

2次元FEM解析による杭基礎の連成解析と 地震時保有耐方法の比較

青島 亘佐¹・宮村 正樹¹・中野 聡¹

¹正会員(株) 福山コンサルタント(〒136-0071 東京都江東区亀戸2-25-14立花アネックスビル)

1. はじめに

道路橋の基礎の地震時保有水平耐力法（以後、保耐法とする）では、現在厳密な意味での地盤と構造物の動的相互作用効果を考慮した耐震計算は行われていない。通常、保耐法による橋脚基礎の設計は、震度 $k_{hp} = C_{df} \cdot P_u / W$ として、下部工躯体が終局耐力に達する震度の1.1倍相当の荷重に対して行う。そのため、保耐法による補強設計では、下部工躯体の補強を行った場合、それに伴い基礎工の補強も必要となるケースが多く発生する。そこで、本稿は、地盤と構造物の非線形性を考慮した2次元有限要素モデルにて杭基礎の連成解析を行うことにより、地盤と構造物の動的相互作用効果を厳密に考慮した場合の構造物の動的性状・振動特性の把握を行い、2次元有限要素モデルによる詳細な解析結果を基にフーチングの補強必要性の有無の判定を行った場合と保耐法による解析結果との比較について紹介するものである。

2. 検討対象

比較を行うための検討対象について以下に示す。

(1)地盤条件

地盤条件は表-1に示す地盤（Ⅱ種地盤）を想定した。

表-1 土質定数（耐震設計上の地盤面以深）

層厚 (m)	土質	N値	γ (t/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (t/m^2)
2.50	粘性土	4	1.27	158.7	3266
4.80	粘性土	5	1.56	171.0	4655
3.50	粘性土	30	1.72	292.4	15005
1.20	砂 礫	50	2.00	400.0	32656

(2)解析対象構造物

解析対象構造物は、図-1に示す複線用壁式橋脚を想定した。

構造形式：壁式の鋼製橋脚

杭：場所打杭 杭径1.2m、杭長12.0m

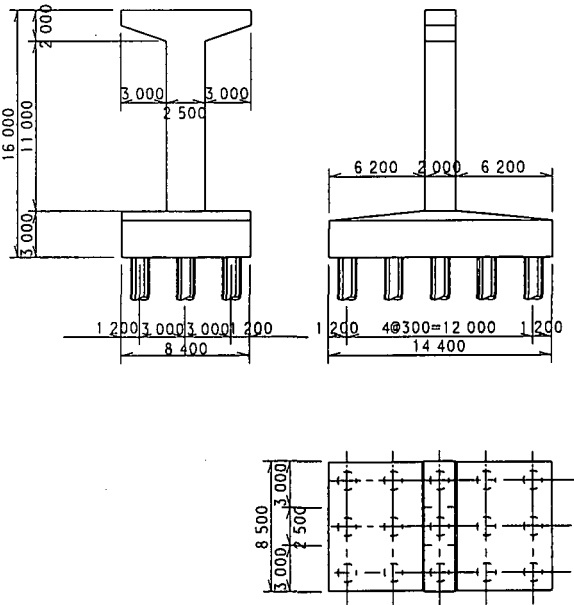


図-1 構造物の形状寸法

3. 基礎の保耐法による照査結果

検討対象である構造物の直角方向に関して耐震補強の必要性判定を行った。まず、保耐法により耐震性の照査を行った結果について述べる。

橋脚躯体は、等価水平震度 $k_{he} = 0.61$ に対して耐震性の照査を行った結果、慣性力は地震時保有水平耐力以内に、残留変位は許容残留変位以内に収まっており安全性が確認された。基礎は設計水平震度 $k_{hp} = 0.91$ に対して耐震性の照査を行った。杭基礎は表-2に示すように、変位・回転角は制限値以内に収まり、せん断力はせん断耐力以下となったが、曲げに対しては全列とも降伏する結果となった。フーチングは表-3に

