

鋼製橋脚を有する連続高架橋の耐震設計

村山 隆之¹・白石 法行²・井上 高志²・奥野 時雄³・野中 哲也⁴・福地 聖⁵

¹正会員 工博 福岡北九州高速道路公社 建設部技術管理課 (〒812-0055 福岡市東区東浜 2-7-53)

²正会員 福岡北九州高速道路公社 建設部技術管理課 (〒812-0055 福岡市東区東浜 2-7-53)

³正会員 福岡北九州高速道路公社 北九州事務所設計調整課 (〒802-0072 北九州市小倉北区東篠崎 3-1-1)

⁴正会員 ヤマト設計株式会社 企画開発部 (〒889-1403 宮崎県児湯郡新富町大字上富田 3191-1)

⁵正会員 ヤマト設計株式会社 企画開発部 (〒812-0011 福岡市博多区博多駅前 3-2-1 日本生命博多駅前ビル9F)

1. まえがき

現在、建設中の北九州高速5号線の高架橋は、橋脚高さが非常に高い鋼製ラーメン橋脚を有し、しかも曲線橋の区間もあるという耐震検討が非常に厳しいものである。これらの高架橋は、梁長さに比べ脚高が高いことから水平地震荷重による橋脚の軸力変動が大きく、さらに、曲線橋の区間においては2軸曲げによる影響も考慮しなければならない。このような高架橋を耐震検討した事例は、少ないと思われる。

そこで、筆者らは、北九州5号線の中で最もこのような特徴を有する高架橋のひとつを対象に、軸力変動および2軸曲げが考慮できる3次元ファイバーモデルを用いた全体系の非線形動的解析を行い、耐震検討を実施した。また、この解析の前に、ここで使用した解析ソフトを検証するため、繰返し載荷実験で用いられた供試体を対象に実験と同じ載荷条件で解析を行い、実験結果と比較検討を行った。

本文では、解析ソフトの検証結果および対象橋梁の耐震検討結果について報告するものである。

2. 解析ソフトの検証

実験と比較することによって、ファイバーモデル理論を用いた解析ソフトの検証を行う。ここでは、繰返し水平荷重により柱の軸力が変動するラーメン形式の鋼製橋脚およびコンクリートが部分的に充填された単柱形式の鋼製橋脚の2形式を対象とする。このような検証は、文献1), 2)などでも示されているが、これらは単調載荷の解析であり正負交番繰返し載荷は行われていない。繰返し載荷まで行うのは、動的解析での検証を行う上で繰返し載荷における包絡線および履歴ループの形などが実験と合うことを確認する必要があり、単調載荷だけでは不十分と考えたからである。

(1) 鋼製ラーメン橋脚

a) 対象橋梁

建設省土木研究所と日本橋梁建設協会が実施した矩形断面のラーメン橋脚を用いる。詳細は文献3)を参照のこと。

b) 荷重

左右柱頭部に一定軸圧縮力を作用させた状態で、左柱頭部に図-1に示すような水平方向の漸増繰返し強制変位を与える(図-3参照)。

c) 材料構成則

鋼材の応力-ひずみ関係としては、図-2に示すような2次勾配がE/100のひずみ硬化を考慮したバイリニアモデルとし、硬化則は移動硬化則とする。

d) 幾何学的非線形性

剛体変位除去の手法を用いて、P- Δ 効果を考慮する。

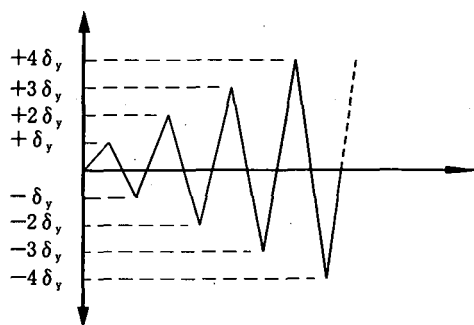


図-1 繰返し荷重

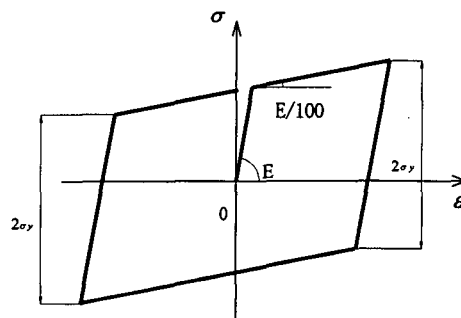


図-2 材料構成則(鋼材)

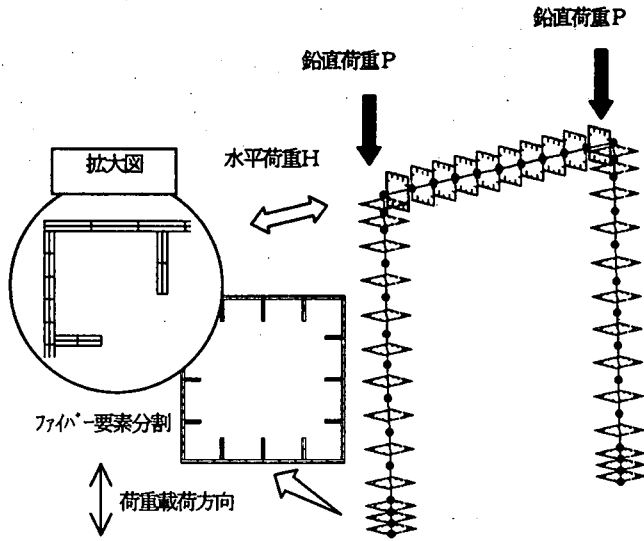


図-3 解析モデル図

e) 解析モデル

梁、柱断面については、荷重条件を考えれば、荷重方向に対して垂直な方向にスライス状にファイバ要素分割を行えばよいが、ここでは実橋の3次元動的解析への展開を考え、図-3に示すように断面を2次元(2方向)にファイバ要素分割した(3次元ファイバモデル)。

