

土被りの影響を考慮した橋脚の非線形動的解析

南 荘 淳¹・尾儀一郎²・岩田克司³

¹正会員 工修 阪神高速道路公団 神戸第一建設部 設計課 課長（〒650-0041 神戸市中央区新港町16-1）
²正会員 日本技術開発株式会社 大阪支社 地震防災室 室長（〒531-0072 大阪市北区豊崎5-6-10）
³正会員 工修 日本技術開発株式会社 大阪支社 地震防災室（〒531-0072 大阪市北区豊崎5-6-10）

1. はじめに

現行の道路橋示方書では、地震時保有水平耐力法によって橋脚の耐震設計を行う場合、地震時土圧の影響を考慮しなくて良いものとされている。したがって、通常の耐震設計においては土被りの影響を無視することが一般的である。

しかしながら、基礎を構築後に周辺地盤を盛り土した橋脚で、その盛り土厚が大きい場合（直接基礎の下端から橋脚高さの1/3～1/2程度盛り土した場合）は、地震時に盛り土地盤が橋脚に及ぼす影響を無視できないと考えられる。

土被りの影響を考慮した解析の例として、羽矢ら¹⁾は土被りの厚い直接基礎を想定した模型実験で得られた荷重と変位の関係をシミュレートするために、直接基礎を上部工とフーチング付近に質量を集中させた2質点3自由度モデルとし、フーチングの質点に回転バネと土被りと底面せん断バネを集約した水平バネを設けたモデルで動的解析を行っている。この解析では、水平地盤バネは線形とし、境界条件を固定としてモデル化しているが、比較的盛り土厚が大きい橋脚では、地震動によって盛り土地盤の応答が増幅され、その応答が橋脚に対して荷重側に作用する可能性も無視できないと考えられる。

そこで、本検討では、盛り土を非線形地盤バネとして考慮し、外力として絶対加速度による一様加振の他に基盤面からの相対応答変位を地盤バネ点に入力した非線形動的応答解析を行い、地盤バネの境界条件を固定とした場合と比較することによって盛り土地盤の応答が橋脚にどの程度影響するかを検討した。

2. 解析条件

本検討で対象とした橋梁は、比較的強固な地盤（I種地盤）に建設される橋長約250mの4径間連続PC箱桁橋モデルをベースに、直接基礎構築後にフーチングの下端から橋脚高さの1/3～1/2程度盛り土した場合を想定した。橋梁諸元を表-1に示す。

表-1 橋梁諸元一覧表

	P1	P2	P3	P4	A1
支承条件	免震支承				
下部工形式	RCラーメン	RCラーメン	RC単柱	RC単柱	RC橋台
橋脚高	27.5m	22.5m	27.5m	15.0m	13.5m
盛り土厚	7.25m	9.25m	14.0m	—	—
基礎工形式	直接基礎	直接基礎	直接基礎	深礎杭	直接基礎

(1) 解析モデル

本検討では、図-1に示すように対象モデル橋梁を上部工・下部工を一体とした全体系骨組みとしてモデル化した。

上部工は線形はり部材とし、各節点に上部工全体重量を振り分け集中載荷した。

P1～P4の支承は免震支承とし、復元力特性をバイリニアモデルとしてモデル化を行った。なお、P1始点側の上部工の影響をある程度考慮するために、モデル化においては支承バネ点にP1始点側の全重量を付加重量として載荷させた。

橋脚は非線形はり部材とし、重量は各節点に振り分け集中載荷した。なお、剛性は軸方向鉄筋を考慮した。橋脚の非線形特性は、曲げモーメントMと曲率φの関係により考慮し、その復元特性はひび割れ点、降伏点、終局点からなるトリリニア型の武田モデルとした。

