

2枚壁式橋脚を有する多径間連続ラーメン橋の耐震設計に関する一考察

—東海北陸自動車道 中西高架橋—

水口 和之*1・芦塚 憲一郎*2・春日 昭夫*3・玉置 一清*4

1. はじめに

従来、連続ラーメン橋等の不静定構造物は、十分な変形性能を有していると考えられており、平成2年制定の道路橋示方書・耐震設計編¹⁾では、地震時保有水平耐力法（以下、保耐法）による検討は省略してよいものとされてきた。しかし、平成7年の兵庫県南部地震では従来の経験の範囲を超えた地震波が観測され、多くのラーメン橋脚にも少なからず被災が生じたことから、平成8年の道路橋示方書・耐震設計編²⁾（以下、道示V）改訂では、連続ラーメン橋（ラーメン橋脚の項を準用）にも

保耐法の適用を規定し、さらに振動特性が複雑となる長大橋梁（アーチ、斜張橋）に対しては動的解析による設計が規定されることとなった。

本報告は、道示Vだけでは判断しにくい多径間連続ラーメン橋の耐震設計の一手法を示すと同時に、平成8年以前に、従来の震度法および復旧仕様³⁾に準拠して設計された長大連続ラーメン橋に対して、道示Vに照らし合わせた耐震性能の検証を行ったものである。

2. 橋梁概要

本橋の橋梁概要を以下に、全体一般図を図-1に示す。

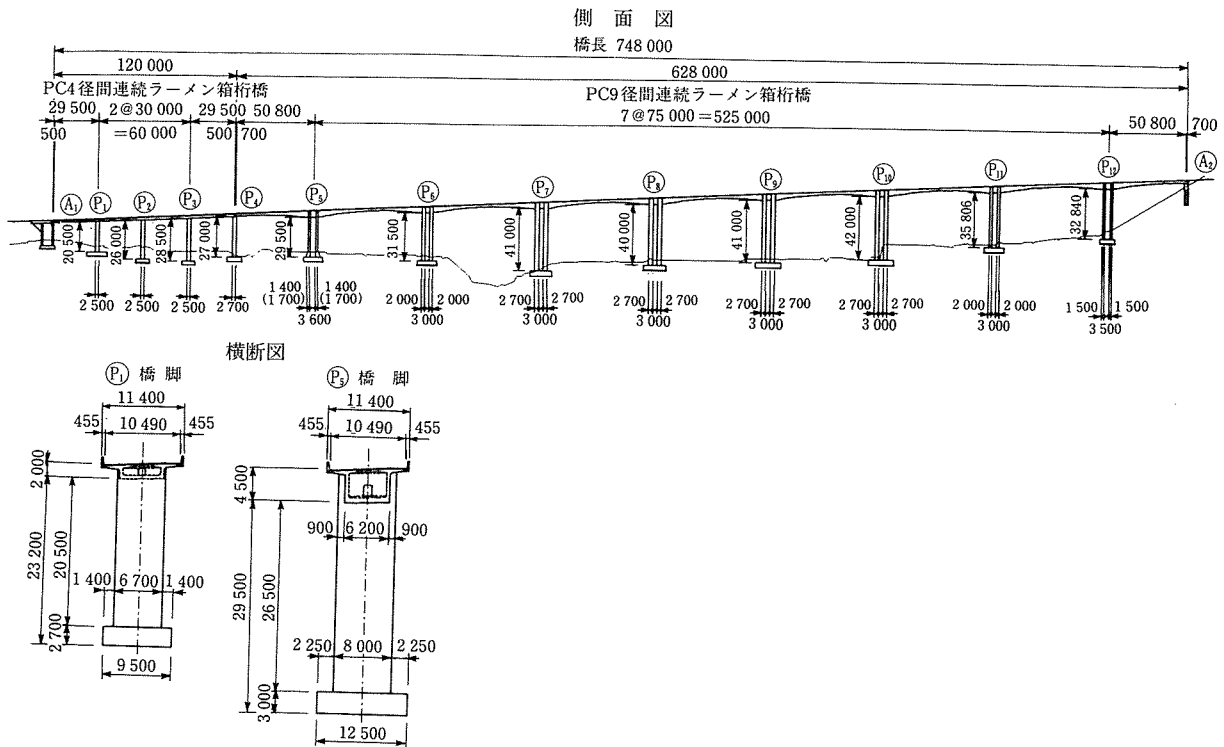


図-1 全体一般図

*1 Kazuyuki MIZUGUCHI：日本道路公団 名古屋建設局 建設第二部 構造技術課課長代理

*2 Kenitiro ASHIZUKA：日本道路公団 名古屋建設局 建設第二部 構造技術課

*3 Akio KASUGA：住友建設(株) 技術・設計部 PC設計チーム 課長

*4 Kazukiyo TAMAKI：住友建設(株) 技術・設計部 PC設計チーム

橋 梁 名：東海北陸自動車道 中西高架橋
 工事場所：岐阜県郡上郡白鳥町恩地～中西
 橋梁形式：PC4+9径間連続ラーメン箱桁橋
 橋 長：120m+628m
 支 間 長：29.5+2@30.0+29.5m, 50.8+7@75.0+50.8m
 幅 員：標準部 11.4m (有効幅員：10.49m)
 縦断勾配：4.0%～3.0%
 平面線形：R=800～A=600～R=2200
 橋脚形式：2枚壁構造
 基礎形式：直接基礎
 地 盤：I種地盤