柱軸心方向については、橋脚基部および隅角部を細かく梁要素分割した。このとき、基部と隅角部に設定する有効破壊長を考慮して要素分割した。この有効破壊長の決定方法については、後述する。

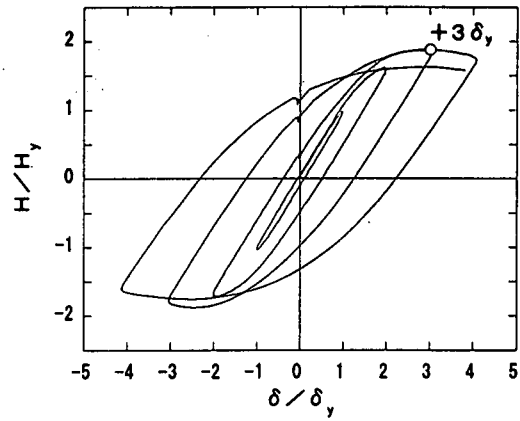
f) 繰返し挙動の比較検討

最大荷重を過ぎた $4\delta_y$ までの解析結果を図-4(b)に示す。同図(a)の実験結果と比較して、最大荷重の $3\delta_y$ まではほぼ一致している。解析結果の履歴ループの形についても、多少角張った紡錘形になっているが、最大荷重まではよい精度で一致している。さらに一致させるには、修正二曲面モデル⁴⁾のような高精度な材料構成則を用いなければならない。しかし、このような高精度な材料構成則はまだ研究レベルであり、実務設計では図-2に示すようなバイリニアモデルで精度的には十分であると考えられる。

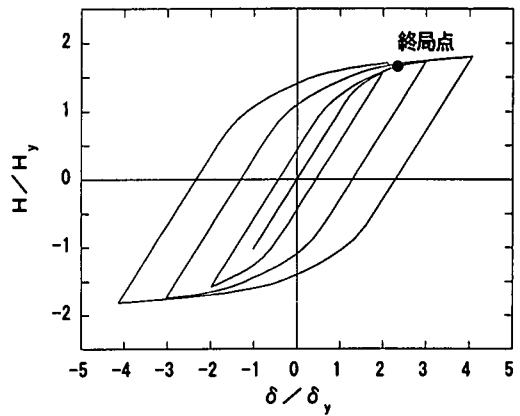
g) 終局の検討

終局の判定は、土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG(主査:宇佐美 勉 名古屋大学教授)(以下、「新技術小委員会」と呼ぶ)で規定されている方法に従うことにする。この方法は、有効破壊長の領域での平均応答ひずみ(以下、「応答ひずみ」と呼ぶ)と以下の式から計算される限界ひずみ ϵ_u との比較により行うものである。式(1)および各パラメータの詳細については、文献2)を参照されたい。

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.8(1 - P/P_y)^{0.94}}{(R_y \cdot \lambda_s^{0.18} - 0.168)^{1.25}} + 2.78(1 - P/P_y)^{0.68} \leq 20.0 \quad (1)$$



(a) 実験結果



(b) 解析結果

図-4 荷重-変位関係

この有効破壊長領域は、今回のようなラーメン橋脚の場合、柱基部および隅角部に設けることになる。ただし、この実験供試体は梁部を壊さないように梁部の板厚が実橋脚より厚くなってしまったため、隅角部の梁側には有効破壊長領域を設定しなかった。

このように有効破壊長領域を設定して、最初に終局に至った位置は柱基部の外側フランジであった。荷重-変位曲線において、その終局の位置は図-4(b)中の●印で示したところである。比較のために実験結果の最大荷重の位置を同図(a)中の○印で示している。これらの図から、終局点の実験結果の最大荷重点より多少早め(安全側)に現れるが、よい精度で一致しているといえる。また、この応答ひずみと限界ひずみを繰返しステップごとにグラフ化したものが図-5である。応答ひずみと限界ひずみが交差している位置が終局とみなせる位置である。限界ひずみが変動しているのは、前述の限界ひずみ式(1)が軸力の関数であり、対象橋脚がラーメン構造で軸力が変動したことによるものである。

以上より、このようなひずみによる判定方法を用いれば、軸力が変動する実際の橋梁(例えば、ラーメン橋脚、立体ラーメン、およびアーチ橋など)に対しても、終局の判定が行えると考えられる。

