

通信専用橋の耐震性能評価方法

An evaluation method of seismic performance for bridge supporting communication cable conduits

馬場 進*, 鈴木崇伸**, 森 敦***, 田中宏司****

Susumu Baba, Takanobu Suzuki, Atsushi Mori, Kouji Tanaka

*NTTアクセスサービスシステム研究所 主任研究員 (〒305-0805 茨城県つくば市花畑 1-7-1)

**工博, 東洋大学教授, 学部環境建設学科 (〒350-8585 埼玉県川越市鯨井 2100)

***日本技術開発株式会社 グループリーダー (〒164-8601 東京都中野区本町 5 丁目 33 番 11 号)

****NTTアクセスサービスシステム研究所 研究主任 (〒305-0805 茨城県つくば市花畑 1-7-1)

Bridge supporting communication cable conduits is one of the important facilities in the NTT outside telecommunication network, which is built across the river, holding many cable conduits. Seismic evaluation of the conduits bridge especially for a Level 2 earthquake motion should be conducted as a matter of priority, because the damaged bridge due to a seismic attack may cause worse influence on telecommunication traffic at the disastrous time. The simplified seismic evaluation method for several types of the conduits bridges is proposed in this paper. According to the definition of seismic performance, safety both the bridge and the conduits on it can be evaluated simply, taking account of subsoil liquefaction near abutment.

*Key Words: Communication facility, Conduits Bridge, Seismic performance,
Level 2 earthquake motion, Liquefaction*

キーワード: 通信施設, 橋梁, 耐震性能, レベル2地震動, 液状化

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震¹⁾の被害を教訓に, 多くの社会インフラ設備の耐震設計基準が見直され, まれに発生する大地震も想定して所定の機能を確保できるように対策が講じられるようになった. 道路橋においても2002年に示方書の改定が行われ, また2005年から「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム」²⁾により既設橋の耐震強化が進められている. 補強方法としては上部構造の落橋を防止するため上部構造と下部構造をケーブルで連結する対策, 下部構造の縁端を拡幅する対策が取られている. また橋脚についても鉄板巻き立て補強対策が行われている. 一方, 電気通信施設においても, 兵庫県南部地震後に耐震対策の見直しが行われた. 屋外設備では, 大容量の地下ケーブルを収容するトンネル式の基盤設備であるとう道³⁾への伸縮ジョイントの設置, 中口径管路⁴⁾の整備などの対策が提言されたが, 被害が際立たなかったこともあり, 通信専用橋³⁾に関する検討は据え置かれた.

通信専用橋は通信管路が河川横断などをする場合に構築される構造物であり, 管路を支持する鋼構造の橋梁で

ある. 最近では橋梁添架管が多く用いられるようになったが, 通信インフラの大量建設時代には全国で道路橋の設計に準じて建設されていた. 道路橋の耐震改修に合わせて, 通信専用橋の耐震対策も適切に見直す必要がある.

通信専用橋の被災は新潟県中越地震⁵⁾, 能登半島地震, 新潟県中越沖地震においても確認されている. 幸いにも通信専用橋には兵庫県南部地震も含めて過去に落橋の被災事例はない. しかし, 落橋には至らなかったが, 支承部の破損により上部構造が不安定な構造になった事例が報告されている. また, 通信ケーブルが損傷する被災事例として橋台背面の沈下が釧路沖地震⁶⁾, 北海道南西沖地震⁷⁾で報告され, 又木らにより橋台背面の沈下についての研究⁸⁾も行われている. 道路橋では応急復旧可能な程度の橋台背面の沈下であっても通信ケーブルは切断に至る重大な被災となっている. 被災事例からも対策の見直しは必要であり, まれに発生する大地震時にも, 落橋を防ぎ, 通信障害を防止する対策が望まれる.