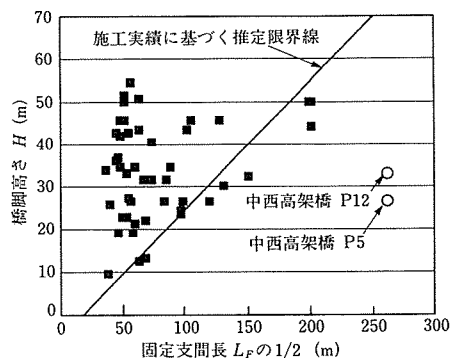


図-2 固定支間長と橋脚高さの関係⁴⁾

中西高架橋は、JH東海北陸道自動車道・白鳥IC～高鷲ICに位置する4径間+9径間の連続ラーメン箱桁橋である。中でも、橋長628mの9径間部は、連続化、走行性・維持管理・騒音対策の向上を目指した結果、中間橋脚に支承を有しない連続ラーメン橋としては、図-2に示す連続ラーメン橋(直接基礎)の施工実績調査⁴⁾の中では橋長が最も長く、固定支間長と橋脚高さの比は過去の施工実績に基づく推定限界線を大きく下回る構造となった。これにより、本橋の設計⁵⁾は、収縮・温度変化等の常時荷重に対して、橋脚のひび割れ幅をいかに制限値以内に収めるかがポイントになった。また、道路橋示方書改訂に伴い耐震設計法および設計地震力が大きく見直されることになったが、このように限界線を大きく下回る長大連続ラーメン橋の耐震性能は十分に確保されているのかを照査する必要がある。

まず、常時荷重に対する方策として、本橋では次の構造形式および施工方法を採用することにより、推定限界線を大きく下回る構造形式を成立させている。

- ① 橋脚を2枚壁構造とすることにより、橋軸方向の曲げ剛性を低減し、橋脚上端に生じる水平力および曲げモーメントを小さくする。2本の柱は、主に軸力変動により橋脚上端の水平力に抵抗する構造となる。
- ② 張出し施工閉合時に、主桁に強制水平力を与えることにより、桁の乾燥収縮・クリープおよび温度変化等によって橋脚に生じる応力とは逆方向の付加応力を与える。

また、上部工には施工性、維持管理面に優れ、かつ経済的となる外ケーブル構造を採用し、固定式支保工上で施工される4径間部には

内ケーブルを全く配置しない、全外ケーブル構造として、いることも大きな特徴の一つである。

3. 本橋における耐震設計の流れ

道示Vに準拠した連続ラーメン橋の耐震設計フローを図-3に示す。

フローは、中規模地震に対する震度法による設計、大規模地震に対する保耐法による設計および非線形動的解析による照査の3段階に区分される。また、あらかじめ固有値解析により振動モードおよび有効質量比等の基本的な振動特性を求めることにより、保耐法の有用性がある程度確認される。表-1に4径間部および9径間部の橋軸方向における固有値解析結果を示す。解析に用いた部材剛性は全断面有効としたものである。9径間部は、2枚壁の採用により橋脚剛性が非常に小さく、高次の振動モードが卓越することが予測されたが、静的慣性力が作用した場合に等しい1次モードの有効質量比が卓越する結果となった。したがって、本来ならば本橋の大規模地震時における耐震性能は保耐法(静定解析)で判定することも可能と考えられる。

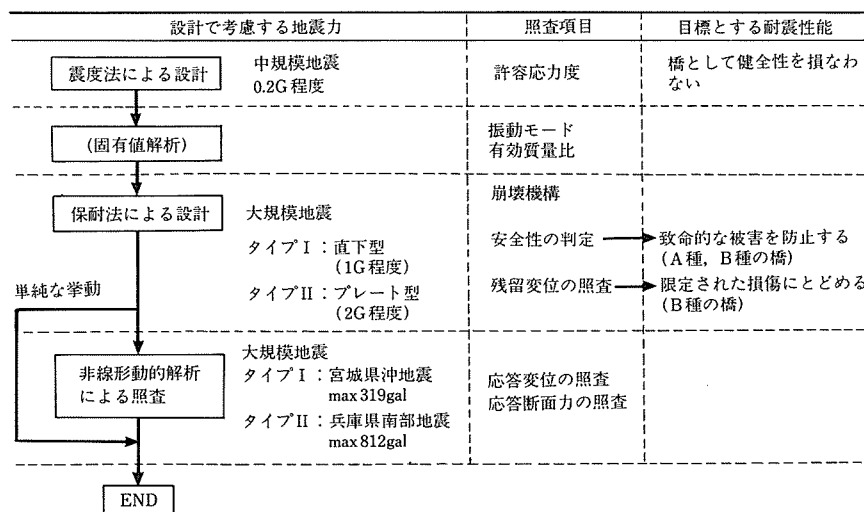


図-3 連続ラーメン橋の耐震設計フロー

表-1 橋軸方向振動モードにおける固有値解析結果

	4径間橋					9径間橋				
	固有周期(秒)	刺激係数		有効質量比(%)		固有周期(秒)	刺激係数		有効質量比(%)	
		水平	鉛直	水平	鉛直		水平	鉛直	水平	鉛直
1次	0.703	22.04	0.10	78.6	0.0	1.421	61.41	0.01	60.8	0.0
2次	0.211	2.67	2.46	1.2	1.0	0.518	0.93	-1.76	0.0	0.0
3次	0.181	-1.49	5.66	0.4	5.2	0.500	0.33	4.09	0.0	0.1
4次	0.157	-3.23	-0.45	1.7	0.0	0.491	0.64	4.31	0.0	3.9
5次	0.134	3.50	-7.72	2.0	9.6	0.470	-0.28	9.51	0.0	3.1