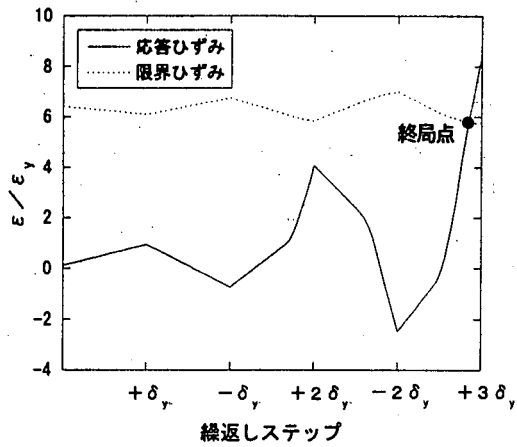


図-5 応答ひずみと限界ひずみ

(2) コンクリート部分充填鋼製橋脚

a) 対象橋脚

名古屋高速道路公社が土木研究所で実施したコンクリート部分充填鋼製橋脚を用いる。橋脚形式は箱形断面の単柱であり、詳細は文献5)を参照されたい。

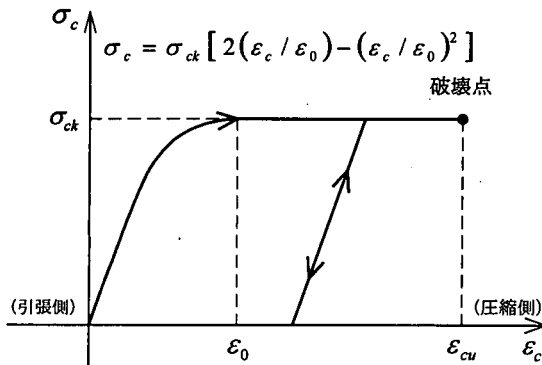
b) 解析条件

荷重は、図-1に示すような条件で与える。鋼材の材料構成則は、図-2で示したものをを用いる。

橋脚基部に部分的に充填されたコンクリートの材料構成則については、文献6)で提案されているモデルを用いる(図-6参照)。解析モデルは、前述したような3次元ファイバーモデルでモデル化した。

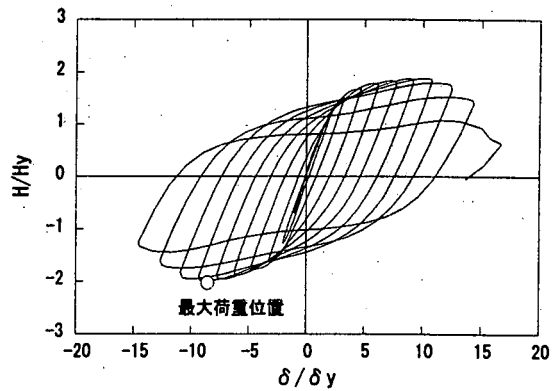
c) 繰返し挙動の比較検討

最大荷重を過ぎた11δyまでの解析結果を図-7(b)に示す。同図(a)の実験結果と比較して、最大荷重の8δyまでは、ほぼ一致している。解析結果の履歴ループの形については、前述したラーメン橋脚の場合と同様に多少角張った紡錘形になっているが、最大荷重までは概ね一致している。単柱形式だとラーメン形式などに比べ入力した材料構成則の形にどうしても似てくる傾向が出る。

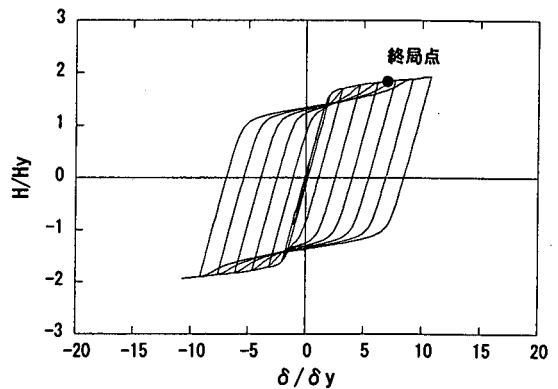


σ_{ck}: コンクリートの設計基準強度

図-6 材料構成則 (充填コンクリート)



(a) 実験結果



(b) 解析結果

図-7 荷重-変位関係

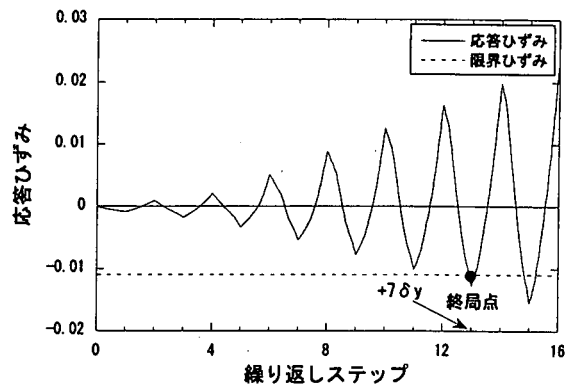
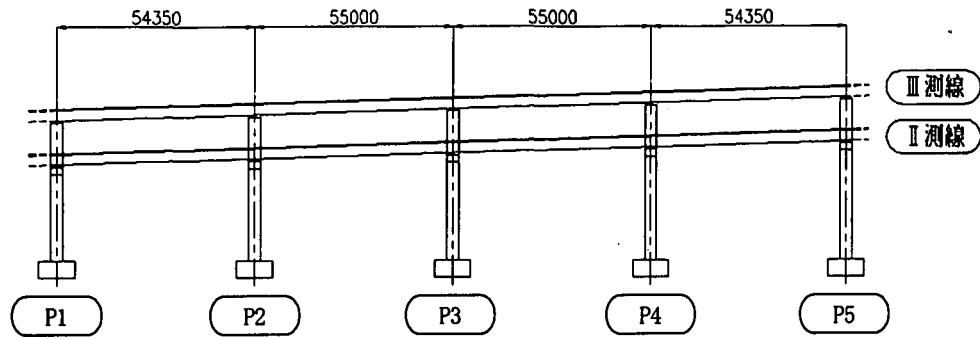


