

新耐震設計の解析とその適用

An Analysis and Application of the New -Seismic- Design

本講座は、大幅に改訂される新耐震設計法を理解するために、更に改訂から起因される種々の問題点を試解析をもって検討する。何故、従来の許容応力度設計法から終局的な破壊過程までみるシステムへと移行せざるを得なかったのか、又、主にどんな要点が改訂されたのかを述べ、試解析として連続ラーメン橋モデルを用いて動的解析の必要性和それらに係わる疑問点を検討するものである。

松井 義孝 *

鷲尾 昭夫 **

木内 順司 ***



1. 今後の耐震設計指針は設計者自身にある

先の阪神・淡路大震災を契機に私たち構造技術者は大きな岐路に立たされている。予想もしなかった直下型地震波の発生、液状化しないと思っていた硬質地盤の挙動、そして安全の指標にしていた許容応力度設計法への懐疑が脳裏をかすめていく。セン断に弱いことを実証した鉄筋コンクリートの柱（写真-1）、座屈過程まで把握していたつもりであった鋼橋脚の座屈型破壊（写真-2）、そしてRCラーメン構造の塑性ヒンジ型破壊（写真-3）と破壊迄のシステムを大きな教訓として与えてくれた。しかしながら、思い起こすとこの様な被害を以前に目にしたことはなかっただろうか？ほんの数年前、アメリカ、ノースリッジ地震では、高架橋の落橋、ラーメン構造の塑性ヒンジ破壊、そしてサンアンドレアス断層が起因する直下型地震となにか似ている気がしないだろうか。私たちは、与えられた指針の許容値を満足し弾性領域からなる許容応力度法に埋没しすぎていたのではないだろうか？ここに、筆者らが被災現場から得た教訓やこれまでの各種の発表論文等を参考にして我々なりに道路橋示方書の改訂へと至るポイントを整理した。

1) 部材は強度だけでは決まらない—構造物の終局状態に至る破壊迄の過程をとらえる！

従来の許容応力度法は降伏点になにかしらの安全率を見積りその範囲内の応力状態であれば安全という考え方であり塑性域での変形状態は問わなかった。今後は弾塑性設計モデルを中心に構造物の粘り強度を表す「じん性率」がキーワードである。（降伏点までの変位量と崩壊するまでの変位量の比率で示す）

2) 現場の挙動に即した最適なモデル化こそが耐震設計の基本！

従来、橋梁では上部—下部—基礎と各々の立場で耐震設計をしていたきらいがある。例えば上部の材料の違い、下部の非線形特性、そして基礎と地盤との非線形特性と各々持っている性質が異なっている。1つ1つが強固に作られていても完成系となったときは、系全体としてどこが弱点となるのか、又どこを弱点としなければならないのかを終局時までにはそれらの挙動を設計システムの中で見つけなければならない。そのためには、各々の構造物が地震時に示す挙動として現場に合致する全体系のモデル化こそが重要である。そのため、応答解析はさけて通れない、そして各々が求める価値評価こそが耐震技術者の判断にゆだねられているわけである。



写真-1 ピルツ橋の崩壊

*) 企画調査室 室長・技師長（技術士：鋼構造及びコンクリート、RCCM：土質及び基礎、土木学会構造工学委員会橋梁振動モニタリング研究小委員会、委員）Yoshitaka MATSUI
**) 橋梁部 副技師長（RCCM：土質及び基礎）Akio WASHIO
***) 橋梁部 Junji KIUCHI

3) 耐震性能を図面で確実に表示せよ！

鉄筋コンクリート構造物の設計指標の中にじん性率が大きく左右してくる。降伏に至っても破壊までの間で粘って持ちこたえる考え方で、鉄筋量も従来よりも多くなり、継手の取合いやフック筋の定着方法そして折り曲げの曲率などが耐震上重要になってくる。施工手順や施工機械など施工性を十分に考えた現場での図面が重要となる一方で、施工者も図面の意図を充分留意しなければならないことになる。

4) 耐震設計重視は橋梁だけではない！

コンクリート示方書耐震設計編も平成8年に改訂された。道路橋示方書との間で多くの整合が図られている。道路構造物、河川ダム、橋梁、トンネル、港湾等土木構造物全般に一元的な設計手法として適用される事になる。共通的には地盤の液状化や流動化問題、地盤と基礎との非線形問題、鉄筋コンクリートのじん性などがある。従来の耐震設計から免震設計法の導入も多用化される。これら橋梁のみならず、建設構造物全般に適用され、未だ研究段階ではあるが開削トンネルやボックスカルバート(図-1)への免震化も検討されている。

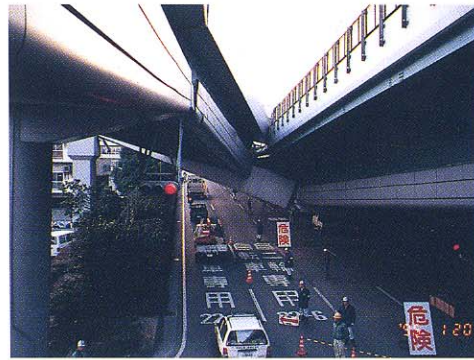


写真-2 鋼橋脚の崩壊



写真-3 鉄道高架橋の崩壊

2. 新耐震設計の基本とその考え方

2-1 基本方針と改訂点

- 1) 内陸型直下型地震として兵庫県南部地震動を加えた。
- 2) 橋の重要度に応じて必要とされる耐震性能を確保する。
- 3) 震度法は踏襲するが、主体的には地震時保有水平耐力法に設計法移行する。
- 4) 構造部材の非線形性の効果を含めた動的解析の導入と免震設計の導入。
- 5) 液状化が生じる場合の耐震設計法の改訂。
- 6) 鉄筋コンクリート橋脚、鋼橋脚の非線形効果を考慮した設計法の導入。
- 7) 各種基礎に対する非線形効果を考慮した設計法の導入。
- 8) 落橋防止装置、支承の耐震設計の改訂。

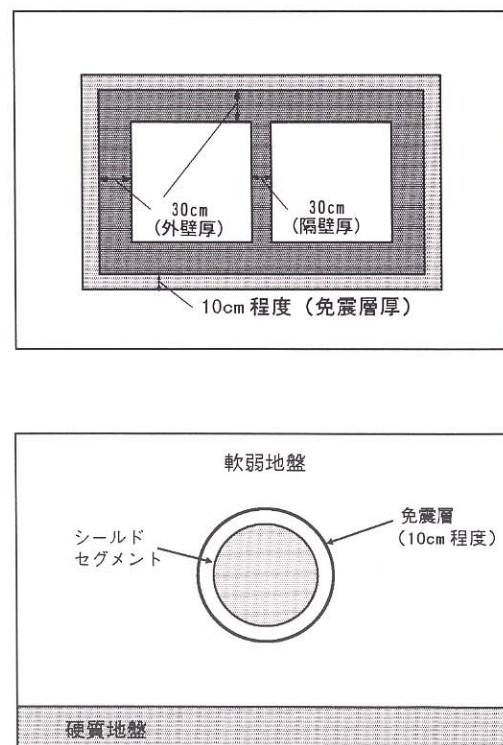


図-1 ボックスカルバート、シールドトンネルの免震原理概念図

2-2 主たるキーワードのその考え方

1) じん性率

じん性率(図-2)とはその部材が降伏点変位の何倍の変位量で終局変位にいたるかを示す値。同じ強度をもつ部材ならば、この値が大きいほど崩壊するまでに大きなエネルギーを吸収できる。

