

横ばりを有する橋梁の耐震解析事例

篠原博司¹・越智博則¹・青戸弘起²・松本直樹³

¹ 正会員 (株)エイトコンサルタント 松山支社(〒790-0054 松山市空港通 2-9-29)

²正会員 (株)フォーラムエイト 宮崎支社(〒889-2155 宮崎市学園木花台西 2-1-1)

³ 正会員 ㈱エイトコンサルタント 本社(〒700-8617 岡山市津島京町 3-1-21)

1. まえがき

平成14年3月の道路橋示方書の改訂以降、非線形動的解析による道路橋の動的照査は、以前にも増して設計作業で重要な位置を占めている。ここでは、横ばりを有する橋梁に対して動的照査を適用した事例を示す。

今回対象とした橋梁は、平面線形が曲率を有し、またスパン中央部より橋軸直角方向に横ばりが張り出している構造である。このような構造物は、主桁の線形および横ばり形状の影響で地震時の挙動が複雑になることが予想される。

以上示したようなことから，非線形動的解析による照査を行った。

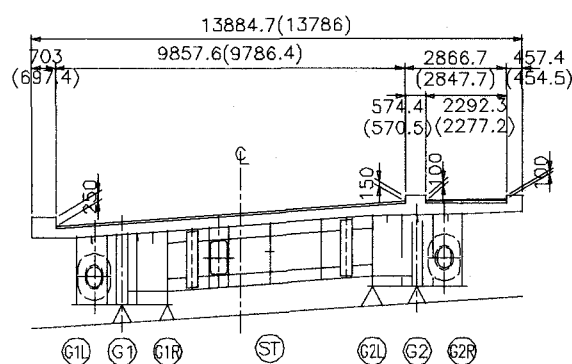


图-2 断面图

表-1 上部工主部材概要

	G1 SMA490AW	G2 SMA490AW,BW	横ばり SMA490AW,BW,CW-H SMA570W-W-H
U.Flg	2446 × 12 ~ 20	2441 × 12 ~ 29	3200, 2200 × 26 ~ 44
Web	1923, 2077 × 10 ~ 13	1972, 2028 × 11 ~ 18	1861 ~ 3206 × 16 ~ 34
L.Flg	2620, 2440 × 10 ~ 14	2620, 2440 × 10 ~ 21	2200 × 38 ~ 60

2. 対象構造物の概要

対象とした橋梁の平面図を図-1、上部工断面図を図-2、横ばり側面図を図-3 に示す。上部工形式は、2 径間連続非合成曲線箱桁である。図-1 に示すように、平面線形は $R=160m$ の曲率を有しており、橋台部は斜角 60° となっている。横ばりについては、橋軸直角方向への張り出し方向

が左右非対称となっており、その比率は 1:2 となっている。
表-1 に上部工主部材の概要を示す。下部工については、
橋台は逆 T 式橋台、橋脚は柱式橋脚であり、A1, A2, P2 が
直接基礎、P1 が場所打ち杭となっている。

