

低加速度・長継続時間地震動による 地盤の液状化とその評価方法

井澤 淳* 室野 剛隆* 西岡 英俊**
今井 勉*** 和田 旭弘#

Soil Liquefaction Due to a Long Duration Earthquake with Low Acceleration and Its Evaluation

Jun IZAWA Yoshitaka MURONO Hidetoshi NISHIOKA
Tsutomu IMAI Akihiro WADA

A severe liquefaction due to an earthquake of long duration with low acceleration occurred near Tokyo Bay in the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake. On the contrary, no damage was observed in the railway structures located at the same area. We have discussed the validity of assessment for liquefaction potential and design method for railway structures against liquefaction in this paper, through validation analyses focusing on a typical viaduct and surface ground near JR Shin-Urayasu Station. The results have indicated validities of both assessment of liquefaction potential and design method for railway structures against soil liquefaction as indicated in the seismic design standards.

キーワード：液状化判定，液状化設計，低加速度・長継続時間地震動，東北地方太平洋沖地震

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震では、震源から離れた関東地方において、低加速度でありながら地震動が長時間継続することによって広範囲にわたり大規模な液状化が発生した。鉄道構造物周辺も例外でなく、東京湾沿岸のJR京葉線新浦安駅周辺において顕著な液状化の発生が確認されている。鉄道構造物等設計標準・耐震標準¹⁾では累積損傷度法を用いた液状化判定を行っており、地震動の特性をある程度考慮できる体系となっている。この累積損傷度法は直下型地震のような、大振幅であっても波数の少ない地震動に対して、液状化強度試験から得られる20回繰り返しに対する液状化強度比 R_{20} を適切に補正することを主目的に導入されており、直下型地震への適用性については有効性が確認されている^{例えば2)}。しかしながら、低加速度・長継続時間地震動に対する適用性については不明な点が多く、適用性を検証する必要がある。また、累積損傷度法の適用においては、液状化強度曲線の形状が大きく影響するため、長継続時間地震動を受けた場合のような繰り返しの多い領域での液状化

強度特性の推定方法も含めて検証を進める必要がある。

一方で、JR京葉線周辺の液状化が発生した箇所においても構造物の損傷はほとんどなかったことが報告されているが、液状化発生時に構造物がどのような応答を示したか、また液状化が構造物の安定性に対してどの程度影響したかについても確認し、構造物の液状化設計の妥当性について検証する必要がある。そこで、新浦安駅近傍で液状化が発生した箇所のラーメン高架橋を検証対象とし、設計時の地盤調査結果を基に液状化判定を行うとともに、液状化が構造物に与える影響について地盤ばね定数を低減させた構造解析を行い、液状化地盤中の構造物の設計法の妥当性について検討を行った。なお、鉄道構造物等設計標準・耐震標準は平成24年に改訂されており¹⁾、液状化による地盤の諸数値の低減係数などが改訂されている。そこで、平成11年版と平成24年版（以降それぞれ、H11耐震標準およびH24耐震標準とする）との比較も行った。

2. 対象構造物および地盤

図1に検討に用いたJR新浦安駅周辺における一般的なラーメン高架橋（1層3径間）の模式図を示す。基礎に関しては1柱4杭形式となっており、フーチング下面から15mがSC杭、その下がPHC杭で支持されている。検討対象地点においては、浚渫土を含めた表層地盤

* 構造物技術研究部 耐震構造研究室
** 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室
*** 東日本旅客鉄道(株) (設備部 耐震補強プロジェクトチーム)
東日本旅客鉄道(株) (建設工事部 構造技術センター 基礎・土構造G)