2) 弾塑性設計と塑性ヒンジの関係

写真-4, 5から単柱基部やラーメン橋脚の隅角部付近に破壊状態をみる事が出来る。これを塑性ヒンジと定義しておく。これらの現象から図-3に示すように弾塑性設計を導入しようと考えられている。これは図-3の弾性領域 M_y を超えた点(従来設計法は M_y までフックの法則の考え方)から更に地震応答が塑性域に及んでも抵抗力が大きく減少しないように粘りをもたせればよいという考え方であり、粘りで地震エネルギーを吸収できれば塑性域に入っても一気に崩壊しないはずである。写真-1のピルツ橋は明らかに ϕ_u の破壊域に達し写真-4, 5は塑性域に入っているが崩壊していないので交通確保しながら補強可能であるといえる。図-3の $M-\phi$ 曲線の $\times \times$ 箇所は塑性ヒンジである。これらを検証するためには、厳密には直接積分を用いて非線形特性を考慮した時刻歴解析を行うことが最適であるが、解析の複雑さからエネルギー一定則の考え方を利用した線形解析による手法がある。ここにエネルギー一定則を述べておく。

エネルギー一定則とは、部材が降伏しないときの最大地震応答(線形応答と呼ばれる)から、部材が降伏するとしたときの最大地震応答(非線形応答と呼ばれる)を簡単に求めるために用いる仮定法則である。具体的には、図-5に示されている。ここで、部材が降伏しないとしたときの最大応答はA点であり、ここでは M_c という地震力が作用し、 ϕ_c という変位が生じている。これに対して、部材が降伏するとしたときの最大応答はD点である。部材はC点で降伏し、非線形状態になっている。



写真-4 単柱の塑性ヒンジ

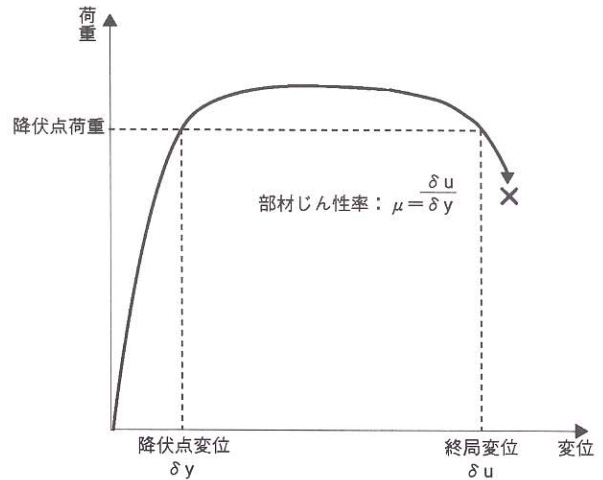


図-2 じん性率

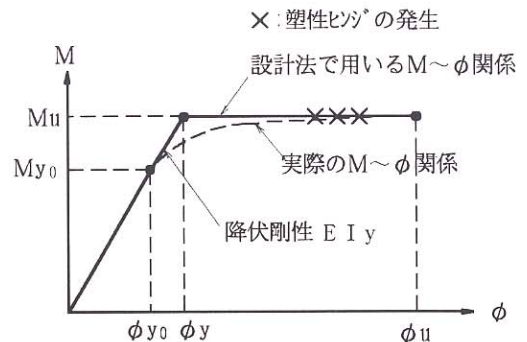


図-3 完全弾塑性曲線

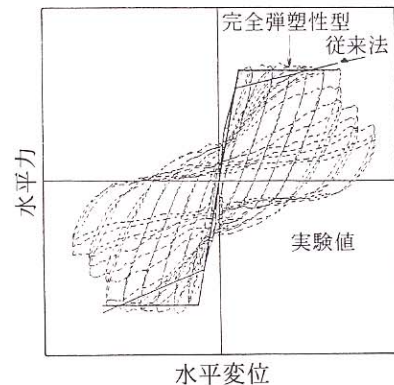


図-4 水平力~水平変位関係のヒステリシス



写真-5 ラーメン橋脚の塑性ヒンジ

この一定則の計算は、 $\triangle OAB$ と $\square OCDE$ の面積が等しいと仮定するものである。この仮定に従えば、面積の計算を行うだけで、線形応答をもとに簡単に非線形性状を求めることが出来る。

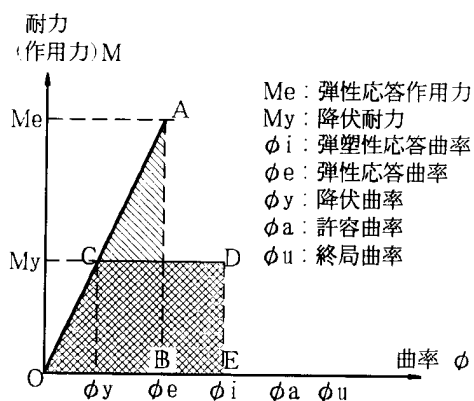


図-5 エネルギー一定則による
等価エネルギー

3. 試解析（連続ラーメン橋）

3-1 試解析の目的

新耐震設計法への改訂に伴い従来の震度法から終局状態設計へと移行することになる。震度法や地震時保有水平耐力法を適用することが可能な条件としては“地震時の挙動が複雑でない橋で構造系が単純で1次振動モードが卓越し、主な塑性ヒンジの生じる箇所がはっきりしていること”とある。

動的解析により照査又は、耐震設計を行う必要があるのは地震時保有水平耐力法の適用性が限定される地震時の挙動が複雑な橋であって以下のような条件の場合が必要とされる。

- 1) 橋の応答に主たる影響を与える振動モードが震度法や地震時保有水平耐力法で想定する振動モードとは著しく異なる場合
- 2) 橋の応答に主たる影響を与える振動モードが2種類以上ある場合
- 3) 塑性ヒンジが複数箇所に想定される場合、または、複雑な構造で塑性ヒンジがどこに発生するかははっきりしない場合
- 4) 構造部材や橋全体の非線形履歴特性に基づくエネルギー一定則の適用性が十分検討されていない場合