示すように曲げ・せん断ともに耐力を超過する結果となった。

しかし、基礎の補強は橋脚躯体の補強と比較して施工上容易ではないため、耐力不足となる基礎を即補強必要と判定するのは合理的でないと思われる。そこで、杭基礎については、橋脚躯体が十分大きな水平耐力を有している場合に適用する杭体の応答塑性率をエネルギー一定則により算定し、それが許容塑性率以内であるか否かを照査し、致命的な被害を招かなければよいと考えた。

表-2 保耐法による杭基礎の照査結果

		記号	単位	1列目	2列目	3列目
曲 げ	最大曲げモーメント	M	tf・m/本	60.5	60.5	122.6
	降伏曲げモーメント	My	tf・m/本	54.6	54.6	113.5
	判 定	—	—	M>My	M>My	M>My
全列降伏 OUT						
せん 断	杭基礎のせん断力	ΣS	tf	403.3		
	杭基礎のせん断耐力	Ps	tf	1465.4		
	判 定	—	—	403.3 ≤ 1465.4 OK		
支 持 力	杭頭の鉛直反力	PN	tf/本	-163.0	-163.0	668.7
	押込支持力の上限値	PNU	tf/本	985.8	985.8	985.8
	判 定	—	—	PN ≤ PNU	PN ≤ PNU	PN ≤ PNU
				支持力の上限値に達しない OK		
変 位	杭頭での水平変位	δ_{FO}	m	0.012 ≤ 0.400 OK		
	フーチングの回転角	α_{FO}	rad	0.010 ≤ 0.025 OK		

※ 応答塑性率 $\mu = 1.597 < \text{許容塑性率 } \mu_a = 2.5$ (OK)

図-3に水平震度 k_h と橋脚天端位置の水平変位 δ の関係を示す。図中の断面の破壊進行具合を見てわかるように、橋脚の降伏より先にフーチングの断面が降伏する破壊形態である。そこで、動的解析を行い、想定した地震動においてフーチングの破壊が発生するか否かの照査を行うこととした。

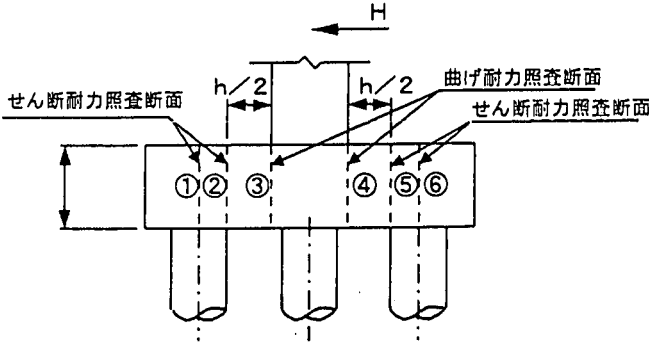


図-2 フーチングの照査断面

表-3 保耐法によるフーチングの照査結果

		単位	①	②	③	④	⑤	⑥
曲 げ	モーメント	tf・m	—	—	5635	-2010	—	—
	耐力	tf・m	—	—	3119	483	—	—
判 定			—	—	OUT	OUT	—	—
せん 断	力(梁)	tf	3184	3150	—	—	-1208	-975
	耐力	tf	2879	2879	—	—	1769	1769
判 定			OUT	OUT	—	—	OK	OK
せん 断	力(版)	tf	2589					
	耐力	tf	2127					
判 定			OUT					

