

改良地盤による橋脚基礎の地震応答計算

新谷 岳¹, 清宮 理²¹早稲田大学大学院理工学研究科建設工学専攻(〒169-8555 新宿区大久保 3-4-1)²フェロー会員 工博 早稲田大学教授 社会環境工学科(〒169-8555 新宿区大久保 3-4-1)

When bridge is constructed at very soft and thick soil layer, scale of its foundation is presumed to be very large. To cope with this, soil improvement bridge foundation is proposed to reduce construction cost and difficult construction work. Scale of the bridge foundation is mainly determined by earthquake forces. This paper describes calculation results by dynamic response analysis during earthquakes to determine scale of improvement soil foundation and to reduce principal stress at improved soil.

Key word: dynamic response analysis, soil improvement, bridge foundation

1. 研究目的

橋梁の基礎地盤が軟弱で層厚が厚いとき、鋼管井筒や重力式基礎が大型になり建設コストが増大するという問題がある。この対処法として改良地盤基礎を用いて基礎を建設することを今回検討した。そこで、まず地震時、地盤改良工法が構造物及び地盤にどのような影響を及ぼすのかを検討するため、2次元有限要素法で橋梁基礎を対象に動的地震応答計算を実施した。地盤改良の幅と深さ及び強度を段階的に変え、橋脚の動的応答特性、改良地盤体の応力性状を検討した。また道路橋示方書に定められている設計値との適合を検討した。基礎地盤の破壊をなくすための手段として、地盤の強度を高める事、砂層等緩衝材を挿入する事等の対策があるが、この対策の安全性について調べた。

2. 解析方法

2.1 概要

今回の解析で対象とした構造物は、図-1に示すように新設を想定する道路橋基礎¹⁾で、橋脚はRC製で橋脚の高さは12.5mである。比較的軟弱な地盤に建設されている橋脚基礎は鉄筋コンクリート製の杭形式である。フーチングの寸法は幅11.4m(改良後30m)、奥行き8.4mである。対象橋脚の橋脚は断面が3.0m×3.5mのT型橋脚で、橋脚重量は336tonである。橋脚は橋軸方向が弱軸の矩形断面である。解析には有限要素法汎用プログラムTDAPⅢを用い、積分方法はNewmark- β 法($\beta=1/4$)とし、非線形履歴モデルを用いた応答解析を行う。解析モデルは2次元モデルとする。2次元モデルには図-2に示すように橋脚躯体および地盤は平面ひずみ要素を用いた。総要素数334、総節点数は381である。

計算の対象とした表層地盤は長さ150m、厚さ40mである。平面ひずみ要素の厚さは3mとした。基礎面の境界条件は固定とし、側面は並進方向を自由とした。表層地盤は比較的軟弱で、 -40m の箇所を入力地震動の入力基礎面とした。解析ケースは表-1の通りである。