ここでは試解析モデルとして連続ラーメン橋を取り上げ、特に塑性ヒンジに着目して検討を行う。

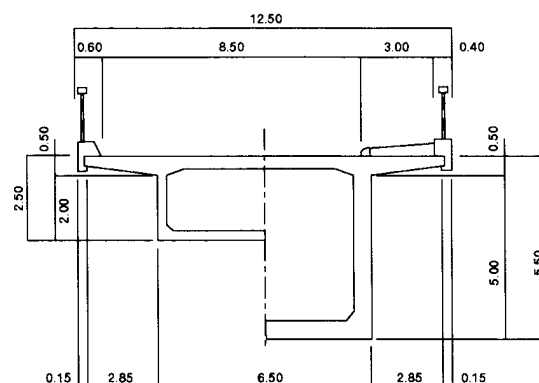


図-6 橋梁断面図

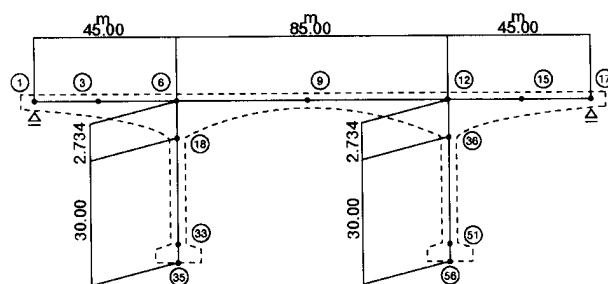


図-7 モデル1

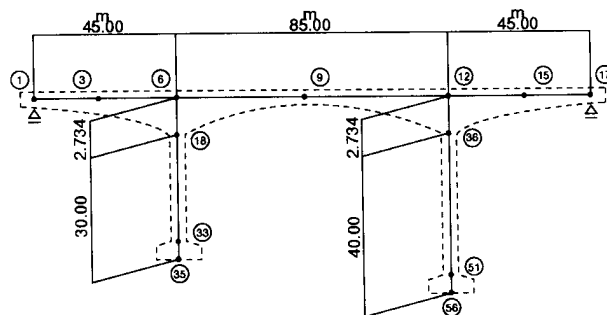


図-8 モデル2

3-2 構造のモデル化

解析モデルは、表-1に示すとおり線形、非線形、静的解析の5ケースの解析に用い、図-7の等橋脚、図-8の不等橋脚の2モデルからなっている。case-1,2は、非線形効果として橋脚の材料非線形性を考慮し、case-3,4は、線形解析を用いcase-3のみ降伏剛性を用い非線形効果を期待している。case-5は、従来の震度法による静的解析である。

表-1 解析ケース

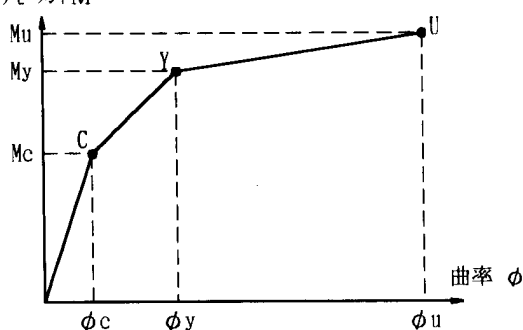
ケース	解析モデル	解析手法	入力地震動	備考
1	モデル1	非線形時刻歴	神戸気象台第1種	P1, P2(30m) 等橋脚高
2	モデル2	非線形時刻歴	神戸気象台第1種	P1(30m), P2(40m) 不等橋脚高
3	モデル1	線形スペクトル応答	タイプⅡ・第1種	塑性ヒンジ・降伏剛性考慮
4	モデル1	線形スペクトル応答	タイプⅡ・第1種	弾性剛性
5	モデル1	静的解析	$k_H=0.20$	震度法

表-2 解析諸元

() P2・H=40m

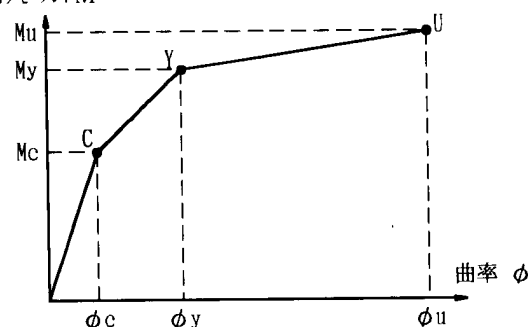
項 目		case-1	case-2	case-3	case-4	
ヤング係数	tf/m ²	上 部	3. 10×10 ⁶			
		下 部	2. 50×10 ⁶			
断面積	m ²	上 部	8. 62～15. 69			
		下 部	19. 98	19. 98(24. 74)	19. 98	19. 98
断面 2 次 モーメント	m ⁴	上 部	7. 63～49. 14			
		下 部 (降伏剛性)	39. 55 —	39. 55(134. 41) —	39. 55 12. 56	39. 55 —

曲げモーメントM



部位	成分	Cクラック	Y降伏	U終局
P1,2	曲率 m ⁻¹	7.835×10^{-5}	58.562×10^{-5}	2353.791×10^{-5}
	曲げモーメント tf・m	7747.46	18396.54	21142.84

曲げモーメントM

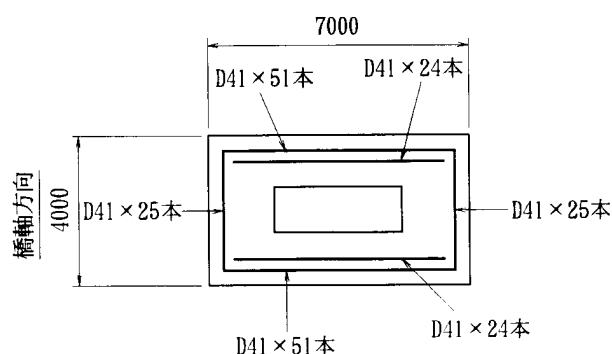


部位	成分	Cクラック	Y降伏	U終局
P1	曲率 m ⁻¹	7.835×10^{-5}	58.562×10^{-5}	2353.791×10^{-5}
	曲げモーメント tf・m	7747.46	18396.54	21142.84
P2	曲率 m ⁻¹	4.799×10^{-5}	34.083×10^{-5}	1815.4×10^{-5}
	曲げモーメント tf・m	16126.40	29885.47	35192.67

H=30m

case-1(P1, P2)
case-2(P1)

橋軸直角方向



H=40m

case-2(P2)

橋軸直角方向

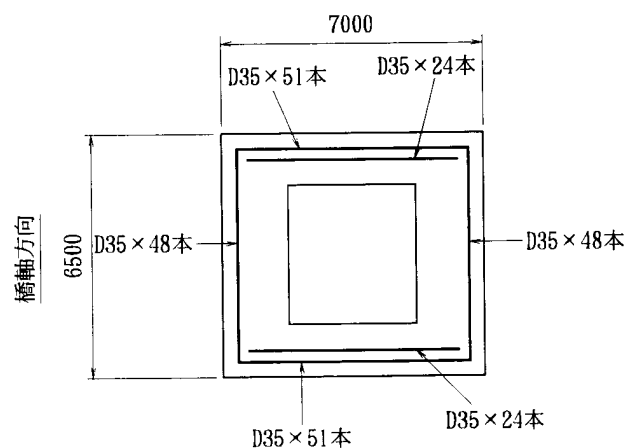


図-9 橋脚非線形特性(case-1)