特集：構造物技術

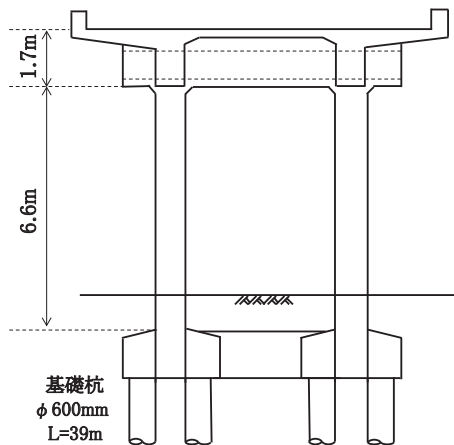


図1 対象としたラーメン高架橋

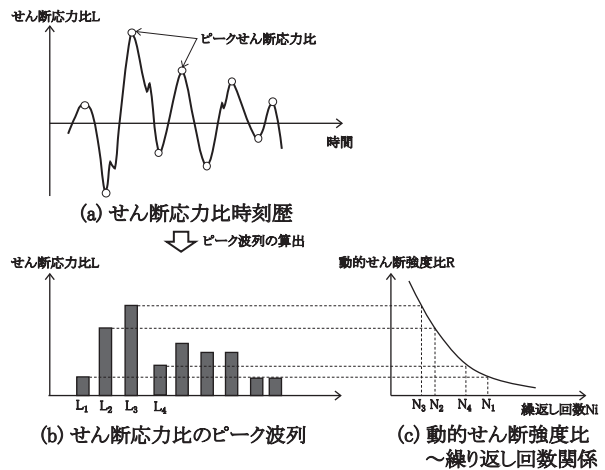


図3 累積損傷度理論の模式図

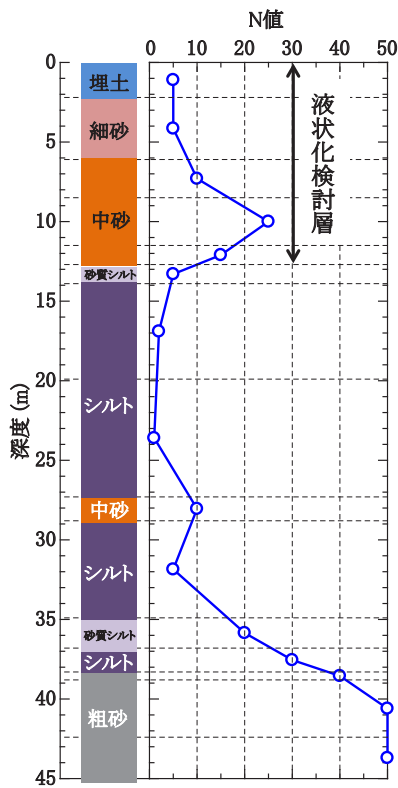


図2 対象構造物周辺の土質柱状図

の液化化が設計当時から懸念されていた^{例えば3)}。そのため表層10mは突出杭として設計されており、その結果、このような大規模な基礎となっているが、対象構造物周辺では一般的な基礎構造である。

構造物近傍の土質柱状図を図2に示す。地表から13m程度までが表土(埋土)、細砂、中砂層となっており、液化化の検討対象層である。その下13m以深は軟弱なシルト層が堆積しており、N値から換算した V_s より固有周期を算出すると、G5地盤と判定される。なお、H24耐震標準ではN値から V_s に換算する際に地盤調査係数 f_g を考慮しないこととなっており、今回の検討ではH24耐震標準に従って地盤種別を判定している。

3. 液化化判定手法の妥当性検証

3.1 累積損傷度法を用いた液化化判定

一般的なFL法による液化化判定では、液化化強度比として20回繰り返しでの液化化強度比 R_{20} と地震時に地盤内に生じる最大せん断応力比 L を比較することで、液化化抵抗率 F_L を求め、液化化の可能性を判断する。鉄道構造物等設計標準・同解説における液化化判定では、累積損傷度理論を適用することで地震動の特性を考慮して R_{20} を補正して液化化強度を算出する。その模式図を図3に示す。ここで、図3(c)に示す動的せん断強度比 $R \sim$ 繰り返し回数 N_i 関係は、ある動的せん断強度比 R に対応するせん断応力比 L で N_i 回の繰り返しを与えることで地盤が液化化に至ることを表している。この場合の損傷度を1とすると、せん断応力比 L で1回の繰り返しを与えた場合の損傷度は $1/N_i$ と考えること出来る。また、半周期、すなわち1/2回の繰り返しを与えた場合の損傷度は $1/2N_i$ と考えることが出来る。累積損傷度理論では、地震動によって地盤に生じる不規則なせん断応力比のピーク波列 L をゼロクロス法により半周期毎に算出し、各ピークに対する損傷度 $1/2N_i$ を加算することで、式(1)に示す累積損傷度 D を算出する。

$$D = \frac{1}{2N_1} + \frac{1}{2N_2} + \frac{1}{2N_3} + \dots = \sum \frac{1}{2N_i} \quad (1)$$