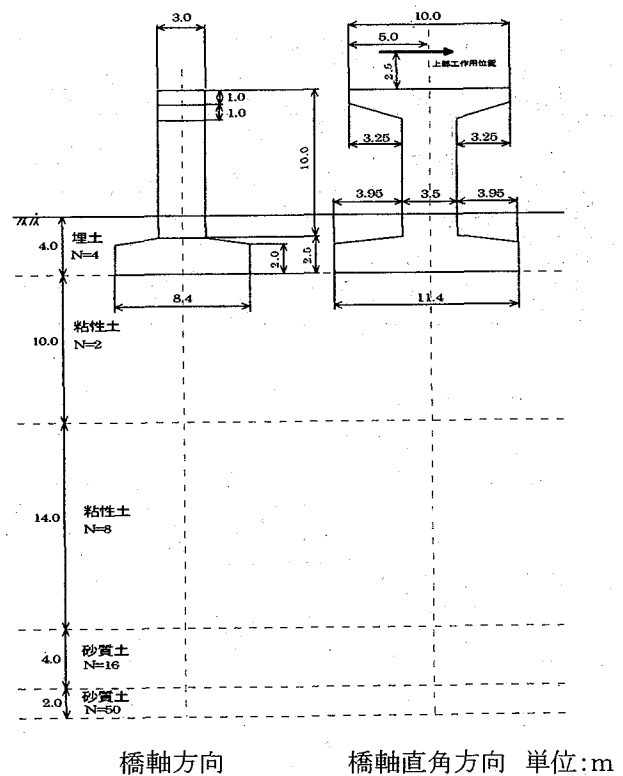


図-1 橋脚と地盤のモデル図

2.2 構成部材

- (1) 橋脚躯体: 鉄筋コンクリート製で、材料非線形性は考慮しなかった。また、上部工は図-1に示した橋脚上端に鉛直方向に荷重として作用させた。

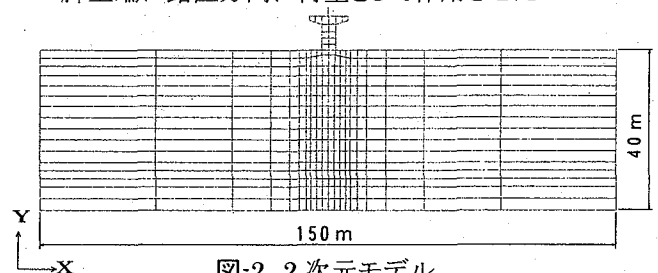


図-2 2次元モデル

表-1 解析ケース

	フーチング幅	地盤改良幅	地盤改良深さ
ケース1	11.4	0	0
ケース2	11.4	11.4	4
ケース3	11.4	11.4	14
ケース4	11.4	11.4	28
ケース5	11.4	20	4
ケース6	11.4	20	14
ケース7	11.4	20	28
ケース8	11.4	30	4
ケース9	11.4	30	14
ケース10	11.4	30	28

(単位:m)

	フーチング幅	地盤改良幅	地盤改良深さ
ケース11	30	0	0
ケース12	30	11.4	4
ケース13	30	11.4	14
ケース14	30	11.4	28
ケース15	30	20	4
ケース16	30	20	14
ケース17	30	20	28
ケース18	30	30	4
ケース19	30	30	14
ケース20	30	30	28

(単位:m)

- (2) 地盤: 地盤の基本諸元は表-2 に示す通りである。表層地盤は、 N 値 10 未満の比較的軟弱な粘性土で構成されており、層厚が 24m である。表層は埋立て土層である。ここで G' は 1 次元地盤応答プログラム SHAKE を用いて等価線形化を行った後のせん断弾性係数である。

表-2 地盤の基本諸元

層番号	1	2	3	4	5
土質区分	埋め土	粘性土	粘性土	砂質土	砂質土
層厚(m)	4.0	10.0	14.0	4.0	—
N 値	4	2	8	16	50
γ (tf/m ²)	1.80	1.70	1.80	1.90	2.00
せん断抵抗角 ϕ (°)	23	0	0	31	42
粘着力 C (tf/m ²)	0	2	8	0	0
G_0 (tf/m ²)	2962	2754	7347	7911	17760
G' (tf/m ²)	564	1114	4014	4259	17760
ポアソン比	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49

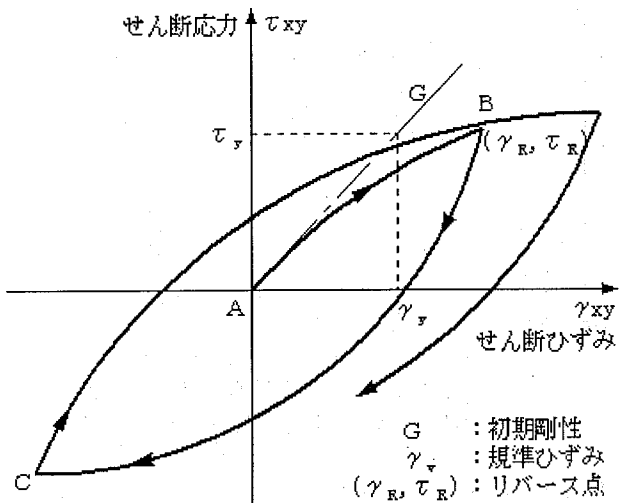


図-3 R-O モデル

表-3 R-O モデルに用いた入力定数

	番号	土質	α	β	$\gamma_{0.5}$	h_{max}
砂	1	埋め土	1.125	1.100	6.067E-04	2.259E-01
	2	粘性土	0.784	0.368	1.406E-03	9.900E-02
粘性	3	粘性土	0.546	0.368	1.406E-03	9.900E-02
	4	砂質土	0.844	0.533	3.477E-04	1.340E-01
砂礫	5	砂質土	0.548	0.533	3.477E-04	1.340E-01