図-10 橋脚非線形特性(case-2)

3-3 解析手法

1) 非線形時刻歴応答解析 (case-1, 2)

case-1 と case-2 の違いは、P2 橋脚を 30m から 40m に伸ばし不等脚による動的挙動を把握するためのケースとしている。上部は線形部材とし橋脚部のみ $M-\phi$ 関係を武田モデルによりトリリニア非線形モデルを用い神戸海洋気象台波 (第 I 種) 直接積分方式時刻歴応答解析としている。減衰はひずみエネルギー減衰を用い上部 3% 下部 2% とし橋脚部は上、下端より 50cm ピッチにて履歴減衰を用いている。質量は整合質量法による分布マスとして与え、両橋台部支承を水平可動、回転自由とし、その他の拘束条件は固定としている。

2) 応答スペクトル解析によるエネルギー一定則の適用による解析 (case-3)

本ケースは、線形解析を用いて弾塑性応答を求めようとする考え方である。これは、非線形領域に入る部材 (ここでは、橋脚の上下端であり、非線形解析結果より上端部 1m, 下端部 2m とした) を降伏剛性を有する線形部材としてモデル化し、線形解析から得られた最大応答値をもとに、地震時保有水平耐力法に基づくエネルギー一定則を用いて非線形変位を求めている。橋脚の耐力とひずみの関係は完全弾塑性モデルを用い、ひずみエネルギー減衰を用いて上部 3% 下部 2% とし塑性ヒンジ領域では 20% の減衰とした。これらにより地震時保有水平耐力のタイプ II レベルの加速度応答スペクトルを用いて線形解析を行った。

3) 線形スペクトル応答解析 (case-4)

本ケースは、case-1 の弾性剛性データによりタイプ II レベルの加速度応答解析を行った。これは、case-1 の橋脚非線形解析との比較を見るために行っている、諸元、条件については case-1 を線形状態にした考えと同じである。但し、下部の減衰は線形減衰として 5% として扱っている。

4) 震度法 (case-5)

静的解析を用い、 $K_h=0.20$ の水平震度を用いた慣性力により許容応力度レベルで検討を行った。

3-4 入力地震動

入力地震動は、case-1, 2 モデルのような非線形時刻歴解析では神戸海洋気象台波 (図-11) を

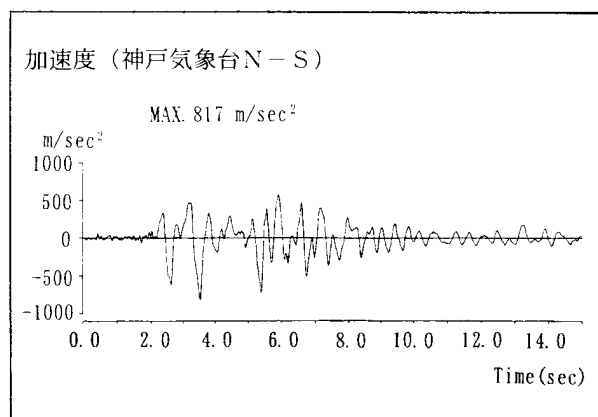


図-11 神戸海洋気象台波

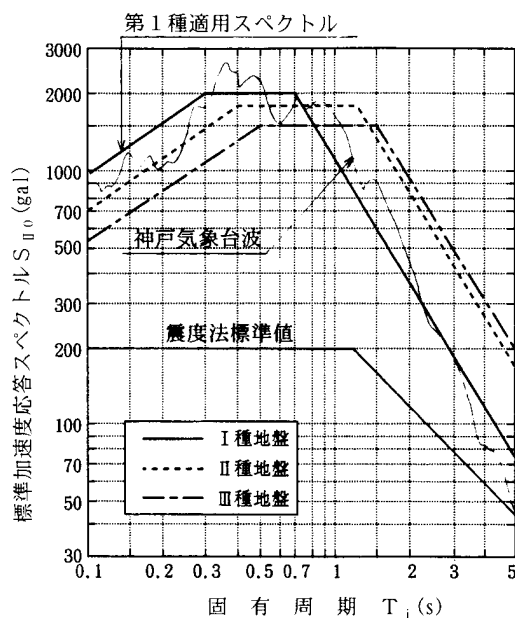


図-12 加速度応答スペクトル

用い、case-3, 4 では、線形応答スペクトル解析として道示に示すタイプ II レベルの加速度応答スペクトル (図-12) を用いている。

3-5 橋脚の非線形性能に関する安全度の照査

1) 非線形時刻歴応答解析 (case-1, 2)

本ケースでは、トリリニア型 (武田型) モデルを用いている。橋脚部の非線形特性は 図-9 では case-1 (P1, P2)、case-2 (P1)、図-10 では case-2 (P2) について各々要素設定している。これらに基づき直接積分法により各々の部材がひび割れ領域、降伏領域、そして破壊領域らのどの状態になるかを検証し安全性を確認している。

2) エネルギー一定則(等価エネルギー法)を用いた線形解析(case-3)

本ケースは、図-3に示すような完全弾塑性モデルを用いている。非線形領域として塑性ヒンジ域を case-1 (直接積分法) により求められた結果より領域設定し降伏剛性と非線形減衰定数 0.20 を非線形要素とし、その他を弾性部材として応答スペクトル解析を行っている。それらの応答値よりエネルギー一定則の考え方にそって挙動値が安全か否かを検証している。降伏剛性、許容塑性率、許容変位などを道路橋示方書(V)によると次のように求められる。

降伏剛性 I_y (道示V 9.8)

$$E I_y = M_u / M_y = M_{y0} / \phi_{y0}$$

$$\text{ここに } M_u = 21142.84 \text{ (tf}\cdot\text{m)}$$

$$\phi_u = 2353.79 \times 10^{-5} \text{ (1/m)}$$

$$M_{y0} = 18386.54 \text{ (tf}\cdot\text{m)}$$

$$\phi_{y0} = 58.56 \times 10^{-5} \text{ (1/m)}$$

$$\phi_y = (M_u / M_{y0}) \times \phi_{y0}$$

$$= 67.304 \times 10^{-5} \text{ (1/m)}$$

よって

$$E I_y = 314.135 \times 10^5$$

$$I_y = 314.135 \times 10^5 / E$$

許容塑性率 (道示V 9.2)

$$\mu_a = 1 + (\phi_u - \phi_y) / \alpha \phi_y \quad \alpha = 1.5 \text{ とする}$$

$$= 23.65$$

許容変位(曲率)

$$\phi_a = \mu_a \cdot \phi_y$$

$$= 0.0159 \text{ (1/m)}$$

以上の考え方から等価エネルギーを用いて橋脚の安全性を検証する。

3-6 解析結果

3-6-1 固有周期特性

固有周期特性は表-3に示す。case-1,2 は、それぞれ 0.639sec, 0.656 sec である。降伏剛性を考慮した case-3 は、0.746sec であり case-1,2 に比べてそれぞれ 17%, 14%と長い。本モデルにおける連続ラーメン橋では、その質量寄与率が 64%以上であり第1次モードが卓越した。

