

# 免震構造を活用した土被りの深い橋脚の 断面力低減効果の評価

土井 達也\* 豊岡 亮洋\* 室野 剛隆\*\*

Evaluation of Sectional Force Reduction Effect on Piers Founded Deep in the Ground  
by Using Isolation Bearings

Tatsuya DOI Akihiro TOYOOKA Yoshitaka MURONO

In this study, to investigate the effect of overburden depth on the reduction effect of the sectional force of piers founded deep in the ground brought about the use of isolation bearings, we conducted dynamic analysis considering overburden depth and bearing structure as parameters, and evaluated the response plasticity rate and the degree of shear allowance of the body. As a result, under the analysis conditions of this study, the sectional forces of the body are effectively reduced by the isolation bearings when the overburden depth is less than about half of the height of the pier. On the other hand, when the most of the body is buried in the ground, the effect on the reduction of the sectional force brought about by the use of the isolation bearings decreases due to both an increase in the kinematic interaction effect caused by the large overburden depth and a decrease in the inertial interaction effect caused by the reduction of the ground surface acceleration.

キーワード：橋脚，免震支承，土被り，断面力

## 1. はじめに

橋脚の中には、用地の制約等により、堤防内に設置されるなど地中深く埋まる橋脚が存在している。橋脚の耐震性能評価においては、土被りは一般に抵抗として耐震性能向上に寄与すると考えられており、設計や耐震評価ではその影響を無視する場合が多い。しかし、地中深く埋まる橋脚では、く体に接する土被り部の地盤が抵抗の効果（地盤の水平抵抗など）と作用の効果（地盤変位の作用）の2つをあわせ持ち、両者によって橋脚の断面力や破壊形態に変化が生じる可能性がある<sup>1)</sup>などことが指摘されている。このことから、地中深く埋まる橋脚の地震対策にあたっては、土被りによる影響を適切に評価して耐震性能評価を行い、耐震性能が不足する場合には適切な耐震補強を実施することが重要である。

一方、地中深く埋まる橋脚の耐震補強が必要と判定され、巻立て補強などにより耐震補強する場合、一般には周囲の土を掘削する必要があり、施工上、協議上の制約が大きい。このため、地中部のく体の補強を不要もしくは最小限に抑えることが望ましいが、このような地震対策手法はあまり提案されていないのが現状である。

そこで、本研究では、こうした地中深く埋まる橋脚について、まず土被り厚がく体の断面力に及ぼす影響を検

討した。次に、免震構造を活用して上部構造物からの慣性力を低減することにより、掘削を伴う断面補強を行うことなく、く体の断面力を低下させる地震対策法の適用性について検討を行った。

## 2. 解析対象構造物および評価手順

解析対象構造物は、RC橋脚上にPRC単純3主I型桁(L=29.2m×2連)を有する構造とし、基礎形式はオールケーシングの場所打ち杭(φ1000mm-19m)とした<sup>2)</sup>。形状寸法を図1に示す。この構造物の線路直角方向の挙動に着目して解析を行う。構造物のモデル化は現行の耐震標準<sup>3)</sup>に基づいて実施した。地盤の構成条件は、表1に示す条件を設定し、土被り部分の地盤定数は、表1の第2層(埋戻し土)と同一とした。地盤の固有周期は、土被り0～6mの条件で、表層地盤の厚さ、初期せん断弾性波速度、湿潤単位体積重量等に基づいてモード解析法により算出したところ、0.55～0.74sとなった。これは、G4地盤(普通～軟弱地盤)に分類される。

この解析対象構造物に対して、土被り厚と支承構造(固定支承および免震支承)をパラメータとした動的解析を行うことで、土被り厚と破壊形態の関係や、免震化による応答の低減効果の評価を行い、地中深く埋まる橋脚に対する免震構造の適用範囲について解析的に検討する。動的解析のパラメータは橋脚の曲げ耐力、せん断耐力、