本研究は, 通信専用橋の耐震性能を明確にして, レベル2地震に対する合理的な耐震対策について検討を行っている. 過去の被災事例の整理や最新の道路橋示方書にしたがった耐震性評価計算, 通信専用橋背後地盤の沈下



図-1 通信専用橋設置状況

の影響の解析を行い、個々の通信専用橋の耐震性能を簡易に評価する手法を検討している。通信専用橋は日本全国に約 3000 橋があるが、個々の設備の評価結果を設備計画に反映させ、通信ネットワークの信頼性向上を図る必要がある。

2. 通信専用橋の種類と特徴

通信専用橋は河川等を横断する道路橋がない場合や道路橋に通信ケーブルを載せるスペースが確保できない場合に通信ケーブル専用の橋として架橋するもので、通信ケーブルを収容する管路等を支持する上部構造とこれを支える橋台、橋脚基礎等の下部構造で構成される。

2.1 橋桁の種類と特徴

通信専用橋は図-1に示すように道路橋の近傍に設置されているのが一般的である。支持するのは通信ケーブル、管路、橋桁であり荷重は小さく、道路橋と比較すると橋桁断面の小さい軽い橋となっている。また、建設後30年以上経過した古い橋が多く、現在の仕様に比べて耐震性能の劣る旧仕様で設計された通信専用橋が多く存在する。

通信専用橋の種類として圧延鋼桁橋、プレートガーター橋、トラス橋、パイプビーム橋と呼ばれる 4 種類の橋が標準的に設計されている。圧延鋼桁橋は溝型鋼 2 本を主桁とした橋で支間長 20m 程度の小規模の通信専用橋に用いられる。すべての通信専用橋に対する設置比率は 52% である。プレートガーター橋は I 型鋼 2 本を主桁とし、支間長 40m 以下の中規模の通信専用橋に多く使用されている。設置比率は 10% である。トラス橋の構造は道路橋、他の橋梁と同じであり、支間長 60m 程度までの大規模な通信専用橋に多く使用されている。設置比率は 2% である。パイプビーム橋は鋼管 1 本を主桁とし、鋼管内に管路、通信ケーブルを収容した通信専用橋である。近年になって標準化された支間長 30m までの比較的小規模な通信専用橋である。設置比率は 6% である。これら標準化された通信専用橋の設置比率は全の通信専用橋に対して 71% を占めている。

橋桁にあわせて桁の固定方法も標準化されており、今

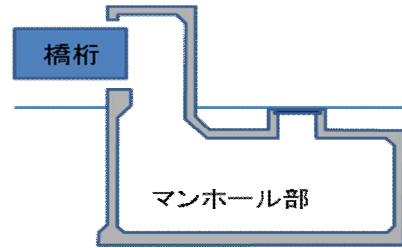


図-2 マンホール兼用式橋台

回は標準化された上述の 4 種類の通信専用橋を対象に検討を行った。

2.2 橋台の種類と特徴

通信専用橋は道路橋に隣接して設置されているため、道路橋と橋台を共有しているケースも多い。単独で使用する橋台には、重力式、逆 T 式のほかに図-2 に示すマンホール兼用式橋台がある。重力式と逆 T 式の形状は道路橋の橋台と代わらないが、規模は支持荷重に見合う小型のものが多い。この 2 種類の橋台は橋桁と同様に標準化された設計図により設計可能である。設置比率も重力式が 58%、逆 T 式が 27% と高くなっている。この他にはマンホール兼用式橋台が 15% あり、この 3 種類でほぼ 100% となる。

3. 通信専用橋の地震被災

まず、通信専用橋の耐震上の課題を被災事例から明確にする。図-3 に日本海中部地震以降の主だった地震により被災内容が報告されている通信専用橋の被災状況を示す。内訳としては日本海中部地震による被災事例は 5 件、兵庫県南部地震 9 件、宮城県北部地震 1 件、新潟県中越地震 15 件の合計 30 件である。浦河沖地震では橋梁添架管の被災はあるが通信専用橋の被災記録はない。

これらの被災内容から、落橋に至り第三者被害を起こす可能性がある被災、通信ケーブルに損傷を与え通信障害を引き起こす被災を分析し、通信専用橋の弱点部位を明らかにした。以下、被災内容について述べる。

主桁については、2004 年新潟県中越地震で両端橋台が橋軸方向に圧縮作用を受けたことに影響されて鋼製桁の座屈変形が生じた⁹⁾。桁が塑性変形したため、雪などの付加荷重が作用すると橋梁の不安定化が顕著となりえる状態であったが、収容ケーブルに影響するほどの変形とはなっていない。

図-4 に 2003 年宮城県北部地震で支障が破損した状況を一例として示す。上部構造と下部構造を固定する支承が破損すると上部構造は不安定な状態となり、収容ケーブルに損傷を与える過度の力が加わることや上部構造が小規模な橋台から外れて落ちる可能性がある。