しかし、固有周期および重量が大きく異なる2橋間に十分な遊間を設けていない場合、桁同士が衝突する可能性があり、静的解析のみではこれらの影響を検討することはできない。また、衝突が生じない場合においても、9径間部の橋脚構造があまり例のない2枚壁構造であること、ラーメン構造等の高次不静定構造物に対する保耐法の適用性には課題点も多く、十分な実績を有していないこと等の理由から、本橋では9径間部単独および4+9径間全体をモデル化した非線形動的解析による照査・検討もあわせて実施することとした。

4. 地震時保有水平耐力法による検討

4.1 解析モデルおよび解析方法

ラーメン橋の保耐法は、全体構造をモデル化し、それに慣性力($k_h \cdot W$)を静的に漸増させていく非線形解析結果を基に行う。ここでは、橋長の大きい9径間部の検討結果についてのみ述べる。図-4に解析に用いた骨組モデルを示す。

骨組モデルによる非線形解析手法としては、部材のM- ϕ 関係をモデル化した手法もあるが、本橋の様な2枚壁橋脚では、軸力変動が大きくなり、M- ϕ 関係および曲げ耐力は変形によって変化するため、厳密なM- ϕ 関係の設定は煩雑な作業となる。そこで、本橋の非線形解析には、橋脚断面をコンクリート要素、鉄筋要素に分割し、これらの応力-ひずみ関係から、断面剛性を逐次算定するファイバーモデル法⁶⁾による解析手法を用いた。本橋の解析で用いた各材料の応力-ひずみ関係を図-5に示す。図-5には、時刻歴動的解析時に用いる履歴曲線についてもあわせて示している。橋脚コンクリートの終局ひずみは、道示Vに示される中間拘束筋の横拘束効

果を考慮して、タイプI、タイプII、それぞれについて算出している。また、解析上、コンクリートの引張応力度は無視している。

地盤バネ定数は、道示IVにより算出したものを用い、本モデルでは減衰は考慮していない。地盤はP1~P5、P9~P11が砂礫層、その他は熔結凝灰岩から構成され、その影響で橋脚高が最も低いP5橋脚よりも、P6橋

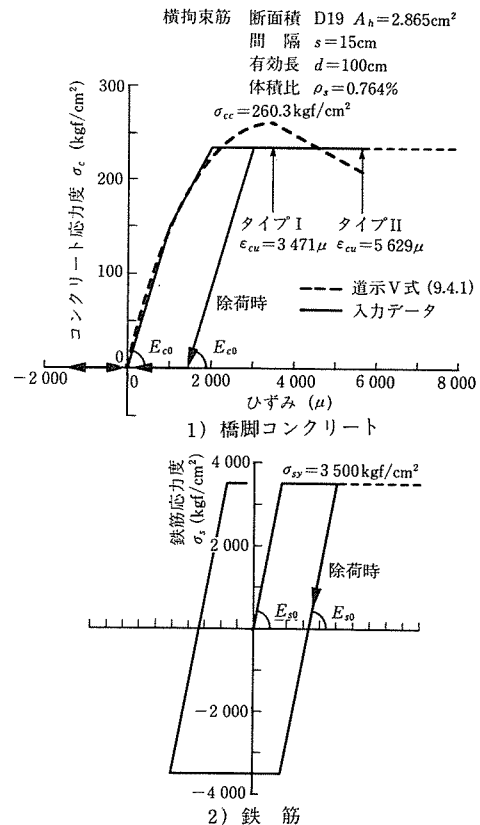


図-5 各材料の応力度-ひずみ曲線

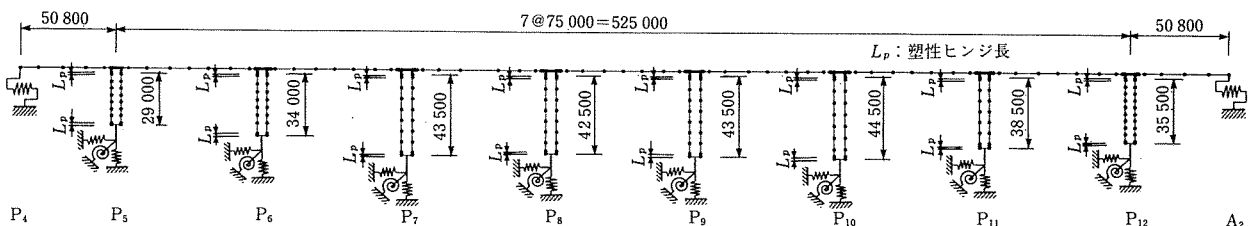


図-4 9径間部の骨組モデル

脚の水平力分担が最も大きくなっている。

4.2 崩壊機構の検討

図-6に慣性力を静的に漸増していった時の崩壊機構を、図-7に慣性力（以下、全重量Wの比率として k_h で表記）と主桁水平変位との関係を示す。

図中、部材の塑性ヒンジ形成を最外縁鉄筋の降伏で定義し、○で示す。次に、コンクリートの圧縮縁ひずみに着目して、タイプI地震時の終局ひずみ $\epsilon_{cc}=3471\mu$ に達した部材を△（ $\epsilon_c=3471\sim 5629\mu$ を▲）で、タイプIIにおける終局ひずみ $\epsilon_{cu}=5629\mu$ に達した部材を□（ $\epsilon_c=5629\mu$ 以上を■）で示す。

