

R C逆ランガーアーチ橋の非線形動的解析事例

山田 稔¹・尾堂 良一²・御園生 静栄³・岡田 稔規⁴・渡辺 真澄⁴・小澤 里絵³

¹日本道路公団 四国支社 建設部 構造技術課 （〒760-0065 香川県高松市朝日町4-1-3）

²日本道路公団 四国支社 松山工事事務所 周桑工事区 （〒791-1104 愛媛県松山市北土居町195-1）

³正会員 八千代エンジニアリング(株) 技術開発本部 耐震保全部 （〒153-8639 東京都目黒区中目黒1-10-21）

⁴正会員 八千代エンジニアリング(株) 関東事業部 橋梁構造部 （〒330-0801 埼玉県大宮市土手町2-15-1）

1. まえがき

アーチ橋は、震災経験の蓄積が少なく、また、部材としての地震時保有水平耐力法の評価方法も十分解明されていない。そのため、地震時保有水平耐力法レベルの大規模地震に対する耐震設計は、非線形動的解析によりどこに塑性ヒンジが発生するか検討し、その箇所ではじん性が発揮できるような構造とすることが必要である。ただし、補剛桁については、ラーメン橋と同様に初降伏以内を耐震設計の目標とする。

R Cアーチ橋にも様々な形式があるが、ここでは、補剛桁に曲げ剛性をもたせ、アーチリブはほとんど曲げモーメントを分担しない逆ランガーアーチ橋を対象とした。R C逆ランガーアーチ橋の橋軸方向の地震では、補剛桁のコンクリートひび割れにより曲げ剛性が低下すると、補剛桁が分担する曲げモーメントが低下し、アーチリブや鉛直材の塑性化が進展することが懸念された。

本稿は、R C逆ランガーアーチ橋の耐震設計にあたり、地震時保有水平耐力法レベルの大規模地震に対して非線形動的解析を実施したので、その結果について報告する。なお、地震動の入力方向は橋軸方向のみとし、橋軸直角方向の結果については、ここでは割愛した。

2. 対象橋梁の概要

対象橋梁は図-1に示すようなR C逆ランガーアーチ橋であり、その諸元および設計条件は、以下のとおりである。

橋梁の諸元

上部構造形式； R C逆ランガーアーチ橋
下部構造形式； 直接基礎
橋 長； 176m
全 幅 員； 10.5m
アーチ支間； 116m
アーチライズ； 23m
補 剛 桁； 外ケーブル併用P R C箱桁

設計条件

活荷重； B活荷重
震度法設計水平震度； 橋軸方向 0.17
橋軸直角方向 0.17
地盤種別； I種地盤
水平震度の地域区分； B区分
架設工法； トラス式分離張出架設工法

3. 動的解析モデルと解析条件

動的解析は、図-2に示すような平面骨組みモデルとした。補剛桁は、初降伏以内を目指す耐震設計であり、弾性部材でモデル化する。鉛直材、アーチリブ、エンドポストは、図-2に示すように曲げモーメントと曲率の関係をトリリニア型の非線形部材でモデル化した。エンドポストおよびP1、P8の鉛直材は、補剛桁と剛結された構造であるが、P2、P3、P6、P7には可動支承が設けられており、図-2に示すようにモデル化している。また、P4、P5は、モデル化上の仮想鉛直部材であり、補剛桁やアーチリブとは剛結である。