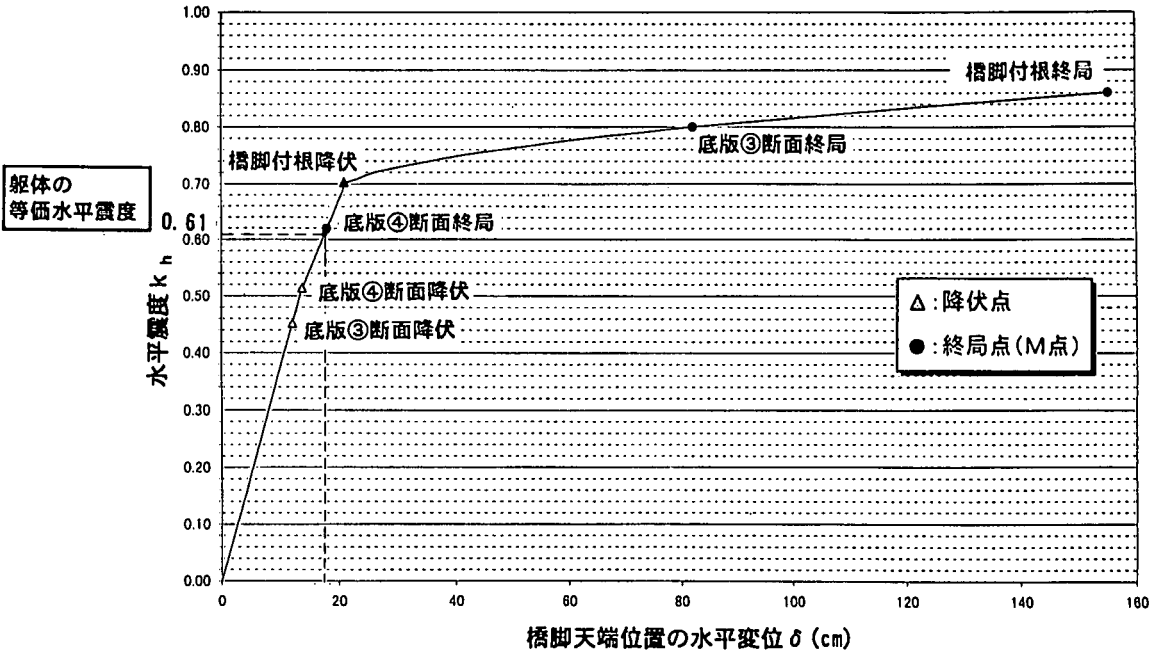


図-3 水平震度 k_h と橋脚天端位置の水平変位 δ の関係

4. 解析手法

保耐法による照査の結果、フーチングの曲げ・せん断力が耐力を超過する結果となったので、地盤と構造物の非線形性を考慮した杭基礎の連成解析によりフーチングの安全性を確認することとした。その解析手法について以下に述べる。

(1)解析概要

地盤と構造物の連成を表現した動的解析のモデルとしては下記に示す2通りが考えられるが、

- ① 地盤：平面歪要素，構造物：梁要素
 - ② 地盤：バネ要素，構造物：梁要素
- 本検討では①によるモデル化にて検討を行った。

(2)地盤と構造物の連成解析について

モデル化の方針としては、地盤も構造物も非線形性を考慮して、忠実に減衰を表現した。ただし、地盤の非線形特性の設定は、等価線形モデルと非線形モデルの2通りについて行った。以下にその手法の概要について述べる。両モデルとも地盤部分を平面歪要素、構造物部分を梁要素によりモデル化した。

①等価線形モデル

等価線形モデルによる解析のフローチャートを図-4に示す。地盤のみのモデルで等価線形化法による地震応答解析を先行して行って最終物性値を抽出し、その地盤定数を地盤と構造物を一体化したモデルの地盤定数とする。続いて地盤と構造物を一体化したモデルに、歪エネルギー比例減衰を設定して固有値解析を行い、主要なモードを用いてレーリー減衰を算定して動的解析モデルへ適用する。最後に、構造物の剛性を非線形、地盤は地盤のみでの地震応答解析後の最終物性値を定数とした線形の特性格で、地盤と構造物の連成を表現したモデルで地震応答解析を行う。

②非線形モデル

非線形モデルによる解析は、まず等価線形モデルと同様に、歪エネルギー比例減衰を設定して固有値解析を行い、主要なモードを用いてレーリー減衰を算定して動的解析モデルへ適用する。次に、地盤の非線形特性の設定に修正R-Oモデルを用い、構造物と地盤の双方の非線形性の進行具合を同時刻歴で表現し、構造物と地盤の動的相互作用を忠実に考慮する。