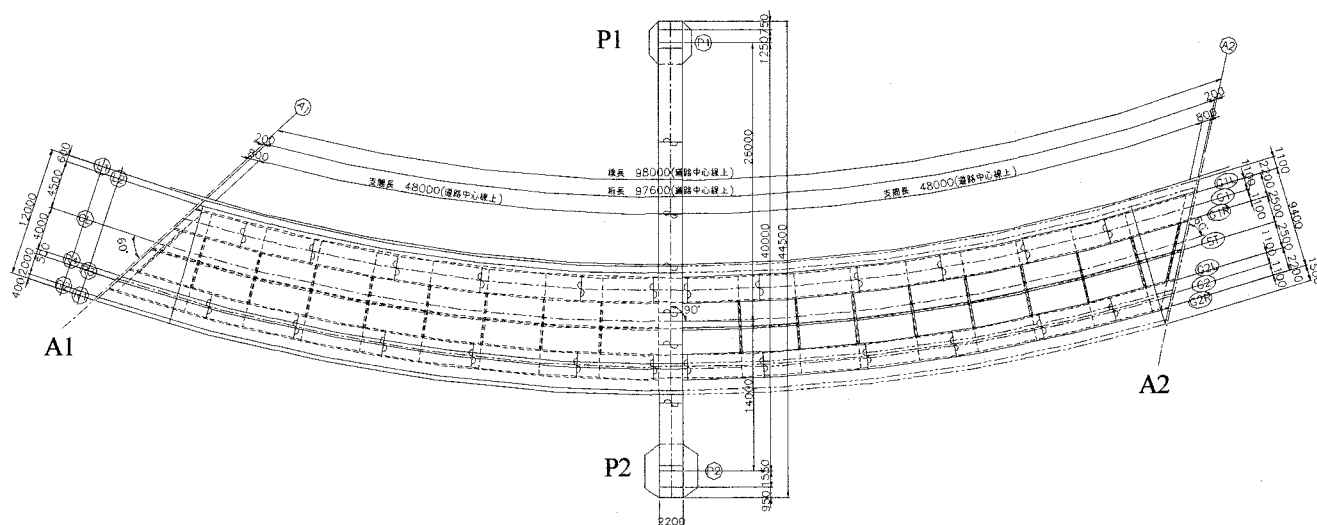


图-1 平面图

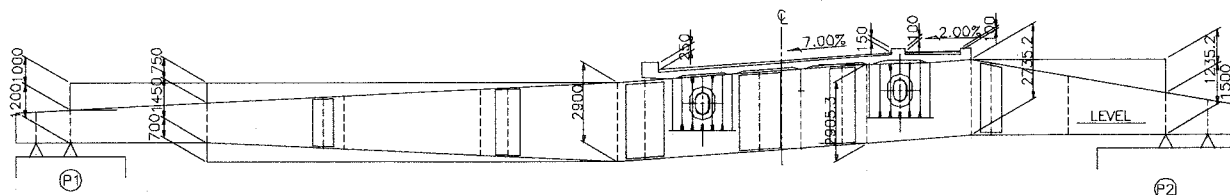


図-3 横ばり側面図

3. 解析モデル

(1) 上部工モデル

解析モデルを図4に示す。上部工については2つの箱桁と横桁についてモデル化を行った。なお、床版の剛性については、考慮の有無による解析結果への影響を別途検討した。

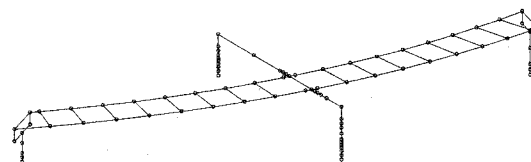


図-4 解析モデル

(2) 下部工モデル

橋台については、特に非線形部材は設けていない。橋脚については、柱基部より塑性ヒンジ長程度の区間を非線形部材として設定した。なお、非線形特性については、M- ϕ 曲線でトリニア武田モデルとした。非線形部材以外は全断面有効の線形部材とした。

(3) 支承モデル

支承については、検討の結果、機能分離支承を用いることとなった。機能分離支承については、移動硬化型バイリニアで非線形バネとしてモデル化を行った。

(4) 基礎モデル

基礎はフーチング下面位置での集約バネとしてモデル化を行った。

(5) ファイバー要素によるモデル

本検討では、ファイバー要素モデルによる検討を別途追加した。ファイバー要素では、材料非線形による解析となるため、軸力変動の影響や2軸曲げの影響を自動的に取り込める。したがって上部工断面力に着目した今回の検討では、材料レベルで詳細なモデル化が可能なファイバー要素での解析結果についても検討することが有効であると判断した。

4. 解析条件

(1) 減衰マトリックス

時刻歴応答解析に用いる減衰マトリックスの扱いについては、ひずみエネルギー比例減衰に基づいたモード減衰を用いるのが最も良いが、解の安定性に欠けるため、今回の検討では各要素の減衰定数を考慮でき、比較的解の安定が良い要素別減衰を使用した。

