

橋梁構造物と周辺地盤を考慮した動的相互作用 と地震時保耐法との比較解析

林川 俊郎¹・青地 知也²・松井 義孝³・鷺尾 昭夫⁴

¹フェロー会員 工博 北海道大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻 (060-札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

²正会員 工修 ㈱開発工営社 (〒004-0001 札幌市中央区北 4 西 5 丁目 1 番地アスティ 45 ビル 13F)

³正会員 ㈱開発工営社 (〒004-0001 札幌市中央区北 4 西 5 丁目 1 番地アスティ 45 ビル 13F)

⁴正会員 ㈱開発工営社 (〒004-0001 札幌市中央区北 4 西 5 丁目 1 番地アスティ 45 ビル 13F)

1. まえがき

北海道は地震の頻度の多い環境下であり、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。このため泥炭層に基礎を建設しなければならない橋梁も多く、その解析・設計は非常に複雑である。

しかし、橋梁構造物と基礎等を全体系モデルと扱い地震時の動的性状を解析する橋梁構造物～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。

このため、フーチング下面より約 15m 程度を N 値 5 程度と非常に脆弱な層で構成する解析モデルを想定し、軟弱な地層が地震時にみせる非線形的性状が橋梁に与える影響を考慮して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ことを試みた。本文では、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、また地震時保有耐力法との比較を行い、静的解析との相違点とその適応範囲について考察しての、これを報する。

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設計手法の違いによる結果の差を明確にするとともに、軟弱地盤上の構造物設計における設計手法の適切な適応範囲について検討をする。

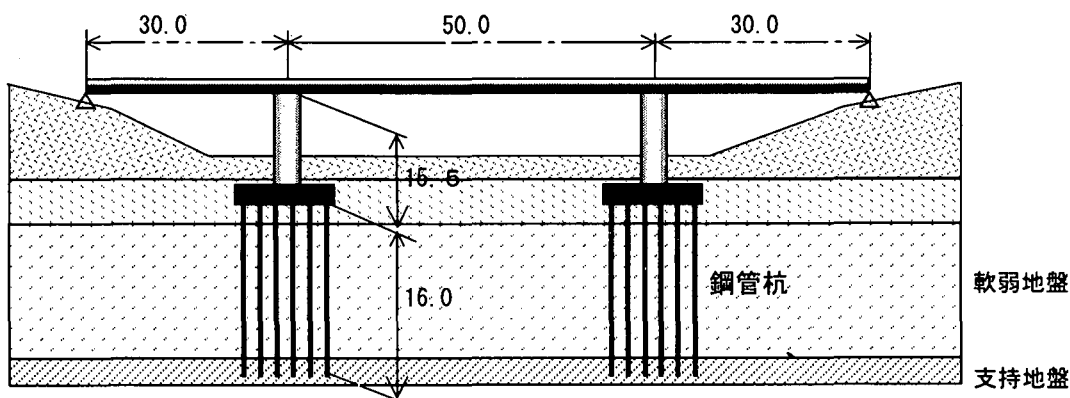


図-1 解析イメージ図

3. 相互作用解析理論

橋梁構造物～基礎～周辺地盤系の動的相互作用解析として動的サブストラクチャー法を用いている。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。

ステップー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。これは、等価線形法を用いることにより地盤の非線形性を考慮した解析である。これによって振幅調整波を地表面に輸入する時の地盤の収束物性値と工学的地盤での入力波(入力基盤波)を求めるものである。

ステップー２ (DINAS)

ステップー１で求めた地盤の収束物性値と入力基盤波を用いて地盤、杭基礎の変形を求めるととも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複素応答解析にて算出する。この算出方法は工学的基盤面より上の周辺地盤および杭基礎等をFEMメッシュにモデル化しFEM解析を行う。

ステップー３ (DYNA2E)

ステップー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。

ステップー４ (DYNA2E)

ペンツェンモデルによる動的解析の照査をおこなう。これは、地盤をバネマスモデルであらわし、動的相互作用バネを介して地震動を構造物全体に伝える全体系の動的相互作用解析である。

