

I-38

周辺地盤の影響を考慮した橋梁の動的相互作用に関する基礎的検討

(株) 開発工営社 ○ 正会員 青地 知也

(株) 開発工営社 正会員 今井 彰

(株) 開発工営社 正会員 松井 義孝

北海道大学大学院 F 会員 林川 俊郎

専修大学北海道短期大学 正会員 金子 孝吉

1. まえがき

北海道は地震の頻度の多い環境下にあり、さらに泥炭層等の軟弱地盤を多くかかえている地域でもある。このような軟弱な地層に基礎を建設しなければならない橋梁は、地震時に地盤が非線形的性状を示しかつ、複雑になるのではないかとと思われる。よって本解析では、フーチング下面より約 15m 程度は N 値 5 程度と非常に脆弱な層で構成を仮定した。このためこのような橋梁では、地震時における橋梁全体系の挙動特性をより正確に把握し、その耐震性能を検証する必要がある。しかし、地震時における橋梁構造物～基礎～周辺地盤との動的相互作用に関する耐震安定性は、まだまだ研究途上の域にあるといっても過言ではない。よって本論文では、その一方法として橋梁構造物～基礎～周辺地盤系の動的相互作用の解析による安全性を照査しここに報告する。

2. 解析の目的

橋梁構造物～基礎～周辺地盤を考慮した全体系を動的解析することによって、地盤の非線形性を考慮した変形、それに伴う杭基礎の挙動、これらの基礎構造の影響を考慮した橋脚および上部工への影響をより詳細な地震時挙動として把握することを目的としている。

また、地震時保有水平耐力法によって算出された数値と比較する事によって地盤と構造物の相互作用を考慮した解析の特徴と適応範囲を検証する。

3. 解析理論

解析は図-1 に示すとおり橋梁構造物～基礎～周辺地盤系の動的相互相互作用解析を用いている。これは地盤の構造物に分離して解析し地盤の効果を構造物に寄与させる方法であり、地盤に複素応答解析、構造物にフレーム解析を用いて解析をおこなっている。

ステップ-1 (SHAKE)

重複反射理論にもとづき 1 次元地盤波動伝播解析を行う。これによって振幅調整波を地表面に入力する時の地盤の収束物性値と工学的地盤での入力基盤波を求めるものである。

ステップ-2 (DINAS)

ステップ-1 で求めた地盤の収束物性値と入力基盤波を用いて工学的基盤面より上の周辺地盤および杭基礎等を FEM よりモデル化し、複素応答解析を行い、地盤、杭基礎の変形を求める共ににフーチング上面中央部の複素剛性 (インピーダンス) と有効入力地震動を算出する。

ステップ-3 (DYNA2E)

ステップ-2 より求められた複素剛性 (インピーダンス) と有効入力地震動を用いて、橋梁構造物全体系の非線形動的応答解析を行い橋脚基部や各部材応力等の時刻歴応答の非線形成分を算出する。

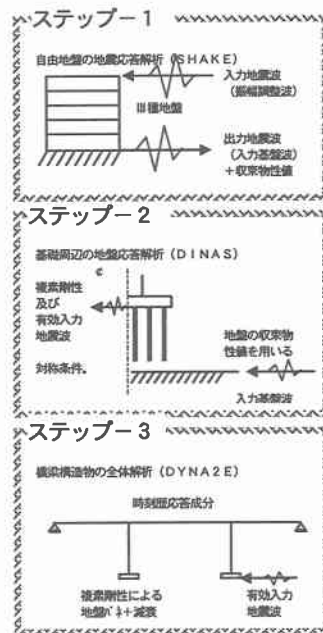


図-1 解析の流れ

Study on the Dynamic Interaction Analysis on the bridge and around the grand
by Tomoya AOCHI, Akira IMAI, Yoshitaka MATSUI, Toshiro HAYASHIKAWA, Takakichi KANEKO

4. 解析に用いたモデルと入力地震動

解析モデルは、図-2に示すような橋軸方向の2次元解析モデルとした。動的解析を行ううえで固有値解析をハウスホルダー法、直接積分の方法として NEW-MARK のβ法を用いた。減衰は道路橋示方書Vに従い、ひずみエネルギー比例減衰とした。同モデルは、総節点数 39、総要素数 42 要素からなり、上部工、橋台、フーチング部を線形要素、橋脚躯体を武田モデルの非線形要素とした。分散支承はバネとし、地盤バネは杭基礎を考慮した水平バネ、回転バネ、水平回転の連性バネを設置した。なお鉛直方向については固定とした。