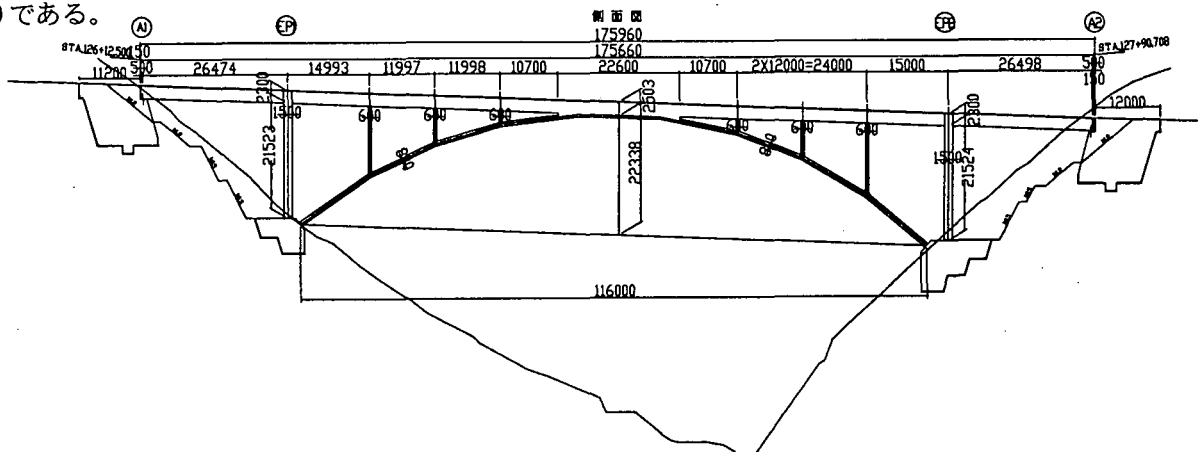


図-1 対象橋梁

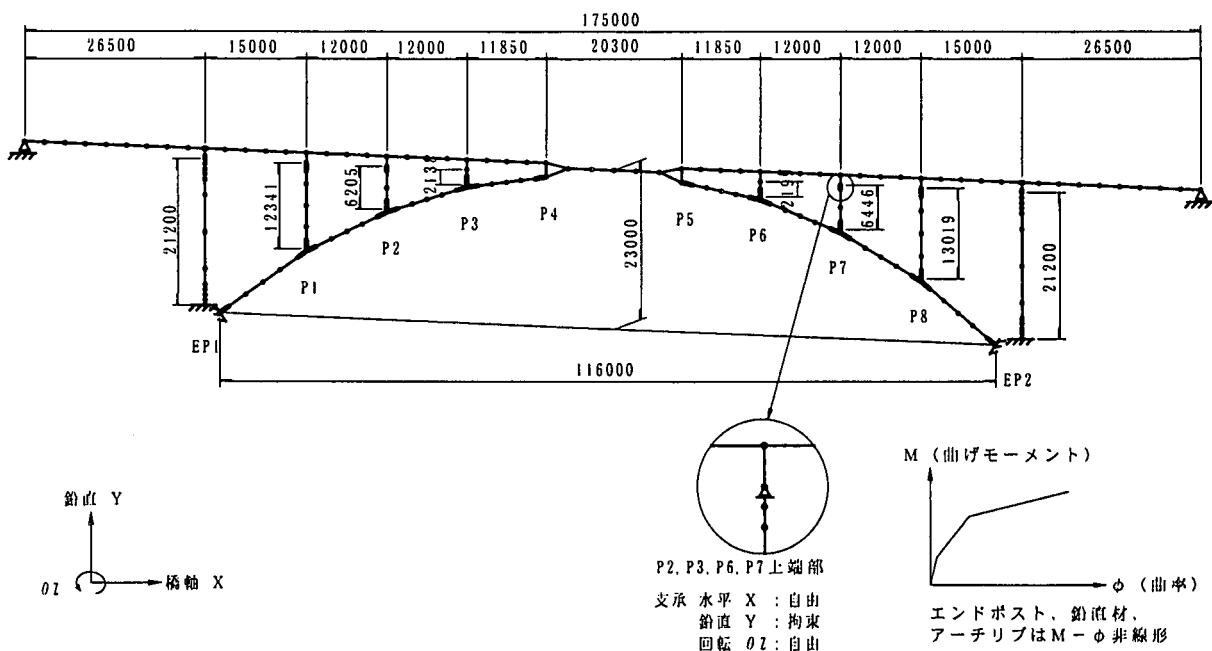


図-2 解析モデル

表-1 非線形動的解析の解析条件

項 目	解析条件
減衰定数	補剛桁（線形部材） 0.04
	その他（非線形部材） 0.02
	基礎 0.10
減 衰	Rayleigh減衰マトリックス
積分方法	ニューマークβ法 $\beta=1/4$
積分時間	0.002sec
履歴法則	武田型
入力地震動	参考資料1)のⅠ種地盤用の入力地震動を地域区分Bの補正0.85を考慮して使用
全死荷重の影響	初期状態として考慮
軸力変動の影響	無 視

動的解析は、まず、弾性時の固有振動解析を行い、得られた固有周期、固有振動モードから振動特性の把握と非線形動的解析に用いるRayleigh減衰マトリックスの決定を行った。Rayleigh減衰マトリックスは、卓越する2つの振動モード（図-3参照）の減衰定数（ひずみエネルギー比例型）が一致するように設定した。最終設計時に実施した非線形動的解析の解析条件は、表-1に示すとおりである。

4. 固有振動解析

応答に卓越する2つの振動モードを図-3に示す。固有振動解析では、非線形部材である鉛直材、アーチリブ、エンドポストは初期剛性を用いており、補剛桁の曲げ剛性は動的解析の応答レベルに応じて低下させた最終設計時のものを用いている。

図-3の卓越する2つの振動モードは、補剛桁が大きく鉛直方向に振動しており、地震力を水平方向のみの静的な荷重として扱うことが困難であることが分かる。

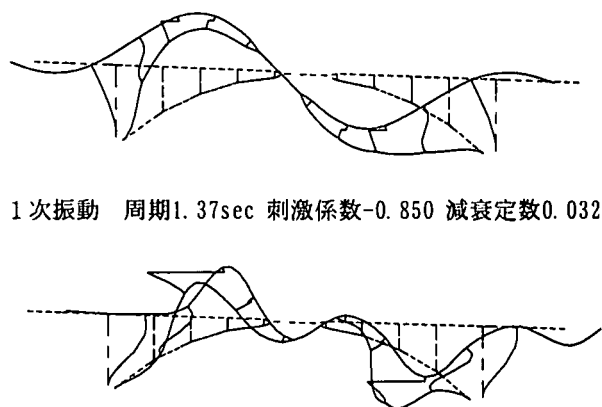


図-3 固有振動モード

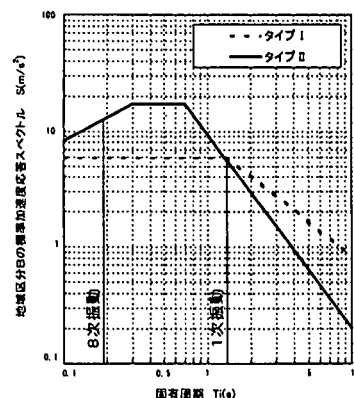


図-4 固有周期と加速度応答スペクトル（Ⅰ種地盤）

この2つの固有振動の周期と設計用の標準加速度応答スペクトルの関係は、図-4に示す。タイプⅡの標準加速度応答スペクトルは、長周期側で大きく低下し、本橋の1次振動 1.37secの応答はタイプⅠ