図-8 応答ひずみと限界ひずみ

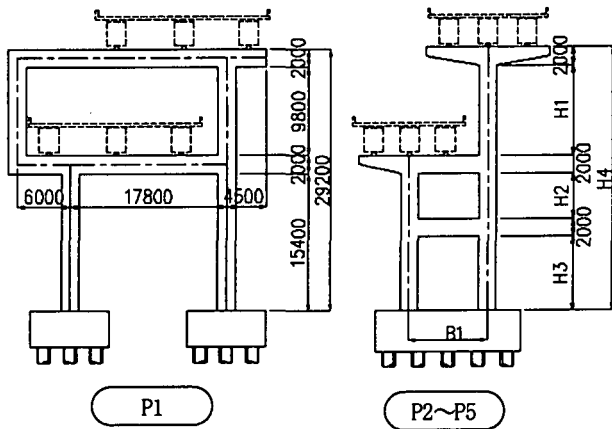
d) 終局の検討

終局の状態は、新技術小委員会が規定されているように有効破壊長領域でのコンクリート最縁端の圧縮ひずみが1.1%に達したときとした。荷重-変位曲線において、その終局の位置は図-7(b)中の●印で示したところ(+7δy直前)である。比較のために実験結果の最大荷重の位置を同図(a)中の○印で示している。これらの図から、終局点が実験結果より多少早め(安全側)に現れるが、よい精度で一致しているといえる。また、この応答ひずみと限界ひずみを繰返しステップごとにグラフ化したものが図-8である。応答ひずみと限界ひずみが交差している位置が終局とみなせる位置である。

以上より、このような判定方法を用いれば、コンクリートが充填された鋼製橋脚に対しても、終局の判定が行えると考えられる。



(a)全体図



(b)橋脚構造図

脚番号	H1	H2	H3	H4	B1
P2	10000	5050	8300	29350	8970
P3	9900	5600	9600	31100	9671
P4	9800	6200	9450	31450	8714
P5	9800	6750	10750	33300	10320

単位：mm

図-9 対象橋梁一般図

3. 対象橋梁

北九州高速5号線のなかで、最も動的挙動が複雑であると予想できる高架橋のひとつを対象とした(図-9参照)。この図から、脚高が30m前後あり非常に高いことがわかる。設計条件を表-1に示す。5号線全体にはこのような鋼製橋脚が数多く並んでいる。

表-1 設計条件

形式	4径間連続非合成箱桁
桁長	219.70m
支間長	54.35m+55.00m+55.00m+54.35m
有効幅員	8.00m
床版	鉄筋コンクリート床版(床版厚260mm)
設計震度	$k_h = 0.18$
主要鋼材	SM490Y, SM400A

4. 耐震検討手順

公社では、北九州高速5号線の中で、動的挙動が複雑なものに対して、図-10に示すような手順で、耐震検討を実施した。この図からわかるように通常の耐震検討手順とほぼ同じであり、ステップ4のモデル化とステップ7の照査法が異なるだけである。ここでは、この2つについて述べる。なお、ステップ5は対象構造物のおおよその破壊メカニズムや終局耐力を知るためのものであり、省略することができる。

(1) モデル化

非線形特性を定義するためのモデル化は、前述したようにファイバーモデルで行う。ファイバーモデルの場合、部材レベルの非線形特性を求める必要はなく、材料レベルの定義を行うだけである。材料レベルの定義とは、前述したように、応力-ひずみ関係と硬化則を指定することであり、通常はパイリニアモデルとして材料の種類を選択するだけである。

(2) 照査法

M- Φ モデルにおいては、おもに地震時保有水平耐力法から求まる終局曲げモーメントと動的解析結果から得られる応答曲げモーメントの比較で行う(耐力照査法)。これに対して、ここで述べる照査法は、変形照査法を採用している。この変形照査法は、JSSC次世代土木鋼構造研究委員会・鋼橋の耐震設計小委員会(主査：宇佐美 勉 名古屋大学教授)(以下、「JSSC耐震委員会」と呼ぶ)で提案されている手法であり、いくつかの変形照査法がある。ここでは複雑な構造物にも対応できるひずみによる照査法を採用する。ひずみによる照査法は、プッシュオーバー解析においては新技術小委員会で既に提案され、JSSC耐震委員会において動的解析にまで拡張されている。