表層地盤の非線形性は図-3 に示す R-O モデルを用いて考慮した。基準ひずみは道路橋示方書などで示される一般的な剛性低下とひずみとの関係で剛性低下率が 50% のときのひずみとした。また 4 層目の砂質土での液

状化については考慮していない。また本研究で用いた R-O モデルに必要なパラメータを表-3 に示す。

- (3) 改良地盤: 今回の地盤改良は深層混合処理工法の機械攪拌工法を行うものとする。図-4 に室内改良土の一軸圧縮強さと変形係数の関係²⁾を示すが、砂分含有率が 10~15% 以下であれば改良土の変形係数は以下のように表される。

$$E = (350 \sim 600) q_u \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (1)$$

ここで、 E : 改良土の変形係数 (kgf/cm²)

q_u : 改良土の一軸圧縮強さ (kgf/cm²)

本研究では上式より、

$$E = 500 q_u \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2)$$

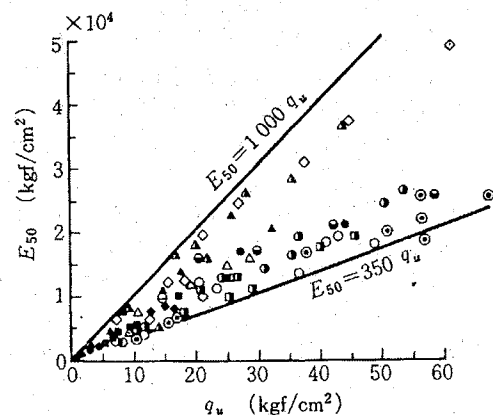
とした。また、動的振動時の変形係数は静的時の 2 倍とし、縦弾性係数とせん断弾性係数の関係式、

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (3)$$

を用いて改良地盤のせん断弾性係数を求めた。

ここで、 G : せん断弾性係数 (kgf/cm²)

μ : ポアソン比

図-4 室内改良土の E と q_u の関係²⁾

2.3 入力地震動

本検討に用いる入力地震動として、1995 年兵庫県南部地震の際に神戸ポートアイランドのアレー地震観測で取得された記録の -83m (NS 成分) の加速度波形とし

た. 記録波形を図-5 に示す. 入力地震動の加速度は 679Gal で, ステップ数 2000, ステップ間隔 0.01 秒を水平方向に基盤入力する.

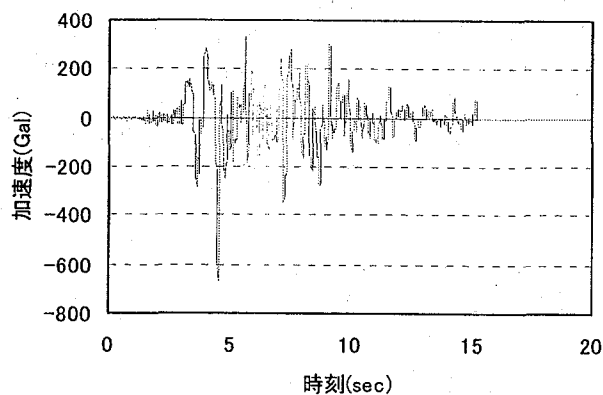


図-5 入力地震波形

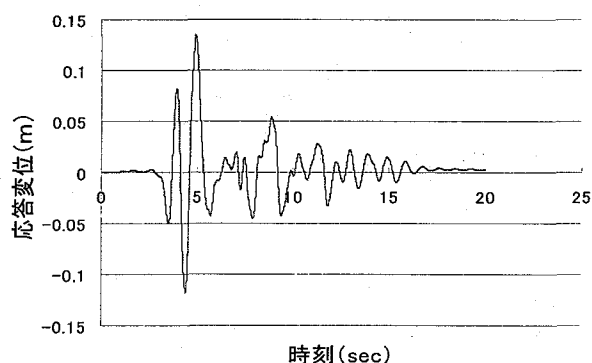


図-6 天端最大応答変位履歴曲線(ケース6)