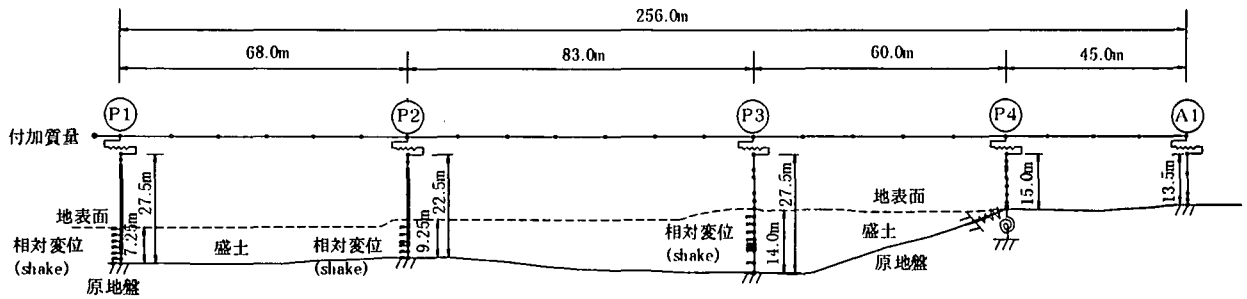


図-1 解析モデル

本検討では橋軸方向についてのみ検討しているの
で、ラーメン橋脚の軸力変動に伴うM- ϕ 関係の変
動は考慮していない。

各橋脚柱下端のM- ϕ モデルを図-2 に、各橋脚柱
下端のM- ϕ モデルの初期剛性と、2 次勾配（ひび
割れ点～降伏点）と 3 次勾配（降伏点～終局点）の
比（3 次／2 次）を表-2 に示す。

直接基礎（P1～P3、A1）は固定点とし、深礎杭
基礎（P4）は耐震設計上の地盤面における線形地
盤バネとしてモデル化した。

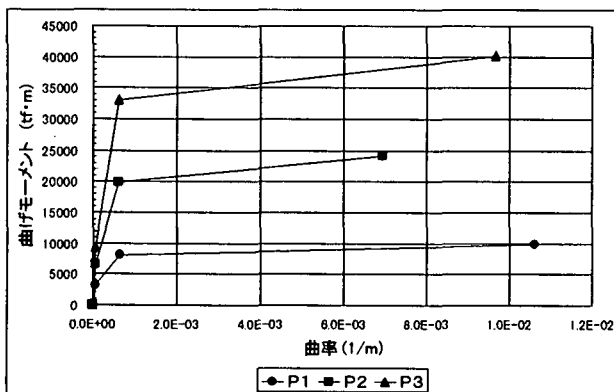


図-2 柱下端のM- ϕ モデル

表-2 M- ϕ モデルの3次勾配と2次勾配の比

	P1	P2	P3
初期剛性(tf·m ²)	4.77×10^7	9.66×10^7	1.51×10^8
3次／2次	0.0215	0.0279	0.0181

(2) 盛り土地盤のモデル化

地震動による盛り土地盤の増幅の影響を考慮する
ために、本検討では地表面以下の橋脚の節点に非線
形水平方向地盤バネを設置し、一次元重複反射理論
（SHAKE）による動的応答解析によって算出され
た時刻歴相対変位をバネ点に入力した。

非線形地盤バネは図-3 に示すように、履歴ループ
を描かずに骨格曲線上を挙動する非線形弾性モデル
とした。ここで、地盤バネの剛性は入力する相対変
位との関係を考慮して、SHAKE によるせん断弾性
係数の収束値を用いて算出した。また、地盤バネの
上限値は地盤の受働土圧強度とした。なお、地盤バ
ネ算出にあたっては道路橋示方書下部構造編²⁾を参
照している。

地盤バネの減衰は、本来は橋脚と地盤の動的相互
作用を考慮すべきであるが、本検討では SHAKE に
よって算出された地震時ひずみレベルに相当する地
盤の減衰定数を用いた。