3-6-2 橋脚における応答値特性

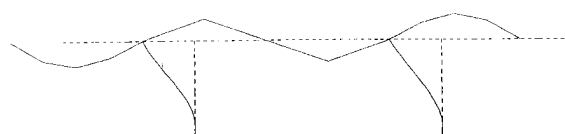
変位及び加速度応答は、表-4に示すとおり水

表-3 固有周期

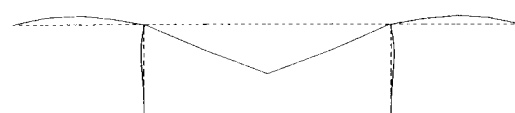
単位: sec

モード次数	case-1	case-2	case-3
第1次	0.6391 (1.000)	0.6560 (1.026)	0.7463 (1.168)
第2次	0.4629 (1.000)	0.4413 (0.953)	0.4863 (1.051)
第3次	0.2300 (1.000)	0.2220 (0.965)	0.2451 (1.066)
第4次	0.2104 (1.000)	0.2033 (0.966)	0.2151 (1.022)
第5次	0.1747 (1.000)	0.1747 (1.000)	0.1750 (1.002)
第1次モード有効値量 (%)	64%	64%	68%

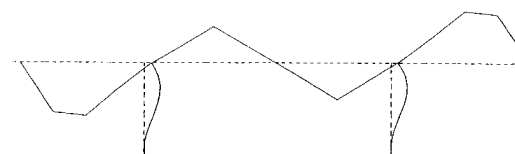
MODE 1



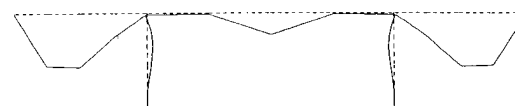
MODE 2



MODE 3



MODE 4



MODE 5

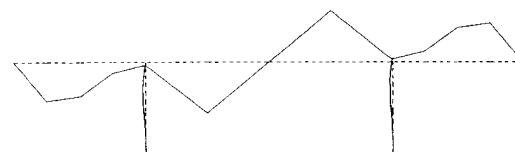


図-13 自由振動モード図

平変位については 20cm 内外と各ケースとも大差はないが加速度応答値では case-3 は case-1 に比べると 168%(P1)~180%(P2)の応答値を示している。非線形に比べるとエネルギー軽減がなされないために各モード値或いはこの加速度が表-5 に示す曲げモーメントに影響を与えていることがうかがわれる。同様に表-5 の曲げモーメントの比較を見ると、case-4/case1 では 3.5~6.95 倍であることがわかる。case-1 が非線形解析であり case-4 は線形解析であり解析手法による差であるといえる。入力動で比べるならば case-1 は神戸気象台波を用い case-4 はそれをベースとした 2000gal 相当のスペクトルを用い同程度の加速度外力を用いている。しかしながら、case-3 では塑性ヒンジ領域に降伏剛性を考慮したことから、case-1 と case-4 の中間値を得た。case-5 は震度法レベルの地震動であるので図-12 の加速度応答スペクトルを見ると標準加速度と保有水平耐力入力地震動比では 10 倍近くあることから応答結果が case4/case5 として 8 倍近くあることは納得できる。

3-6-3 材料非線形を考慮した時刻歴応答解析等橋脚 (case-1) における応答結果

1) 塑性ヒンジ過程

橋脚上端、下端から 50cm ピッチに 2m 程度の範囲内に塑性ヒンジが発生すると想定した解析結果は、図-23 に示すように上端側で 1m、下端側で 2m で塑性領域であることが解った。表-20 に示す通りトリリニアによるM- ϕ 関係とその結果を示した。塑性化する過程は、図-22 に示すように時刻的には程一瞬ではあるが塑性化過程は P1 下端 (5.2sec) - P2 下端 (5.3sec) - P1 上端 (5.4sec) - P2 上端 (5.4sec) の順序である結果を得た。

2) 時刻歴応答

図-17~20 に示す通り、橋脚上端、下端における時刻歴加速度、変位応答と非線形履歴応答結果を得た。地震波入力開始から 5sec 付近で最大応答が発生することがわかる。橋脚の降伏状態の履歴は上端部では、18 部材 (節点 18) から 1m 付近まで降伏状態であり、図-19 の様なヒステリシス線をなし、20 部材に入ると弾性域となる。24 部材では完全な線形状態といえる。下端部でも同様に、32 部材 (節点 33) より 2m 区間で降伏状態となり、28 部材で弾性域となることがヒステリシス線図からわかる。

表-4 橋脚上端の変位・加速度応答

		case-1	case-2	case-3
変位 (m)	P 1	0.215 (1.000)	0.221 (1.028)	0.190 (0.884)
	P 2	0.215 (1.000)	0.215 (1.000)	0.190 (0.884)
加速度 (m/sec ²)	P 1	8.092 (1.000)	7.771 (0.960)	13.596 (1.680)
	P 2	7.573 (1.000)	6.154 (0.813)	13.596 (1.795)



図-14 変位応答図

表-5 橋脚の曲げモーメントの比較 単位: tf・m

	case-1 (非線形)	case-2 (非線形)	case-3 (線形)	case-4 (線形)	case-5 (震度法)
P 1 柱頭部 (比率)	19,374 (1.000)	19,524 (1.008)	47,144 (2.433)	67,750 (3.497)	8,707 (0.449)
P 1 基部 (比率)	19,584 (1.000)	19,564 (0.999)	75,156 (3.838)	136,124 (6.951)	17,008 (0.868)
P 2 柱頭部 (比率)	19,376 (1.000)	30,670 (1.583)	47,146 (2.433)	67,750 (3.497)	8,490 (0.438)
P 2 基部 (比率)	19,573 (1.000)	31,121 (1.590)	75,156 (3.840)	136,124 (6.955)	17,125 (0.875)