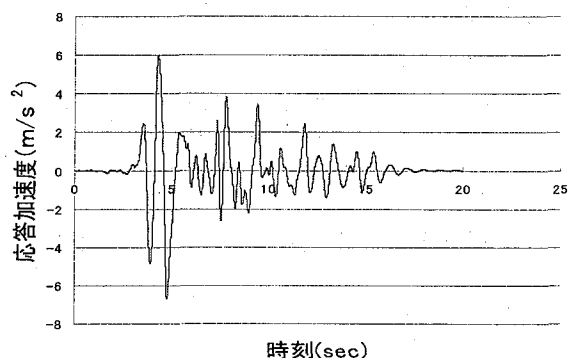


図-7 天端最大応答加速度履歴曲線(ケース6)

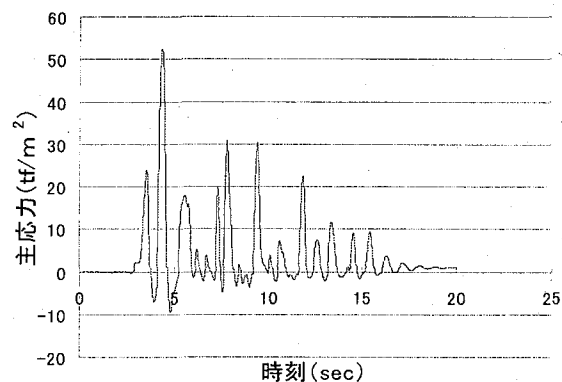


図-8 要素番号 206 最大主応力履歴曲線(ケース6)

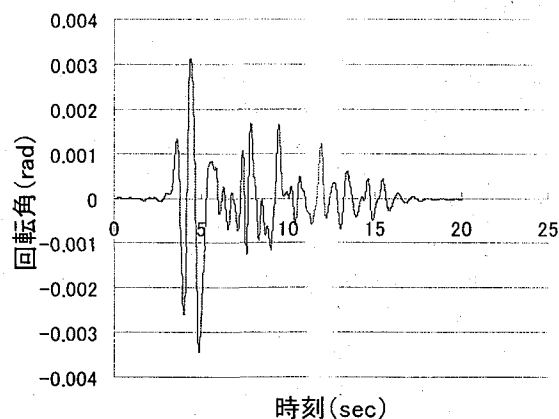


図-9 ロッキング図

3. 解析ケース

本研究ではフーチング幅を 11.4m とした場合に, 図-14 のように改良地盤の幅を 4 段階, 図-15 のように改良地盤の深さを 4 段階, 計 10 ケース設定した. また同様にフーチング幅を 30m とした場合にも 10 ケース設定した. それぞれで, 段階的に改良の度合いを大きくしながら全てのケースにおいて, 速度, 加速度, 変位を橋脚上部で求めた. また全てのケースにおいて橋脚を中心に幅 30m, 深さ 28m の範囲の主応力分布図を作成した. また全ケースにおいて改良地盤の一軸圧縮強さは 300 (tf/m²), せん断弾性係数は 100671 (tf/m²) を用いた.

4. 解析結果

4.1 固有値解析

固有値解析の結果を表-4 に示す. これによると改良の度合いが大きくなると固有振動数も次第に大きくなることがわかるが, エネルギー減衰率については一概には言えない. また, フーチング幅による影響は固有振動数, エネルギー減衰率ともにあまり差はみられなかった. なおケース 1~10 はフーチング幅 11.4m, ケース 11~20 はフーチング幅 30m である.

表-4 改良地盤の1次固有振動数と固有周期

	地盤改良幅(m)	地盤改良深さ(m)	固有振動数(Hz)	エネルギー減衰率(%)
ケース1	0	0	1.131699	11.254
ケース2	11.4	4	1.156347	11.423
ケース3	11.4	14	1.208112	10.859
ケース4	11.4	28	1.220249	10.796
ケース5	20	4	1.206534	11.079
ケース6	20	14	1.281722	11.017
ケース7	20	28	1.32291	11.12
ケース8	30	4	1.241116	11.076
ケース9	30	14	1.365467	11.315
ケース10	30	28	1.479379	11.699
ケース11	0	0	1.203927	10.491
ケース12	11.4	4	1.212869	10.692
ケース13	11.4	14	1.217755	10.764
ケース14	11.4	28	1.219234	10.786
ケース15	20	4	1.25808	10.691
ケース16	20	14	1.295985	11.003
ケース17	20	28	1.321542	11.121
ケース18	30	4	1.288091	10.762
ケース19	30	14	1.381507	11.333
ケース20	30	28	1.479795	11.716