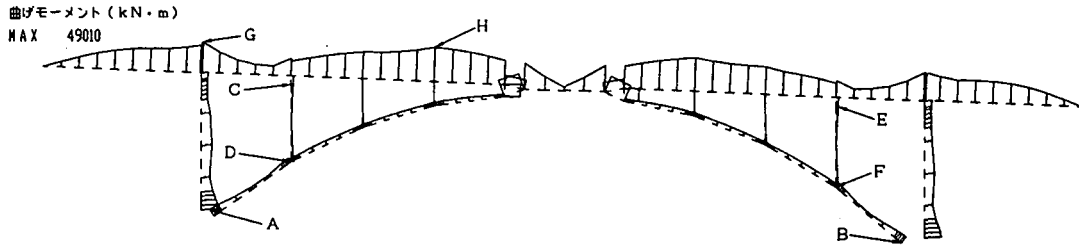


図-5 地震による最大曲げモーメントの分布（補剛桁の曲げ剛性を0.40に低下 タイプⅡ入力）

表-2 最大応答塑性率の比較

地震動の タイプ	位 置	① 全断面	② 0.4	②/①
タイプⅠ	アーチリブ A点	0.697	1.091	1.57
	B点	0.823	2.596	3.15
	鉛直材 P1 C点	0.905	4.005	4.43
	D点	0.887	3.930	4.43
	鉛直材 P8 E点	0.877	3.448	3.93
	F点	0.865	3.733	4.32
タイプⅡ	アーチリブ A点	0.913	1.619	1.77
	B点	1.132	2.706	2.39
	鉛直材 P1 C点	1.577	4.412	2.80
	D点	2.727	3.659	1.34
	鉛直材 P8 E点	1.471	4.516	3.07
	F点	2.159	3.742	1.73

表-3 補剛桁の最大応答曲げモーメント (kN·m) の比較

地震動の タイプ	位 置	① 全断面	② 0.4	②/①
タイプⅠ	補剛桁 G点	65450	41640	0.64
	H点	65830	47200	0.72
タイプⅡ	補剛桁 G点	83870	39840	0.48
	H点	87490	49010	0.56

がタイプⅡに比べやや大きい。一方、短周期の8次振動 0.19secは、逆にタイプⅡがタイプⅠに比べかなり大きく、タイプⅡ入力の応答解析では高次の8次振動の影響が大きくなる。

5. 補剛桁の曲げ剛性が応答に与える影響

入力地震動は最終設計時には3波とし、その平均値により耐震性を評価するが、ここでの検討は、以下の各タイプ1波ずつで行った。

タイプⅠ地震動 開北橋 L G 2.71m/s²

タイプⅡ地震動 神戸海洋気象台 NS 6.90m/s²

上記の入力地震動は、本橋の架設位置が設計水平震度算定のB区分であるため、参考資料1)に示されている地震動の0.85倍を用いている。

(1) 全断面有効との比較

補剛桁の曲げ剛性によりどの程度応答値が変化するか検証するため、補剛桁の曲げ剛性を以下の2とおりとして、非線形動的解析を行った。

①コンクリート全断面有効とした場合

②上記剛性を0.40に低下させた場合

なお、この検討は、地震力のみによる応答の違いを検討しており、全死荷重の影響は考慮していない。

図-5は、②の補剛桁の曲げ剛性を0.40に低下させた解析（タイプⅡ入力）の最大応答曲げモーメントの分布である。また、表-2は、解析を行った4

ケースの最大応答塑性率をまとめたものである。A点～F点は、図-5に示す位置である。

表-2のタイプⅠ入力時の結果で、①と②を比較すると、両ケースで最大応答塑性率が大きく異なっている。①の全断面有効では塑性化が生じない（塑性率1.00以下）が、②の0.40剛性低下では最大応答塑性率は4に達している。タイプⅡ入力時でも同様に、②の最大応答塑性率が大きくなっている。

表-3は、補剛桁に生じる最大応答曲げモーメントをまとめたものであり、G点とH点は、図-5に示す位置である。タイプⅡ入力時の①全断面有効では、補剛桁のH点に 87490kN·mの大きな曲げモーメントが生じ、これは、震度法のこの位置に生じる曲げモーメントから水平震度に換算すると約1.00に相当する大きさである。しかし、②の剛性低下の解析では、補剛桁の曲げモーメントは約半分である。

以上のように、補剛桁を全断面有効とした解析により、初降伏以内とする耐震設計は困難である。また、補剛桁の剛性低下の影響を考慮した動的解析を行わないと、鉛直材、アーチリブの耐震設計は危険となる。

(2) 曲げ剛性の低下率

(1)では、補剛桁の曲げ剛性低下率を0.40と仮定した。ここでは、常時および震度法で決定した補剛桁の断面形状から、曲げ剛性の低下率を算定した。曲げ剛性低下率は、図-7に示すように、曲げモーメント (M) と曲率 (φ) の関係において、原点と上側 (下側) 初降伏点を結んだ曲げ剛性を求め、全断面有効の曲げ剛性で除して剛性低下率とした。

図-6は、その結果である。この図には、全死荷重時の曲げモーメント分布を示し、その下に曲げ剛性の低下率の値を上側引張と下側引張で示す。断面の種類は、図に示す (1) ～ (10) の10種類であり、スパンの中央 (10) を挟んで対称な断面配置である。P3 (P6) 位置付近で、全死荷重時の曲げモーメントはゼロとなる。このような位置は、一般に、曲げ耐力が小さくなるが、図-5に示したように地震による発生曲げモーメントは大きく、地震時保有水平耐力法レベルの大規模地震の設計が厳しくなる箇所である。

本橋の外ケーブル併用 P R C 補剛桁の初降伏モーメントは上側引張に比べ下側引張が小さいため、剛性低下率も下側引張が小さくなる。剛性低下率は、上側引張で0.18～0.47であり、下側引張で0.13～0.27である。