表-2 分担重量算出結果

全分散									
横軸方向					直角方向				
A1	P1	P2	A2	計(kN)	A1	P1	P2	A2	計(kN)
3098	2281	4496	4466	14341	2777	3049	4399	4130	14356
全分散(橋台直角方向固定)									
横軸方向					直角方向				
A1	P1	P2	A2	計(kN)	A1	P1	P2	A2	計(kN)
2920	2079	3955	4680	13634	5406	642	930	7048	14025
固定可動									
横軸方向					直角方向				
A1	P1	P2	A2	計(kN)	A1	P1	P2	A2	計(kN)
可動	1778	11502	可動	13281	2877	可動	8442	4055	15374

(2) 入力地震動

通常の水平方向の入力地震動については、道路橋示方書 V 編に示されているタイプ II 地震動を用いた。また、横ばりの張り出しへの影響を確認するために鉛直方向の振動に対する影響を追加検討した。その場合の鉛直方向への入力地震動については、水平方向地表面波形に対し、0.5倍したものを入力地震動とした。なお、地盤種別は I 種である。

(3) その他

時刻歴応答解析法は直接積分法によった。また積分時間間隔は 0.001 秒とした。

5. 支承形式の決定

(1) 検討した形式

本検討においては、支承形式については、固定可動支承、全方向分散支承、分散支承(橋軸直角方向固定)の3ケースについて検討した。当該橋梁では、平面線形および斜角の関係により、各支点での支承セット方向がそれぞれ異なることから、最も良い支承形式は全方向分散型支承であると判断できるが、ここではそれぞれのケースについて分担重量を算出して支承形式決定の1つの判断材料とすることにした。

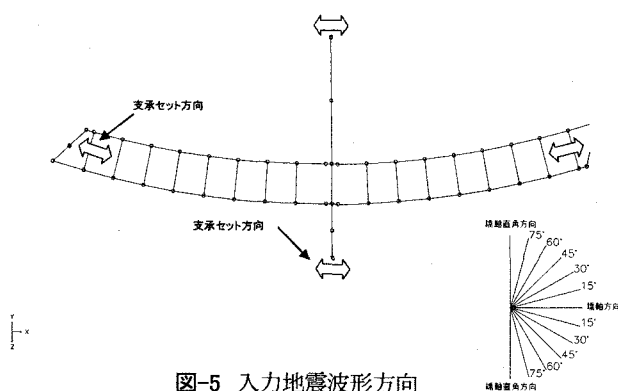


図-5 入力地震波形方向

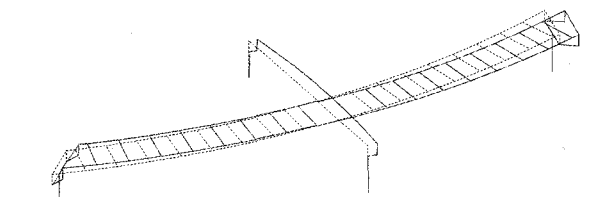


図-6 橋軸方向卓越モード

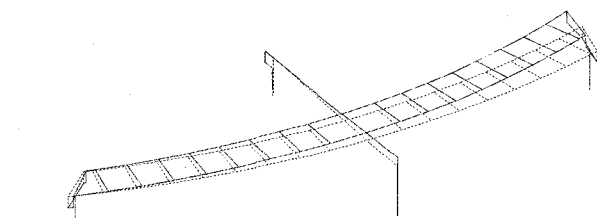


図-7 直角方向卓越モード

(2) 分担重量の算出

分担重量については、図-4 に示すモデルについて、水平方向に水平震度 1.0 を与えた時の、下部工天端位置でのせん断力とした。

(3) 算出結果

表-2 に分担重量算出結果を示す。なお、死荷重の合計は 14300kN である。表-2 に示されている通り、最も効率良く死荷重を分担しているのは、全方向分散としたケースである。その他のケースでは、平面線形や斜角の影響により、死荷重が意図した方向への分散されていない傾向にある。以上の結果を踏まえて、支承形式は全方向分散型とした。なお、最終的な動的照査により、全方向分散型ゴム支承で応答変位を許容値以内に納めようとすると不経済となったために、全方向分散型のゴム支承に比し経済的となった全方向分散型の機能分離支承とした。図-6 と図-7 に機能分離支承での橋軸方向および橋軸直角方向の卓越モードを示す。