最後にフーチングの着目位置の断面力を抽出し、耐力の照査、そして保耐法の結果との比較、両手法の結果の比較を行う。

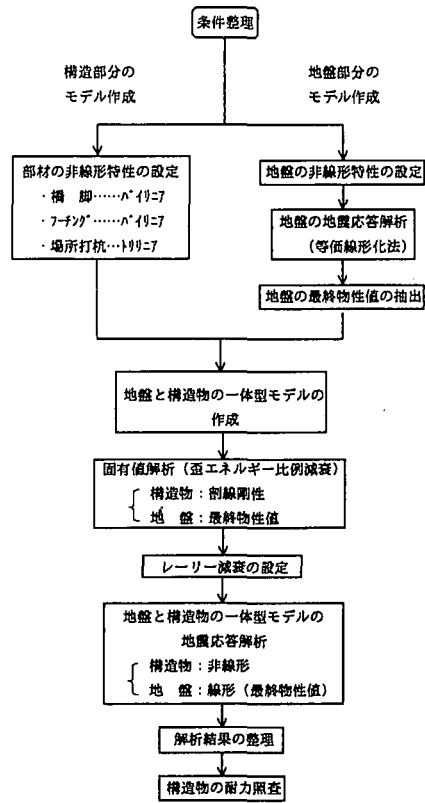


図-4 等価線形モデルによる連成解析の検討フロー

5. 解析モデル

以下に具体的なモデル化について述べる。

(1)地盤のモデル化について

基盤の砂礫層は線形、表層の洪積粘性土層は等価線形モデルについては¹⁾ 剛性率 G/G_0 と減衰定数 h の歪 γ に対する依存曲線により (図-5 参照)、非線形モデルは修正R-Oモデルにより (図-6 参照) それぞれモデル化を行った。

①等価線形モデルの地盤の非線形特性

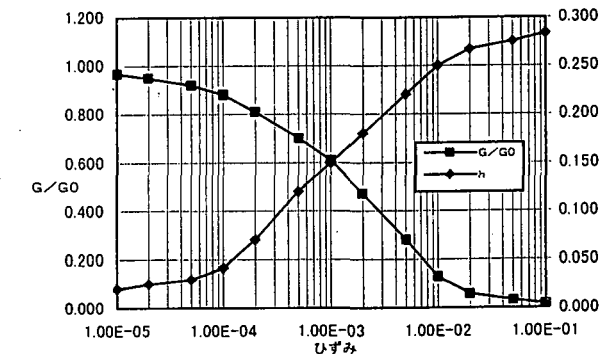
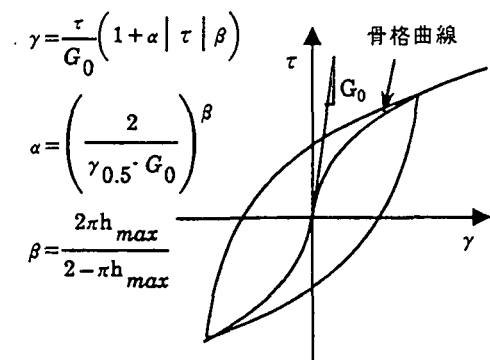


図-5 G/G_0 - γ 曲線と h - γ 曲線

②非線形モデルの地盤の非線形特性

パラメータは、 h_{max} を0.283、 $\gamma_{0.5}$ を0.0019と設定した。



修正R-Oモデル

図-6 修正R-Oモデルの骨格曲線

本来、動土圧を厳密に考慮するには、地盤の層の厚さを躯体、フーチング、杭と深度毎に変化させる必要がある。しかし、本検討では構造物の振動性状の把握が主目的であるため、杭に作用する動土圧の方が構造物の地震応答に与える影響が大きいと考え、なおかつフーチング付近の地盤は前面抵抗を見込める程の強度がある地盤ではないことから、FEMの層厚（奥行き方向）を全断面一様に杭の投影長（1.2m×5本=6.0m）とした。

(2)構造物のモデル化について

構造物は全部材梁要素によりモデル化を行い、等価線形モデルと非線形モデルの双方において共通である。図-7に解析モデル図を示す。

橋脚躯体の非線形特性を図-8に、フーチングの非線形特性を図-9に、場所打ち杭の降伏耐力のN-M相関図を図-10に示す。橋脚躯体の非線形特性は降伏耐力を折れ点としたバイリニア型で、フーチングの非線形特性は上側引張時と下側引張時とでそれぞれ非対称の特性を示すバイリニア型で、杭の非線形特性は軸力変動を考慮したトリリニア型によりそれぞれモデル化した。