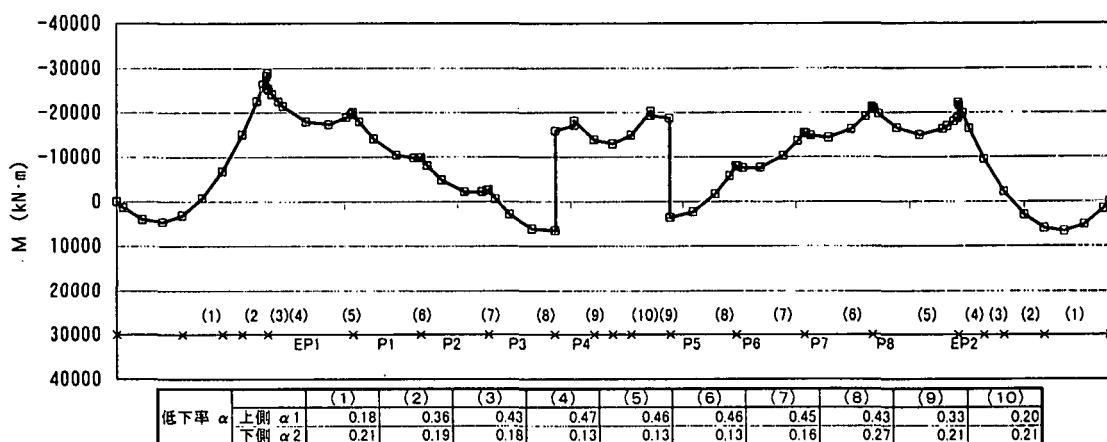


図-6 補剛桁の全死荷重曲げモーメント分布および曲げ剛性低下率

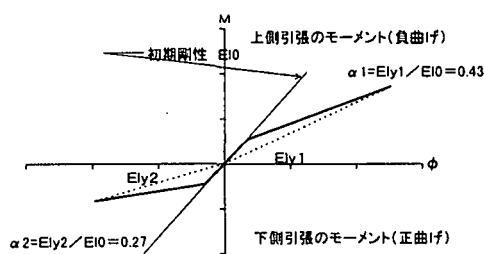


図-7 補剛桁の曲げ剛性低下率 断面(8)

(3) 初降伏時の曲げ剛性を最小に仮定した解析

図-6に示した補剛桁の曲げ剛性低下率を、各部材毎に最小(0.13~0.27)と仮定して、非線形動的解析を行った。ただし、スパン中央部のP4~P5区間は、地震による発生曲げモーメントは小さく、コンクリートにひび割れが生じないため、この区間は全断面有効の曲げ剛性を用いた。補剛桁に発生する最大応答曲げモーメントと曲げ耐力を比較したものが図-8のaである。曲げモーメント図の下に示す数値が実際の解析に用いた各部材の剛性低下率である。(1)の解析では、全死荷重時の影響を考慮しなかったが、これ以降の解析では、全死荷重を初期状態として与え、非線形動的解析を行った。

曲げモーメント分布は、全死荷重時の値(■)を示し、地震時に上側引張に作用する値(●)と下側引張に作用する値(▲)を示す。一方、曲げ耐力は、ひび割れ時 M_c と初降伏時 M_{y0} を上側引張と下側引張の両方向について示した。解析結果は、P2~P4位置で下側引張の曲げモーメントが最大となり、この位置で初降伏をやや超える結果であった。また、上側引張の曲げモーメントは、全て初降伏以内であった。

(4) 初降伏時の曲げ剛性を最大に仮定した解析

図-6に示した補剛桁の曲げ剛性低下率を、各部材毎に最大(0.21~0.47)と仮定して、非線形動的解析を行った。補剛桁の曲げモーメントは、図-8のbである。曲げモーメント図の下に示す数値が実際の解析に用いた各部材の剛性低下率である。

解析結果は、P2~P4(P5~P7)位置で下側引張の曲げモーメントが初降伏を大きく超えている。一方、上側引張の曲げモーメントは全て初降伏以内であり、上側引張の曲げ耐力は十分であると言える。

表-4 最大応答塑性率と許容塑性率(μa)

補剛桁の初降伏時の剛性低下率 α	鉛直材 P8 上 $\mu a=7.068$	鉛直材 P8 下 $\mu a=6.641$	アーチ基部 $\mu a=2.226$
最小に仮定 0.13~0.27	9.088 ×	5.597 ○	5.269 ×
最大に仮定 0.21~0.47	4.689 ○	3.413 ○	1.086 ○

表-4は、最大応答率と許容塑性率 μa を比較したものである。初降伏時の曲げ剛性を最小に仮定した解析では、P8鉛直材上やアーチ基部で許容塑性率を超え、耐震性が確保されていない結果である。一方、初降伏時の曲げ剛性を最大に仮定した解析では、全ての位置で許容塑性率以内となり、補剛桁の曲げ剛性をどのように仮定するかで、非線形部材の耐震性の判定結果が異なってくる。