\* 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室

\*\* 鉄道地震工学研究センター

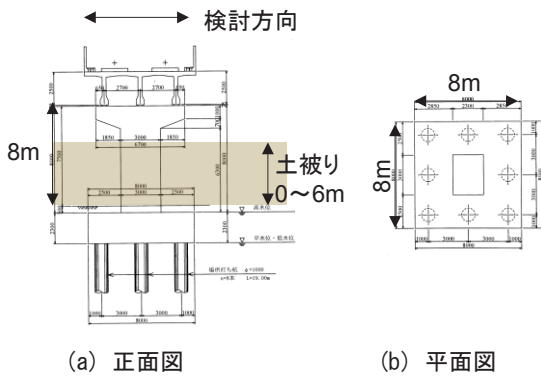


図1 解析対象構造物

表1 地盤条件

土質	層厚 (m)	N 値	湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)
土被り	0~6	2	17	86
埋戻し	2.80	2	17	86
砂質土	2.60	4	17	108
砂質土	5.00	15	18	167
粘性土	4.00	4	15	135
粘性土	6.40	10	16	183
砂質土	1.00	50	20	251

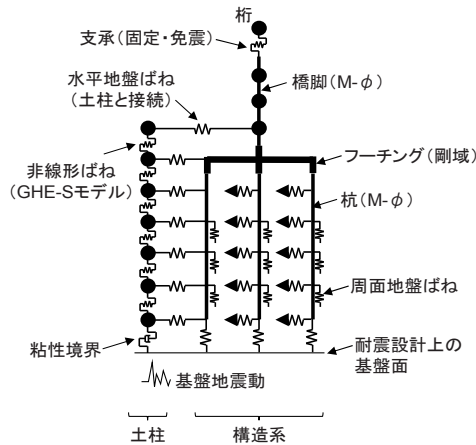


図2 解析モデル

表2 橋脚の主鉄筋量およびせん断補強筋量

	元配筋 <sup>2)</sup>	配筋減
主鉄筋	引張鉄筋 D32-19, SD390 引張鉄筋比 $p_t = 0.226\%$	引張鉄筋 D25-9, SD295 引張鉄筋比 $p_t = 0.107\%$
せん断補強筋	D22-2組, 150mm ctc, SD390 帯鉄筋比 $p_w = 0.449\%$	D16-2組, 300mm ctc, SD295 帯鉄筋比 $p_w = 0.115\%$

支承構造、土被りとし、橋脚基部の応答塑性率  $\mu$  およびせん断余裕度  $V_{dmax}/V_{ud}$  (ここに、 $V_{dmax}$  は橋脚基部の最大

せん断力、 $V_{ud}$  は橋脚基部のせん断耐力) を評価指標として考察を行うものとする。

### 3. 解析モデルと解析条件

#### 3.1 解析モデルの概要

解析は、自由地盤と構造物を相互作用ばねで連結させた一体型モデルの動的解析により行った。解析モデルを図2に示す。また、動的解析とは別に、地盤変位を考慮せず、慣性力作用に対する土被り部の抵抗による影響について検討することを目的として、プッシュ・オーバー解析を実施した。プッシュ・オーバー解析は、図2における土柱を固定とし、水平震度を漸増载荷する静的非線形解析により行った。

#### 3.2 橋脚および杭モデル

橋脚の主鉄筋量およびせん断補強筋量については、表2に示すように文献2)の配筋と同一としたもの(以下、元配筋)と、文献2)から減じたモデル(以下、配筋減)を検討した。橋脚の非線形性の骨格曲線は、通常的设计では  $M-\theta$  関係でモデル化される場合が多いが、本検討では  $M-\phi$  関係として、ひび割れ(C)、降伏( $Y_b$ )、最大耐力(M)点を結ぶトリニアモデルとして定めた。これは、図1のように橋脚と地盤の接触範囲をパラメータとすることから、く体のモーメント分布が直線状とならないためである。なお、橋脚の骨格曲線の算定における軸力は、固定死荷重、付加死荷重、浮力を与えた場合の軸力とし、材料修正係数  $\rho_m$  は1.0とした。また、履歴曲線は Clough 型<sup>4)</sup>モデルとした。杭の非線形性の骨格曲線は文献2)の配筋を適用し、橋脚と同様の考え方により設定した。