(3)境界条件について

底面境界は、モデル底面における反射波の波動エネルギーの吸収と入射波による地震動の定義を可能とする粘性境界（半無限境界）とし、側面境界は側方へ逸散する波動のエネルギーをモデル側面境界で吸収させるために、時間領域の積分であることから底面境界と同様に粘性境界とした。なお、レーリー減衰算定時に行う固有値解析では底面境界を固定、側面境界を自由地盤により水平ローラーとした。

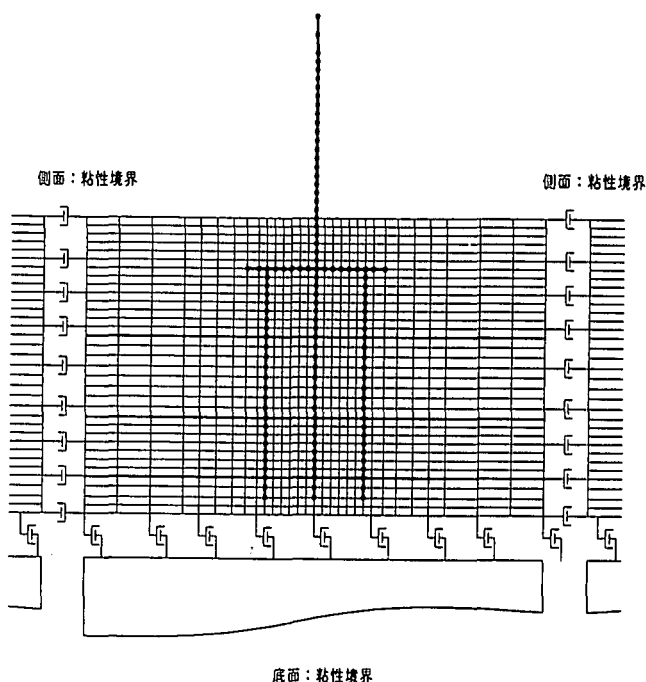


図-7 解析モデル図

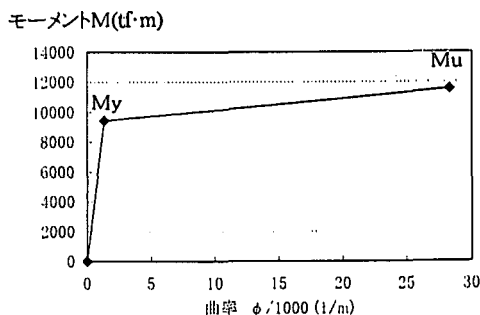


図-8 橋脚躯体の非線形特性

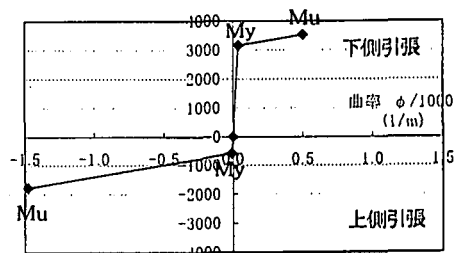


図-9 フーチングの非線形特性

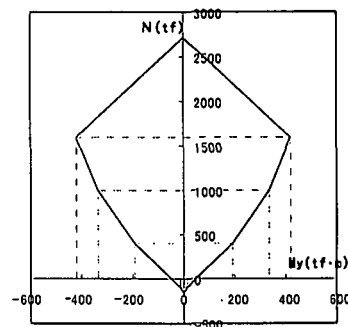


図-10 杭のMN相関図

6. 入力地震動の作成

地盤と構造物の連成解析においては、平面歪要素により基盤までモデル化しているため、基盤波を入力地震動として用いる必要がある。道路橋の入力地震動としては、基盤入力専用の地震波は規定されていないため下記に示す2通りの方法が入力基盤波として考えられるが、本稿では②を採用した。