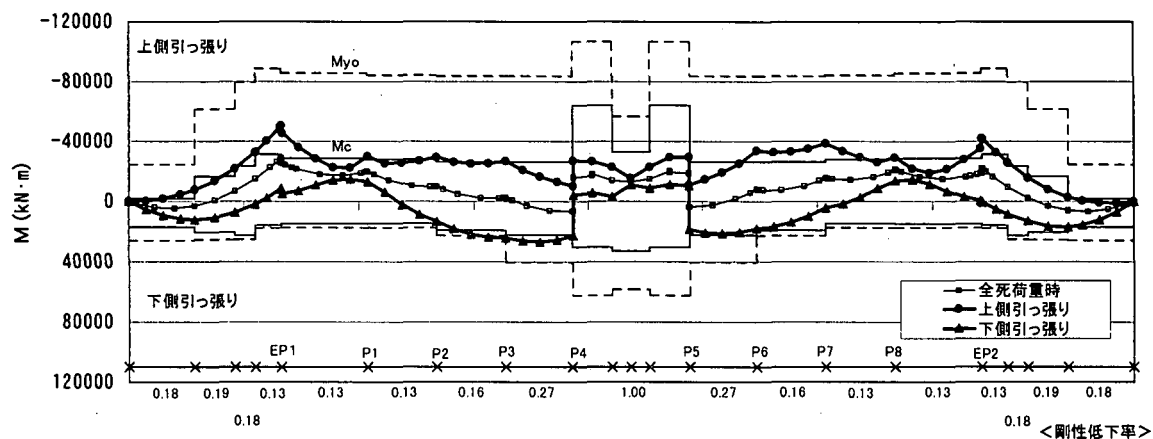
6. 非線形動的解析による耐震設計

(1) 補剛桁の設計

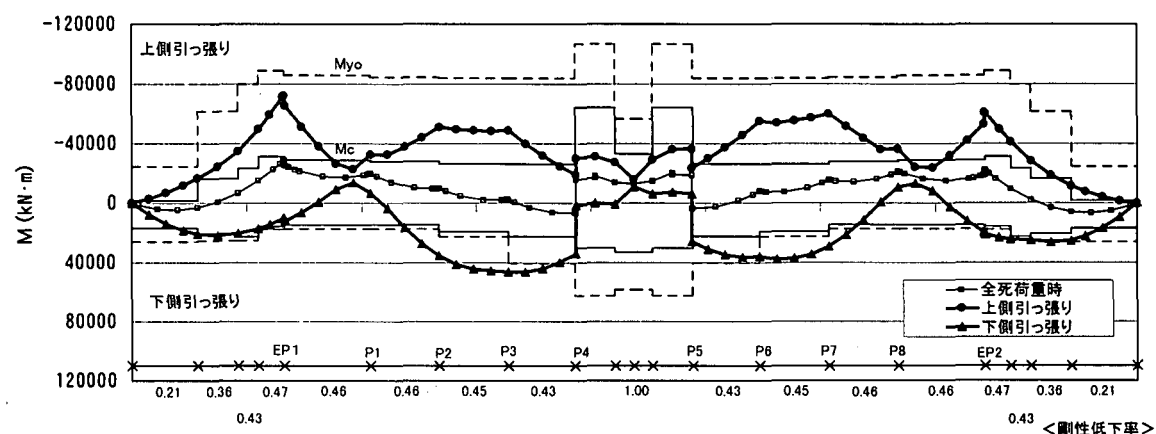
図-9は、3波平均の最大応答曲げモーメントが初降伏以内となるように耐震設計を行い、その結果をまとめたものである。非線形動的解析結果は、タイプⅡ入力時よりもタイプⅠ入力時の方が大きく、ここに示す結果はタイプⅠ入力時のみである。

補剛桁の応答曲げモーメントが小さいのは、橋長の1/4、1/2、3/4位置付近および桁端部であり、この位置前後ではひび割れモーメント以下の応答となるため、補剛桁の曲げ剛性は全断面有効を用いた。その他の位置の曲げ剛性低下率は、図に示すとおりである。

上側引張の曲げモーメントに対しては、常時と震度法で決定した断面で、十分な耐力を有しており、初降伏モーメントを増加させる必要性はなかった。しかし、下側引張の曲げモーメントは、P3(P6)付近で最大となり、この前後で下側引張の初降伏モーメントを増加させる必要があった。次いで、下側引張の曲げモーメントが大きいのは、エンドポスト~桁端の間であった。この位置では、P3(P6)付近程大きな曲げモーメントは発生しないが、設計に用いた補剛桁曲げ剛性の精度を考慮すると、この位



a. 初降伏時の補剛桁曲げ剛性 α を最小に仮定した場合 ($\alpha=0.13\sim0.27$)



b. 初降伏時の補剛桁曲げ剛性 α を最大に仮定した場合 ($\alpha=0.21\sim0.47$)