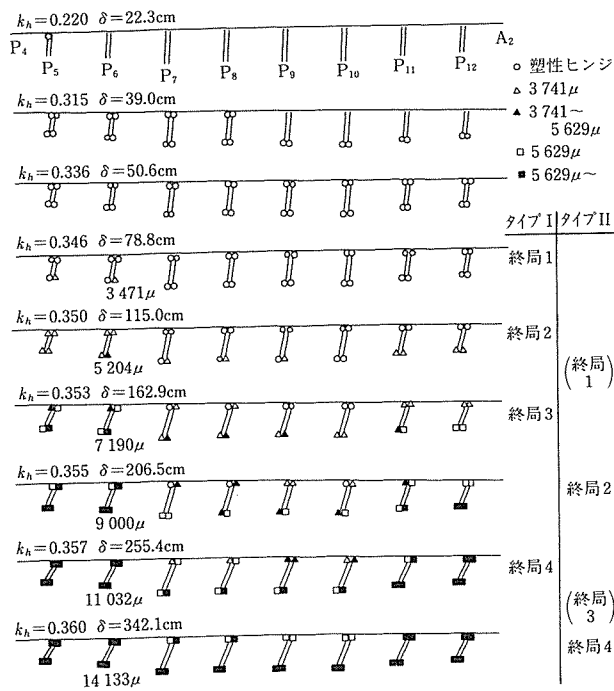


図-6 9径間部の崩壊機構

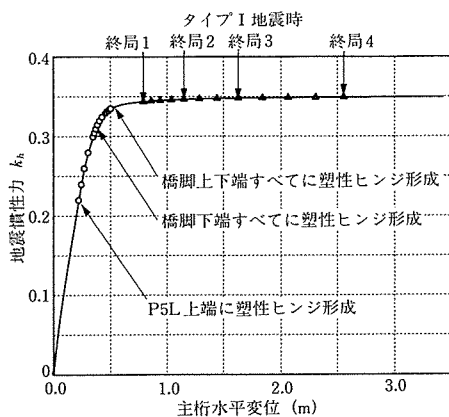


図-7 慣性力と主桁水平変位との関係

(1) 塑性ヒンジの形成と水平変位との関係

$k_h=0.22$ において、P5橋脚A1側の上端で最初に塑性

ヒンジが形成された後、塑性ヒンジは橋脚下端を中心に広がっていく。図-7より、この間のラーメン構造全体としての剛性低下は非常に緩やかであることが分かる。 $k_h=0.315$ で、橋脚下端すべてに塑性ヒンジが形成され、その後、橋脚上端に塑性ヒンジが進行し始めるにつれて全体剛性の低下が顕著になる。 $k_h=0.336$ で橋脚上端すべてに塑性ヒンジが形成された後は、全体剛性を全く失い水平変位だけが增加する。

(2) ラーメン構造における終局の定義

道示V9.8「鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力および許容塑性率」では、ラーメン橋脚の終局時を「複数箇所形成される塑性ヒンジすべてが終局状態に達する時」と定義されている。これは、1層の門型ラーメン橋脚を対象としたものであり、形状が複雑となる高次の不静定構造物については終局定義が明確にはされていない。そこで、本橋の耐震設計においては、本橋独特の2枚壁橋脚であることも考慮に入れ、以下に挙げる4つの終局状態を仮定し検討を行った。

- 終局1：塑性ヒンジの一つが終局状態に達したとき
- 終局2：2枚壁橋脚の内、圧縮側の橋脚基部に生じる塑性ヒンジすべてが終局状態に達したとき
- 終局3：ラーメン橋脚基部に生じる塑性ヒンジすべてが終局状態に達したとき
- 終局4：ラーメン橋脚上下端に生じる塑性ヒンジすべてが終局状態に達したとき

以下、タイプI地震時に着目して解析結果を検証する。コンクリート圧縮縁ひずみは、水平力分担が最も大きいP6橋脚A2側（圧縮軸力が卓越する側）の下端で最大となり、 $k_h=0.346$ 、主桁水平変位 $\delta=0.79m$ でタイプIにおける終局ひずみ $\epsilon_{cu}=3471\mu$ に達する。この状態が終局1である。さらに、コンクリートが終局ひずみに達しても圧縮応力を保持するものと仮定して解析を継続すると、 $\delta=1.15m$ で橋脚下端A2側の塑性ヒンジすべてが終局に達する終局2、次に $\delta=1.63m$ で橋脚下端の塑性ヒンジすべてが終局に達する終局3となる。さらに解析を継続すると、 $\delta=2.55m$ で橋脚上・下端すべての塑性ヒンジが終局に達し、終局4となる。