このひずみによる照査法について述べる。まず、対象構

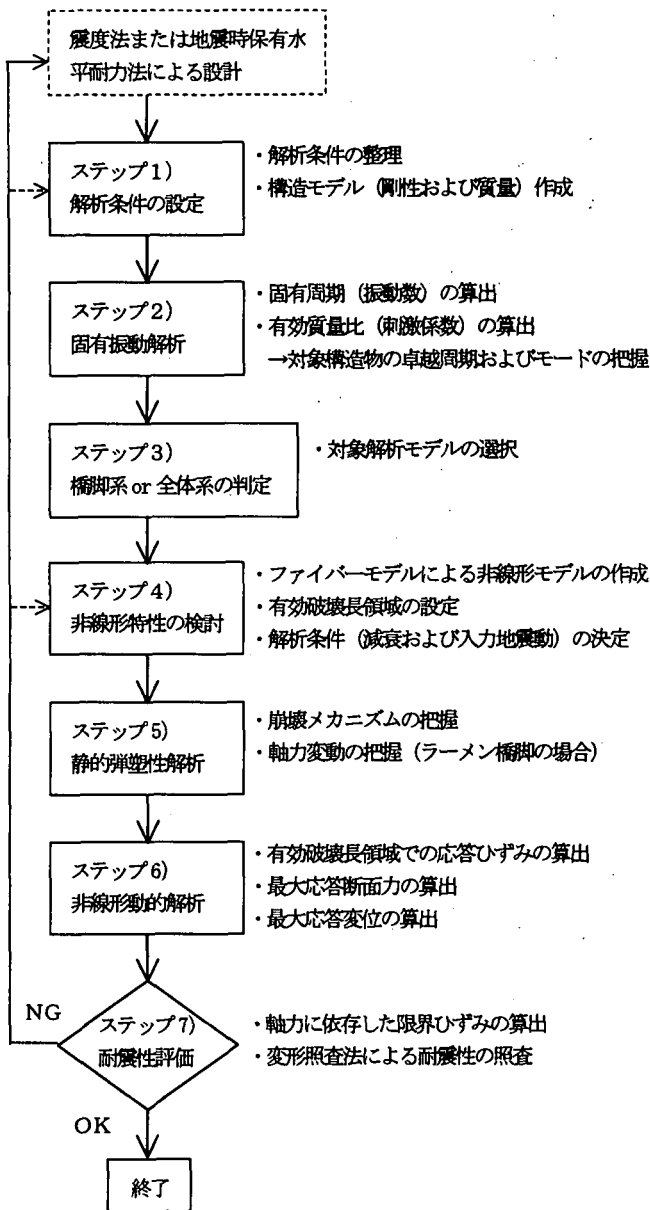


図-10 耐震検討の手順

造物を照査する上で、その終局状態を定義しなければならない。ここでは、終局状態の定義を主部材の一箇所でも終局状態に達したときと仮定する。複数箇所まで許す考え方もあるが、建築構造物と異なり土木構造物は一般的に板厚が薄いため、一箇所が終局を迎えたら、その箇所だけが集中して損傷が進むと考えられる為である。次に、終局を判定する位置を設定しなければならない。この位置は有効破壊長領域として設定することになるが、既に新技術小委員会で規定され、ラーメン橋脚の場合は図-11 のようになる。この図内の有効破壊長は、箱形断面の場合、フランジ幅の0.7倍の値とダイアフラムまたは横リブ間隔の小さい方の長さとして規定されている。最後に、この有効破壊長領域で、ひずみによる評価を行えばよい。具体的には、有効破壊長領域での応答ひずみをステップ6の非線形動的解析結果から求め、その領域における限界ひずみと比較し、応答ひずみが限界ひずみ以下であることを確認することになる。こ

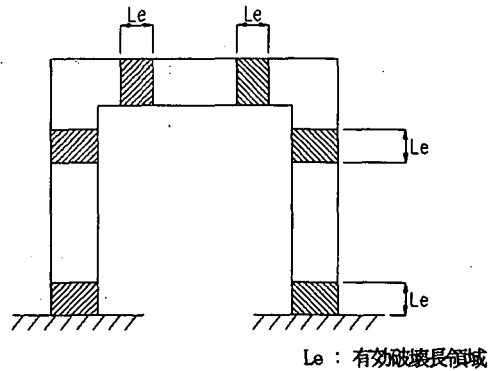


図-11 有効破壊長領域の設定例

の限界ひずみについては、前述の式(1)より算出する。

5. 耐震解析および耐震性評価

対象高架橋に対して、前述の耐震検討手順に従い、検証済みの解析ソフトを用いて耐震検討を行う(ただし、紙面の都合上、ステップ5の解析については省略する)。

ここでは、橋軸直角方向に対しての検討結果を示す。

(1) 解析条件の設定 (ステップ1)

固有振動解析用の解析モデルとしては、複雑な動的挙動が予想されることから、3次元骨組モデルとした。質量については、各節点に質量を縮約させる集中質量系モデルとした。掛け違いの橋脚については、その橋脚が負担する隣接の桁重量と等価な重量を考慮した。また、基礎-地盤についてはフーチング下面に地盤バネとしてモデル化した。

(2) 固有振動解析 (ステップ2)

解析結果の固有周期と刺激係数を表-2に示す。この表から、1次モードのX軸方向(ほぼ橋軸方向)および2次モードのY軸方向(ほぼ橋軸直角方向)の刺激係数が大きいことがわかり、これらの方向が入力地震動に対して影響を