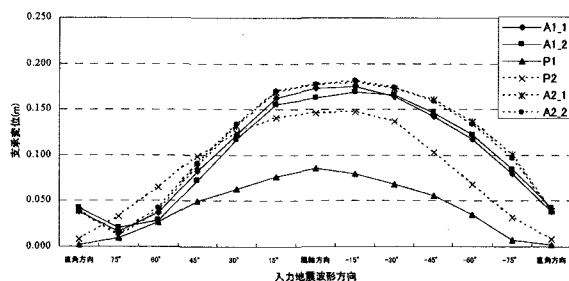


図-8 支承変位結果(橋軸方向)

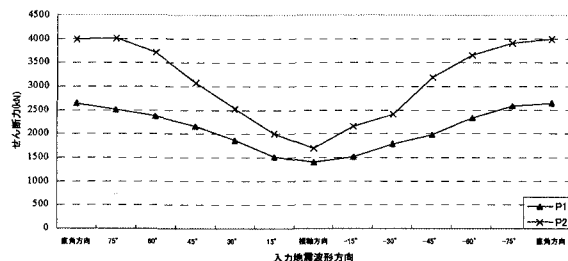


図-9 橋脚基部せん断力結果(直角方向)

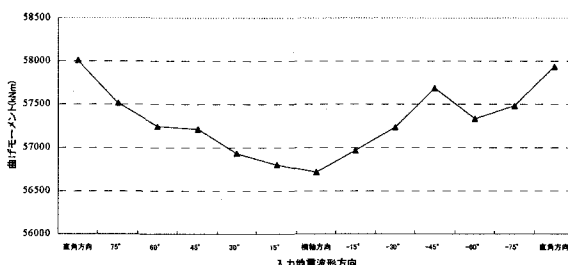


図-10 横ばり曲げモーメント結果

6. レベル2タイプⅡ地震動による検討

(1) 入力地震波形の方向検討

今回の計画のような平面線形の場合、支承のセット方向、およびそれに対する橋脚断面主軸方向などがそれぞれ異なり、直線橋の解析のように単純に橋軸方向と橋軸直角方向での解析が構造系の最悪方向とは限らない。ここでは、図-5 に示すように地震入力方向を 15° で分割し、すべての方向に対して解析を行い、支承変位および断面力がどのように変化するのかを確認した。なお、橋脚断面主軸方向を構造系の橋軸方向および橋軸直角方向と設定した。

解析結果をまとめたものを図-8～図-10 に示す。解析結果のうち、着目したのは、支承変位、橋脚基部のせん断力、横ばり断面力である。支承変位については橋軸方向、直角方向ともに最大応答値は同様であったため橋軸方向の結果を、橋脚せん断力については応答の大きかった直角方向の結果を示す。支承については、斜角のある橋台部では -15° 方向が応答値のピークとなっており、橋脚部では橋軸方向がピークとなっている。一方、橋脚のせん断力については応答値のピークとなっているのが、直角方向となっており断面主軸方向と一致している。横ばりに関しても橋脚断面主軸方向で最大値となっている。したがって、当ユニットでは

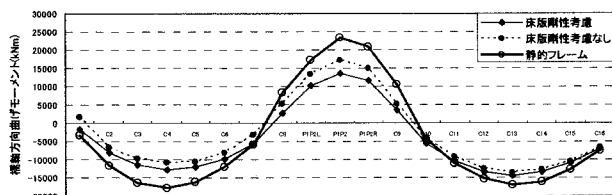


図-11 G1 桁曲げモーメント(橋軸方向入力)

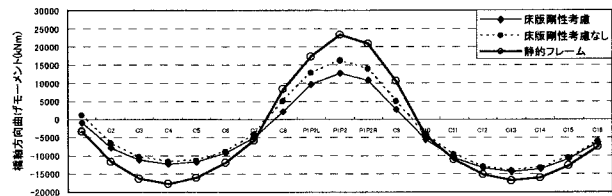


図-12 G1 桁曲げモーメント(直角方向入力)

部材位置により最悪の入力地震方向は異なるが、応答値を見ると、その差は微小なものであり断面主軸方向の揺れが支配的であると判断できる。以上より、橋脚主軸方向以外については特に考慮しなくても解析結果には影響ないと判断し、最終的な照査では橋脚断面主軸方向への入力地震動による検討とした。