終局1状態は、最大耐力が確実に保証される点であり、P6橋脚の水平耐力が徐々に降下し始める点である。文献⁷⁾によれば、塑性ヒンジ領域に十分な横拘束筋が配置されている場合、塑性ヒンジの一つが終局ひずみに達した場合にも、ただちに崩壊に結びつくことはなく、全体構造としての変形性能を失うには至らないだけの十分なねばりを有していることが報告されている。したがって、この状態を終局として定義することは、不静定構造物が本来所有している高い変形性能を過小に評価することになる。

◇設計報告◇

終局2状態は、2枚壁橋脚のうち、A2側橋脚の耐力がすべて降下し始める点である。この時、最初に終局ひずみに達したP6橋脚下端では、コンクリート圧縮縁ひずみが $\epsilon_c=5204\mu$ に達し、相当の耐力低下が予想される。しかし、その他の塑性ヒンジでは依然耐力を保持しており、この時点までには全体構造としての急激な水平耐力低下は生じないものと考えられる。

終局2以降のP6橋脚下端におけるコンクリート圧縮縁ひずみ計算値を図-6中に示す。この状態は、コンクリートの終局ひずみ以降のねばりを過大に評価したものとなり、タイプI地震時においても成立するとは考えられない。

したがって、本橋の耐震設計において、設計上考慮する終局変位を、急激な水平耐力の低下が生じないと考えられる終局2を採用するものとした。

4.3 安全性の判定

(1) 設計地震力（設計水平震度）の算定

構造部材に生じる変形の大きさに見合った固有周期は、荷重変位関係の割線勾配から道示V3.3.2(3.3.1)式を用いて簡易的に算出することができる。図-8に、慣性力と固有周期の関係を示す。固有周期は、ひび割れ発生直後から緩やかに増加し、塑性ヒンジ形成に伴い急激に増大する。保耐法で用いる固有周期は、弾塑性応答変位に応じて算出されるべきであるが、これには繰返し計算を要する。次章に示す動的解析結果を見ると、大地震時における橋の応答の大部分は、初降伏前後の剛性による固有周期 $T=2$ 秒程度に支配されていることが分かる。ここでは、応答ピーク時における短時間に限定された長周期特性に期待することにより地震力を過小評価することを避けるため、初降伏時の固有周期 $T=2.0$ (s)を用いて設計水平震度を算出することとした。

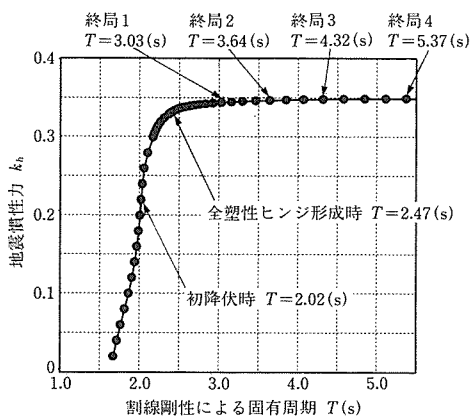


図-8 慣性力と固有周期との関係

保耐法に用いる設計水平震度の標準値 k_{hc0} を図-9に示す。固有周期 $T=2.0$ (s)における設計水平震度は、タイプ

Iでは $k_{hc0}=0.552$ 、タイプIIでは $k_{hc0}=0.492$ と求まる。

本橋は、その長周期特性により、地震慣性力の低減をかなり期待することができる構造である。また、本橋のような長周期構造物の場合、タイプIIに示される衝撃的な直下型地震の影響は受けにくく、周期が長く、繰返し作用するプレート境界型のタイプI地震に対する判定の方がクリティカルとなることが予想される。

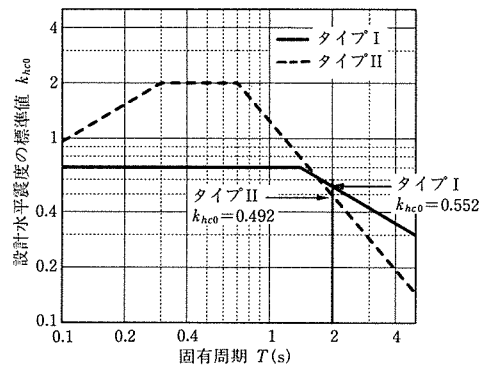


図-9 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度の標準値

(2) 安全性の判定

橋脚高の異なるラーメン橋の $k_h-\delta$ 関係には明瞭な降伏が存在しない場合が多く、したがって許容塑性率の算出を一義的に行うことができない。そこで、本橋ではバイニアに仮定された許容塑性率および等価水平震度を用いることなく、エネルギー一定則に基づいた弾塑性応答変位の算出を行い、これと終局変位とを比較することによって安全性の判定を行うこととした。また、道示Vでは、許容塑性率算出時の安全係数が定められているが、これに相当する「変形性能に対する安全率」を提案する。