①鉄道橋で用いられる観測波形

兵庫県南部地震〔神戸ポートアイランド（GL-79m）NS成分〕

②道路橋に用いられる振幅調整した地表面波形を1次元重複反射理論により基盤波形に引き戻して使用する。

今回の検討では、道路橋の地表面波には、TYPE IIのII種地盤の兵庫県南部地震・JR鷹取駅構内地盤上（NS成分）の観測波形を調整したものをを用いた。図-11に引き戻し前の地表面波形と引き戻し後の基盤波形を示す。

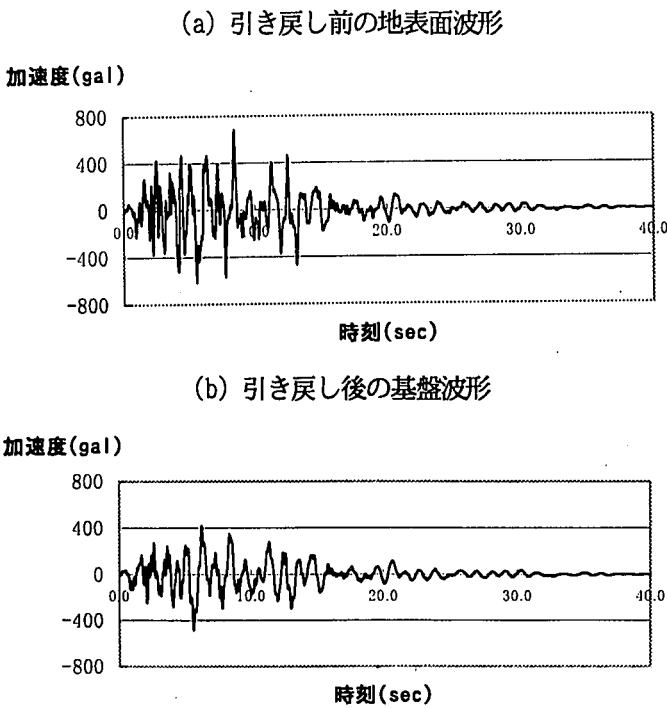


図-11 入力地震動

7. 等価線形モデルの地震応答解析結果

等価線形モデルによる解析結果の応答波形（橋脚躯体天端の応答変位波形・応答加速度波形、照査断面⑤における応答せん断力波形、照査断面④における応答曲げモーメント波形）を図-12に、最も大きい断面力が発生した断面での耐力照査結果を表-3に示す。せん断力は耐力を下回ったが、曲げは耐力を超過した。