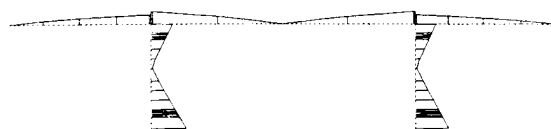


図-15 線形解析曲げモーメント図

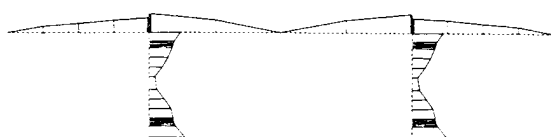
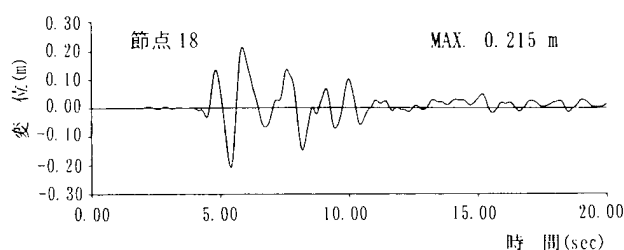
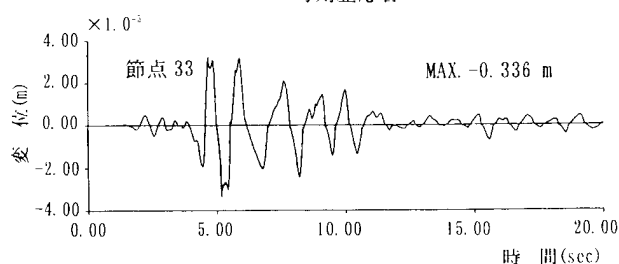


図-16 非線形解析曲げモーメント図

case-1 (神戸気象台N-S)

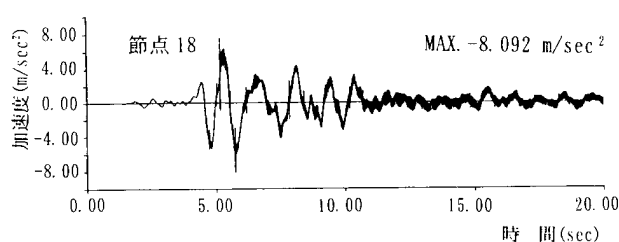


時刻歴応答

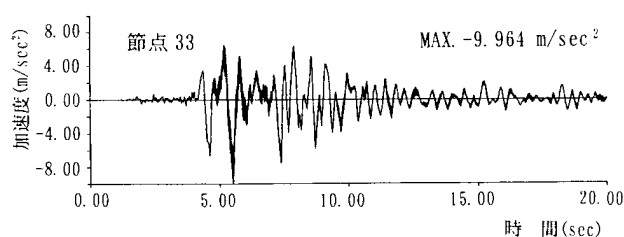


時刻歴応答

図-17 橋脚上・下端の変位時刻歴応答(case-1)



時刻歴応答



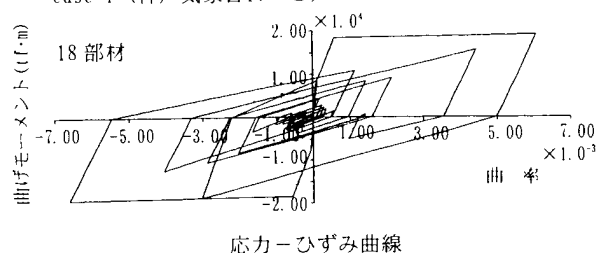
時刻歴応答

図-18 橋脚上・下端の加速度時刻歴応答

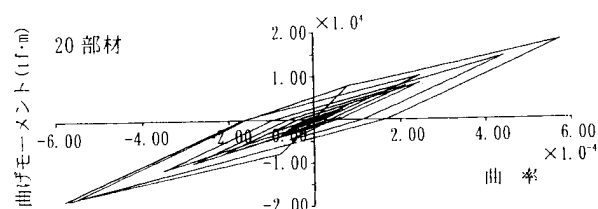
3-6-4 不等橋脚モデルの耐震性能の検討

case-1 では P1,P2 橋脚高が 30m であるが、case-2 では P1 (30m) 、P2 (40m) と P2 橋脚高を 10m 高くして不等橋脚モデルの挙動を耐震性能として検証する。

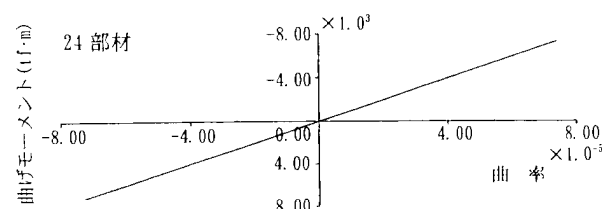
case-1 (神戸気象台N-S)



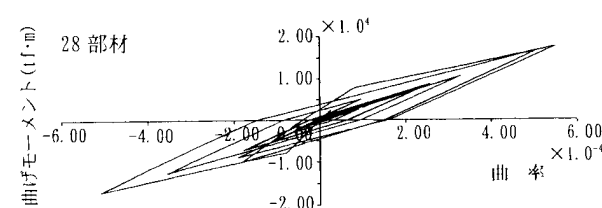
応力-ひずみ曲線



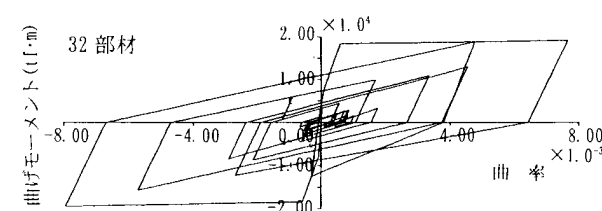
応力-ひずみ曲線



応力-ひずみ曲線



応力-ひずみ曲線



応力-ひずみ曲線

図-19 非線形履歴応答(case-1)

1) 固有周期

固有周期は表-3に示すように case-1/case-2 比では2%程度の差であった。これは、表-4の橋脚上端の変位を22cm程度になる様、最適断面を設定していることも効果的であったと思われる。有効質量率もともに64%と同じく、この程度のモ

デル化の差では断面力の差こそあれ耐震構造的の相違はないと判断できる。

2) 応答値

表-5に示す通り、曲げモーメントでは P2/P1 比は 60%増である。応答変位では同程度であるが、応答加速度では P2 側で 20%強 case-1 より低くなっている。

3) 塑性化の順序

塑性ヒンジ領域は図-23 に示す通り P1 上端 1.24m、下端 2.16m そして P2 上端 1.24m、下端 2.88m であった。塑性化状態は瞬時ではあるが、P1 下端 (5.30sec) - P2 下端 (5.33sec) - P2 上端 (5.36sec) - P1 上端 (5.41sec) の塑性化過程であった。

3-6-5 エネルギー一定則を用いた検討 (case-3)

応答スペクトル法による非線形領域での耐震性能の照査は、Newmark のエネルギー一定則を完全弾性モデルによる $M-\phi$ 関係から行った。これは、降伏時まで $M-\phi$ は比例するが降伏時を超えると M は増加しないが ϕ が増加してエネルギーが同量になると仮定する。case-3 における結果を図-24 に示してある。以下の結果の通り、降伏域に入っているが破壊に至っていない、許容値以内であることがわかる。

$$\begin{aligned} \text{許容変位} \quad \phi_a &= \mu_a \cdot \phi_y \\ &= 0.01596 \text{ 1/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ここに} \quad \mu_a &= 23.65 = \text{許容塑性率} \\ \phi_y &= 0.000067 \text{ 1/m} \\ \phi_u &= 0.02353 \text{ 1/m} \end{aligned}$$