4.2 応答変位

橋脚上部における応答変位を図-10 及び図-11 に示す。フーチング幅 11.4m のとき地盤改良をしないと橋梁上部では 0.31m の最大応答変位が計算された。地盤の改良深さ、改良幅ともに改良の程度を大きくすればするほど最大変位が低下している。改良幅 20m 以上、改良深さ約 20m 以上となると最大応答変位は半減した。また、フーチング幅の違いによる影響を見ると、改良深さ 4m、改良幅 11.4m の時に最大変位は大きく低減している。逆に改良幅が 30m の時にはフーチング幅による影響がほとんどない結果となった。またロッキングもフーチング幅を大きくするとほとんど計算されなかった。

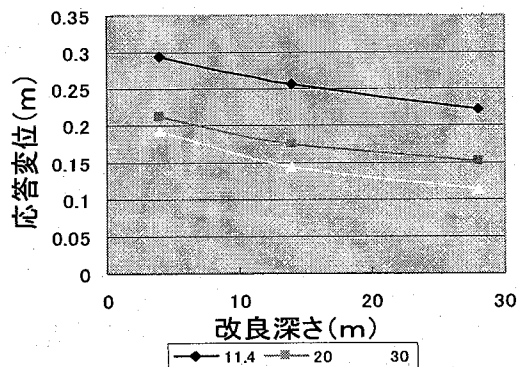


図-10 橋脚上部の最大変位(フーチング幅 11.4m)

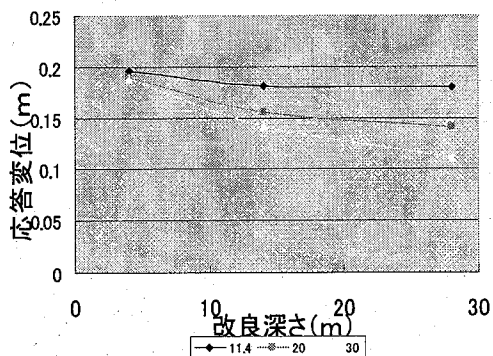


図-11 橋脚上部の最大変位(フーチング幅 30m)

4.3 応答速度

橋脚上部における最大応答速度を図-12 及び図-13 に示す。フーチング幅 11.4m のとき地盤改良をしないと橋梁上部では 1.53m/s の最大応答速度が計算された。フーチング幅が 11.4m の時は地盤の全ての改良幅において、改良深さは最大速度にほとんど影響がないことがわかった。フーチング幅 30m の時は、改良幅 11.4m では改良深さを大きくするほど最大速度が大きくなった。

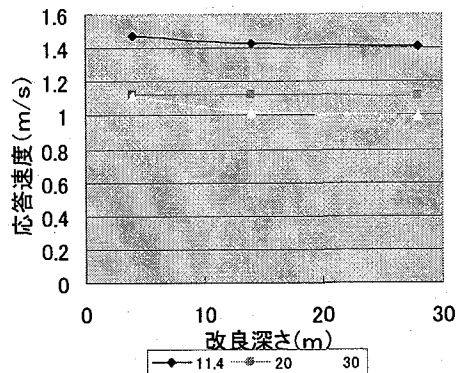


図-12 橋脚上部の最大速度(フーチング幅 11.4m)

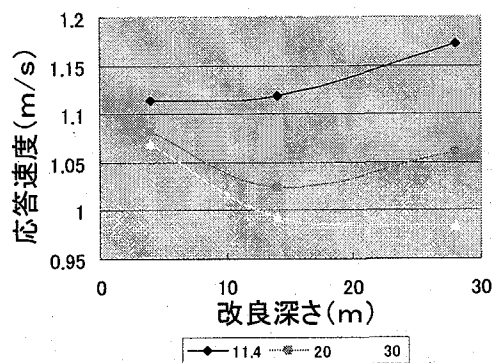


図-13 橋脚上部の最大速度(フーチング幅 30m)