(2) 床版の剛性評価

当検討対象の橋梁は床版と箱桁は非合成形式である。基本的には、非合成形式でも、地震時の挙動として床版は解析に考慮できるものと考えられるが、床版の剛性を解析に取り込むか、取り込まないかの 2 ケースについて時刻歴応答解析を行い、その影響を確認した。解析結果については主桁モデル軸線位置に発生する曲げモーメントについて比較を行った。なお、対象地震動は L2 タイプ II 地震動 1 波とした。G1 桁と G2 桁ともに同傾向であったので、ここでは G1 解析結果を図-11 と図-12 に示す。結果には、上部工断面の決定ケースとなった常時(死荷重+活荷重)の結果(床版の剛性は考慮していない)も併せて示した。スパン中央部では、床版剛性の有り無しにかかわらず、ほぼ同様な値を示しているが、横ばり位置になると床版を考慮しないケースが大きくなっている。なお、図からは応答値が大きい場合においても、その応答値は常時(死荷重+活荷重)での断面力以下であることが確認できる。

(3) 鉛直地震動の検討

入力地震動については、一般的に水平方向の振動が卓越するため、鉛直方向は考慮しなくても良いが、当該橋梁形式では少なからずとも鉛直方向の振動による影響を受けるものと考えられる。ここでは、水平方向の地震入力だけでなく同時に鉛直方向にも入力したケースについて解析を行い、その傾向を確認することとした。なお、鉛直地震動の大きさについては、道路橋示方書 V 編の参考資料には加速度スペクトルで水平方向の 0.3~0.4 倍となっている。また、

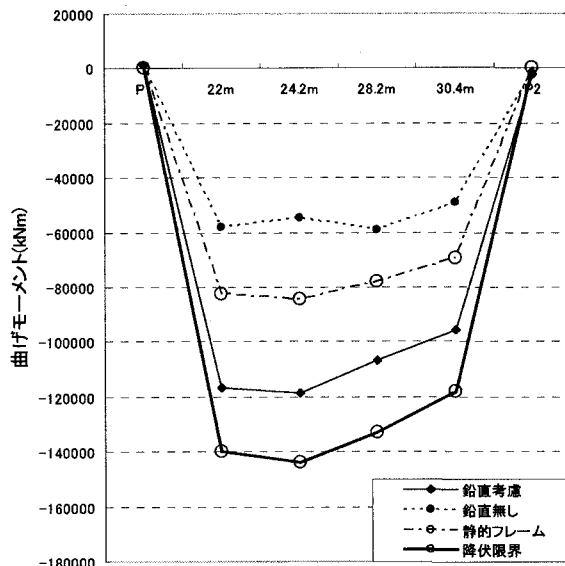


図-13 横ばり断面力比較(橋軸方向入力)

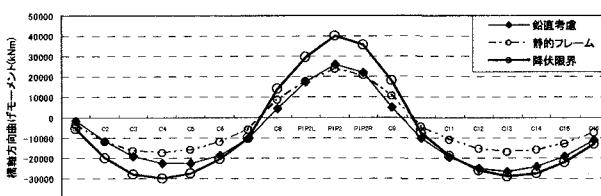


図-14 G1 桁断面力比較(橋軸方向入力)

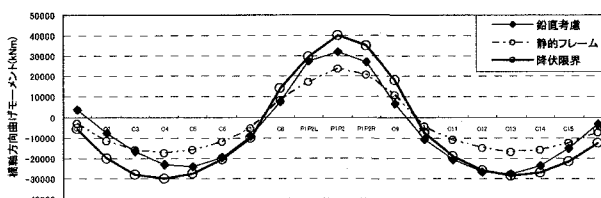


図-15 G2 桁断面力比較(橋軸方向入力)