表-2 固有値解析結果

mode	固有周期 (sec.)	刺激係数		
		X	Y	Z
1	2.5041	98.402	5.923	-1.100
2	1.5012	8.366	-80.405	0.395
3	1.3050	36.259	5.833	0.228
4	1.0671	-3.090	21.754	-0.368
5	1.0015	-8.271	39.486	2.981
6	0.9459	3.005	-4.719	-6.934
7	0.9031	-2.680	15.718	3.278
8	0.8824	1.020	-39.466	-0.235
9	0.8299	-14.001	-29.780	9.971
10	0.7562	4.856	0.153	16.030
11	0.7369	1.137	4.780	9.732
12	0.6854	-6.780	-1.227	-10.796
13	0.6328	-0.229	-6.148	-0.929
14	0.6173	4.681	-3.964	1.081
15	0.5576	3.071	0.531	0.894
16	0.5511	-1.825	1.834	-14.501
17	0.4856	12.369	-2.250	-0.901
18	0.4575	-2.187	-1.435	-76.420
19	0.4485	-1.152	-0.074	-22.711
20	0.4225	2.499	8.064	-3.375

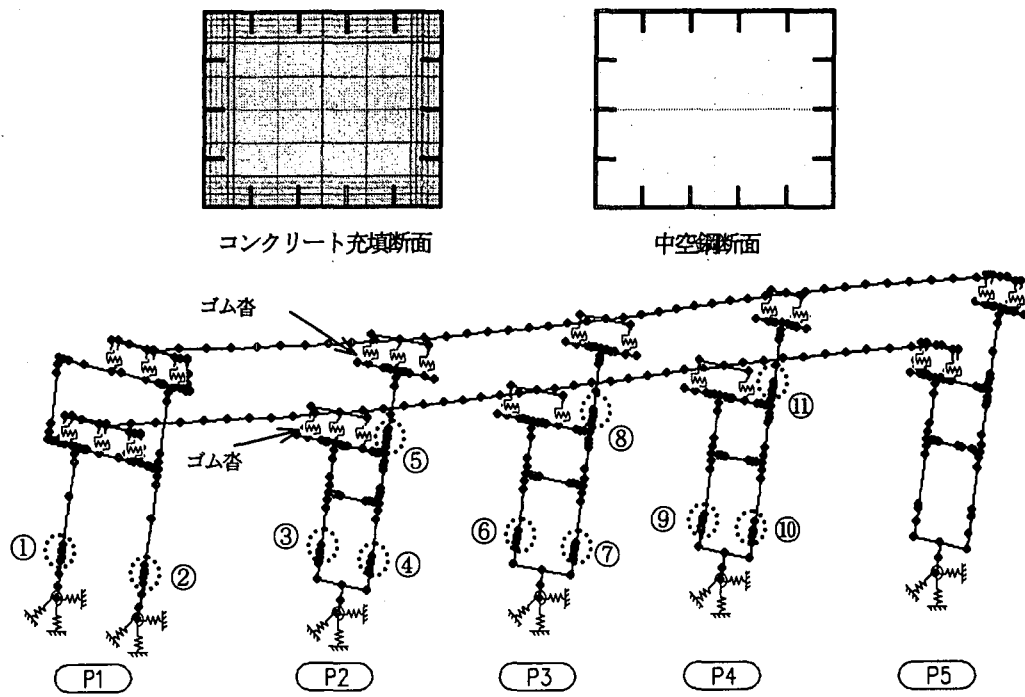


図-12 全体系解析モデル ①～⑪：有効破壊長領域

受けやすいことになる。また、3次モード以降にも刺激係数が大きいモードが多数存在し、動的挙動が非常に複雑であることがわかる。

(3) 橋脚系／全体系の判定 (ステップ3)

固有振動解析の結果を基に、橋脚系(ひとつの橋脚だけを取り出してモデル化する方法)で耐震解析ができるかどうか、または全体系(高架橋全てをモデル化する方法)まで範囲を広げて解析するかどうかを判定する。この判定結果によって、次のステップのモデル化が変わる。

ここでは、全体系と判断したが、6章では橋脚系として判断した場合との比較も行っている。

(4) 非線形特性の検討 (ステップ4)

a) モデル化

塑性化の可能性がある橋脚をファイバーモデルでモデル化する。このとき2軸曲げの影響を考慮するため、2次的に断面をファイバー要素分割する(3次元ファイバーモデル)。塑性化しないと思われる上部構造は、弾性部材として扱う。なお、床版については、RC床版の剛性を評価する。このようにモデル化したものを図-12に示す。

b) 材料構成則

鋼材と充填コンクリートの材料構成則については、図-2および図-6に示したものをを用いた。

c) その他の解析条件

入力地震波としては、II種地盤用のタイプII標準波形の3波を用いることにする。この入力地震波を橋軸方向と橋

軸直角方向に作用させる。そのとき、作用させる入力地震波に地域別補正係数をかける。

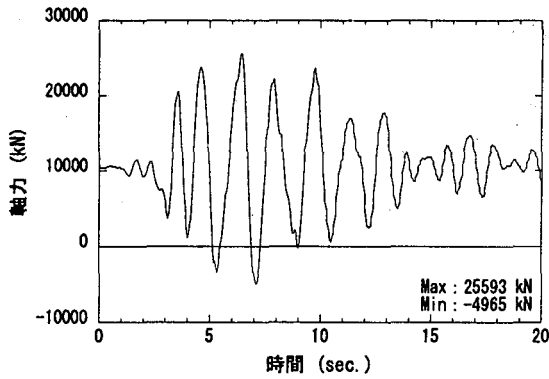
減衰については、初期剛性に比例するレーリー減衰とした。また、ゴム支承のモデル化(水平力-水平変位関係)は減衰効果を考慮しバイリニアモデルとした。

(5) 非線形動的解析 (ステップ6)