ラーメン橋全体の地震エネルギー吸収能は、各橋脚の水平せん断力と脚頂部水平変位関係に囲まれる面積を合計することにより求められる。図-10に、各橋脚の脚頂部せん断力と脚頂部水平変位との関係を示す。P4側からA2側へと地震慣性力を载荷して解析すると、2枚壁橋脚の水平耐力は、軸力が大きくなるA2側橋脚が大きく（基部にテーパを設けたP5橋脚のみは、P4側の水平耐力が大きい）、上下端に塑性ヒンジが形成された後は、軸力が再分配されることにより、A2側の水平耐力が減少し、その分P4側の水平耐力が増加するといった複雑な挙動を示す。ラーメン橋脚の場合、ある地震動に対する各橋脚の水平変位は、主桁に拘束されるために各橋脚すべて等しいものとなる。また、各橋脚の脚頂部せん断力の合計値は、主桁総重量の慣性力に等しいことから、ラーメン橋全体としての弾塑性応答エネルギーは、結局のところ、図-7に示す $k_h-\delta$ 曲線を積分することに

より求められることになる。

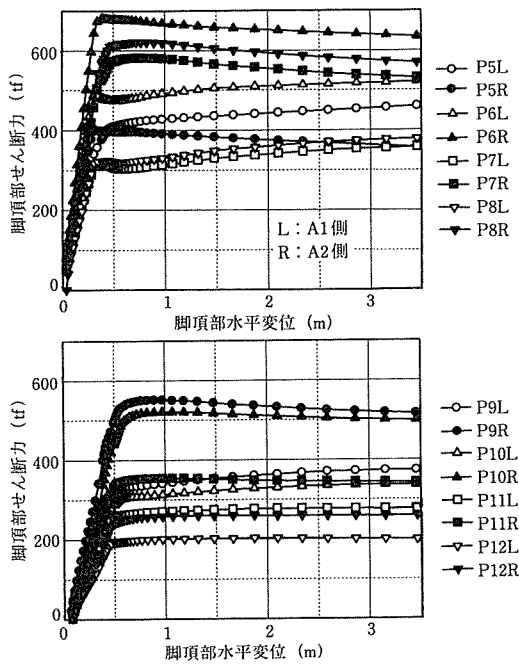


図-10 各橋脚の脚頂部せん断力-水平変位関係

一方、原点と最初に塑性ヒンジが形成される $k_{hco}=0.22$ の点とを結ぶ直線で弾性応答が表されるものと仮定すると、弾性応答エネルギーは先に求めた設計水平震度を頂点とする三角形の面積より求まる。これと面積が等しくなる弾塑性応答変位は k_h - δ 曲線を積分して、タイプIでは $\delta_p=0.631m$ 、タイプIIでは $\delta_p=0.539m$ と求められる(図-11参照)。

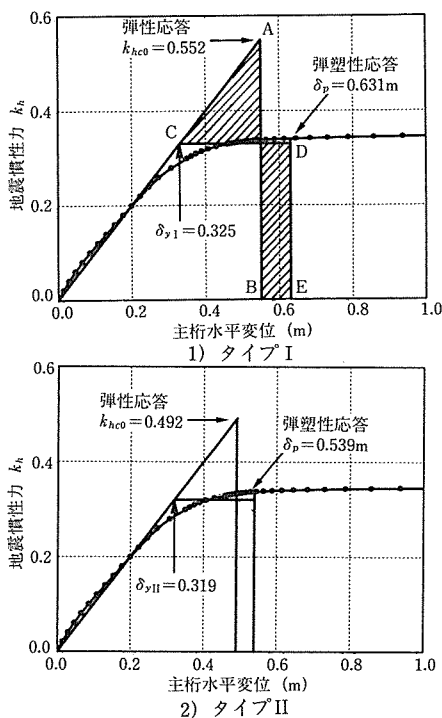


図-11 エネルギー一定則による弾塑性応答変位および降伏変位

表-2に、先に定義した各終局変位と弾塑性応答変位との関係を示す。また、道示V表9.2.1に示される安全係数 α に相当する「変形性能に対する安全率」を道示V(9.2.3)式を変形して次式のように定義し、各終局変位ごとに算出したものをあわせて示す。

$$\text{安全率 } \gamma = (\delta_u - \delta_y) / (\delta_p - \delta_y)$$

ここで、安全率算出に用いる降伏変位は、図-11より $\triangle OAB$ と $\square OCDE$ が等しくなるバイリニアを仮定し、そのC点の変位を用いる。弾塑性応答変位は、タイプI、タイプIIともに終局2状態のみならず終局1状態も下回っており、本橋は大規模地震時に対して十分な耐震性能を有しているものと考えられる。しかし、設計上の終局と定義した終局2では、タイプI地震時の安全率が1本柱形式および1層門型ラーメン形式で道示に規定される3.0を若干下回る結果となった。

表-2 変形性能に対する安全率

	タイプI		タイプII	
	水平変位(m)	安全率 γ	水平変位(m)	安全率 γ
降伏変位 δ_y	0.325	$(\alpha > 3)$	0.319	$(\alpha > 1.5)$
弾塑性応答変位 δ_p	0.631		0.539	
終局1	0.788	1.51	1.224	4.11
終局2	1.150	2.70	1.625	5.94
終局3	1.629	4.26	2.065	7.94
終局4	2.554	7.28	3.421	14.10