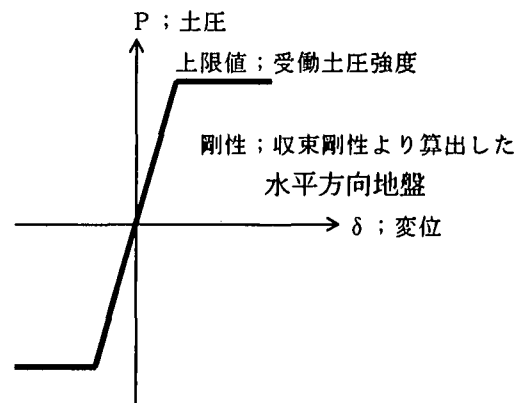


図-3 盛り土地盤のモデル化

(3) 入力地震動

入力地震動は内陸直下型とし、対象橋梁がⅠ種地
盤に建設されていると想定していることから、道路
橋の耐震設計に関する資料に示される標準加速度波
形³⁾からⅡ-I-1を用いた。

外力は標準加速度による一様加振の他に、地盤
バネをモデル化する際に算出した基盤面からの相
対応答変位を地盤バネ点に入力することとした。

(4) 数値解析諸条件

減衰は、固有値解析より算出されるひずみエネルギー等価減衰を用いて、レーリー減衰マトリックスとしてモデル化した。各部材の減衰定数は、道路橋示方書耐震設計編⁴⁾を参考に上部工を3%、橋脚を2%、基礎工を20%とした。

非線形動的解析は直接積分法（NERMARK β 法）で行い、入力地震動の時間刻みは0.01秒、積分間隔は5ステップとした。

3. 解析結果

盛り土地盤の応答の影響を検討するために、解析は橋軸方向について表-3に示す7通り行った。

ここで、SHAKEに用いる盛り土地盤の初期の動的せん断変形係数は、地盤を砂質土であると見なし、単位体積重量を 1.8tf/m^3 、ポアソン比0.5として、道路橋示方書V耐震設計編⁴⁾を参照して算出した。

表中の地盤バネの境界条件のうち「相対変位入力」とは、SHAKEで算出された基礎からの時刻歴相対変位を地盤バネ点に入力したことを意味する。

表-3 解析ケース

	盛り土地盤のN値	地盤バネの境界条件
CASE1	地盤バネを無視	
CASE2	5	固定
CASE3	10	
CASE4	15 ($\phi=30^\circ$ 相当)	
CASE5	5	相対変位入力
CASE6	10	
CASE7	15 ($\phi=30^\circ$ 相当)	

解析結果として、CASE7（N値=15、相対変位入力）のP3橋脚地表面付近における地盤バネ反力の時刻歴を図-4に示す。また、P1～P3橋脚（盛り土のある橋脚）の柱天端の最大応答変位を図-5、柱下端の曲率塑性率を図-6、柱下端の最大曲げモーメントを図-7、柱下端の最大せん断力を図-8に示す。