すなわち、対象とする地震動に対して累積損傷度 D が1以上であれば、液化化に至ると判定できる。この累積損傷度理論を適用した液化化強度比の補正方法を以下に示す。

- ① 検討対象層の動的せん断強度比 $R \sim$ 繰り返し回数 N_i の関係を試験等より推定する(図3(c))。
- ② 地震動に対する検討対象層のせん断応力比のピーク波列 L_i を推定する(図3(b))。この場合、せん断応力比は地盤応答解析から求めるのがよいが、地表面地震動を用いて式(2)より算出してもよい。

$$L = (1.0 - 0.015z) \frac{a \sigma'_v}{g \sigma_v} \quad (2)$$

ここで、 L :最大せん断応力比、 z :検討層の深度 (m)、 a :地表面ピーク加速度 (gal)、 g :重力加速度 (gal)、 σ_v :全上載圧 (kN/m²)、 σ'_v :有効上載圧 (kN/m²)

- ③ 各せん断応力比 L_i を $R \sim N_i$ 関係に代入し、各 L_i に対して液状化に至る繰返し回数 N_i を求め、累積損傷度 D を式 (1) より算出する。
- ④ 累積損傷度 D が 1.0 となるように、せん断応力比 L_i のピーク波列を補正する。
- ⑤ 補正したせん断応力比の最大値 L_{max} を地震動の不規則性を考慮した液状化強度比 R_D とする。

最後に実地盤中の異方応力状態を考慮して、式 (3) より液状化強度比 R を算出する。なお、今回は静止土圧係数 $K_0=0.5$ として算出している。

$$R = \frac{1+2K_0}{3} R_D \quad (3)$$

以上の補正により、地盤に作用する地震動の繰返し回数や振幅特性を考慮した液状化強度比の算出が可能となる。

3.2 液状化強度特性の評価

3.1 に示した累積損傷度法を適用する場合、20 回繰返しでの液状化強度比 R_{20} だけでなく、幅広い繰返し領域での液状化強度比を精度良く評価する必要がある。H11 および H24 耐震標準とも、液状化強度比を地盤材料試験より求めることを基本しているが、 N 値等を用いた液状化強度比の算定式も示している。この算定式は自然堆積した沖積地盤を対象としたものである。検討対象とした新浦安駅周辺には、地表面近くに液状化の可能性のある N 値 0~1 程度のゆるい埋立土層が存在しており、自然堆積した沖積地盤を対象とした算定式を適用するのは適切ではない。そこで、液状化強度試験より埋立土の液状化強度特性を検討することとしたが、今回は建設地点のボーリング試料が得られなかったため、既往の調査結果を参考にして、同等と考えられる試料を人工的に作成して試験を実施した。土質調査結果から得られている浦安地区周辺の表層 10m の粒径加積曲線を図 4 に示す。ばらつきはあるものの細粒分含有率 $F_c=10 \sim 40\%$ 、平均粒径 $D_{50}=0.08 \sim 0.25\text{mm}$ 程度の範囲内の地盤であることが分かる。今回は図 4 に示す粒径分布をもつ人工材料(細粒分含有率: $F_c=33.5\%$ 、平均粒径: $D_{50}=0.13\text{mm}$ 、液性限界: $w_L=32.7\%$ 、塑性限界: $w_p=19.2\%$ 、塑性指数: $I_p=13.5\%$)を作成した。これは完全に新浦安駅周辺の埋立土と一致しているとは言えないが、様々な調査結果^{例えは4)}と大きく異なる物性を有していることを確認している。この試料を用いて、中空ねじりせん断試験機による液状化強度試験を行った。試験は拘束圧 100kPa で行い、圧密終了後の乾燥単位体積重量は $\gamma_d=15.1\text{kN/m}^3$ である。