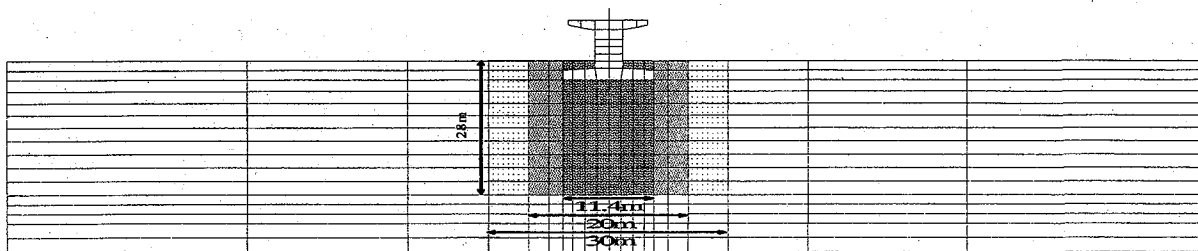


図-14 地盤改良幅による影響の改良地盤モデル

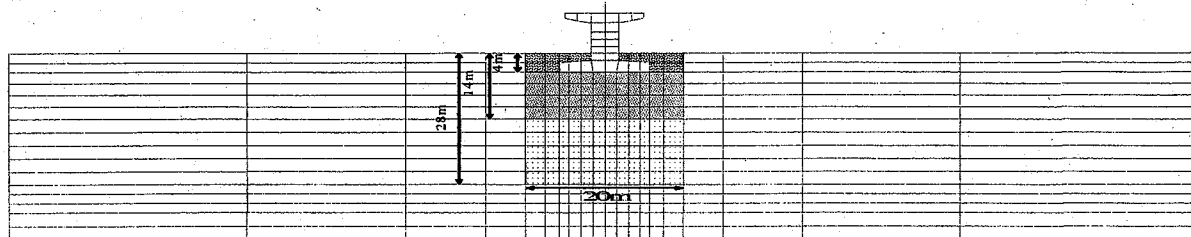


図-15 地盤改良深さによる影響の改良地盤モデル

4.4 応答加速度

橋脚上部における最大応答速度を図-16 及び図-17 に示す。フーチング幅 11.4m のとき地盤改良をしないと橋梁上部では 1.53m/s の最大応答加速度・ 8.83m/s^2 が計算された。最大応答加速度は全体的になだらかな変化をしているが、地盤改良幅が 20m 以上になると改良深さが 14m の時に最小値となった。また、フーチング幅が 30m の場合は、改良深さが 4m の時には改良幅にかかわらずほぼ同じ応答結果を示した。

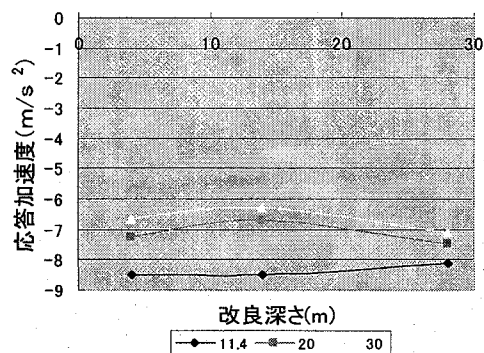


図-16 橋脚上部の最大加速度(フーチング幅 11.4m)

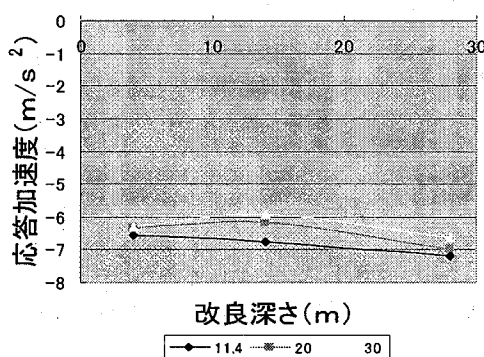


図-17 橋脚上部の最大加速度(フーチング幅 30m)