4. 解析に用いた振幅調整波

解析には振幅調整波のType 2・Ⅱ種地盤の東神戸大橋 N12W(最大加速度 591.034GAL)を用いて検討を行った。図-2に入力地震波を示す。

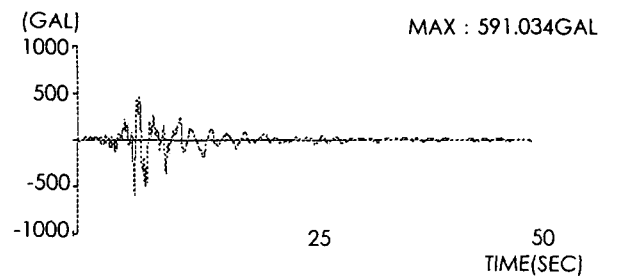
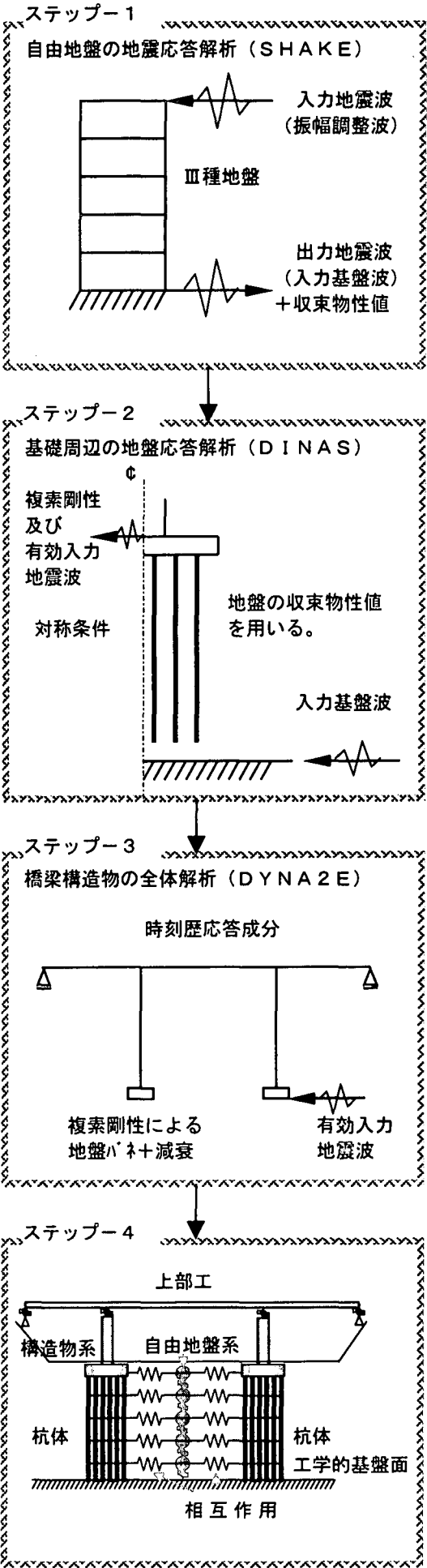


図-2 入力地震波 (T2-III-1 東神戸大橋 N12W: 日本道路協会)



5. 入力物性値と解析

地盤の物性値として、表－1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。(道示V p.27) 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一般的な値を用いた。

(1)自由地盤の応答解析（ステップ－1）

重複反射理論にもとづき1次元地盤波動伝播解析を行い、地盤の歪みレベルに対応した収束物性値を得る。また、このとき算出されるステップ－2で用いる入力基盤面波を図－2に示す。

(2)基礎周辺地震応答解析（ステップ－2）

自由地盤地震応答解析で得られた工学的基盤への入力加速度（入力基盤波）及び収束物性値を用いて、複素応答解析を行い橋脚部への有効入力地震動を求めた結果を図－4に示す。周波数応答解析を行い、地盤～橋脚間の複素剛性（インピーダンス）を求める