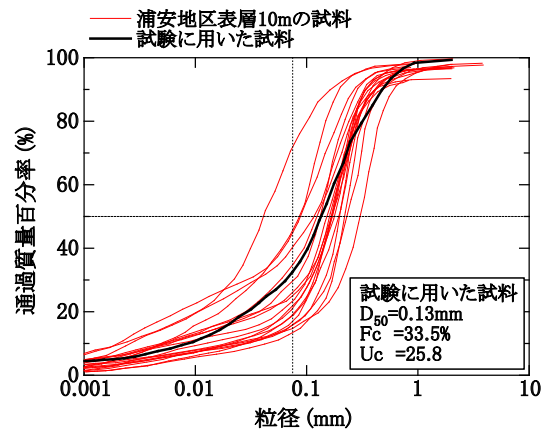


図4 液状化強度試験に用いた材料の粒径加積曲線

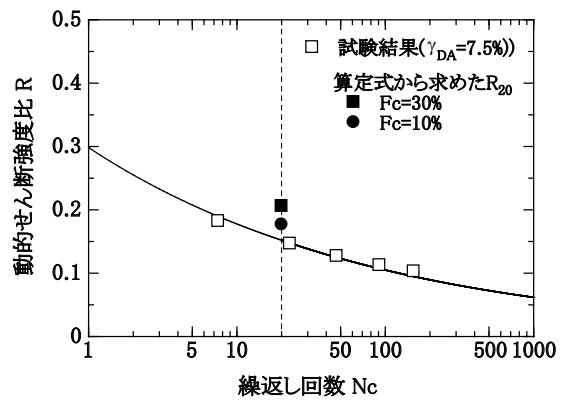


図5 液状化強度試験結果

図 5 に液状化強度試験結果を示す。20 回繰返しでの液状化強度比 R_{20} は 0.152 となった。図中には耐震標準に示す液状化強度算定式から求めた R_{20} (N 値 1、 $D_{50}=0.15\text{mm}$ とし、 $F_c=10\%$ と 30% で算定) も示したが、算定式から求めた R_{20} は試験値よりも大きな値となっている。上述の通り、耐震標準に示す液状化強度算定式は今回対象としたような埋立層を対象としていないため液状化強度を過大評価する可能性があり、液状化強度試験より算定する必要があると言える。ただし、埋立土は非常に強度が小さい場合が多いため、サンプリング方法や試験の実施に当たっては注意が必要である。

図 5 中で試験値をフィッティングしている曲線は、液状化強度試験から得られた R_{20} と耐震標準に示す液状化強度曲線式 (式 (4)(5)) から求めている。

- i) $N_i \leq 20$

$$R_{(i)} = R_{20} \left(\frac{N_c}{20} \right)^{-1.35 \exp(-3.64 + 0.037 D_r)} \quad (4)$$

- ii) $N_i > 20$

$$R_{(i)} = R_{20} \left(\frac{N_c}{20} \right)^{-0.23} \quad (5)$$

これから分かるように、式 (4) と (5) により試験から得られた液状化強度と繰返し回数の関係を繰返し回数の多い領域まで精度良く算定できている。したがって、液状