各定数については表-1、2に示す。地盤構成は、図-1に示す様に仮定した。地盤の物性値として、表-3に示す値とした。ただし、せん断剛性Gは動的なものとし、せん断波速度より求めた。ポアソン比については、自然地盤（無限縁）のため、せん断変形による上下動を無視するため 0.49 の固定値とした。また、地盤の非線形特性は、粘土、砂質土、砂礫の3種類に分類し一般的な値としてせん断剛性比 $G/G_0 \sim$ 歪み γ ・減衰 $h \sim$ 歪み γ 曲線を仮定した。なお、基礎面は線形である。

インピーダンスの取り扱いは以下のとおりとする。

非線形解析にあたり、時刻歴直接積分解析をするため基礎周辺地震応答解析で求めた複素剛性図より複素剛性と減衰を評価する。

複素剛性：着目周波数（今回は 5Hz 程度）に対して複素剛性図実線部の値を剛性とする。ただし、複素剛性図の解析結果が、各地震波ともに差がほとんどないため共通とした。

減衰係数：着目周波数付近の複素剛性図破線部の傾きを減衰係数とする。

有効入力波については回転変位の影響が小さいため回転変位による上部工への有効入力波を無視し水平方向の加速度のみ入力する。

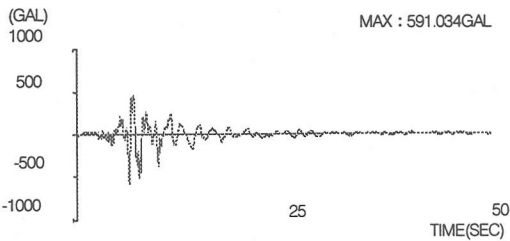


図-3 入力地震波 (T2-III-1 東神戸大橋 N12W: 日本道路協会)

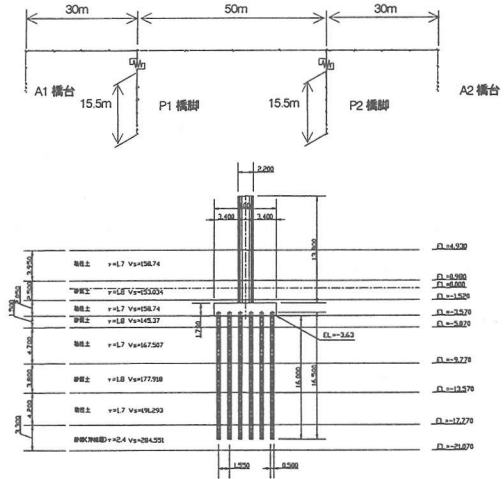


図-2 解析モデル図

表-1 橋脚・上部工の断面定数及び物性値

部位	橋台	橋脚	上部工 (端)	上部工 (中央)	フーチング (橋台)	フーチング (橋脚)
断面図 (m)	13.5613	16.5613	3.3467	3.0784	61.8000	81.0000
断面 2次モーメント (m ⁴)	2.81258	6.29643	0.91515	1.25460	289.688	546.749
ヤング係数 (t/m ²)	2350000	2350000	2350000	2350000	2350000	2350000
減衰定数	0.05	0.02	0.03	0.03	0.05	0.05
単位重量 (t/m ³)	2.5	2.5	3.2702	3.0080	2.5	2.5

表-2 杭・フーチングの断面定数・物性値

部位	フーチング	杭
断面図 (m)	—	16.05 × 10 ²
断面 2次モーメント (m ⁴)	—	50.16 × 10 ⁴
ヤング係数 (t/m ²)	2.35 × 10 ⁶	2.10 × 10 ⁷
ポアソン比	0.2	0.30
減衰比	0.05	0.03
単位重量 (t/m ³)	2.5	7.85

表-3 地盤の物性値

層厚 (m)	地質	せん断波速度 (m/s)	単位重量 (t/m ³)	ポアソン比	せん断剛性 (t/m ²)
3.950	粘性土	158.740	1.7	0.49	4371.1
2.500	砂質土	153.034	1.8	0.49	4301.5
2.050	粘性土	158.740	1.7	0.49	4371.1
1.500	砂質土	145.370	1.8	0.49	3381.5
4.700	粘性土	167.507	1.7	0.49	4867.3
3.800	砂質土	177.918	1.8	0.49	5814.1
4.200	粘性土	191.293	1.7	0.49	6347.8
3.300	砂礫沖積層	284.551	2.4	0.49	19829.2
15.00	砂礫沖積層	300.000	2.4	0.49	22040.8