図-8 補剛桁の最大応答曲げモーメント(開北橋LG入力)と初降伏モーメント My_0

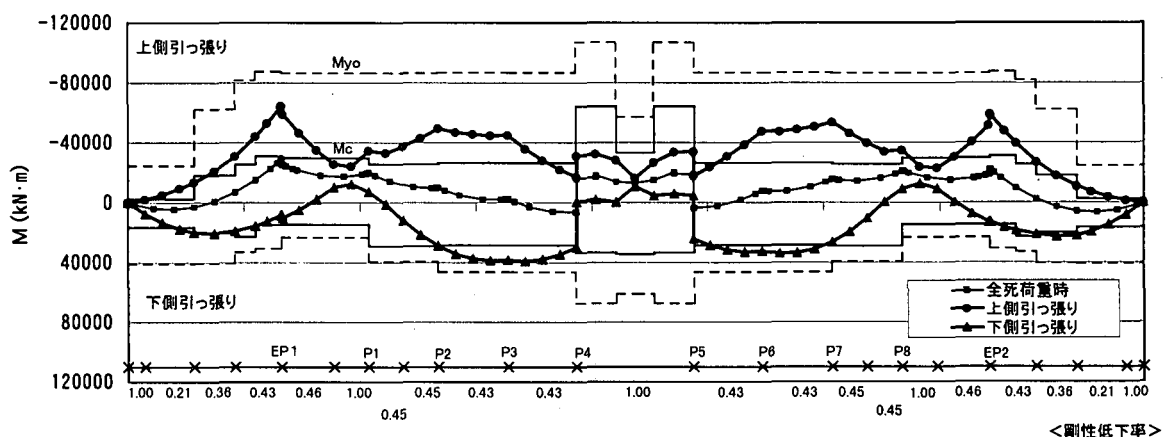


図-9 設計における補剛桁の最大応答曲げモーメント(3波平均)と初降伏モーメント My_0

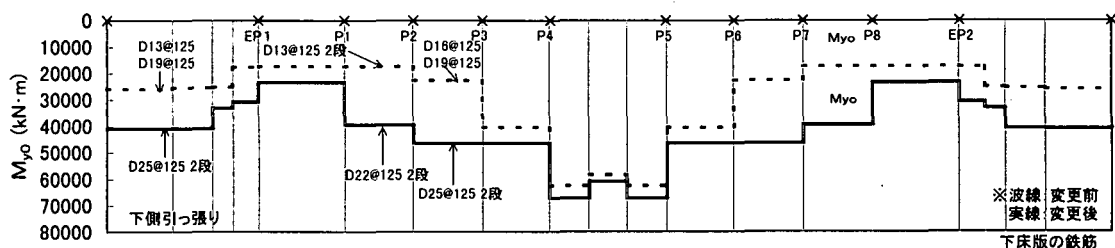


図-10 補剛桁下側引張の初降伏モーメント My_0 の増加および下床版鉄筋配置

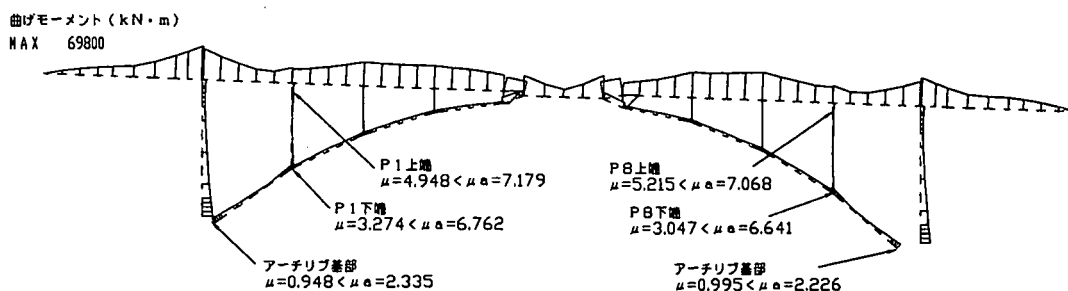


図-11 最大曲げモーメントの分布と最大応答塑性率塑性 (開北橋L G入力)

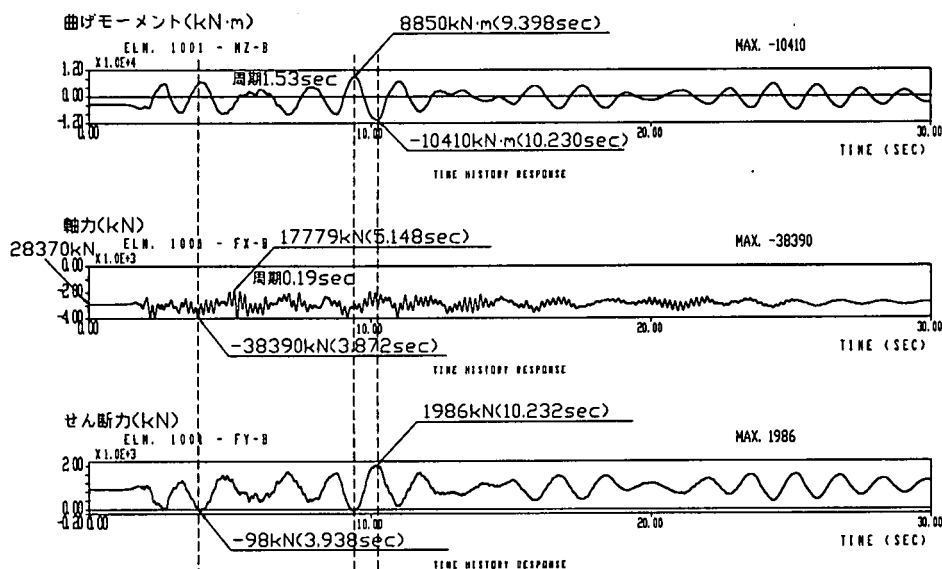


図-12 アーチ基部の時刻歴応答波形 (開北橋L G入力)

表-5 設計時の最大応答塑性率と許容塑性率 (μa)

入力地震動 タイプI	鉛直材P8上 $\mu a=7.068$	鉛直材P8下 $\mu a=6.641$	アーチ基部 $\mu a=2.226$
開北橋L G	5.215	3.047	0.995
開北橋TR	1.821	2.480	1.212
七峰橋L G	2.744	1.384	0.986
3波平均値	3.260	2.304	1.064
	○	○	○

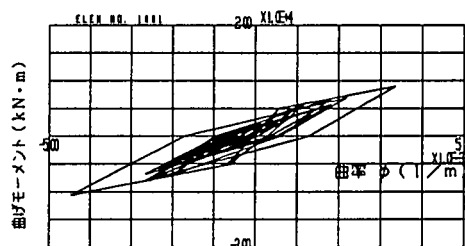


図-13 アーチ基部の履歴 (開北橋L G入力)

置もP3(P6)付近と同程度の初降伏モーメントに増加させた方がよいと判断した。

図-10は、常時と震度法で決定した断面形状と最終的に非線形動的解析で初降伏モーメント以内となるように決定した断面形状の初降伏モーメント M_{y0} (下側引張のみ)を比較したものである。図中に示す鉄筋は、下床版の橋軸方向鉄筋である。P2～P3 (P6～P7)間が最も鉄筋量を増加させる必要があり、D16@125+D19@125の配筋をD25@125-2段に修正した。

(2) 非線形部材の耐震性

表-5は、鉛直材P8とアーチ基部の最大応答塑性率と許容塑性率 μa を比較したものである。アーチリブ、鉛直材、エンドポストの断面は、常時と震度法および、鉄筋コンクリート橋脚のじん性を向上

