152	P1 橋脚下端部が降伏
②	0.72	0.401	P1 橋脚上端部が降伏
③	0.78	0.624	P1 橋脚下端部が終局

図-9 $K_h - \delta$ の関係 (タイプI)



	K_h	δ (m)	橋脚の状態
①	0.48	0.152	P1 橋脚下端部が降伏
②	0.69	0.406	P1 橋脚上端部が降伏
③	0.80	1.180	P1 橋脚下端部が終局

図-10 $K_h - \delta$ の関係 (タイプII)

表-5 全体系モデルと1質点系モデルとの比較一覧表

		固有周期 T (s)	橋脚の 降伏変位 δ_y (m)	橋脚の 終局変位 δ_u (m)	橋脚の 許容塑性率 μ_a	保耐法に 用いる設計 水平震度 k_{hc}	橋脚の等価 水平震度 k_{he}	柱基部の 作用曲げ モーメント M_d (tf·m)	柱基部の 終局曲げ モーメント M_u (tf·m)
タイプ I	全体系 モデル	1.472	0.247	0.624	1.509	0.70	0.49	71 500	90 000
	1質点系 モデル		0.291	0.838	1.626		0.47	85 700	90 000
タイプ II	全体系 モデル	1.474	0.253	1.180	3.443	1.05	0.43	64 100	90 000
	1質点系 モデル		0.291	1.579	3.949		0.40	72 900	90 000

5. 1本柱モデルとの比較

図-11 に示すような1本柱モデルでの計算結果との比較を行った。ここでは、橋脚基部にある高さ（塑性ヒンジ長）をもった非線形部材を設定し、橋脚が支持する上部工重量は柱の上下端の曲げモーメント比で分配した。表-5に比較結果一覧表を示す。タイプI、タイプIIともに全体系モデルの方が等価水平震度は大きいですが、柱基部の作用曲げモーメントは小さくなった。これは、上記のような上部工重量の分配方法に問題があり、T型ラーメン橋を1本柱でモデル化するのは困難であると考えられる。

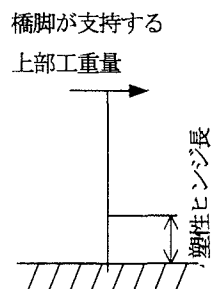


図-11 1本柱モデル

6. 動的非線形解析による照査

(1) 解析概要

T型ラーメン橋に対して行った保耐法の妥当性を検証するために、保耐法で決定した部材断面に対して動的非線形解析を行った。

解析法としては、柱部材の非線形性をモデルに取り込んだ非線形時刻歴応答解析法を採用し、積分法はNewmark- β 法を採用した。²⁾

図-12に動的非線形解析による検討フローを示す。

a) モデルの作成

前出の図-4のように基礎ばねを考慮した全体系モデルにて解析を行った。このモデルに柱部材の復元力特性、すなわち非線形特性の設定を行い、以下に示す減衰の定義を行った。なお、静的非線形解析時と同様に柱部材の非線形特性はM- ϕ 関係で表し、トリリニア型とした。

b) 減衰の定義²⁾

ひずみエネルギー比例減衰を用いて固有値解析を行い主要な2モードのモード減衰と固有振動数から、レーリー減衰を算定し、これを用いて動的非線形解析を行った。なお、ひずみエネルギー比例減衰で設定した各部材の減衰定数を表-6に示した。