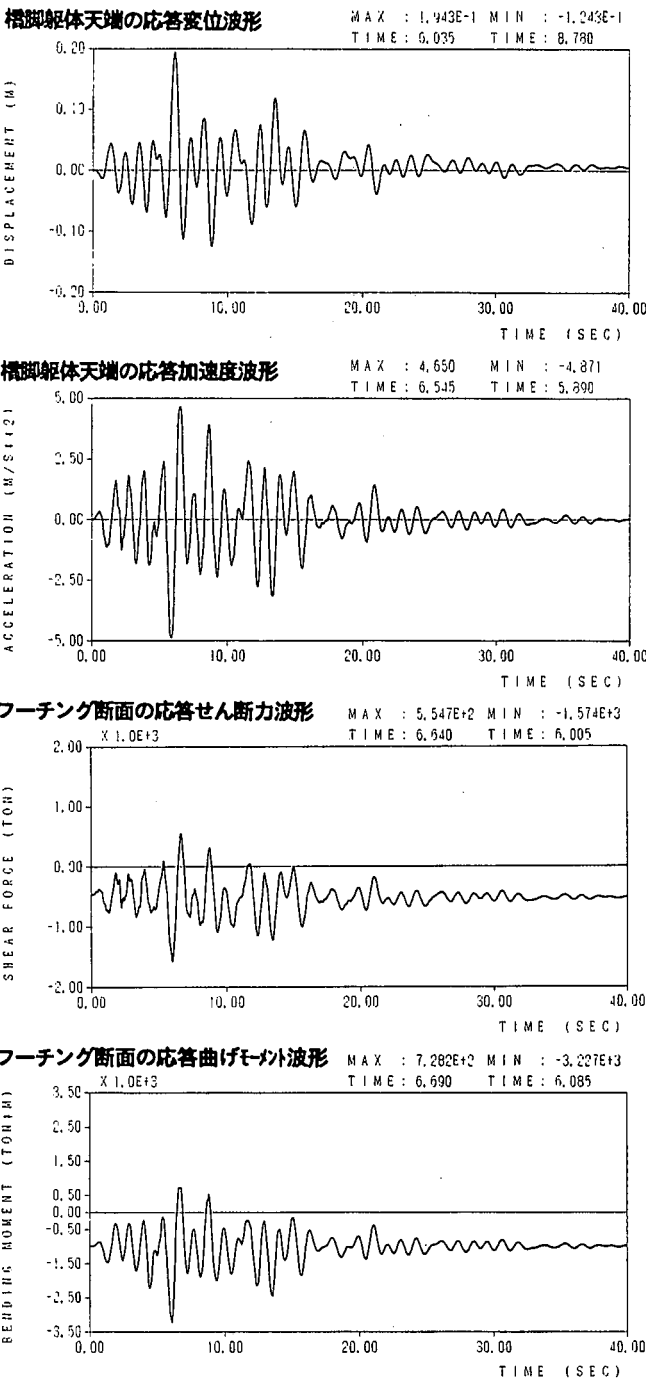


図-12 等価線形モデルによる各部の応答波形

表-3 等価線形モデルによる照査結果

	照査位置	項目	単位	解析結果
曲げモーメント (上側引張)	断面③	最大断面力M	t·m	738.7
		降伏耐力My	t·m	578.8
		判定	—	M>My OUT
曲げモーメント (下側引張)	断面④	最大断面力M	t·m	3227.0
		降伏耐力My	t·m	3151.5
		判定	—	M>My OUT
せん断力 (上側引張)	断面⑤	最大断面力S	t	621.9
		せん断耐力Ps	t	1769.0
		判定	—	S<Ps OK
せん断力 (下側引張)	断面②	最大断面力S	t	1574.0
		降伏耐力My	t	2879.0
		判定	—	S<Ps OK

8. 非線形モデルの地震応答解析

非線形モデルによる解析結果の応答波形（橋脚躯体天端の応答変位波形・応答加速度波形、照査断面⑤における応答せん断力波形、照査断面④における応答曲げモーメント波形）を図-13 に、最も大きい断面力が発生した断面での耐力照査結果を表-4 に示す。曲げもせん断力も耐力内に収まる結果となった。