また、地盤の応答変位、杭の応答変位出される。

(3)橋梁構造物の全体解析（ステップ－3）

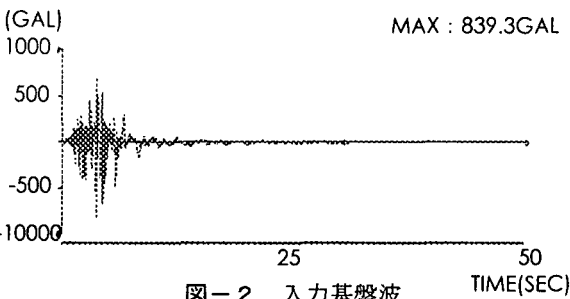
解析モデルは、図－5に示すように橋軸方向の2次元フレーム解析とした。減衰は道路橋示方書Vに従い、ひずみエネルギー比例減衰とした。橋脚躯体を武田モデルの非線形要素とし他の部分は線形要素とした。

分散支承はバネとし、地盤バネはSTEP-2の結果から得られる複素剛性（今回の着目周波数は5Hz程度）からもとめた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、鉛直方向については固定とした。地盤の減衰定数も同様にSTEP-2の結果から得られる複素剛性により決定した。

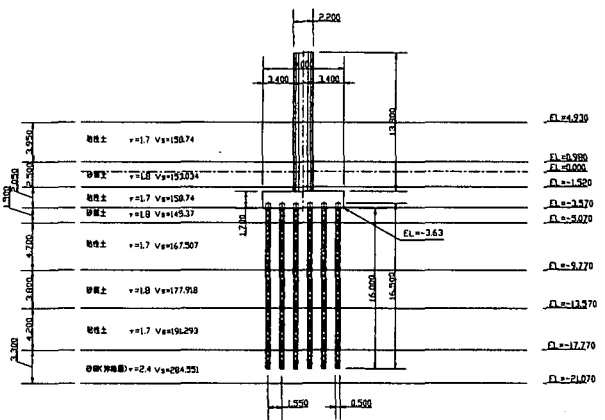
有効入力波については回転変位の影響は、小さいため回転変位による上部工への有効入力波を無視し水平方向の加速度のみ入力する。

表－1 地盤の物性値

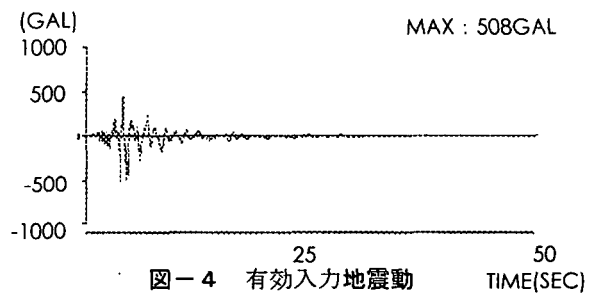
層厚 (m)	地質	せん断波速 度(m/s)	単位重量 (t/m ³)	ポアソ ン比	せん断剛 性(t/m ³)
3.950	粘性土	158.740	1.7	0.49	4371.1
2.500	砂質土	153.034	1.8	0.49	4301.5
2.050	粘性土	158.740	1.7	0.49	4371.1
1.500	砂質土	145.370	1.8	0.49	3381.5
4.700	粘性土	167.507	1.7	0.49	4867.3
3.800	砂質土	177.918	1.8	0.49	5814.1
4.200	粘性土	191.293	1.7	0.49	6347.8
3.300	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



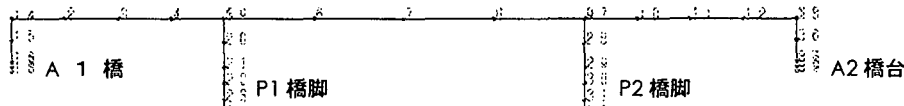
図－2 入力基盤波



図－3 基礎周辺応答解析概略図



図－4 有効入力地震動



図－5 橋脚・上部工の解析モデル図

表－2 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)
断面積(m ²)	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(tf/m ²)	2350000	2350000	2350000	2350000	2350000	2350000
減衰定数	0.05	0.02	0.03	0.03	0.05	0.05
単位体積重量(tf/m ³)	2.5	2.5	3.2702	3.0080	2.5	2.5