また、道示Vには、等価水平震度 k_{he} の下限値として0.4が規定されている。これは、長周期特性や変形性能に過度に頼りすぎない設計を目指すための配慮であるが、従来の震度法($k_h=0.17$)レベルで鉄筋応力を許容応力度内($\sigma_{sa}=3000kgf/cm^2$)に設定されている本橋では、水平耐力の最大値は $k_h=0.36$ であり、0.4をクリアするためには主鉄筋の全体的なランクアップが必要となってくる。本橋では、復旧仕様レベルを満足しており、後述するように、弾塑性動解により照査することから配筋の変更は行っていない。しかしながら、今後の多径間ラーメン橋の耐震設計において、この規定がクリティカルとなることが予想されるため、安全性の照査法や橋脚耐力の考え方がさらに検討されるべきだろう。

5. 動的解析による照査

5.1 解析の目的および解析条件

ラーメン橋における保耐法(エネルギー一定則)の適用性を検証する目的で、橋脚の非線形性を考慮した時刻歴動的解析を実施した。ここで、静的解析の結果、上部工に配置した内ケーブル鋼材は終局時においても降伏に達しないことを確認したので、動的解析においては上部工を線形モデルとして扱っている。また、桁同士の衝突の影響を検討する目的で、2橋を同時にモデル化した

◇設計報告◇

動的解析も行っている。4+9径間部の骨組モデルを図-12に示す。モデルは、橋台側での衝突に対しては無抵抗であると仮定し、桁間における衝突のみに着目したものである。桁間の衝突は、ある相対変位（遊間300mm）に達した後、はじめて剛性を有するGAP要素⁸⁾（図-13）によって表される。

非線形動的解析に用いる応力-ひずみモデル（履歴モデル）は図-5に示す静的解析と同一のものを使用し、除荷時には常に初期剛性によるものと仮定した。

減衰定数については、部材の塑性的性質から生じる履歴減衰は材料の履歴モデルにより自動的に取り入れられるため、その他の構造減衰として道示V6.2解説文を参考にして、コンクリート部材では0.02としている。

時刻歴動的解析に用いる入力地震波は、タイプⅠが1978年宮城県沖地震（開北橋）、タイプⅡが1995年兵庫県南部地震（神戸海洋気象台）のⅠ種地盤における観測波に対し、振幅調整された標準波を用いている。

5.2 9径間部を単独でモデル化した場合

最初に、GAP要素を用いず9径間部が単独で振動した場合の動的解析を行い、ラーメン構造における保耐法の適用性について検証を行う。

タイプⅠおよびタイプⅡ地震時における主桁水平応答変位履歴を図-14に示す。

図-14より、タイプⅠ、タイプⅡともに、地震作用時はほぼ全般にわたって1次モードの0.5Hzで振動していることが分かる。主桁最大応答変位はタイプⅡよりも、タイプⅠの方が上回り、その値はそれぞれ保耐法により求めた弾塑性応答変位の約80%程度であった。また、タイプⅠ地震時の最大応答変位時に着目すると、この時、全橋脚の上下端で鉄筋は降伏しているものの、コンクリートひずみが終局に達している断面はなく、この時の応力状態は静的解析における $\delta=0.55\text{m}$ 時の結果とほぼ一致するものであった。タイプⅡ地震に対しても同様のことが言える。以上の結果から、保耐法による弾塑性応答変位は振動モードが1次により支配される場合には動的解析に対して安全側の値を与えるものであり、多径間ラーメン橋においても先に示した保耐法が十分に適用できる

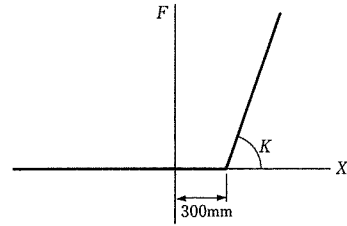


図-13 GAP要素

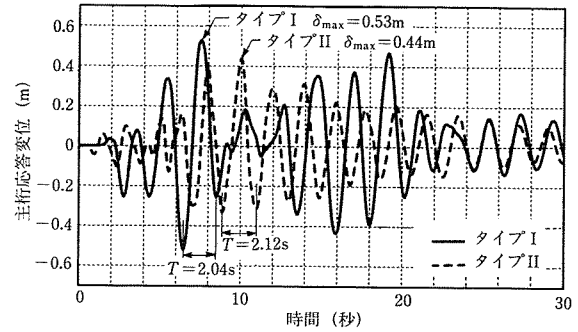


図-14 9径間部単独モデルにおける主桁応答変位履歴

ことが確認された。

5.3 桁間における衝突の影響

桁間にGAP要素を設け、2橋全体をモデル化した場合の動的解析により衝突の影響を検討する。衝突時のバネ定数を $K=1.0\text{e}+7(\text{tf}/\text{m})$ とした時の主桁応答変位履歴を図-15に示す。図中、点線は9径間部、4径間部それぞれを単独でモデル化した場合の応答変位履歴である。固有周期が約2倍異なる2橋は、 $t=6.17(\text{s})$ で正面衝突し、4径間部が瞬時に終局に至る結果となった。この時、GAP要素に生じる軸力は500 000tfに達する。次に、衝突時のバネ定数を $K=1.0\text{e}+5(\text{tf}/\text{m})$ とした場合の主桁応答変位履歴を図-16に示す。GAP要素に生じる衝撃力は、5 500 tfまで減少し、4径間部は終局に至ることなく最大応答変位は独立した解析結果とほぼ同程度となった。

本橋のように、規模の異なる高架橋が連続し、それらの固有周期が倍程度異なるケースでは、保耐法レベルの地震における相互間の衝突により単独の動的解析では表現できない破壊モードが存在することがあるので注意