よって、橋脚上端

$$\phi_y < \phi_i = 0.002008 < \phi_a$$

橋脚下端

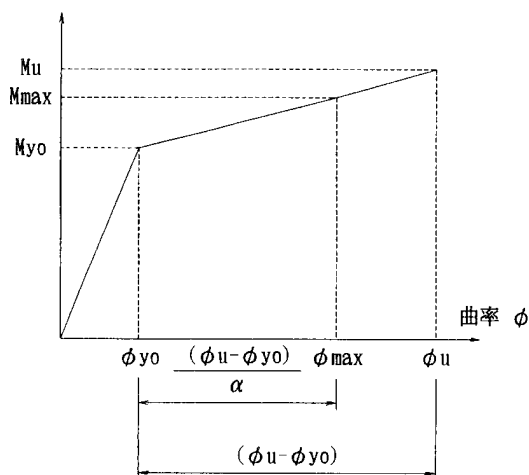
$$\phi_y < \phi_i = 0.004558 < \phi_a$$

3-7 まとめ

連続ラーメン橋を用いた試解析により以下のよう要約する。

- 1) 橋梁の主たるモードは第1次モードが64%の有効質量比をもって卓越し当初の想定卓越モード第1次と合致した。
- 2) 橋脚高を等橋脚と不等橋脚 (1:1.33) により比較したが、本モデルの不等橋脚高の差では、振動数特性において著しい差は見うけられなかった。しかし、橋脚の非線形性状において、不等橋脚のモデルは等橋脚に

曲げモーメント M



橋脚の $M \sim \phi$ 関係と最大応答値

case-1 (非線形解析)

		P1, P2 橋脚(上端)		P1, P2 橋脚(下端)	
		M (tfm)	ϕ (1/m)	M (tfm)	ϕ (1/m)
ひびわれ	c	7747	7.84×10^{-5}	7747	7.84×10^{-5}
初降伏	yo	18397	5.86×10^{-4}	18397	5.86×10^{-4}
終局	u	21143	2.35×10^{-2}	21143	2.35×10^{-2}
最大応答値 max					
$\alpha = \frac{(\phi_u - \phi_{yo})}{(\phi_{max} - \phi_{yo})}$		19345	2.26×10^{-2}	19572	1.04×10^{-2}
			1.04		2.33

case-2 (非線形解析)

		P1 橋脚(上端)		P1 橋脚(下端)	
		M (tfm)	ϕ (1/m)	M (tfm)	ϕ (1/m)
ひびわれ	c	7747	7.84×10^{-5}	7747	7.84×10^{-5}
初降伏	yo	18397	5.86×10^{-4}	18397	5.86×10^{-4}
終局	u	21143	2.35×10^{-2}	21143	2.35×10^{-2}
最大応答値 max					
$\alpha = \frac{(\phi_u - \phi_{yo})}{(\phi_{max} - \phi_{yo})}$		19485	9.66×10^{-3}	19564	1.03×10^{-2}
			2.53		2.36

		P2 橋脚(上端)		P2 橋脚(下端)	
		M (tfm)	ϕ (1/m)	M (tfm)	ϕ (1/m)
ひびわれ	c	16126	4.80×10^{-5}	16126	4.80×10^{-5}
初降伏	yo	29885	3.41×10^{-4}	29885	3.41×10^{-4}
終局	u	35193	1.82×10^{-2}	35193	1.82×10^{-2}
最大応答値 max					
$\alpha = \frac{(\phi_u - \phi_{yo})}{(\phi_{max} - \phi_{yo})}$		30576	2.67×10^{-3}	31076	4.35×10^{-3}
			7.67		4.45

図-20 非線形応答図

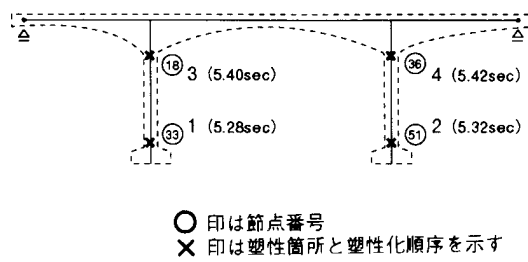


図-2 1 橋脚の塑性化の順序 (case-1)

塑性ヒンジ長(m) (道示V 9.3)

$$L_p = 0.2h - 0.1D$$

ただし $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$

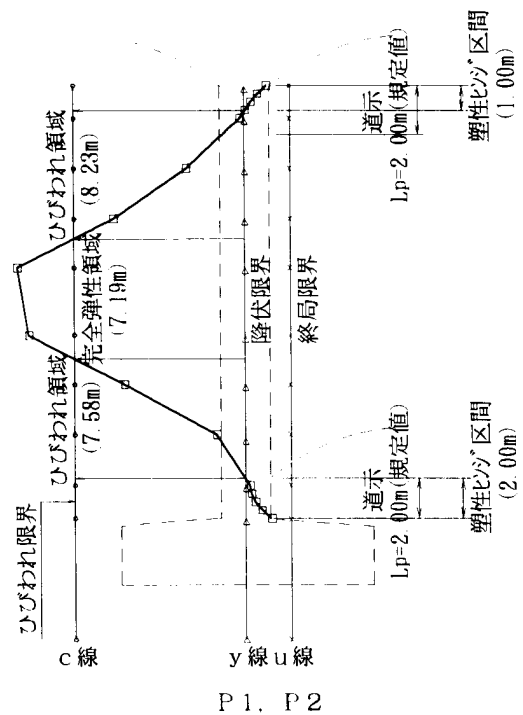


図-2 2 弾塑性領域図 (case-1)

注)