表-4 基礎面における減衰定数

水平 (μVs) 1 sec/m	鉛直 (μVs) 1 sec/m
1322.45	9444.17

表-5 橋脚基部の複素剛性及び減衰係数

橋脚部基礎	水平方向	回転方向	水平-回転連性
塑性剛性 (t/m)	150000	3800000	-170000
減衰係数 (t/sec/m)	100000	1140000	-50000

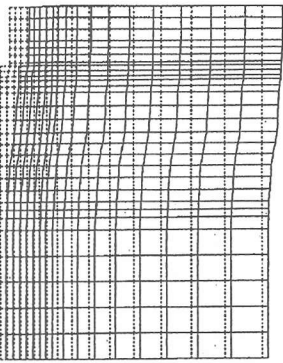
5. 解析結果

解析結果として図-4に示すように、工学的基盤面より上の周辺地盤および杭基礎等のFEM解析の結果を述べる。基盤面より入力された地震動により、地盤は非線形性を示し地表面においては40cm程度変位する。地中の杭体についてもこれに追随するようにほぼ同様の変位を示す。このことから、地震時における杭体の変形性状はほぼ地盤の変形性状と一致することが解った。これは地震時保有水平耐力法の考え方である橋脚躯体以上の耐力を有するように設計するという発想とは異なり、橋脚の耐力とはあまり関係なしに地盤からの強制変位により変形し、降伏に至ることを示している。これは、表-6で示す杭体の応答塑性率の結果を見ても同様の傾向が見られる。この場合、応答塑性率とは杭先端と杭頭における相対水平変位を杭の変形による変位と考え、杭基礎の降伏変位との比をとったものである。

地震時保有水平耐力法では杭体は塑性しないが、動的相互作用解析においては応答塑性率2.7程度と大きく塑性していることが解る。ただし、地震時保有水平耐力法での制限値4を満足していることから、耐震構造上は問題がないと判断できる。

次に表-7に支承のせん断変形について示す。動的相互作用解析では、地震時保有水平耐力法に比べ変位が大きく出る傾向がある。これは地盤の塑性化、杭の効果などを考慮すると地盤バネが柔らかく評価されるため、上部工の変位が大きくなると考えられる。よって支承部に地震時保有水平耐力法時よりも大きなせん断歪みが発生すると考えられる。本例ではP2橋脚部支承において許容値を多少超えているが、道路橋示方書V6.4では動的解析において許容塑性率などの照査をする場合は、一般に3波形程度の入力地震動に対する平均値により判断する必要がある。

表-8の橋脚基部における応答塑性率について検討した結果を示した。支承のせん断変形とは対照的に動的相互作用解析では、地震時保有水平耐力法に比べ変位が小さく出る傾向がある。これは地盤の塑性化、杭の効果などを考慮すると地盤バネが柔らかく評価されるため、橋脚躯体に発生する応力が小さくなると考えられる。



Gio Scale 2.310m
Dis Scale 0.292m

図-4 地盤の最大応答変位

表-6 杭体の応答塑性率の検討

	杭先端の絶対変位(m)	杭頭の絶対変位(m)	杭の水平相対変位(m)	基礎の降伏変位(m)	基礎の応答塑性率	保有耐力法での値	基礎の塑性率の制限値	判定
外側より1本目	0.094398	0.26589	0.17149	0.060	2.722	塑性しない	4	OK
2本目	0.094007	0.26588	0.17187	0.060	2.728	塑性しない	4	OK
3本目	0.093809	0.26577	0.17196	0.060	2.730	塑性しない	4	OK

※基礎の塑性率の制限値 4 ；道路橋示方書・同解説V P.186

表-7 支承のせん断変形についての検討

	支承上端の変位(m)	支承下端の変位(m)	支承のせん断変形量(m)	支承の厚さ(m)	支承のせん断歪み(%)	保有耐力法での値(%)	許容せん断歪み(%)	判定
P1 橋脚部支承	0.334432	0.192191	0.142241	0.060	237	134.5	250	OK
P2 橋脚部支承	0.334389	0.181957	0.152432	0.060	254	134.5	250	NG