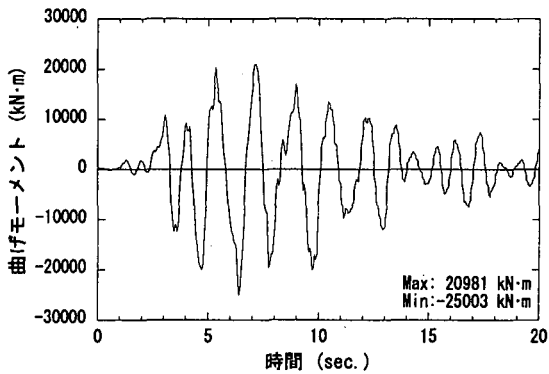
対象高架橋に対して、死荷重が作用したときの静的解析を行い、これを初期状態として材料非線形性を考慮した時刻歴応答解析を行う。この解析結果の断面力の応答履歴を図-13に示す。ここでは、入力地震波として標準波形II-II-IIIを用いたときの解析結果だけを示す。この図は、橋脚P3の橋脚基部の軸力と曲げモーメントの応答履歴である。これより、7秒のとき初期軸力(死荷重)の約2.5倍の最大の軸力が発生し、同時刻に曲げモーメントも最大となることがわかる。また、5秒および7秒のとき全断面引き抜き状態になっていることもわかる。

(6) 耐震性評価 (ステップ7)

有効破壊長領域については、図-12に示すように橋脚基部、隅角部などに設定した。主な領域での損傷度(応答ひずみ/限界ひずみ)を示すと表-3のようになる。この表から、橋脚基部の損傷度が多少大きくなっているが全て限界値(=1.0)以下であることがわかる。最大の応答ひずみを示したとき橋脚基部⑥の最下端はり要素の断面上の垂直ひずみ分布(応力ではない)を示すと図-14のようになる。この図から、2軸曲げの影響によりフランジおよびウェブ



(a) 軸力の応答履歴



(b) 曲げモーメントの応答履歴

図-13 断面力の応答履歴

上でのひずみが一定でないことがわかる。このようなひずみ分布を示すために、表-3の損傷度はフランジまたはウェブ上の平均ひずみではなく、断面内における最大の応答ひずみを用いて計算を行った。

以上より、鋼製橋脚に対して、安全性が確認できた（終局に至っていない）。これ以外にも、次のような項目について照査を行い、安全性を確認した。

a) 地震後の使用性の照査（残留変位の照査）

残留変位が限界値（ $=h/100$ ）以下であることを確認した。本モデルは、高精度な材料構成則を用いていないため、残留変位は JSSC 耐震委員会が提案している推定式を用いて最大応答変位から求めた。

b) 支承の耐震性の照査

ゴム支承に生じるせん断ひずみが許容値以下であることを確認した。

c) 最大応答変位の照査

橋脚天端の最大応答変位が許容値以下であることを確認した。

d) アンカーボルトの照査

前述したように橋脚の軸力が大きく変動し脚全断面引き抜き状態になっている。そのため、アンカーボルトが安全かどうか RC 複鉄筋断面としてアンカーボルトおよびコンクリートの応力照査を行い、安全であることを確認した。

e) 桁遊間の照査

表-3 損傷度表

有効破壊長領域	応答ひずみ	限界ひずみ	損傷度	判定
①	0.003839	0.0110	0.3490	○
②	0.003153	0.0110	0.2866	○
③	0.001820	0.0110	0.1654	○
④	0.001347	0.0110	0.1225	○
⑤	0.000867	0.0430	0.0202	○
⑥	0.000926	0.0110	0.0842	○
⑦	0.000780	0.0110	0.0709	○
⑧	0.000783	0.0450	0.0174	○
⑨	0.000945	0.0110	0.0859	○
⑩	0.000876	0.0110	0.0797	○
⑪	0.000875	0.0355	0.0246	○

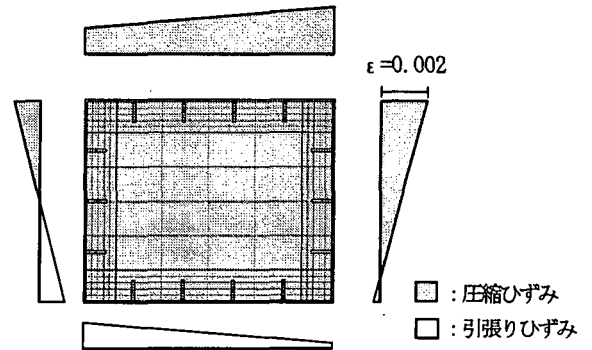


図-14 橋脚基部⑧のひずみ分布

掛け違いの橋脚上の桁遊間については、隣接する高架橋の固有周期との比で概略的な検討を行った〔文献6〕参照。

6. 橋脚系との比較検討

今回の耐震検討は、前述した耐震検討手順に従いステップ3で全体系と判定して耐震検討を進めた。ここでは、仮にこの検討手順で橋脚系と判定され、橋脚ひとつを取り出し耐震解析を実施した場合、解析結果がどうなるか前述した全体系と比較検討するために、橋脚系の解析も実施した。

(1) 解析条件

橋脚P3を対象にし、橋脚系のモデルとして図-15に示すようにモデル化した。上部構造の質量は、橋軸直角方向に地震荷重が作用したときのその脚が分担する質量を定義した。ファイバーモデルによる橋脚のモデル化は、全体系と同じである。