#### 3.3 支承モデル

支承モデルは、以下の3モデルを考慮した。

- a) 固定支承モデル
- b) 免震支承モデル
- c) 桁重量を0としたモデル(以下、地盤モデル)

免震化の効果を確認するための比較検討はa)およびb)のモデルに対して行う。c)は、地盤変位のみ起因する断面力を評価するためのものである。

a) または b) の動的応答から c) の動的応答の差をとることにより、慣性力作用に起因する断面力を近似的に算出した<sup>5)</sup>。免震支承を用いることにより、慣性力作用に起因する断面力を低減させることができるが、地盤変位に起因する断面力を低減させることはできない。このため、c)の動的応答は免震支承による断面力低減効果の上限に相当する。

免震支承としては鉛プラグ入り積層ゴム支承を想定

表3 鉛プラグ入り積層ゴム支承の特性<sup>6)</sup>

形状	600mm × 600mm 角形
ゴム1層厚	12mm
ゴム層数	10
鉛プラグ径-使用数	100mm - 4本
ゴム材料	G10 (せん断弾性係数 1.0N/mm <sup>2</sup> )
使用数 (1脚あたり)	3

表4 解析ケース

橋脚モデル	主鉄筋	せん断補強筋	土被り	支承モデル
元構造	元配筋	元配筋	なし, 3m, 4m, 5m, 6m	固定 免震 地盤
低せん断耐力	元配筋	配筋減		
低曲げ耐力	配筋減	元配筋		

し、表3の特性を設定した<sup>6)</sup>。免震支承の設計変位は、動的解析時の最大応答変位との誤差が10%程度以内になるよう、繰返し計算により求めた。なお、免震支承の諸元は本来最適設計を行うべきであるが、ここでは慣性力作用の低減効果に対する感度解析を目的としているため、簡単のため全解析ケースとも同一の諸元を用いた。

### 3.4 地盤反力ばね

文献7)を参考に、水平、鉛直、杭先端、フーチング前面(土被りを考慮するケースのみ)の地盤ばねをバイリニア型でモデル化した。モデル化において、地盤反力ばねは群杭効果を考慮し、基礎の支持力修正係数 $\alpha_f$ は1.0とした。杭周面の鉛直ばねは、土被りを考慮するケースも含めて $1/\beta (= 0.54\text{m})$ 以深において考慮した。ここで、 $\beta$ は杭の特性値である。

### 3.5 自由地盤モデル

自由地盤については、深さ1mごとに地盤を分割し、構造物の応答が自由地盤の応答に影響を及ぼさないように、フーチング面積の100倍の断面積を与えた土柱を設定した。この土柱を、各杭の水平地盤ばねを介して杭と接続し、土柱間のせん断特性はGHE-Sモデル<sup>8)</sup>により考慮した。GHE-Sモデルの規準ひずみは安田・山口の式<sup>9)</sup>により設定し、それ以外のパラメータは標準値<sup>10)</sup>を使用した。なお、底面の地震動入力位置には土柱面積に対応する粘性要素を設定し、反射波を吸収させる。

### 3.6 入力地震動および解析条件

入力地震動はL2地震動スペクトルII(G1地盤)とし、耐震設計上の基盤面より入力した。数値計算はNewmark- $\beta$ 法( $\beta = 1/4$ )により行い、積分間隔は1/10000sとした。減衰マトリクスは、全体系の振動モードを対象としたRayleigh減衰により設定した。具体的には、全