C線: ひび割れが発生する領域を示す線

Y線: 降伏領域を示し終局寸前までを示す線

U線: 終局領域を示し破壊することを意味する

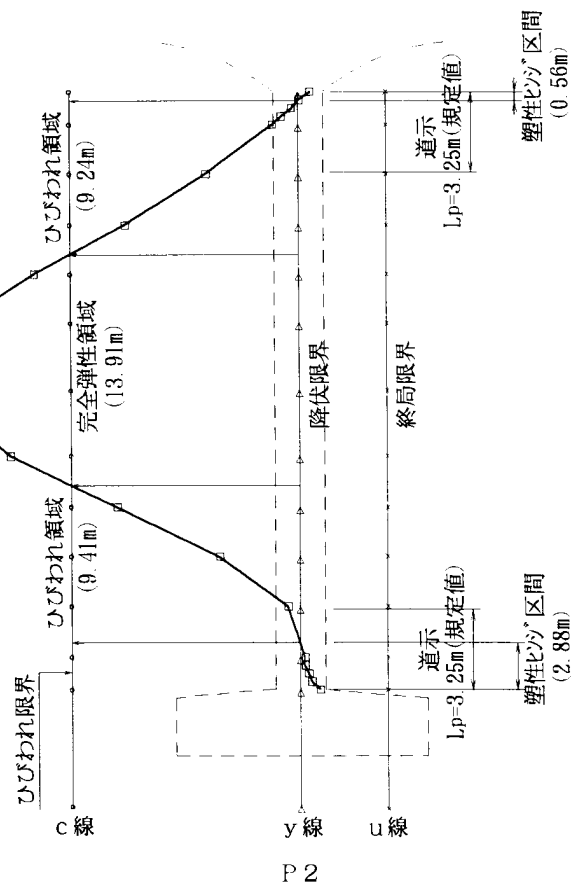
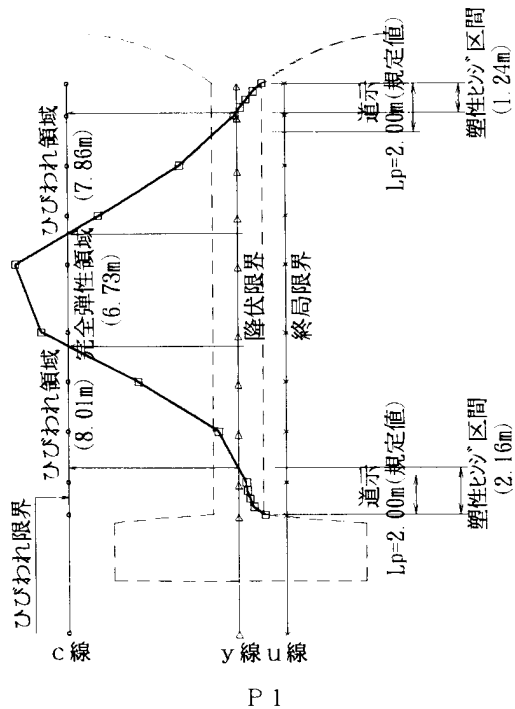


図-2 3 弾塑性領域図 (case-2)

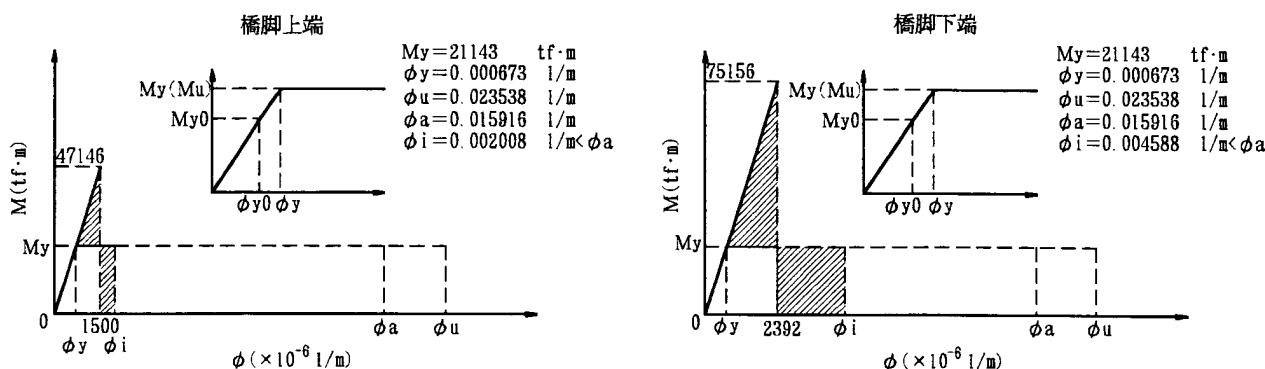


図-24 エネルギー一定則による検証(case-3)

比べると、P1 上端で 24%、P2 下端では 44%の塑性ヒンジ長の増加が見うけられた。また、工事費レベルの経済性、かつ上部施工の観点からみて、架設ワーゲン設備等の施工性においても等橋脚柱に比べて劣るものと推察できる。

- 3) 本モデルの場合は塑性ヒンジ箇所が複数箇所に想定されることは明らかであり、ここに橋脚の上下端部にて確実に発生することを確認した。塑性化過程状態はヒンジ部全て同時刻程度であったが、それなりに塑性化順序を明らかにした。
- 4) 塑性ヒンジ長については、道示(case-1の例)では $L_p=2.0\text{m}$ の領域として求められるが非線形解析結果において上端側 1.0m、下端側 2.0mを確認した。よって、塑性ヒンジ領域をしっかりと把握したい場合は、非線形動的解析を用いた方がよい。
- 5) 橋脚の形状について本文の中で列記していないが、本モデルでは当初矩形充実断面として検討したが、応答結果として破壊域に入るケースが多く当初形状では限界と判断し矩形中空断面に変更して本解析を行った。橋脚高の高い本モデルの様な場合には、中空断面は有効な変形性能効果を充分満足する形状として適当であると判断できる。
- 6) 線形解析を用いて非線形効果を得ようとした case-3 では、降伏剛性を用いて応答値を導きエネルギー一定則によりモデルの安全性を確認した。今後は、非線形スペクトルの作成が可能であれば本解析の手法も更に有効ではないかと思われる。本手法は、筆者らの検討としては初期的段階であり更に地震時保有水平耐力法と精度よく比較するためにラーメン橋のプログラム化も含めて検討していきたいと考えている。

- 7) 試解析の結果、本モデルでは橋脚の塑性過程とその性状を捉えることが重要であることがわかった。ここに連続ラーメン橋の動的解析として非線形解析が望ましい。

4. あとがき

新耐震設計に基づき種々勉強させて頂いた。関東大震災を基本に平成8年まで扱われてきた震度法レベルの設計体系から阪神・淡路大震災を契機に改訂した新耐震設計への移行は、静から動への移り変わりと言えます。そして、今までの御努力とまだまだ種々研究、検討を繰り返しておられる関係各位に敬意を表します。私たち構造技術者も設計体系の主旨を充分理解しつつ、日常の業務を通して耐震設計の向上に寄与して参りたいと思っております。最後に本報告をまとめるに当たり、道路橋示方書の改定時期と重なり運用も過渡的段階でもあり、先走りの解釈もあるかもしれません。本編を読まれた方々には、筆者らの多少なりとも技術力の向上につながればとの思いをご理解いただけますなら誠に幸いかと存じ上げます。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 V (H8.12)
- 2) 土木学会耐震委員会：第1回免震・制震コリキウム講演論文集 (1996.11)
- 3) 北海道土木技術会振動小委員会：兵庫県南部地震の被害報告書(1995.1)
- 4) 日経コンストラクション： 解明されたか被害現場にみた7つ疑問 (1996.1.12), 土木の新耐震 (1996.6.14), 現場はどう変わるのか (1996.9.27)
- 5) 川島他：道路橋の耐震設計計算例