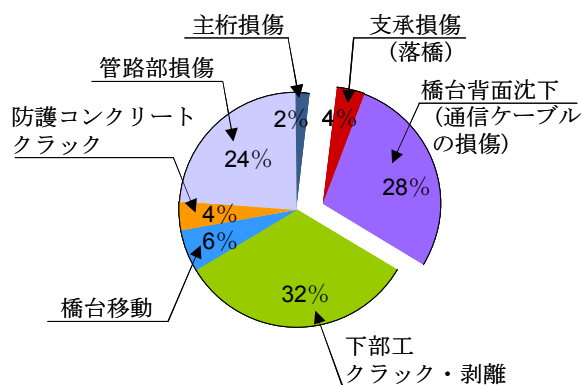


図-3 専用橋の地震被災事例



図-4 支承の破損状況



図-5 橋台背面沈下

下部構造は従来から、小規模ながら道路橋の設計に準じて設計がなされており、甚大な被災は報告されていない。軽微なクラックやコンクリートの剥離の報告はあるが、大きな変形を伴うものではなく、落橋や収容ケーブルの損傷の可能性は低いといえる。

図-5に新潟県中越地震で発生した橋台背面の沈下⁴⁾の状況写真を示す。通信専用橋に接続される通信管路は橋台背面の盛土区間を通過し、また浅層埋設となるために、防護コンクリートで巻かれる構造となっている。防護コンクリート際には伸縮継手を設置していたが、1985年

表-1 要求性能の定義

レベル1 地震動	耐震性能1	地震によるケーブルの損傷はなく、専用橋としての健全性も損なわない性能
レベル2 地震動	耐震性能2	地震によるケーブルの損傷はなく、専用橋としての損傷が限定的なものにとどまり、機能回復が速やかに行い得る性能
	耐震性能3	地震により重要度の低いケーブルの損傷が発生するが、専用橋としての損傷が不安定構造とならない性能

表-2 通信専用橋各部に発生する事象

	耐震性能1	耐震性能2	耐震性能3
落橋の有無	落橋しない		
ケーブルの被災状況	損傷しない		重要度の低いケーブルが損傷する
管路の被災状況	損傷しない		継手に座屈や抜けが生じる
主桁等の破損	損傷しない		主桁等の座屈、塑性変形が生じる
専用橋各部の損傷	支承の破損	損傷しない	支承は損傷するがケーブルに損傷を与える過度の変位は生じない
	橋台橋脚のクラック、変形	損傷しない	変形、剥離が生じるが、落橋に至る過度の損傷は生じない
	橋台背面の地盤変状	地割れ、沈下が生じるが管路に影響はしない	地割れ、陥没が生じ、管路に強制変位が生じる

以降は離脱防止機能を持った伸縮継手を使用している。この管路部の地震被害としては、防護コンクリートの亀裂、管路の過度の変形、伸縮継手の抜けがあげられる。橋台背面の沈下が大きくなると、管路部の損傷により、通信ケーブルに影響があることが過去の地震で確認されており、通信専用橋と一緒に評価を行う必要がある。

以上のことをまとめ、支承破損が落橋に至り第三者被害を起こす可能性の高い被災、橋台背面沈下が通信ケーブルに損傷を与え通信障害を引き起こす被災と判断した。

4. 通信専用橋に求める耐震性能

耐震性評価方法を策定するにあたり、道路橋にならって通信専用橋の耐震性能を設定する。L1地震動とL2地震動に対する要求性能は道路橋示方書を踏まえて表-1に定義した。耐震性能は3ランクとし、構造的被害、機能被害に分けて定義している。表-1の定義に基づき、各部に求められる耐震性能を整理し表-2に示した。