コンクリート標準示方書耐震照査編では、水平方向の 1/2~2/3 として良いとある。また原子力安全白書 1996 では、兵庫県南部地震の傾向より観測された鉛直方向地震動が水平方向の 0.5 倍以上となった箇所は少ないとし、鉛直方向を考慮するときは水平方向の 0.5 倍での検討とするとしている。以上のことを参考に、水平方向の地震波形を 0.5 倍したものを鉛直方向地震波形とし極限状態での検討をすることとした。なお、地震波形は L2 タイプ II 地震動で最大値を与える 1 波とした。解析結果は橋軸方向に地震波形を入力した場合の横ばり断面力を図-13 に、同じく橋軸方向に入力した場合の主桁の断面力を図-14 および図-15 に示す。横ばり、主桁ともに、鉛直振動を考慮した場合では、常時の断面力(死荷重+活荷重)を超えた結果となったが応答値は降伏限界以内であった。降伏限界については、許容応力度の安全率 1.7 を考慮し、常時の断面力を 1.7 倍したものとしている。

(4) L2 タイプ II 地震動による断面力検討

ここでは L2 タイプ II 地震動による結果と常時の断面力(死荷重+活荷重)との比較を行った。L2 タイプ II 地震動につ

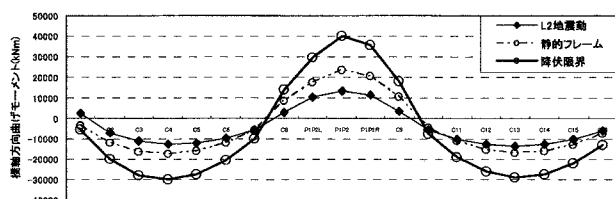


図-16 G1 桁断面力 L2(橋軸方向入力)

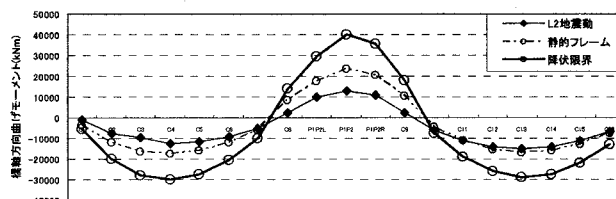


図-18 G1 桁断面力 L2(直角方向入力)

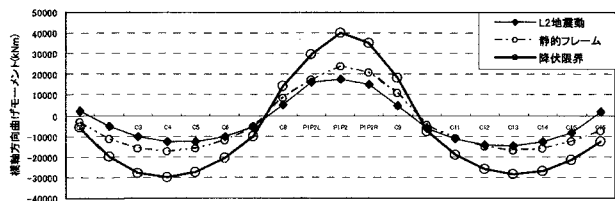


図-17 G2 桁断面力 L2(橋軸方向入力)

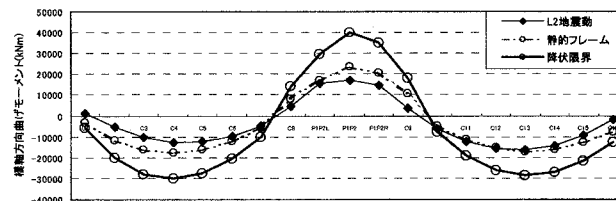


図-19 G2 桁断面力 L2(直角方向入力)

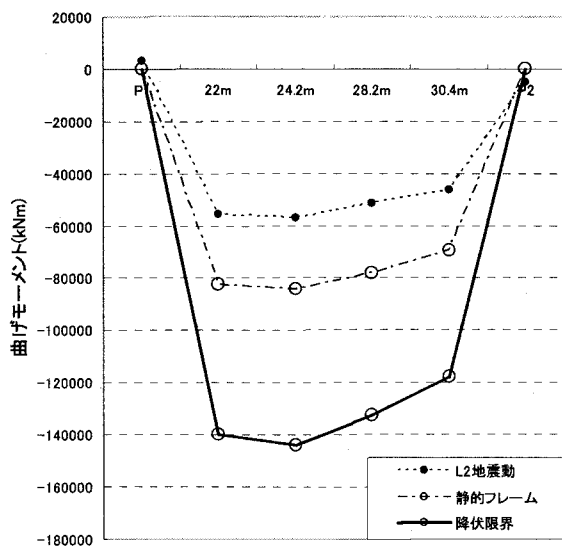


図-20 横ばり断面力 L2(橋軸方向入力)