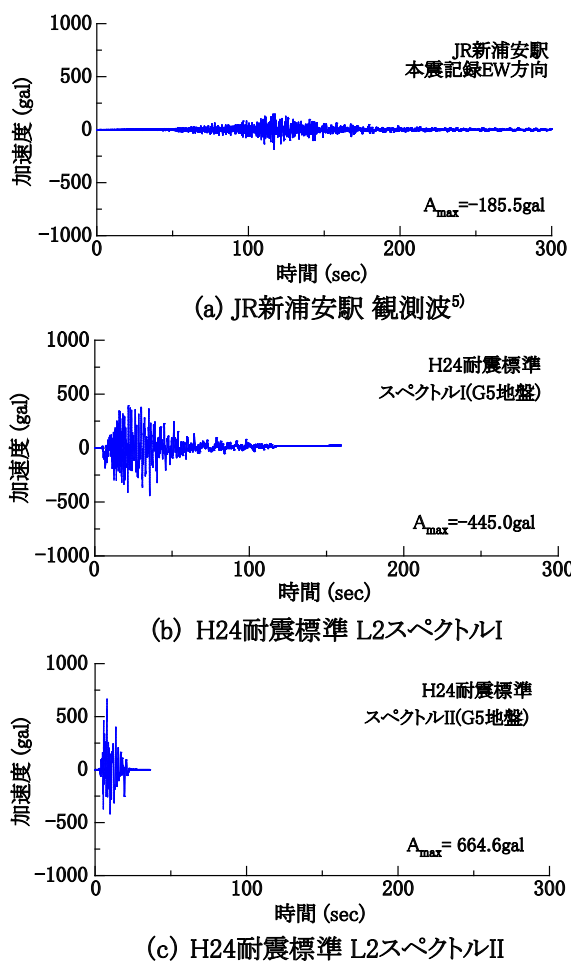


図6 検討に用いた地表面地震動

化強度比 R_{20} を正確に算定することにより、耐震標準に示す繰返し回数と液状化強度の関係から、多繰返し領域も含めた液状化強度特性を精度良く算定することが出来ることを確認した。

3.3 液状化判定の適用性

図2に示す検討対象地盤に対して累積損傷度法を用いた液状化判定を行った。表層から約2mの埋土層には、3.1に示した液状化強度試験から得られた液状化強度曲線を用いた。その他の層については自然堆積した沖積地盤であるため、N値や土質区分を元にH24耐震標準に示す液状化強度算定式および液状化強度曲線式を用いた。なお、地下水位は地表面として安全側の判定を行った。検討には、JR新浦安駅で観測された地表面波のEW成分⁵⁾(以下、浦安波：図6(a))を用いた。JR新浦安駅では顕著な液状化が発生しており、液状化の影響を含んだ地震動と考えられる。最大加速度は185gal程度であるが、継続時間は300秒以上となっており、典型的な低加速度・長継続時間地震動である。なお、比較として図6(b)(c)にそれぞれ示すH24耐震標準の標準L2地震動スペクトルIおよびII(G5地盤用)を入力した場合についても検討した。

表1 液状化判定結果

(a) 浦安波

深度 (m)	N 値	R_{20}	L	R	F_L	D_E	
						H11 標準	H24 標準
2.2	-	0.152	0.452	0.144	0.318	0	0
6.1	5	0.318	0.394	0.303	0.768	0.319	0.582
8.5	10	0.261	0.359	0.258	0.719	0.227	0.438
11.5	25	0.570	0.337	0.587	1.744	1.000	1.000
12.7	15	0.273	0.321	0.273	0.849	0.541	0.799

$P_L = 26.4$

(b) L2 スペクトル I

深度 (m)	N 値	R_{20}	L	R	F_L	D_E
						H24 標準
2.2	-	0.153	1.083	0.142	0.131	0.000
6.1	5	0.318	0.946	0.300	0.317	0.100
8.5	10	0.261	0.861	0.258	0.300	0.000
11.5	25	0.570	0.807	0.608	0.753	0.556
12.7	15	0.273	0.771	0.275	0.356	0.333

$P_L = 56.6$

(c) L2 スペクトル II

深度 (m)	N 値	R_{20}	L	R	F_L	D_E
						H24 標準
2.2	-	0.153	1.618	0.207	0.128	0.000
6.1	5	0.318	1.413	0.449	0.318	0.100
8.5	10	0.261	1.287	0.458	0.356	0.000
11.5	25	0.570	1.206	1.527	1.267	1.000
12.7	15	0.273	1.151	0.527	0.457	0.333

$P_L = 51.6$

L : 作用するせん断応力比
 R_{20} : 20回繰返しに対する液状化強度比
 R : 累積損傷度法を適用して補正した液状化強度比

表1(a)に浦安波を入力した場合の判定結果を示すが、埋土、細砂および中砂層を含む地表から8.5mまでで液状化抵抗率 F_L が1を下回り、液状化指数 P_L は26.4と顕著な液状化が発生する地盤と判定された。東北地方太平洋沖地震後の現地調査から、対象構造物周辺は顕著な液状化の発生が確認されており、実際の液状化程度を適切に評価できたと考えられる。したがって、液状化強度特性（液状化強度および液状化強度曲線）を精度良く算定することが出来れば、累積損傷度法を用いた液状化判定によって低加速度・長継続時間地震動による液状化程度を判定出来ることを確認した。