(2) 解析結果

損傷度の結果を全体系との結果も含めて、表-4に示す。この表から、損傷度が大きい位置は、橋脚系、全体系共に橋脚基部であることがわかる。しかし、損傷度の大きさの傾向は、橋脚系と全体系では異なる。有効破壊長領域③の損傷度においては、橋脚系と比較して全体系の方が小さく

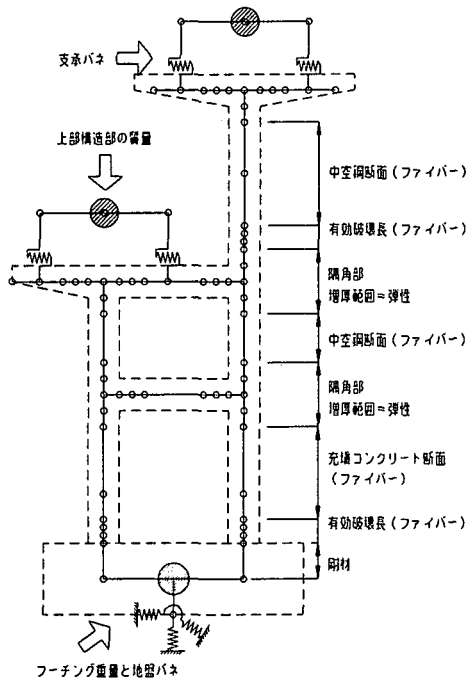


図-15 橋脚系の解析モデル

なっている。これは、全体系においては、各橋脚が同時に同じ方向に動的応答せず、ある時刻ではそれぞれ異なる応答を示し、隣接橋脚の影響により小さくなったからである。全体系で橋脚 P3 が最大損傷度を示したときの、高架橋全体の上からみた変形の様子を図-16 に示す。この図から、橋脚 P1 は全体座標系の Y 軸の正方向に変形し、橋脚 P4, P5 は、負の方向に変形しそれぞれの橋脚の変形方向が異なることがわかる。

7. まとめ

本研究で得られた結論を以下に示す。

ファイバーモデル理論に用いた解析ソフトについて検証したところ、次のようなことがわかった。

- 1) 繰返し載荷解析において、鋼の材料構成則として基本的なバイリニアモデル、充填コンクリートの材料構成則として新技術小委員会の提案のものを用いれば、最大荷重までよい精度で実験と一致し、履歴ループの形も概ね合う。
- 2) 実験において最大荷重時を終局状態として、解析結果の終局点と比較すると、解析結果の方が多少早く終局を迎える（ただし、安全側）が、概ね実験と一致している。

このことから、軸力が変動する構造形式およびコンクリートが充填された橋脚に対して、本研究で用いた解析ソフトが適用できることが確認できた。

公社が建設中の高架橋を対象にして、この解析ソフトを用いて耐震検討を実施し、次のようなことがわかった。

表-4 損傷度比較

有効破壊長領域	橋脚系	全体系
⑥	0.0717	0.0842
⑦	0.0494	0.0709
⑧	0.0230	0.0174

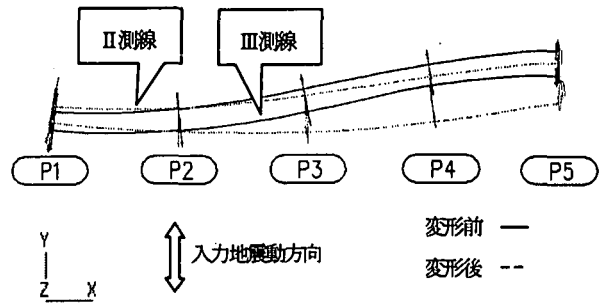


図-16 桁変形図

- 3) 入力地震波を橋軸直角方向に作用させたとき、橋脚の軸力変動が大きく、さらに2軸曲げの状態になった。
- 4) 変形照査法の中のひずみによる照査法を用いて、動的解析による耐震検討を行った結果、今回使用した阪神大震災クラスの地震波に対して、対象高架橋は十分な耐震性があることが確認できた。
- 5) 今回対象とした高架橋のような場合は、橋脚系と全体系の動的挙動が異なり、全体系で耐震検討する必要があると思われる。

謝辞

ファイバーモデルを用いた耐震検討を進めるにあたり多岐にわたってご指導いただいた名古屋大学の宇佐美教授に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 大田, 野中: 鋼製ラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の解析法に関する検討, 橋梁と基礎 (1998. 4)
- 2) 鄭, 葛, 宇佐美: 鋼構造物の強度と変形能の統一的評価法, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp. 25-32, 2000. 1.
- 3) 西川, 村越, 高橋, 岡本, 池田, 森下: 鋼製ラーメン橋脚と耐力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol. 45A, pp. 235-244, 1999. 3.
- 4) Shen, C., Mizuno, E. and Usami, T.: Development of Cyclic Two-surface Model for Structural Steels with Yield Plateau, NUCE Research Report, No. 9302, March, 1993.
- 5) 建設省土木研究所等: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書, 第212号, 1998年9月
- 6) 前野, 森下, 野中: 高架橋の耐震設計法の一考察, 土木学会鋼構造委員会・第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp. 33-42, 2000. 1.