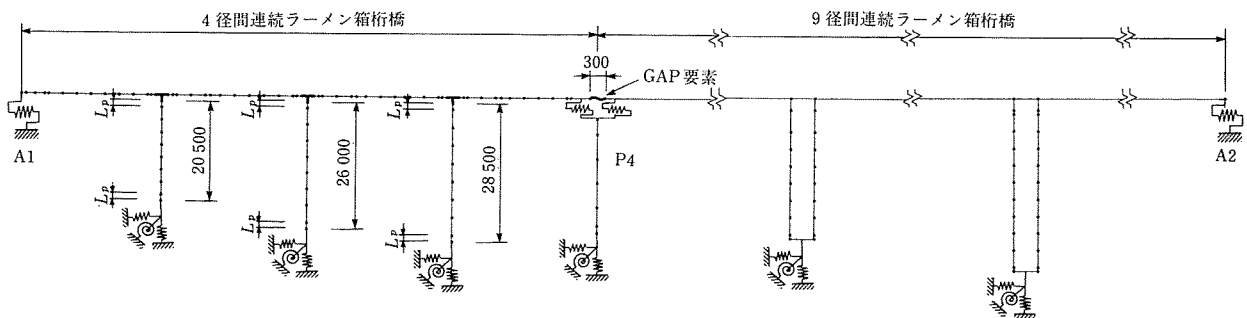


図-12 全体(4+9径間)モデル

を要する。

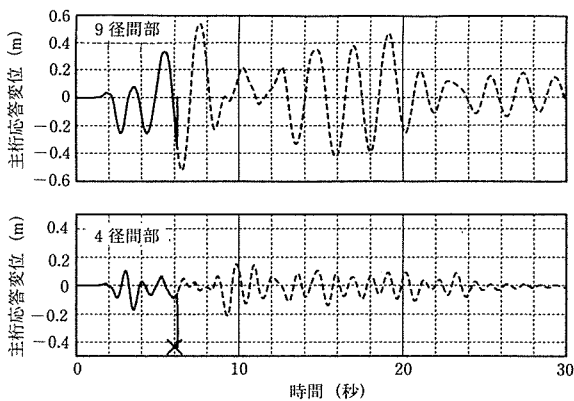


図-15 4+9径間モデルにおける主桁応答変位履歴 (GAP要素 $k=1.0e+7tf/m$ の場合)

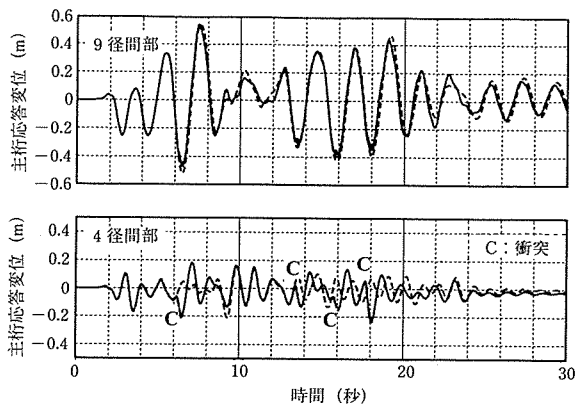


図-16 4+9径間モデルにおける主桁応答変位履歴 (GAP要素 $k=1.0e+5tf/m$ の場合)

6. おわりに

以上、橋脚高さが異なる多径間ラーメン橋の耐震設

計について、保耐法レベルの安全性の照査を中心にその一手法を提示した。

基本的にはNewmarkのエネルギー一定則に基づいて照査を行えばよいのであるが、降伏点や終局の定義などが明確に規定できないことから、安全性の照査方法についてはさらなる議論と検討が必要と考える。その中には、コンクリートのポストピーク特性を取り入れた終局状態の解析も含まれるであろう。

また、本橋は、規模の異なる橋梁が隣接して建設される場合における、地震中の衝突という問題も提起した。これに対しては、遊間を拡げるか、その間に緩衝材を設置するかによって対処することになるだろうが、それには経済性も考慮に入れなければならない。そして、この現象はGAP要素を持った全体モデルによる弾塑性動解によりシミュレートできることを示した。このことは、橋梁を計画する段階で何らかの注意を喚起することにつながれば考える。本報告が同種の橋梁の耐震設計を行う際に何らかの一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) (財)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，平成2年2月
- 2) (財)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
- 3) (財)日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)，平成7年6月
- 4) (財)高速道路調査会：PC橋の新しい構造事例に関する調査研究－PC多径間連続橋に関する調査研究－，平成8年3月
- 5) 真継, 芦塚, 小林, 春日：2枚壁式多径間連続ラーメン橋（中西高架橋）の設計，第7回PC技術協会シンポジウム，1997.10
- 6) 玉置, 新井, 板井, 山崎：非線形解析プログラムの外ケーブル構造への適用と今後の標準化について，第5回PC技術協会シンポジウム論文集, 1995.10
- 7) 寺山, 大塚, 長屋, 佐藤, 田崎：地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計, 土木技術資料, 1997.2
- 8) 大崎, 吉田, 藤原：東扇島高架橋の設計と施工, プレストレストコンクリート, Vol36, No. 5, 1994.9

【1997年7月23日受付】