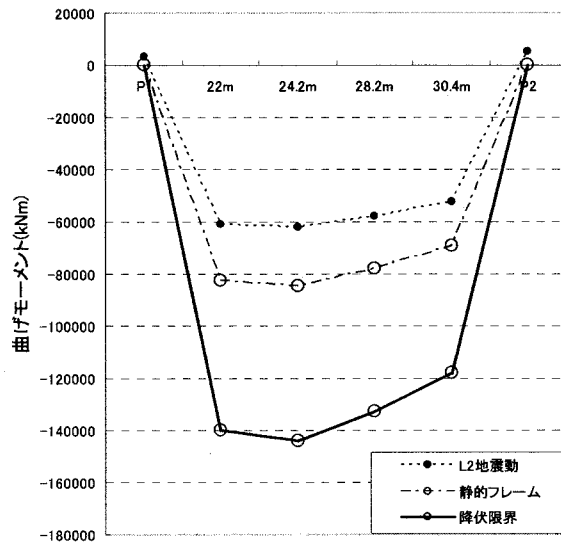


図-21 横ばり断面力 L2(直角方向入力)

いては、I 種地盤用の 3 波形について解析を行い、3 波平均として評価した。この検討においては、床版の剛性を考慮し、鉛直地震動については先の検討においてレベル 2 タイプ II 地震動 3 波形の内、最大値にて検討を行っているため考慮していない。なお、結果については、主桁、横ばりに発生する最大曲げモーメントについて示す。図-16～図-21 に結果を示す。主桁に対しては、L2 地震動での応答値は、スパン中央部分では静的フレームでの断面決定ケースとほぼ同様の値を示している部分がある。またレベル 2 地震動による応答は常時(死荷重+活荷重)断面力以内、また降伏限界以内であることが確認できた。レベル 2 地震動の応答値と常時の断面力(死荷重+活荷重)の値がほぼ同様であったのは、常時の荷重条件を考えると、レベル 2 地震動での応答が活荷重による影響と同等であったと考えられる。横ばりについては、常時の断面力(死荷重+活荷重)の結果に対し十分余裕のある結果となり、地震時の影響で断面変更等は必要ないと判断できる。以上より、曲げモーメントに着目した場合では、レベル 2 地震動での応答値は耐震性能を満足できる範囲内にあると判断できる。

7. 余剰性能の把握と 3 方向入力による検討

(1) 目的と方法

先までの検討では、すべてのケースにおいて橋脚(RC 橋脚)について耐震性能上問題となる点は認められなかったため、橋脚に対しても目標とする耐震性能(耐震性能 1・2)を十分満足する結果となった。しかし、今回は上部工が非常に特殊な形式の構造であることを考慮し、設計地震動よりも大きな外力が作用した場合の挙動も把握しておくこととした。以下の 2 つの場合について検証を加えた。

a) 設計地震動よりも大きな加速度が作用した場合

b) 既往最大地震(強震記録)が作用した場合

a) では、設計地震動(標準波形 II-I-1～3, 水平 1 方向)を入力し波形振幅を単純に割増す。b) では、兵庫県南部地震での強震記録を用い、3 方向同時に入力する。なお、橋脚の降伏や 2 軸曲げ挙動が予想されることから、橋脚と横ばりの最大曲げモーメント付近をファイバーモデルでモデル化し解析を行う。よって、橋脚のかぶりコンクリートの応答ひずみから橋脚の受ける損傷を詳しく評価することができる。