表－3 塑性剛性及び減衰

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

(4) ペンツェンモデルによる検証（ステップー 4）

図ー 6 に STEP-3 の解析結果による橋脚天端での橋脚基部からの最大の相対変位量を示す。また、図ー 7 に STEP-2 の解析結果による地盤の最大変位量（基盤面が基準）を示している。また、図ー 8 には、図ー 6・図ー 7 で示した橋脚の相対変位量と地盤の最大変位量をペンツェンモデルを用いた動的相互作用解析を行い、算出した結果を示している。

これを見ると、STEP-3 の解析結果では最大変位 0.335m であり、ペンツェンモデルでの解析結果では 0.371m と若干小さいものの、おおよそ一致した結果を得られた。

また、STEP-2 の解析結果とペンツェンモデルでの解析結果を比較しても、0.292m と 0.234m とほぼ一致していることから、今回の動的解析の手法はほぼ適切であり、解析結果の妥当性が検証できた。

6. 地震時保有水平耐力法との比較

(1) 比較項目の選定

地震時水平保有耐力法を動的応答解析で照査する場合の大きなポイントは以下のとおりである。

a) 杭基礎の応答塑性率

基礎の健全度の評価を行う。

b) フーチングの水平変位および回転角

基礎の変形量をチェックする。

c) 支承のせん断変形量

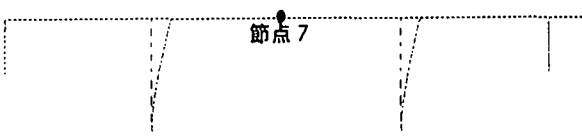
変形量、遊間および桁かかり長のチェック。

d) 橋脚の応答塑性率

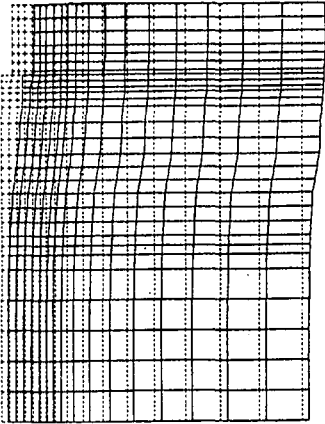
橋脚の健全度の評価を行う

e) 残留変形量

MAX 0.335m (NODE 7)

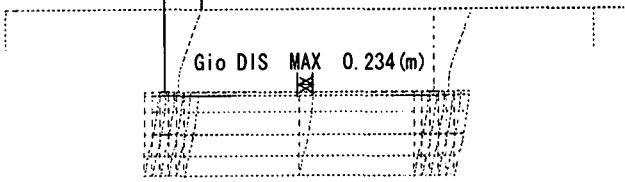


図ー 6 STEP-3：橋脚・上部工の解析結果(最大変位)



図ー 7 STEP-2：基礎周辺応答解析解析結果(最大変位)

DIS MAX 0.371(m)



図ー 8 ペンツェンモデルによる解析結果(最大変位)

表ー 4 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

表ー 5 杭頭での水平変位と回転変位の検討

水平変位は上記の表より、杭頭での変位は 0.26589m ~0.20643m となっている。また、地表面での地盤の変位も最大 0.292m (図-7 参照) となり、基礎変位の制限値、水平変位 40cm (道路橋示方書・同解説 P.64) 以内の値となっている

	フーチング下面回転変位 (rad)	回転変位の制限値 (rad)	判定
P1 橋脚	0.001579	0.025	OK
P2 橋脚	0.001612	0.025	OK