耐震性能1に対する通信専用橋の限界状態は地震力に

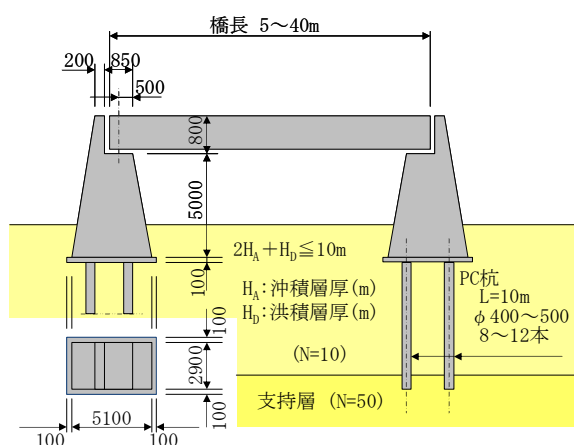


図-6 設計水平震度算出モデル（Ⅱ種地盤）

よる応力が弾性範囲内に留まり、通信専用橋、通信ケーブルとともに損傷を受けない状態とした。耐震性能2に対しては通信専用橋の機能回復が可能な範囲の損傷に留まり、通信ケーブルに損傷を与えない状態とした。塑性化を考慮した橋台、橋脚に塑性変形が生じ、支承部が過度の変形を生じない範囲で破損する。耐震性能3に対しては通信専用橋各部材に塑性変形と通信ケーブルの一部に損傷が生じるが、通信専用橋は不安定構造にはならない状態とした。落橋には至らないが、支承部の破損、橋台背面側の陥没、主桁の座屈等により一部の通信ケーブルに損傷が生じる。要求性能は通信専用橋の設置環境と通信ルート的重要度を考慮して適用する。

5. 通信専用橋の耐震性評価

5.1 支承部の耐震性評価

地震被害を分析した結果、被災事例は少ないものの、被災により第三者被害が生じる可能性の高い支承部を弱点箇所として考え、道路示方書に従って耐震性を評価する。設計水平震度の算出、耐震性能評価対象部材の照査を実施し、次に被災事例のある支承をモデルとして耐震性評価対象となる最も弱い部材を求める。耐震性評価対象の部材がレベル2地震時に耐えられる死荷重反力と通信専用橋の桁、管路、ケーブル等の重量からなる死荷重を比較し耐震性を評価する。

(1) 設計水平震度

通信専用橋のタイプを整理して、橋台反力を頻度の多い100kN、200kN、300kNの3種類に分類した。通信専用橋として使用頻度の高い範囲は橋長40m以下、ケーブル条数20条までとなっている。最大値は橋長40m、ケーブル20条を条件に算出した死荷重反力が220kN～280kNであることを根拠とした。標準設計図をもとに橋台高さは5.0m、パラペット高さは0.8m、奥行き2.9m、幅は3.4mから5.1mの橋台を対象にしてモデル化する。基礎形式

表-3 専用橋の固有周期とレベル2地震動の設計水平震度

	橋台反力 R _d (kN)	固有周期 T (s)	検討用 固有周期 (s)	L2地震動(タイプⅡ) の設計水平震度 (橋軸方向)
Ⅰ種地盤	100	0.108	0.200	0.69
	200	0.122		
	300	0.134		
Ⅱ種地盤	100	0.337	0.400	0.79
	200	0.340		
	300	0.332		
Ⅲ種地盤	100	0.600	0.700	0.68
	200	0.636		
	300	0.525		

は、Ⅰ種地盤が直接基礎、Ⅱ種地盤とⅢ種地盤が杭基礎でそれぞれ杭長が10mと26m、径がφ400からφ500、本数は8本と12本の場合を対象にして検討する。図-6にⅡ種地盤のモデルを示した。

ここでは道路橋示方書に準拠して橋台の許容塑性率を $\mu_a=3.0$ として求めている。通信専用橋の橋台のような比較的高さの低い構造では、躯体のエネルギー吸収はそれほど期待できないため、一般的には $\mu_a=1.0$ とも考えられる。しかしながら、1.0では極端に大きな設計震度となること、支承まわりでのエネルギー吸収が期待できることや、実際の損傷事例と比較した場合に被害が少ない傾向にあることを考慮し、許容塑性率 $\mu_a=3.0$ を採用することとした。

支承には固定支持と可動支持があるが、これらは構造的にはほぼ同じである。橋軸方向においては固定側の荷重負担が大きく、地震力を受けた場合には固定側が先に損傷すると考えられる。このことから通信専用橋の地震時耐力は、橋軸方向に地震作用がある場合の固定側の支承が有する耐力で決定する。よってここでは固定側で地盤種別ごとに設計水平震度を整理する。