解析ケースの土被りについて、柱・杭、自由地盤には3%、基礎・地盤の相互作用ばねには20%、支承には0%の減衰を与え、ひずみエネルギー比例減衰を仮定した固有値解析によりモード減衰定数を求め、Rayleigh減衰により設定した。選定するモードは、構造物が主体となるモードと地盤が主体となるモードの平均的な減衰定数となるようなモードとした。

### 3.7 解析ケース

解析は、橋脚く体の主鉄筋量、橋脚く体のせん断補強筋量、土被り、支承モデルをパラメータとし、表4に示すケースを実施した。以下、本論文では、主鉄筋、せん断補強筋とも元配筋としたものを「元構造モデル」、主鉄筋を元配筋、せん断補強筋を配筋減としたものを「低せん断耐力モデル」、主鉄筋を配筋減、せん断補強筋を元配筋としたものを「低曲げ耐力モデル」と呼ぶ。

## 4. 解析結果および考察

### 4.1 プッシュ・オーバー解析

プッシュ・オーバー解析において、支承は固定支承のみを検討した。橋脚・杭および地盤反力ばねの非線形性は動的解析と同条件とした。図3にプッシュ・オーバー解析結果を示す。図中には、部材の損傷イベント(橋脚基部の $Y_b$ 点到達は○、構造物のせん断耐力超過は●)を併記している。

#### 4.1.1 橋脚基部の主鉄筋を元配筋とした場合

主鉄筋を元配筋とした場合について考察する。これは、「元構造モデル」および「低せん断耐力モデル」が該当する。図3(a)より、土被りが深いほど見かけ上の剛性が上昇していることがわかる。また、橋脚基部が降伏する震度は土被りが大きいほど増加しており、例えば土被りを6mとしたケースは土被りのないケースの約1.26倍となっている。これらは、地盤によって橋脚が拘束される効果によるものと考えられる。このことから、地盤変位の影響が小さく、慣性力作用が卓越する場合には、土被り部は地盤抵抗としての効果を発揮するので、土被りが大きいほど橋脚の見かけの剛性および降伏耐力が向上する。一方、このことは橋脚の慣性力負担の増大にもつながるため、破壊モードの変化に留意する必要がある。なお、「低せん断耐力モデル」は、図3(b)をみるとわかるように、いずれの土被りでも橋脚基部が降伏する前にせん断耐力に到達しており、せん断破壊が先行する結果となった。一方、「元構造モデル」はせん断耐力には到達せず、曲げ破壊が先行する結果となった。

#### 4.1.2 橋脚基部の主鉄筋を配筋減とした場合

主鉄筋を配筋減とした場合について考察する。これは、「低曲げ耐力モデル」が該当する。図3(c)より、前項と

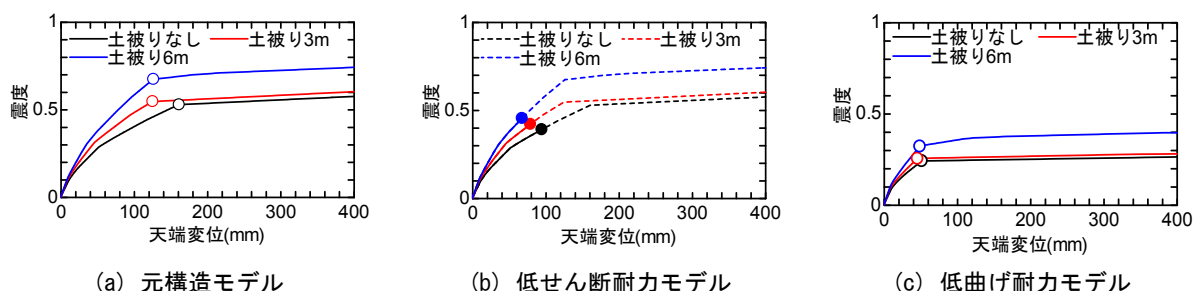


図3 プッシュ・オーバー解析結果

同様、土被りが深いほど見かけ上の剛性が上昇していることがわかる。また、橋脚基部が降伏する震度は土被りが大きいほど増加しており、例えば土被りが6mのケースは土被りのないケースの約1.33倍となっている。