※ 回転変位の制限値 0.025rad : 道路橋示方書・同解説 P.64

表－6 支承のせん断変形についての検討

	支承上端の変位 (mm)	支承下端の変位 (mm)	支承のせん断変形 量(mm)	支承の 厚さ(mm)	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－7 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 (tf・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

表－8 橋脚の残留変位についての検討

	残留変位(mm)	保有耐力法での値	橋脚の許容塑性率(脚高の1/100)	判定
P2 橋脚(最大値)	0.014	0.121	0.138	OK

9. 考察

橋梁構造物～基礎～周辺地盤を考慮した全体系の動的応答解析の結果は、地震時保有水平耐力法の数値と比較し橋梁の耐震安定性を検証した。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ので、慣性力と言うより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、杭基礎の挙動を考えた際、やはり地盤に追随するような変形をする(地盤による強制変位)のが自然であるため、動的相互作用解析の結果が妥当であると考えられる。

また、基礎の応答塑性率と橋脚の応答塑性率を比較すると、橋脚の応答塑性率の方が大きくなっている。このことから、一概には言えないが、橋脚よりも基礎の方が耐力があることを示していると考えられる。

(2) 杭頭変位に対する検証

表－5に示してあるように、水平、回転ともに制限値を満足する。

3) 支承の変位に対する検証

表－6では、動的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。その動的せん断歪み率は、保有耐力法の値を上廻っているが支承自身が、保持している許容せん断歪み率以下であり、これらも十分な耐震安定性を有している。

動的相互作用解析において動的せん断ひずみ率が大きくなった原因として考えられることは、動的相互作用解析では、地震時保有水平耐力法の解析に比べ、地盤をやわらかく評価する傾向にあるため、上部工の変位が大きくなり、支承にかかる負担が大きくなったものと考えられる。

(4) 橋脚基部の応答塑性率に対する検証

表－7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地震時保有水平耐力法による結果よりも小さく、耐震設計として十分な耐震安定性を保有しているといえる。この原因として動的相互作用解析では、地震時保有水平耐力法の解析に比べ、地盤をやわらかく評価する傾向にあるため、橋脚にかかる負担が低減されるためと考えられる。

(5) 橋脚の残留変位に対する検証

残留変位は表－8示すようにP2の $\delta = 0.0014\text{m}$ となっている。これは許容変位($\delta = 0.0138$)以下であり十分な耐震安定性を有しているといえる。

残留変位は入力する地震波形等により大きく左右されるため、一概に地震時保有水平耐力法の結果と比べることはできない。今回は 0.121m と地震時保有水平耐力法の方が大きくなっている。一般的に残留変位は、動的解析は地震時保有水平耐力法よりも小さくなる傾向にある。

このような結果をまとめると以下のようにまとめることができる。

a) 基礎の解析において

地震時保有水平耐力法は地震時の慣性力と地盤バネ・杭体の剛性の関係であるのに対して、動的相互作用解析は地盤からの強制変位による杭体の挙動である。この2手法は思想が大きく異なっており、一概に比較できない。ただし、実際の挙動から考えると、動的相互作用解析は有効な手段であると言える。

b) 地盤の評価において

動的相互作用解析は地震時保有水平耐力法に比べ、地盤を軟らかく評価する傾向にある。このため、変位量は大きく評価され、橋脚躯体応力は小さく評価される。

このことから、支承の変形量・桁遊間は大きく評価される傾向がある。

これとは逆に、橋脚の塑性率は小さく評価される傾向がある。

このような特性を把握した上で、動的相互作用解析によって照査したい項目を明確にし、適切な運用をしていく必要がある。照査項目によっては、必ずしも安全側の解析結果が得られない場合があるためである。

10. あとがき

構造物の目標とすべき耐震性能は、地震時にどの部材がどのような変形性状なのか、どこに応力集中が発生するのか、又どのような過程で塑性状態になっていくのか等を検証していくことが重要である。

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耐震安定性の検討を行い有意義な結果を得た。

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20%クラスの減衰特性や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
- 4) 土質工学会：土質地震工学
- 5) 土木学会：動的解析と耐震設計シリーズ