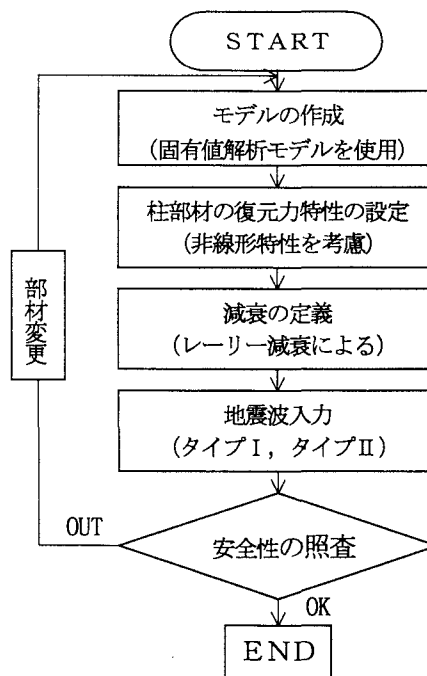


図-12 動的非線形解析によるフロー

表-6 各部材の減衰定数

部 材	減 衰 定 数
上 部 構 造	3%
下 部 構 造	2%
基 礎	30%

c)地震波入力

今回用いた強震記録はタイプⅠでは、1983年日本海中部地震および1994年北海道東方沖地震、タイプⅡでは1995年兵庫県南部地震でタイプⅠ、タイプⅡそれぞれ3波形ずつ入力した。

(2)解析結果

a)ひずみエネルギー比例減衰を用いた固有値解析

表-7に1次～7次までの固有値解析結果の一覧を示す。柱の橋軸方向の刺激係数の高い1次と共振する可能性がある2次を主要な振動モードとしてレリー減衰のパラメータを算定した。

b)動的非線形解析

図-13に入力地震波に対して発生した最大曲げモーメント図を示す。

また、表-8に動的非線形解析の結果と全体系モデルを用いた保耐法との比較を示す。動的解析の結果、塑性率および残留変位は満足した。また、保耐法との比較を最大曲げモーメントで行うとタイプⅠでは、ほぼ一致したが、タイプⅡでは保耐法の方が小さくなった。これは、保耐法の等価水平震度0.43の算出に用いた許容塑性率に比べてタイプⅡの応答塑性率が小さいためであり、動的非線形解析による応答塑性率2.484を用いて等価水平震度を算出すると、 $k_{pe}=0.527$ となり、この比率で柱基部の曲げモーメントを逆算すると $64100 \times 0.527 / 0.43 = 78560 \text{ tf}\cdot\text{m}$ となり保耐法と動的解析の結果がほぼ同程度となった。

7. まとめ

以上の結果、T型ラーメン橋の耐震設計について次のことが明らかとなった。

(1) 1本柱モデルの保耐法では、上部工重量の分配方法が不明確であるため問題がある。

(2) 全体系モデルの保耐法では等価水平震度の算出に用いた許容塑性率と応答塑性率の差異により、等価水平震度が適切に評価されていないと考えられ、この問題が解決されない限りはT型ラーメン橋の耐震設計は保耐法により決定した部材断面に対して、動的非線形解析による照査が必要であると考えられる。

表-7 ひずみエネルギー比例減衰を用いた固有値解析結果

モード 次数	固有周期 (s)	刺激係数		ひずみエネルギー 比例減衰
		橋軸方向	鉛直方向	
1	1.472	-23.50	1.11	0.09153
2	0.600	11.70	5.08	0.04956
3	0.455	2.67	-18.06	0.03808
4	0.209	4.68	5.69	0.04750
5	0.177	-3.79	14.11	0.10423
6	0.138	-14.48	-4.31	0.20412
7	0.126	-1.31	17.17	0.13358



図-13 最大曲げモーメント図

表-8 動的および静的非線形解析の安全性の照査結果

		タイプⅠ		タイプⅡ	
		動的非線形 解析	保耐法	動的非線形 解析	保耐法
塑性率	最大* 応答変位 (cm)	37.03	25.21	62.84	22.67
	応答 塑性率	1.499	1.021	2.484	0.896
	許容 塑性率	1.509	1.509	3.443	3.443
	判定	0.K	0.K	0.K	0.K
残留変位	残留変位* (cm)	1.1	—	3.3	0.06
	許容 残留変位 (cm)	37.5	37.5	37.5	37.5
	判定	0.K	0.K	0.K	0.K
曲げモーメント	最大曲げ モーメント (tf·m)	71 860	71 500	77 850	64 100
	終局曲げ モーメント (tf·m)	90 000	90 000	90 000	90 000
	判定	0.K	0.K	0.K	0.K

* 上部構造の慣性力作用位置における値

参考文献

- (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，平成8年12月
- (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，平成10年1月