4.2 動的解析

図4に、地表面加速度を用いた弾性加速度応答スペクトルを示す。土被りが大きくなるに従い、特に0.5～1sの周期帯で地表面の応答加速度が低下する傾向がある。また、別途実施した固有値解析結果より、各土被りでの構造物主体の1次モードの固有周期も0.5～1s程度であることを確認している。よって、土被りが大きくなるほど、慣性力作用が低下することが予想される。このことを念頭に置いたうえで、橋脚基部の主鉄筋を元配筋とした場合を対象に、橋脚基部の曲げモーメントやせん断力の傾向について考察する。

橋脚基部の主鉄筋が元配筋、支承構造が固定支承、土被りが3mの場合について、橋脚基部の曲げモーメント、せん断力の時刻歴を図5に示す。図5より、地盤変位作用による応答と慣性力作用による応答は概ね同位相となっている。この傾向は、他の土被り厚や支承構造のケースでも確認された。このため、今回の検討条件では、全体の断面力は地盤変位作用による断面力と慣性力作用による断面力の足し合わせと考えることができる。

図6に固定支承ケースの土被り厚と橋脚基部の最大断面力の関係を、図7に免震支承ケースの土被り厚と橋脚基部の最大断面力の関係を示す。ただし、図6、図7における最大断面力は、全体断面力の絶対値の最大値としており、その時刻における地盤変位作用、慣性力作用による断面力の絶対値も併せて示している。固定支承ケースの曲げモーメントは、図6(a)をみるとわかるように、土被りなしのケースよりも土被り3mケースの最大応答のほうが小さい。これは、後者では前節で考察した土被り部の抵抗の効果が現れる一方、地盤変位による作用の効果が小さいためであると考えられる。一方、土被り6mのケースでは、土被り部の抵抗の効果が土被り3mのケースよりさらに大きくなるものの、地盤変位による作用の効果も同時に大きくなっており、最大応答として

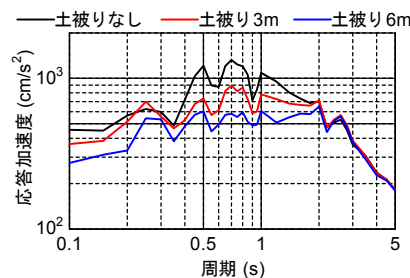
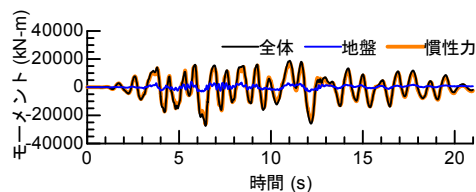
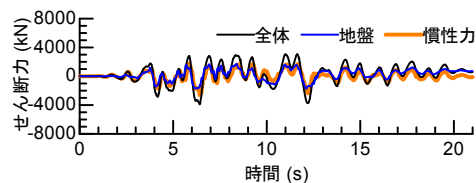


図4 地表面加速度を用いた弾性加速度応答スペクトル（減衰定数5%）



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力

図5 橋脚基部の断面力時刻歴（橋脚基部の主鉄筋を元配筋とした場合、固定支承、土被り3m）

は土被り3mと土被り6mで大差がない。

また、固定支承ケースの橋脚基部のせん断力は、図6(b)をみるとわかるように、土被り厚が大きくなるほど増大する。これは、橋脚のせん断力も土被り部の抵抗の効果と作用の効果の双方を受けるが、今回検討した条件では地盤変位による作用に起因してせん断力が大きく増加したことが原因と考えられる。実際、図6(b)より、せん断力の応答値のうち土被り3mでは約3分の1が、土被り6mではほとんどが地盤変位に起因している。