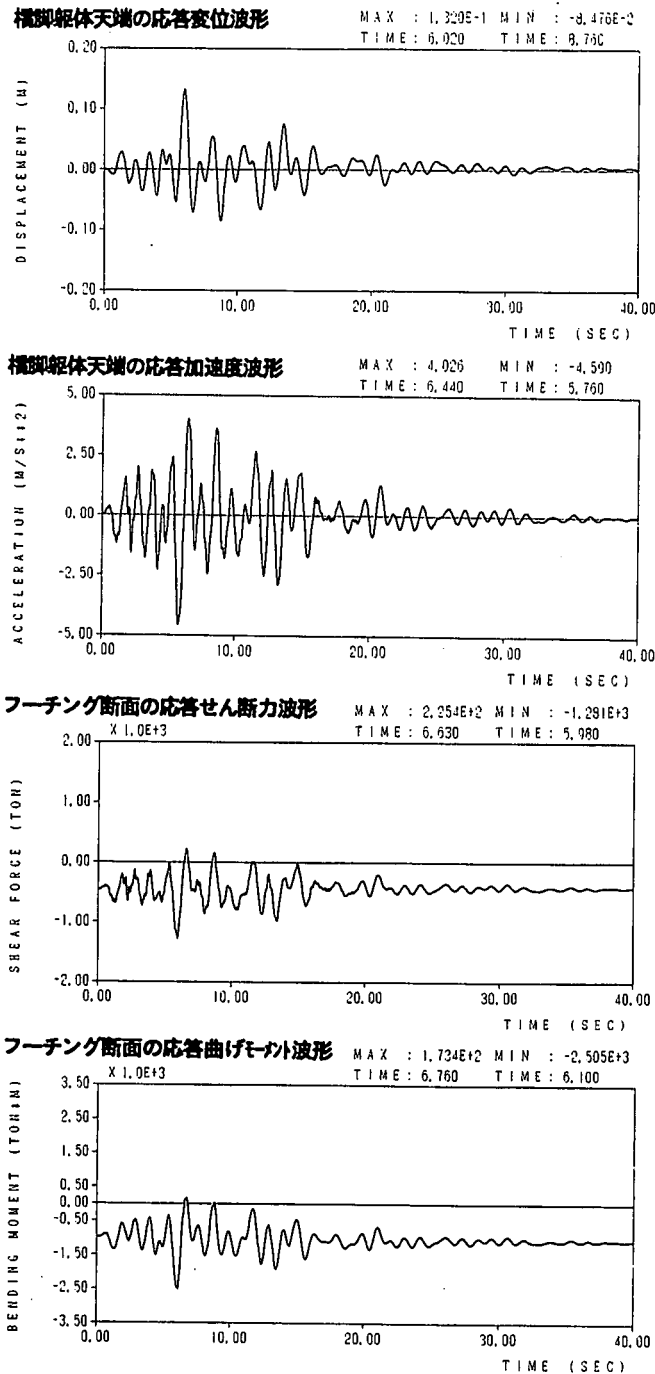


図-13 非線形モデルによる各部の応答波形

表-4 非線形モデルによる照査結果

	照査位置	項目	単位	解析結果
曲げモーメント (上側引張)	断面③	最大断面力M	t·m	555.3
		降伏耐力My	t·m	578.8
		判定	—	M<My OK
曲げモーメント (下側引張)	断面④	最大断面力M	t·m	2505.0
		降伏耐力My	t·m	3151.5
		判定	—	M<My OK
せん断力 (上側引張)	断面⑤	最大断面力S	t	396.9
		せん断耐力Ps	t	1769.0
		判定	—	S<Ps OK
せん断力 (下側引張)	断面②	最大断面力S	t	1281.0
		降伏耐力My	t	2879.0
		判定	—	S<Ps OK

9. 等価線形モデルと非線形モデルの比較

等価線形モデルと非線形モデルの解析結果を比較すると、非線形モデルによる場合のフーチングの断面力の方が小さく、何れの断面においても耐力内に収まった。それに対して等価線形モデルは、せん断力は耐力を下回ったが、曲げは耐力を超過した。

この理由としては等価線形モデルのせん断剛性・減衰定数は地盤のみで解析した結果の最終物性値であり、厳密な意味での地盤と構造物との動的相互作用を考慮した解析とはいえず、それに対して非線形モデルの場合は地盤も構造物も同時刻歴で行う非線形解析であり、減衰も地盤の履歴減衰が入っているため杭体と地盤が相互に及ぼし合う影響が反映されているといえる。その差で構造物の応答に違いが出てきたものと思われる。

10. まとめ

保耐法と2次元 FEM 解析の結果を比較すると、フーチングに発生する断面力に違いが出た。既設橋下部工の補強必要性の判定において、保耐法による照査は、時として過大となる可能性を含んでいると言える。

また、2次元 FEM モデルの解析手法としては地盤の歪みの進行を構造物と同時刻歴で表した非線形モデルが適切である。

最後に、2次元 FEM モデルの今後の課題として道路橋の設計において対象とされていない地盤変位による荷重がモデルの性質上作用することが挙げられる。そのため、杭体の照査としては課題となる可能性がある。

参考文献

1) 岩崎・常田・吉田：洪積粘性土の動的変形・強度特性について 第15回 土質工学会論文集 1980.6
2) 岸下崇裕：2次元FEM解析による杭基礎の応答 杭基礎の耐震設計に関するワークショップ 1999年 土木学会 地震工学委員会 杭基礎耐震設計研究小委員会