表1(b)(c)に標準L2地震動を入力した場合の液状化判定結果をそれぞれ示す。スペクトルI、IIともに浦安波を入力した場合の2倍程度、50以上の P_L となっている。したがって、L2地震動を用いた液状化判定により、低加速度・長継続時間地震動による液状化発生の危険性も包含して判定できると考えられる。また、スペクトルIとIIの結果を比較すると、加速度振幅の小さいスペクトルIの方が大きな P_L を示している。地盤の液状化程度は地震動の大きさだけでなく継続時間にも大きく影響を受けるため、設計における液状化判定においてはスペクトルIとIIを適用し、継続時間の影響についても配慮する必要

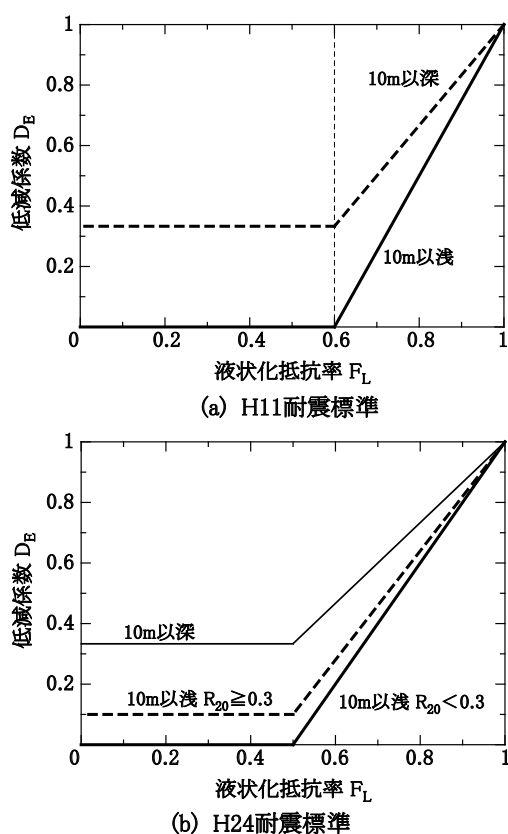


図7 地盤諸数値の低減係数 D_E

がある。なお、表1には地盤諸数値の低減係数 D_E の値も示した。H24 耐震標準では図7に示すように D_E の見直しを行っており、H24 耐震標準では H11 耐震標準に比べて大きな地盤抵抗を期待できるようになっている。

4. 液状化設計の妥当性検証

4.1 モデル化について

図1および図2にそれぞれ示す、ラーメン高架橋および土質柱状図を元に、ラーメン高架橋の設計計算モデルを作成した。構造物の部材諸元については建設当時の設計図面を元に設定し、地盤ばね定数については平成9年版の鉄道構造物等設計標準・基礎構造物⁶⁾に従って算定した。なお、液状化の影響を低減係数 D_E を用いて地盤ばねを低減させることで考慮したが、表1(a)に示すように H11 耐震標準と H24 耐震標準で D_E の値が異なるため、両者について検討を行った。また、H24 耐震標準では、降伏点の考え方を変更しているが、地盤の液状化に関する改訂の影響のみを把握するため、降伏点の変更は考慮せず、H11 耐震標準と同じ算定手法を用いた。

4.2 浦安波に対する試算比較

図8に浦安波に対する荷重-変位関係等を示す。 D_E を H11 耐震標準および H24 耐震標準で算定したいずれ

のケースにおいても、上部工の柱下端が先行降伏する結果となった。また、図6(a)に示す浦安波を用いて1自由度非線形解析(Cloughモデル、 $h=0.04/T_{eq}$ 、ただし $0.1 \leq h \leq 0.2$)を行った結果、いずれのケースにおいても応答塑性率は1以下となり、無損傷と判断された。東北地方太平洋沖地震時にも対象構造物には変状が確認されていないため、H24 耐震標準に示す地盤ばねの設定および応答値の算定方法が妥当であると言える。また、地盤ばねを大きく評価出来る H24 耐震標準を用いても妥当な応答解析結果が得られることから、H11 耐震標準に示す液状化地盤の地盤ばねは過小評価していた可能性がある。