免震化による断面力低減効果については、図6、図7の比較より、土被り3m程度以下の範囲では免震化によって断面力が有効に低減しているものの、断面力低減効果

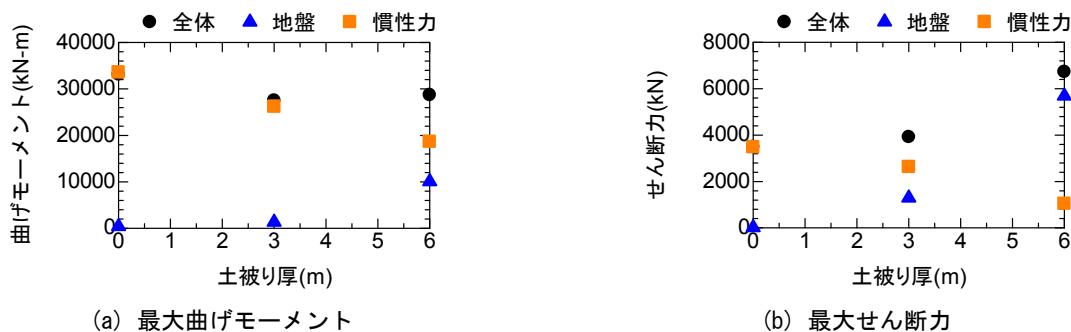


図6 土被り厚と橋脚基部の最大断面力の関係（橋脚基部の主鉄筋を元配筋とした場合、固定支承）

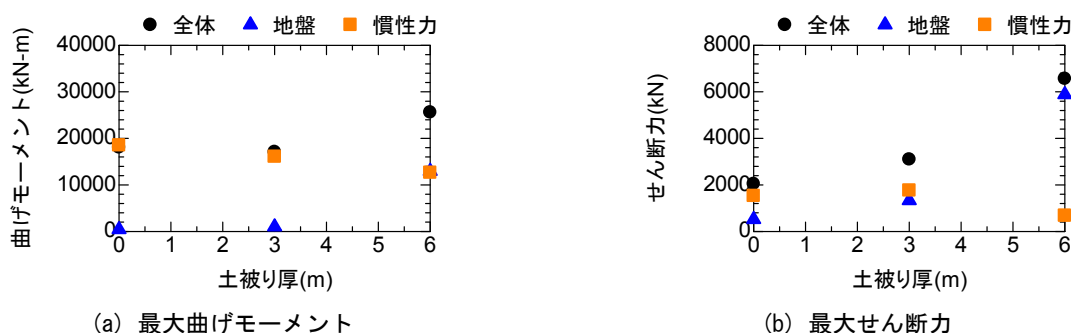


図7 土被り厚と橋脚基部の最大断面力の関係（橋脚基部の主鉄筋を元配筋とした場合、免震支承）

は、土被りが大きいほど小さくなることわかる。これは、土被りが大きいケースほど地盤変位による作用の効果が卓越するとともに、図4に示すように土被りが大きいケースほど地表面加速度の低下により慣性力作用が低下することが原因であると考えられる。

以上より、土被り3m程度以下の範囲では免震化により断面力が有効に低減するが、土被りが6m程度の場合には、地盤変位による作用の効果が卓越し、断面力低減効果が低下するといえる。なお、橋脚基部の主鉄筋を配筋減とした場合にも同様の傾向が確認された。

#### 4.3 基部の応答塑性率およびせん断余裕度の整理

表4の元構造モデル、低せん断耐力モデル、低曲げ耐力モデルについて、土被り厚と基部の応答塑性率およびせん断余裕度の関係を整理した結果を図8に示す。図8①、④より、元構造の場合、土被りの有無にかかわらず曲げ、せん断の照査を満足する結果となった。そこで、以下では低曲げ耐力モデル、低せん断耐力モデルに着目して土被り厚と破壊形態の関係や、免震支承による応答の低減効果について考察し、今回の検討条件における地中深く埋まる橋脚に対する免震構造の適用範囲を明らかにする。