4.5 主応力分布

表-5 全ケースにおける地盤の最大主応力

ケース	最大主応力 (m/s^2)	要素番号
ケース1	756.85	160
ケース2	392.61	160
ケース3	316.43	144
ケース4	299.07	144
ケース5	409.13	160
ケース6	313.45	160
ケース7	289.54	160
ケース8	390.51	160
ケース9	355.99	160
ケース10	340.67	160
ケース11	642.41	160
ケース12	286.56	144
ケース13	282.72	144
ケース14	282.33	144
ケース15	289.33	144
ケース16	269.91	160
ケース17	267.24	160
ケース18	304.91	144
ケース19	308.25	160
ケース20	308.47	160

全てのケースにおいて橋脚を中心に幅 30m、深さ 28m 範囲の主応力分布図を作成した。そのうちの 4 パターンを図-18、図-19、図-20 及び図-21 に示す。改良の範囲が広がるほど、 $50\sim 100\text{tf/m}^2$ 部分が広がり、また $250\sim 350\text{tf/m}^2$ 部分が狭くなっている。フーチングと地表に挟まれた部分で全ケースにおいて最大主応力が発生した。最大主応力はケース4、ケース7、ケース12、ケース13、ケース14、ケース15、ケース16 及びケース17 の 8 パターンで 300tf/m^2 を下回り、強震動時にも破壊しないことがわかったが、他のケースでは破壊する可能性があることがわかった。

改良なし

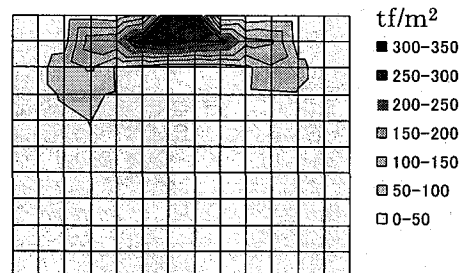


図-18 ケース1

改良深さ14m 改良幅20m

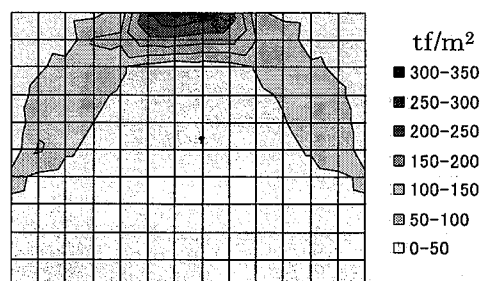


図-19 ケース6

改良なし

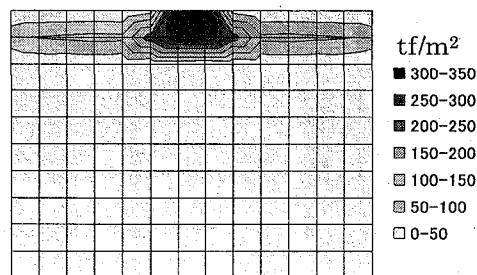


図-20 ケース11

4.6 道路橋示方書との照査

道路橋示方書³⁾によると橋脚基礎の変位の許容値は水平変位 400mm を目安としている。橋脚基礎は今回 300mm 程度で変位によって設計が支配されることがなかった。よって今回の解析結果では要求をみたしていると考えた。一方改良地盤の破壊、非破壊の検討は改良地盤の主応力によって照査した。

改良深さ14m 改良幅20m

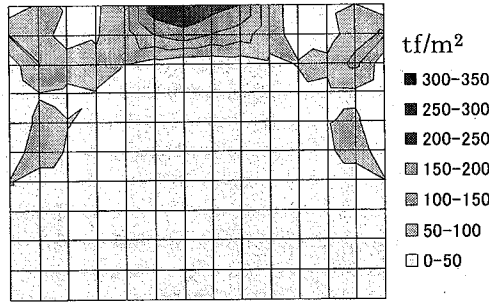


図-21 ケース16

4.7 緩衝材による影響

改良地盤での破壊を防止する方法としてケース6においてフーチング直下の深さ 1m, 幅 11.4mの範囲に緩衝材を設置した. せん断弾性係数 6711.4 tf/m^2 の砂層でフーチング下に設置した. それ以外はケース6と同条件で解析した. 以下の図 22～図 24 は橋脚天端における時刻歴応答である. 図 6～図 8 との比較を表 5 に示す.