させるための構造細目 (道示V) から決定した。

入力地震動の違いで応答塑性率もかなり異なるが、いずれも許容塑性率以内の応答となっており、非線形部材の耐震性を確認した。図-11は、3波の内、開北L G入力の最大応答曲げモーメントを示し、塑性化が生じる位置の最大応答塑性率を示してある。最大応答塑性率は、アーチ基部よりも、鉛直材の上端が大きく、また、エンドポストの基部には、塑性化は生じていない。

(3) アーチリブの耐震性

表-5のアーチ基部の最大応答塑性率をみると、3波のうち2波の解析結果は1.00以下であり、塑性化は生じない。3波平均値でも1.064であり、アーチ基部はほぼ降伏点となる応答レベルである。許容

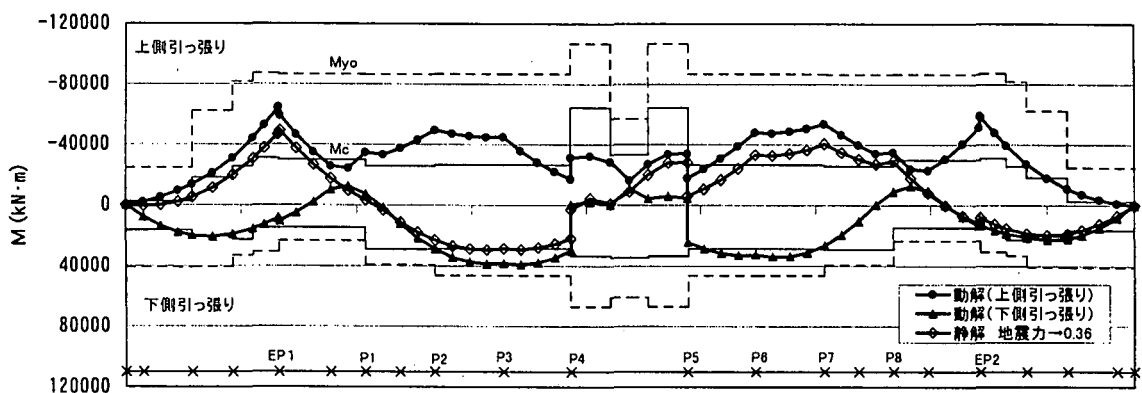


図-14 補剛桁の曲げモーメント比較 非線形動的解析と非線形静的解析

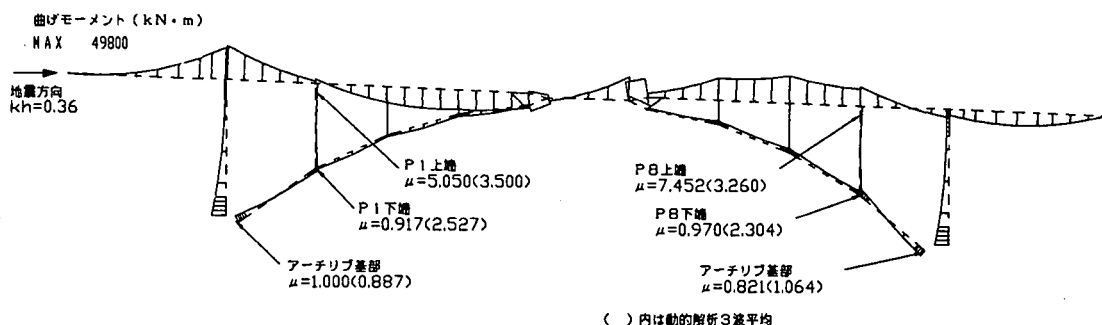


図-15 非線形部材の塑性率 非線形動的解析と非線形静的解析

塑性率をみると、鉛直材に比べアーチ基部の許容塑性率が小さく、じん性が小さいことがわかる。これは、本橋が逆ランガー形式でありアーチリブの断面が小さく、全死荷重時に約 $6.0\text{N}/\text{mm}^2$ の高圧縮が作用しているためである。アーチ基部の応答レベルはほぼ降伏点であり、本橋の耐震設計としては、安全性は確保されているが、橋梁全体のバランスから耐震性を評価すると、アーチ基部のじん性を向上させる方がより望ましい。なお、本橋は、アーチ基部の断面決定上の制限があり、じん性を上げることが困難であった。

本解析では、地震による軸力変動の影響は考慮せず、全死荷重時の曲げモーメントと曲率の関係を用了。軸力変動の影響を考慮する解析法としては、以下の3つがある。

- ①軸力の変動に応じて各部材の曲げモーメント-曲率の関係を変化させる方法
- ②ファイバーモデルによって解析する方法
- ③軸力の最大時および最小時それぞれの曲げモーメント-曲率関係を用いて再度解析する方法

参考資料2), 3)では、橋長214m、アーチ支間140m、アーチライズ30mのコンクリートアーチ橋の非線形動的解析を行っており、アーチ基部には大きな軸力変動が生じる結果であった。しかし、軸力変動を考慮しない場合に降伏した部材が、①の手法で軸力変動を考慮すると降伏に至らない結果で

あると報告されている。軸力変動を考慮すると応答は低下するという結果であり、また、本橋が逆ランガー形式でアーチ部の曲げモーメントは小さいことから、軸力変動の影響は考慮していない。

図-12と図-13は、タイプIの開北橋LGを入力した非線形動的解析結果であり、EP1側アーチ基部の曲げモーメント、軸力、せん断力の時刻歴応答波形および、アーチ基部の曲げモーメントと曲率の履歴である。軸力の最大値である38390kNは、曲げモーメントやせん断力の最大値よりも早い時刻3.872secに生じている。また、軸力は、曲げモーメントやせん断力よりもかなり短周期で振動していることが分かる。このように、軸力変動は曲げモーメントと同時に最大値が生じないこと、また、曲げモーメントが最大となっている間に軸力変動は一定でなく短周期で変動することを考えると、軸力変動の影響はそれ程大きくない可能性が考えられる。