4.3 標準 L2 地震動に対する試算比較

図9に H24 耐震標準に示すスペクトル I と II を適用した場合の荷重-変位関係を示すが、両ケースとも上部工の柱下端が先行降伏する結果となった。図10に H24 耐震標準に示す液状化地盤上の弾性加速度応答スペクトルの適合波を示したが、これに対する応答塑性率はいずれの場合も1以内であった。また、表2に示したようにスペクトル I に対する液状化指数 P_L はスペクトル II に比べて大きかったが、構造物に作用する慣性力はスペクトル I の方が小さいため、構造物の応答値および塑性率としてはスペクトル II に対する方が大きな値を示した。以上を考慮すると、地盤の液状化程度は地震動の振幅だけでなく継続時間にも大きく影響を受けるため、液状化判定についてはスペクトル I と II のダブルチェックを行い、明らかにスペクトル I に対する応答値が大きくなると想定される場合については、構造物の応答解析についてもスペクトル I と II のダブルチェックを行うのがよいと考えられる。

5. 結論

本論文では、新浦安駅近傍で顕著に液状化が発生した箇所のラーメン高架橋を検証対象とし、2011年東北地方太平洋沖地震において JR 新浦安駅で観測された地震動に対する液状化判定を行うとともに、液状化地盤中の構造物の応答値について検討を行い、低加速度・長継続時間地震動に対する液状化判定および設計法の妥当性を検討した。その結果、以下の結論を得た。

- 1) 20回繰返し時の液状化強度比 R_{20} を精度良く算定出来れば、H24 耐震標準に示す液状化強度曲線式を用いて多繰返し領域も含めた地盤の液状化強度特性を適切に評価できる。また、多繰返し領域も含めた地盤の液状化強度特性を適切に評価できれば、累積損傷度法を適用した液状化判定により低加速度・長継続時間地震動による地盤の液状化程度を適切に評価できる。
- 2) H24 耐震標準に示す標準 L2 地震動を用いて液状化判定を行うことで、低加速度・長継続時間地震動に