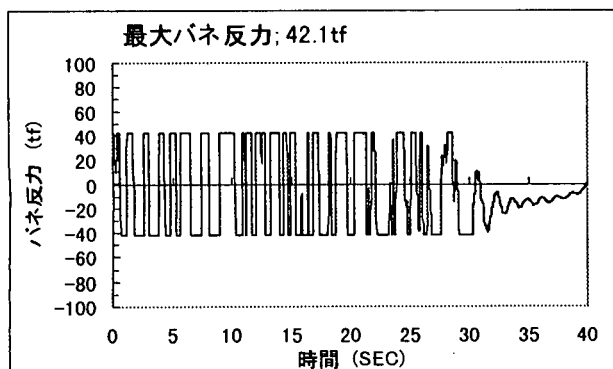


図-4 P3橋脚の地盤バネ反力（地表面付近の節点）

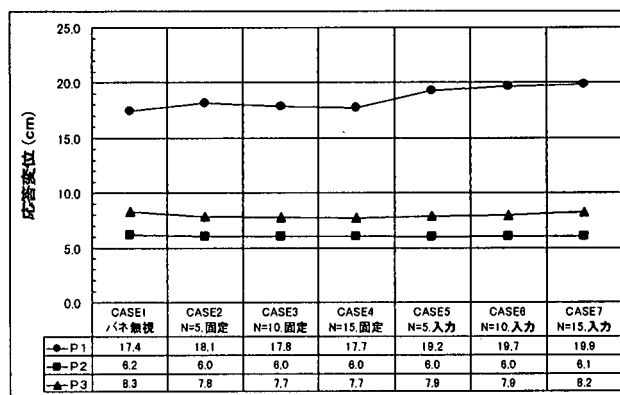


図-5 P1～P3橋脚の柱天端最大応答変位

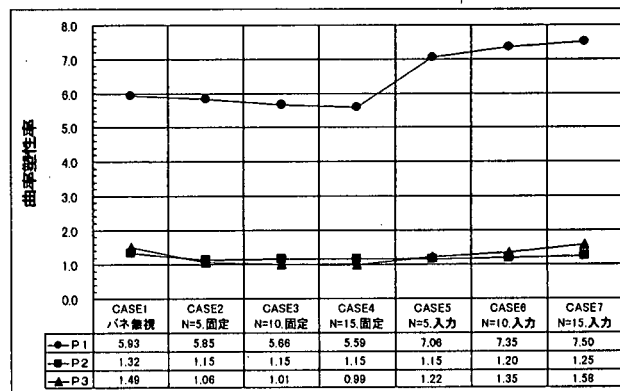


図-6 P1～P3橋脚の柱下端曲率塑性率

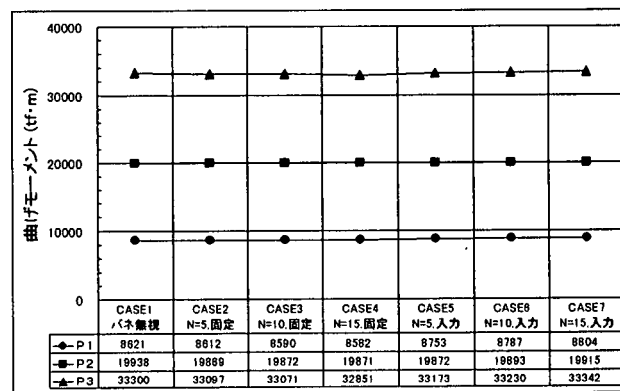


図-7 P1～P3橋脚の柱下端最大曲げモーメント

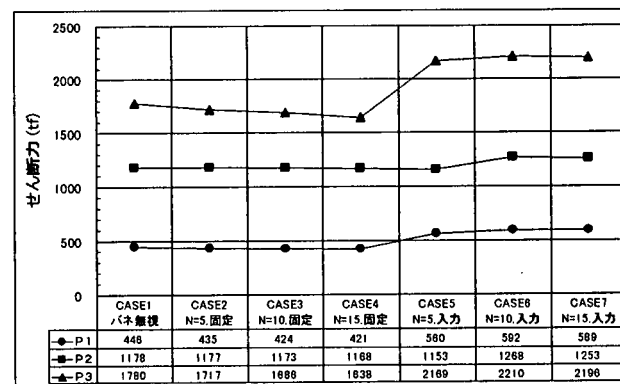


図-8 P1～P3橋脚の柱下端最大せん断力

解析結果から、以下の点が明らかになった。

- ①図-4 より P3 の地表面付近の地盤バネの反力は 42.1tf で頭打ちになっており、受働土圧強度相当の水平力が橋脚に作用しているものと推察される。言い換えると、今回の解析のように盛り土の影響を地盤バネで考慮する場合は、地盤バネには上限値を設けるべきであって、仮に線形バネとすると過大な水平力が橋脚に作用してしまう可能性があることを示唆している。
- ②図-5、図-6 より P2、P3 橋脚の柱天端の最大変位、および柱下端の曲率塑性率はどのケースも顕著な違いが見られない。一方、図-5 より P1 橋脚の柱天端の最大応答変位は CASE5 ～ CASE7（地盤バネ点に相対変位を入力）において 2cm 程度大きくなる傾向がある。また、図-6 より P1 橋脚の柱下端の曲率塑性率は、CASE1（地盤バネ無視）と、CASE2 ～ CASE4（地盤バネを固定）を比較すると盛り土地盤が固くなるにしたがって小さくなる傾向にあり、CASE1（地盤バネ無視）と CASE5 ～ CASE7（地盤バネ点に相対変位を入力）を比較すると盛り土地盤が固くなるにしたがって大きくなる傾向がある。この理由として、P2、P3 橋脚は比較的柱の剛性が大きいので変位および曲率があまり発生せず、各ケースにおいて顕著な差が現れなかったのに対して、P1 橋脚は柱の剛性が小さいので、各ケースにおいて変位および曲率の差が顕著に現れたものと推察される。
- ③図-7 より柱下端の曲げモーメントはどのケースも顕著な違いは見られない。これは、全ての橋脚において柱下端の最大曲げモーメントは降伏曲げモーメントを越えており、降伏後の M- ϕ 曲線の傾きが小さいので、図-6 に示されるように曲率塑性率が多少増えたとしても、曲げモーメントはあまり変化がなかったものと考えられる。また、この結果から、柱下端の曲げモーメントは上部工や橋脚自身の慣性力の影響が大きく、相対変位を入力したことによる水平力の影響は小さいことが推察される。