7. 非線形静的解析との対比

(1) 解析条件

非線形動的解析の補剛桁は、剛性低下率を仮定して弾性部材でモデル化した。ここで実施した非線形静的解析では、補剛桁もアーチリブや鉛直材等と同様に非線形部材でモデル化した。補剛桁の曲げモーメントと曲率の非線形特性は、上側と下側で非対称となり(図-7参照)、静的解析では骨格曲線上を

一方向に増加する。荷重は、A1側からA2側に地震力を作用させ、徐々に増加させた。非線形動的解析では、アーチ基部がほぼ降伏に達する応答レベルである。従って、非線形静的解析では、アーチ基部のどちらかが降伏に達するまで荷重を増加させた。その時の水平震度は0.36であった。動的解析との比較は、水平震度0.36を作用させた解析結果で行う。

(2) 補剛桁の曲げモーメント

図-14は、補剛桁の曲げモーメントを比較したものである。非線形動的解析は地震力が交番で作用するため、補剛桁の曲げモーメントも全ての位置で下側引張と上側引張の最大値が求まる。非線形静的解析では、地震力をA1側からA2側に作用させているため、その方向に生じる曲げモーメントを示している。

曲げモーメントを比較すると、主要な位置では非線形静的解析の方が小さくなっている。非線形静的解析の曲げモーメント分布から分かるように、曲げモーメントの正負の発生は、橋梁中央位置に対して逆対称に生じる。また、補剛桁は上側引張と下側引張ではひび割れ後の曲げ剛性が異なる。従って、補剛桁は橋梁中心に対して対称な構造系であっても、ひび割れが生ずると、地震力に対しては非対称な曲げ剛性となる。非線形静的解析では、このような現象も考慮できるモデル化となっており、補剛桁の曲げ剛性を厳密に評価している。

(3) 鉛直材、アーチリブの塑性化

図-15は、非線形静的解析の曲げモーメント図であり、アーチ基部とP1、P8鉛直材上下端位置の塑性率も示す。()内は、非線形動的解析の3波平均の最大応答塑性率である。非線形静的解析の結果は、鉛直材の上端の塑性化が下端に比べるとかなり大きく、非線形動的解析と異なる結果である。

非線形静的解析では、補剛桁の曲げ剛性を厳密に評価したが、一方、地震力については水平方向のみに一様に仮定している。このような静的荷重では、非線形部材の塑性化を十分に評価できないことが分かった。プレストレスを導入した部材の動的な挙動については未解決な部分が多く、今後は、外ケーブル併用のP R C部材の履歴挙動等を明らかにし、補剛桁も非線形部材とした動的解析を行う必要がある。

8. まとめ

R C逆ランガーアーチ橋を対象に、地震時保有水平耐力法レベルの大規模地震を入力地震動とした非線形動的解析を行い、その結果をまとめると、以下のとおりである。

1) 補剛桁の曲げ剛性を全断面有効とした非線形動的解析により、補剛桁の応答曲げモーメントを初降伏以内とする耐震設計は困難である。また、鉛直材、アーチリブの耐震設計には、補剛桁の曲げ剛性低下の影響を考慮するべきである。

2) 張り出し架設方式で施工されたP R C箱桁の補剛

桁は、常時および震度法で断面を決定しても、上側引張の初降伏曲げ耐力は、地震時保有水平耐力法レベルの大規模地震に対しても、十分な耐力を有しており鉄筋増加を行う必要はない。

3) P3 (P6) 付近は、全死荷重時で補剛桁に作用する曲げモーメントがゼロとなる位置であり、常時および震度法で断面を決定すると、下側引張の初降伏曲げ耐力は比較的小さい。しかし、非線形動的解析では、この位置で下側引張の曲げモーメントが最大となる。そのため、下床版の橋軸方向鉄筋を増加させる必要があり、D25@125-2段の配筋となった。

4) 補剛桁曲げ剛性の違いにより、アーチリブや鉛直材の最大応答塑性率が大きく異なり、耐震性の判定結果も異なる結果となった。従って、R C逆ランガーアーチ橋の耐震設計では、補剛桁の曲げ剛性を精度良く評価する必要がある。

5) 逆ランガー形式はアーチリブの断面が小さく、全死荷重時に高圧縮が作用するため、アーチ基部の許容塑性率は鉛直材に比べて小さい。橋梁全体のバランスから耐震性を評価すると、アーチ基部のじん性を向上させる方がより望ましく、アーチ基部の断面を大きくするなどの配慮が考えられる。

6) 逆ランガーアーチ橋のアーチリブは、全死荷重作用時に大きな軸力が作用し、地震時にも軸力が変動する。このような部材のモデル化や損傷度の許容については今後の課題である。

7) 非線形静的解析を行い、非線形動的解析結果と比較したが、地震力を水平方向のみに一様分布と仮定した非線形静的解析では、鉛直材の塑性率を十分に評価することができない。プレストレスを導入した部材の動的な挙動については未解決な部分が多く、今後は、外ケーブル併用のP R C部材の履歴挙動等を明らかにしたうえで、補剛桁も非線形部材とした動的解析を行う必要がある。

参考資料

- 1) 道路橋の耐震設計に関する資料 平成9年3月
(社)日本道路協会
- 2) 第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集
「コンクリートアーチ橋の非線形動的解析
森 拓也 志村浩志 幸佐賢二 他」
- 3) 第2回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集
「非線形動的解析によるコンクリートアーチ橋の耐震設計 森 拓也 志村浩志 幸佐賢二 他」