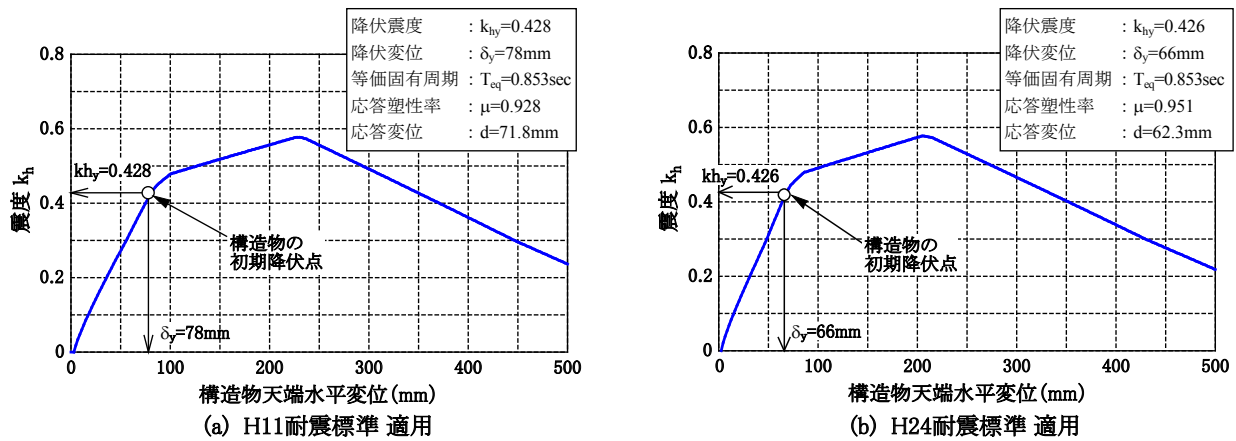


図8 浦安波に対する応答値の算定

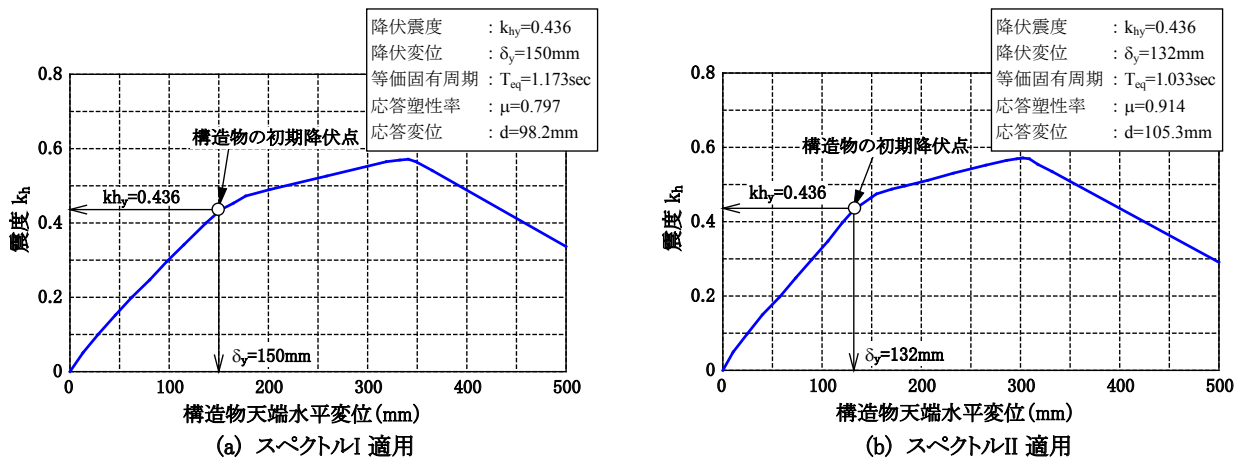


図9 H24耐震標準標準L2地震動に対する応答値の算定

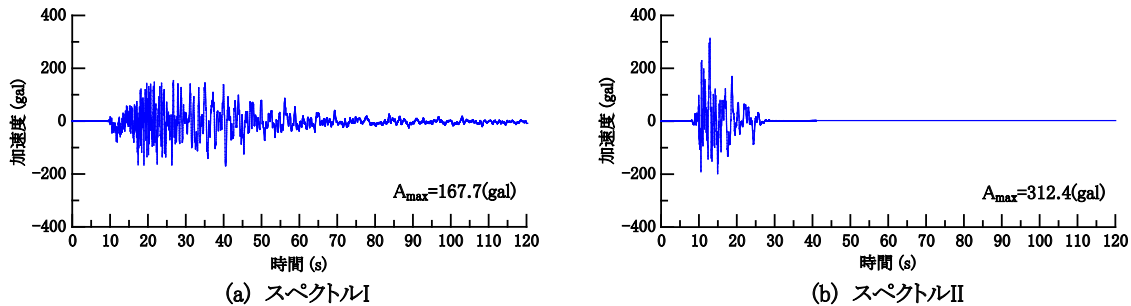


図10 応答値の算定に用いた液状化の可能性のある地盤の地表面設計地震動（H24耐震標準標準L2地震動）

よる液状化発生危険性も包含して判定できると考えられる。また、地盤の液状化程度は地震動の振幅だけでなく継続時間にも大きく影響を受けるため、スペクトルIとIIに対する液状化判定を行い、それぞれに対する液状化程度を考慮する必要がある。

3) 杭基礎で支持されたラーメン高架橋を検証対象とし、液状化判定結果を反映したモデルの応答値を算定した結果、応答塑性率1以内であった。これは実際の対象構造物の損傷状況と一致しており、H24耐震標準におけるばね値の設定、応答値の算定方法は妥当であると考えられる。

以上より、H24耐震標準に示す手法により、低加速度・長継続時間地震動に対する地盤の液状化と構造物の応答および損傷を適切に評価出来ることを確認した。

文献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，鉄道総合技術研究所，2012
- 2) 龍岡文夫：講座 土の動的性質 2.2 動的強度特性，土と基礎，Vol. 33, No.9, pp.63-70, 1985
- 3) 社団法人 日本鉄道施設協会：京葉線橋りょう及び高架橋の設計施工技术に関する研究報告書，1977
- 4) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会：第2回浦安市液状化対策技術検討調査委員会資料，2011
- 5) 和田旭弘，鈴木博人，藤原寅士良，高崎秀明：京葉線における液状化状況と鉄道構造物，基礎工，Vol.40, No.4, pp.71-73, 2012
- 6) 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物，鉄道総合技術研究所，1996