- ④図-8 より地盤ばねを無視した場合に比べ、盛り土部の地盤ばねを固定した場合は、橋脚に生じるせん断力は小さくなり、地盤ばねに相対変位を与えた場合は、せん断力が大きくなる傾向を示す。また、盛り土部の地盤ばねを固定した場合は、盛土材が堅くなると抵抗力が大きくなるので、せん断力が小さくなる傾向を示す。一方、地盤ばねに相対変位を与えた場合は、盛土材の硬軟に関係なく同程度のせん断力が発生している。これは、地

盤が柔らかい場合は変形が大きく、逆に、堅い場合は変形が小さいことから、作用外力としてはいずれの場合も同程度になることによるものと推察される。すなわち、盛土材の変形が外力として作用するような場合は、比較的十分な締め固めが行われた場合でも、相応のせん断力の増加が生じ得ることが伺える。なお、CASE1（地盤バネ無視）に対し、CASE4（地盤バネ固定、 $N=15$ ）は約 8% 程度せん断力が減少し、CASE7（地盤バネに相対変位を入力、 $N=15$ ）は約 30% 増加している。

4. まとめ

本検討では、基礎を構築後に周辺地盤を盛り土した橋脚で、その盛り土厚が大きい場合（直接基礎の下端から橋脚高さの $1/3 \sim 1/2$ 程度盛り土した場合）について、盛り土地盤を考慮した非線形動的解析を行い、その影響がどの程度橋脚に作用するかを検討した。この結果、盛り土地盤を非線形バネとして考慮し、バネ点に相対変位を入力すると、地盤バネを無視した場合と比較して曲げモーメントはほとんど変わらないが、せん断力は 30% 程度増加することが明らかになった。

また、地盤バネの境界条件を固定とすることは、盛り土が抵抗側に作用することを意味するが、相対変位を入力すると必ずしも抵抗側にはならないことから、解析モデルを作成する場合は、橋梁が建設される地点の地盤条件や盛り土の状況などを踏まえて境界条件を決定する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 羽矢洋，西村昭彦：大地震を考慮した直接基礎の設計法の提案，土木学会論文集，No.595 / IV-39, pp127-140, 1998.6
- 2) 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，日本道路協会，平成 8 年 12 月
- 3) 道路橋の耐震設計に関する資料，日本道路協会，平成 9 年 3 月
- 4) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，日本道路協会，平成 8 年 12 月