※ 許容せん断歪み 250% ；道路橋示方書・同解説V8.4.2 参照

表-8 橋脚の応答塑性率についての検討

	最大曲率(1/m)	最大モーメント(kN-m)	降伏曲率(1/m)	応答塑性率	保有耐力法での値	橋脚の許容塑性率	判定
P1 橋脚基部	0.0044215	4215.9	0.0012608	3.507	4.237	5.297	OK
P2 橋脚基部	0.0040141	4209.8	0.0012608	3.184	4.237	5.297	OK

6. 考察

橋梁構造物～基礎～周辺地盤を考慮した全体系の動的相互作用解析の結果を地震時保有水平耐力法の数値と比較し周辺地盤（特に軟弱地盤）を考慮した解析の特徴を検証した。以下にそれらの検証結果を考察する。

1) 杭体の応答塑性率に対する検証

杭基礎などの基礎構造物の場合、地震時保有水平耐力法は地震時の慣性力と地盤バネ、杭体の剛性の関係から変位や応力を求めるが地盤の変形が考慮されていない。杭は基本的に地盤の変形に追随するように変形するため、地盤からの強制変位により変形する。動的解析ではこのような基礎～周辺地盤の関係を考慮し解析を行っているため結果に違いが生じる。よって一概に結果を比較するのは難しい。ただし動的相互作用解析のようなより厳しい条件での解析において、本解析のような変形が生じたとしても杭体の応答塑性率は許容値以内に収まっていることから、杭体は十分な耐震性を有していると考えられる。

2) 支承の変位に対する検証

表－7では、動的相互作用解析によって求められた結果として支承部のせん断変形量からせん断歪み率を示しているが、このせん断歪み率の値は保有水平耐力法の値を上廻る結果となった。これは、上部工の変位が大きくなると考えられる。ただし、支承自身が保持している許容せん断歪み率以下（3波形平均）であり、これらも十分な耐震安定性を有している。

3) 橋脚基部の応答塑性率に対する検証

表－8に示してあるように、動的解析によって生じる応答塑性率は保有耐力法による結果よりも小さくなっている。これは動的相互作用解析を行うと、地盤バネが柔らかく評価されるため橋脚躯体に作用する応力が小さくなるためと考えられる。また、橋脚躯体に生じる応力が小さくなるため、十分な耐震安定性を保有していると考えられる。

4) まとめ

動的相互作用解析（周辺地盤の効果を考慮した解析）は上記のような特徴を持つ、特に軟弱な地盤での解析においては、地震時保有水平耐力法のような通常の解析に比べ、地盤バネを柔らかく評価する傾向がある。これは、地震時保有水平耐力法に比べ、変位量は大きくなり、橋脚躯体にかかる応力は小さくなることを意味している。よって、場合に応じて、両解析を使い分ける必要がある。例えば、単純に地震時保有水平耐力法の照査ということで、橋脚の応答塑性率と残留変位の照査を行う場合は、橋脚躯体にかかる応力に着目しているので、周辺地盤を考慮した動的相互作用解析を行う必要はさほどない。逆に地震時における桁遊間などの変位量に着目する場合は周辺地盤を考慮した動的相互作用解析を行う必要があるといえる。

また、地中部の杭体などにおいては両解析の考え方が全く異なり、結果も大きく異なることから適応の判断が難しい。ただ、地盤の変形に杭が追随するように変形するという動的相互作用解析の考え方は現実に近いと考えられることから、このような解析による結果も設計の判断材料として十分意味があると考えられる。

7. あとがき

本解析は、橋梁構造物～基礎～周辺地盤系の相互作用解析を試み泥炭層の軟弱地盤を意識した橋梁全体の解析の特徴を検討し、有意義な結果を得た。ただし、今回は、軟弱地盤の歪み－減衰特性をある一定の仮定を用いて解析しているが、今後は現場試験あるいは動的3軸試験において減衰特性や10%クラスのせん断歪みデータを採取し、液状化や間隙水圧等を考慮した軟弱地盤と構造物との相互作用解析を試みたいと考えている。北海道における軟弱地盤は、3種地盤ではあるが極軟弱地盤層と言われる地層が点在している。本報告が、それらの地盤との相互作用対策として技術研鑽の一助になれば誠に幸いである。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），平成8年12月
- 2) 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
- 3) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，1996年4月