##### 4.3.1 低せん断耐力モデル

図8⑤より、今回の検討条件では、土被り3m程度であれば、免震化により基部のせん断力がせん断耐力以下となり、免震構造が有効に機能している。一方、土被り厚が大きくなるに従い橋脚基部のせん断余裕度が低下しており、免震化によるせん断力の低減効果も土被りが大きいほど小さくなる。また、地盤モデルでのせん断余裕

度は、土被りが大きくなるに従って低下し、土被りが6mの条件では、免震支承を用いたケースに近い値となる。このため、土被りが大きいケースでは、免震支承の工夫を行ってもせん断破壊余裕度を向上させる余地は少ない。

##### 4.3.2 低曲げ耐力モデル

図8③より、土被り厚の変化により橋脚基部の応答塑性率が変化している。固定支承ケースでは、土被り3mとなると応答塑性率が低下するが、土被り6mとなると応答塑性率が增大する。これは、土被り部の抵抗の効果と作用の効果の兼ね合いによるものと考えられる。また、今回の検討条件では、土被り3m程度以下であれば免震化により基部の曲率が降伏以内となり、免震構造が有効に機能している。免震化による応答塑性率の低減効果は、土被りが大きいほど地盤変位の影響が卓越することに伴って小さくなる。ただし、免震化による応答塑性率の低減効果の上限である地盤モデルでの応答塑性率は、土被りが6mの条件でも降伏以内に収まっている。このため、橋脚く体の大半が土中に埋まる条件でも、免震支承の工夫によりさらに橋脚基部の損傷を低減させる余地があると考えられる。

## 5. まとめ

地中深く埋まる橋脚を対象として、土被りの大きさに応じた免震化による断面力の低減効果を検証するため、橋脚の曲げ耐力、せん断耐力、土被り厚、支承構造をパラメータとした解析を行い、橋脚の曲げ耐力、せん断耐力のパターンごとに、基部の応答塑性率およびせん断余