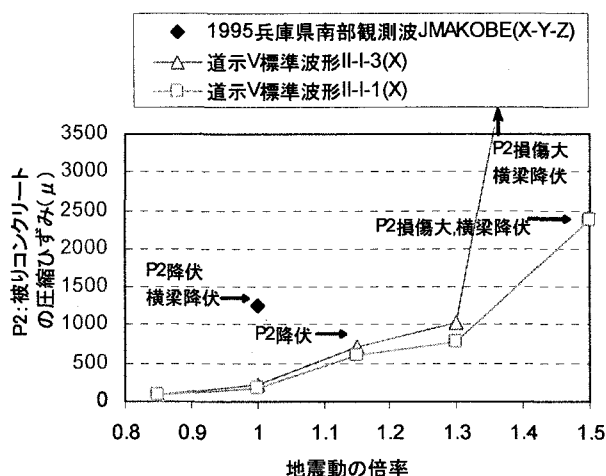


図-22 地震動強度とかぶりコンクリートの最大圧縮ひずみ

(2)ファイバーモデルを用いた解析と補修・補強の目安

ファイバーモデルに用いる材料構成則は、比較的単純なモデルを採用した。コンクリートについては、RC 橋脚の保耐法に用いる曲線と同様の骨格を持ち、徐荷時の履歴エネルギーを考慮している。鉄筋および鋼材は、降伏後初期ヤング係数の 1/100 を勾配として持ち、バイリニア型の履歴を考慮している。よって、かぶりコンクリートは横拘束効果が期待できないものとする、圧縮ひずみが 2000 μ で圧縮強度に達する。橋脚の補強が必要となる損傷度として、この値を目安とすることにした。

(3)結果

a)とb)の結果から得られた、P2 橋脚のかぶりコンクリート中央位置における最大圧縮ひずみを、図-22 に整理した。対象として P2 橋脚と横梁の状態を併記した。なお、P1 橋脚は降伏に至らなかったため、ここでは除外した。標準波形 (II-I-1, 3) を入力した結果は、いずれも標準の 1.15 倍程度の割増しを行うと橋脚が降伏し、さらに 1.3 倍を超えとかぶりコンクリートがその圧縮強度に達するような損傷が発生し、補修・補強が必要となる損傷の発生が予想される。横ばりについては、1.3 倍以上で降伏する結果となり耐力は十分であると確認できる。一方、既往最大地震の強震記録を入力した結果は、標準波形の場合に比べ最大応答ひずみが大きく、橋脚の降伏は認められるものの、かぶりコンクリートには補強が必要となるような損傷は発生していないことが確認できた。横ばりについては、3 方向同時入力の極限状態では降伏ひずみに達するが断面の内極一部分であるため破壊に至る様なものではない。

従って、本橋は設計地震動の 1.3 倍程度の強度の地震に対しても、また既往最大地震と同程度の地震を受けても、補修・補強を必要としない程度の損傷にとどまることが確認できた。

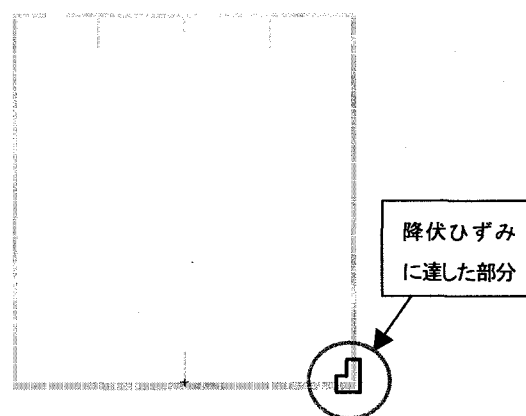


図-23 横ばり断面の降伏

8. まとめ

当検討では、主桁断面および横ばり断面に対する地震時の挙動を中心に検討を行った。考えられる様々なケースにより解析を行い、曲げモーメントに着目した場合、レベル 2 地震動の応答値は主桁断面および横ばり断面の耐震性能を満足できる範囲内であることを確認した。また、通常では考慮しない鉛直方向の地震動入力ケースでは主桁断面、横ばり断面ともに曲げモーメントが増大するが、降伏限界までは達していないことも確認した。さらに、設計地震動の 1.3 倍程度の地震動および既往最大地震に対しても、補強を必要としない程度の損傷にとどまることが確認できた。

謝辞: 当検討にあたり、(株)フォーラムエイトの青戸氏にはファイバーモデルの解析において多大なるご協力をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

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 14 年 3 月
- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、平成 14 年 3 月
- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編、平成 14 年 3 月
- (社)日本道路協会: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:道路橋の耐震設計に関する資料、平成 10 年 1 月
- (財)土木研究センター:平成 9・10 年耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書
- (株)アーク情報システム:TDAP III 理論説明書
- (株)フォーラムエイト:FRAME3D 参考資料
- (社)土木学会:コンクリート標準示方書耐震性能照査編、平成 14 年 12 月
- 原子力安全委員会:原子力安全白書 1996