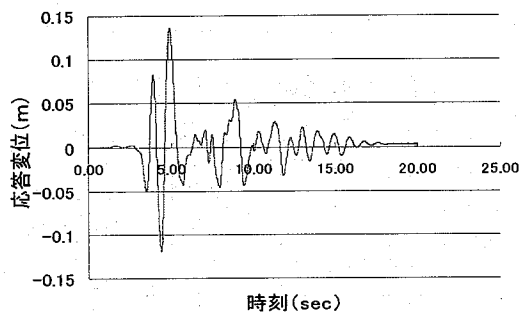


図-22 天端最大応答変位履歴曲線(緩衝材)

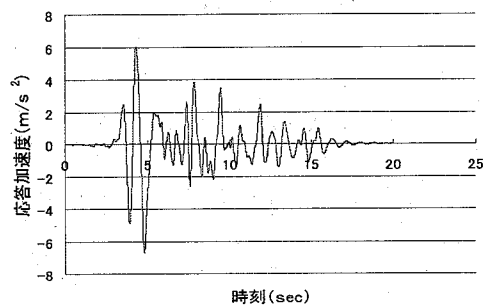


図-23 天端最大応答加速度履歴曲線(緩衝材)

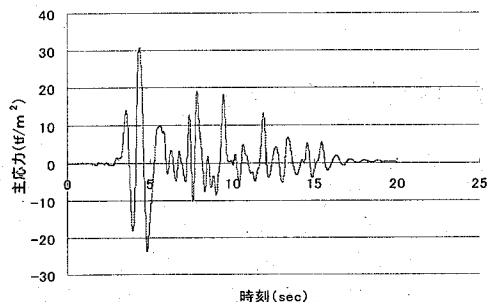


図-24 要素番号 206 最大主応力履歴曲線(緩衝材)

表-6 緩衝材による最大値の比較

	最大変位(m)	最大加速度(m/s^2)	最大主応力(tf/m^2)
ケース6	0.1745	5.985	523.7
緩衝材	0.1751	5.013	309.1

図-22 に橋脚天端における最大応答変位の時刻歴曲線を示す. 図-6 と同様な応答変位となった. 最大加速度では約 15%, 最大主応力においては 40%以上の低減が見られた. 図 25 は主応力分布図である. 図 19 と図 25 を比較すると応力分布形状ほとんど変化していない. 緩衝材は最大主応力度値に影響を与えられ. 今回緩衝材の滑りについては考慮しなかったが今後の課題である.

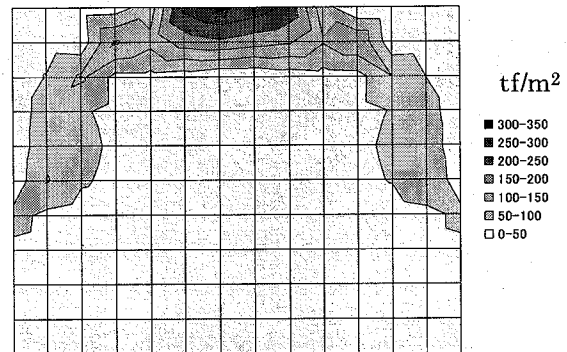


図-25 緩衝材を加えた地盤の主応力分布

5. まとめ

- (1) 今回の地震応答計算から地盤改良による橋梁基礎で、橋梁の応答値は道路橋示方書の制限値以内となることが判明した. ただし地盤改良の範囲や強度により橋梁の応答にかなりの差があるので注意が必要である.
- (2) 橋梁下部の改良地盤に大きな応力度が生じるので強度をその部分では強くしたり、あるいは緩衝材の設置により応力度を低減する事が必要である.
- (3) 改良地盤上ではロッキングが生じる可能性があるがフーチング幅を広げることでロッキングを小さく押さえられる.

あとがき

今回数値計算で改良地盤上の橋脚の応答を検討したが、今後模型実験などで検証する必要がある。

参考文献

- 1) 守屋武海、清宮理: 土木学会, 第3回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, 橋脚基礎用コンクリート杭の終局耐力予測での2次元有限要素法と3次元有限要素法との比較 pp.219-224, 2002.3
- 2) 社団法人地盤工学会: 軟弱地盤対策工法一調査・設計から施工まで一, 2001.11
- 3) 社団法人日本道路協会: 道路示方指示書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, 1995.8