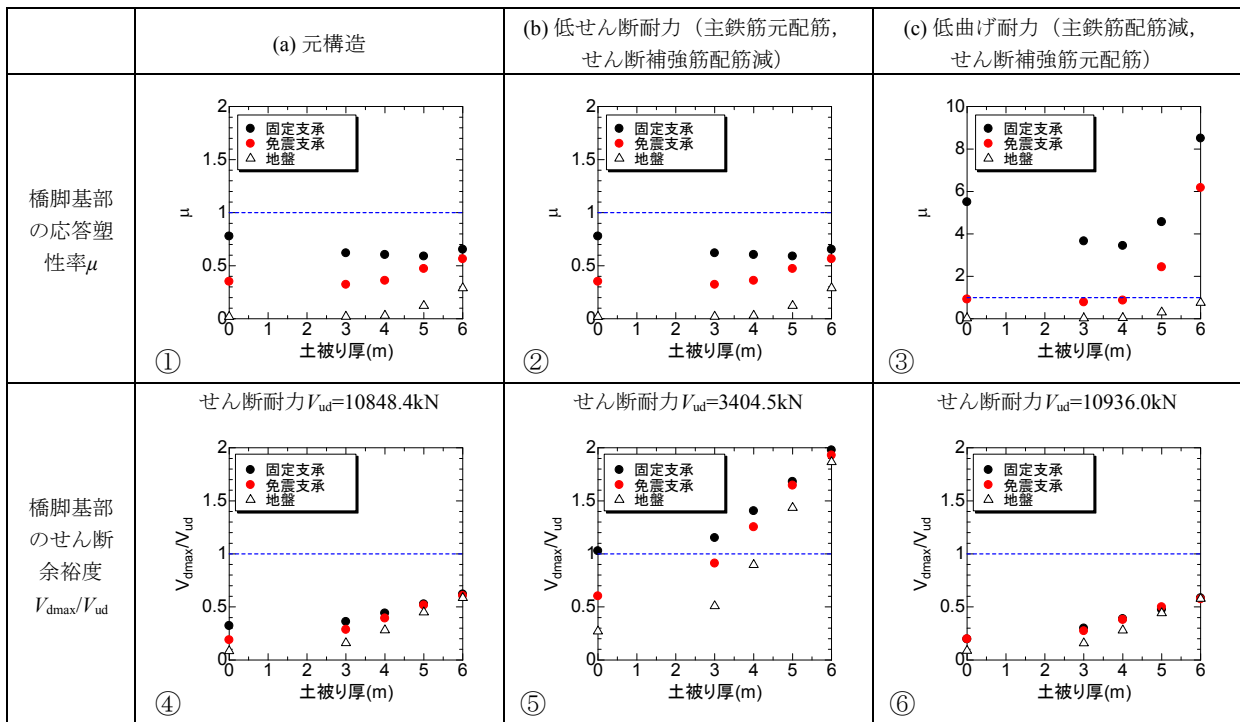


図8 基部の応答塑性率およびせん断余裕度の整理

裕度について検討した。得られた知見を以下に示す。

文献

- (1) 地盤変位の影響が小さく、慣性力作用が卓越する場合には、土被り部は地盤抵抗としての効果を発揮するので、土被りが大きいほど橋脚の見かけの剛性および降伏耐力が向上する。一方、このことは橋脚の慣性力負担の増大にもつながるため、破壊モードの変化に留意する必要がある。
- (2) 地盤変位の影響がある場合、基部の応答塑性率は(1)の地盤抵抗の影響による見かけの耐力増加と地盤変位の影響の双方を受け、土被り厚に応じて変動する。一方、基部のせん断力は土被り厚が大きくなるほど増大する。これは、橋脚のせん断力も(1)の地盤抵抗の影響と地盤変位の影響の双方を受けるが、今回の検討条件では地盤変位の影響が大きかったことが原因と考えられる。
- (3) 免震化による橋脚基部の損傷の低減効果は、土被りが大きいほど小さくなる。これは、土被りが大きいケースほど地盤変位の影響が卓越するとともに、地表面加速度の低下により慣性力作用が低下することが原因である。
- (4) 今回の検討条件では、土被りが3m程度以下であれば、曲げモーメント、せん断力の双方に対して降伏以内に収めることができる結果となった。また、土被りが6m程度の場合、せん断に対しては免震化の効果が小さいが、曲げに対しては免震支承の工夫により断面力低下の余地がある。

- 1) 田上和也, 坂井公俊, 室野剛隆: 盛土の滑動変形量により変化する盛土中橋脚の破壊形態, 土木学会第66回年次学術講演会, 2011
- 2) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 照査例: 鉄筋コンクリート橋脚(杭基礎), 2007
- 3) (公財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計), 丸善, 2012
- 4) Clough, R. W. and Johnston, S. B.: Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium, 1966.
- 5) 室野剛隆, 西村昭彦: 地盤と構造物の動的相互作用を考慮した応答変位法, 鉄道総研報告, Vol. 13, No.2, 1999
- 6) 日本道路協会: 道路橋支承便覧, 2004
- 7) (公財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (基礎構造物), 丸善, 2012
- 8) 室野剛隆, 野上雄太: S字型の履歴曲線の形状を考慮した土の応力~ひずみ関係, 第12回日本地震工学シンポジウム, pp.494-497, 2006
- 9) 安田進, 山口勇: 種々の不攪乱土における動的変形特性, 第20回土質工学研究発表会, 1985
- 10) 野上雄太, 室野剛隆: S字型履歴曲線を有する土の非線形モデルとその標準パラメータの設定, 土木学会地震工学研究発表会論文集, Vol.27, 2009