表-3にレベル2地震動に対する固有周期・設計水平震度の算定結果を示す。固有周期T(s)は、Ⅰ種地盤では0.108s～0.134s、Ⅱ種地盤では0.332s～0.340s、Ⅲ種地盤では0.525s～0.636sになる。この周期帯域における固有周期T(s)と地震力 k_h は、固有周期Tが長くなると地震力 k_h が大きくなる傾向にある。ここではモデルケースとして地盤種別毎に橋台反力を変えて検討しているが、実際の橋梁の場合にはこれらのケースよりも周期が長く設計震度が大きい場合も想定されるため、地盤種別ごとの検討用固有周期の目安値としてⅠ種地盤を0.20(s)、Ⅱ種地盤を0.40(s)、Ⅲ種地盤を0.70(s)と設定した。

この結果から設計水平震度を求めるとⅠ種地盤が0.69、Ⅱ種地盤が0.79、Ⅲ種地盤が0.68になる。このことから、専用橋の地震時における動的特性として、Ⅰ種地盤・Ⅲ種地盤の地盤上にある通信専用橋よりも、Ⅱ種地盤上にある通信専用橋の方が地震力は15%程度大きくなる傾向がある。

(2) 支承部の耐震性能評価対象部材の照査

新潟県中越地震で実際に損傷した線支承を対象に、支承部のどの構成部位の耐力が低いか照査する。線支承の構造を図-7に示す。照査した部位は、下沓はコンクリートと突起、上沓はソールプレートのせん断応力・支圧応力、アンカーボルトである。

検討モデルは単径間のプレートガーダ橋で支間長 40m、ケーブル条数は 32 条とした。この時の橋台の死荷重反力は 230kN になる。設計水平震度はⅢ種地盤の 0.68 とした。部材の許容応力度は、レベル 2 の降伏時を対象とするため 1.7 倍の値を用いて、下沓が材質 FC15、曲げ引張応力度 $40\text{N/mm}^2 \times 1.7$ 、曲げ圧縮応力度 $80\text{N/mm}^2 \times 1.7$ 、せん断応力度 $30\text{N/mm}^2 \times 1.7$ 、コンクリートは死荷重に対しての照査であるため割増なしで 8.0N/mm^2 とした。上沓の材質は SS400、支圧、曲げ、せん断の各応力度が $80\text{N/mm}^2 \times 1.7$ 、 $140\text{N/mm}^2 \times 1.7$ 、 $80\text{N/mm}^2 \times 1.7$ とした。アンカーボルトは SS400 でせん断応力度を $80\text{N/mm}^2 \times 1.7$ とした。

照査の結果、他の部位に比べてアンカーボルトが最も弱く、その耐力は必要耐力の約 9 割であった。他の部材は安全率が 1.0 以上を満足しており、弱い順に上沓ソールプレートの支圧応力度、下沓突起の曲げ応力度、上沓ソールプレートのせん断応力度となり、コンクリートの支圧応力度は 6 倍以上の余裕があり全く問題がなかった。なお、通信専用橋は橋桁の下部に横桁を設置して通信管路を載せる構造が一般的であり、桁断面の重心は低い位置に抑えられていることから、鉛直上向きの地震力は見込まないこととしている。

したがって、支承部の耐力はアンカーボルトの耐力で決定されると判断できる。またこの検討ではⅢ種地盤を想定しているが、Ⅱ種地盤ではさらに設計震度が大きくなるため不利になる場合がある。

(3) 支承部アンカーボルトの耐力

標準化された通信専用橋の橋種と号数ごとに採用される支承は決まっている。支承が耐えられる限界の死荷重反力を算出した結果を表-4に示す。なお、照査方法は 4 種類の通信専用橋とも同じであるため、圧延鋼桁橋とプレートガーダ橋の 2 種を代表して示す。ここで、アンカーボルト(SS400) 1 本の降伏せん断応力度は $\tau_a = 80\text{N/mm}^2 \times 1.7$ であり、許容死荷重反力 R_{da} は式(1)より計算する。

$$R_{da} = R_s / K_h \quad (1)$$

ただし、 R_s は支承耐力、 K_h はレベル 2 地震動時の設計水平震度とする。

(4) 地震力と死荷重反力

前述の構造的な分析により、通信専用橋の耐震性は支

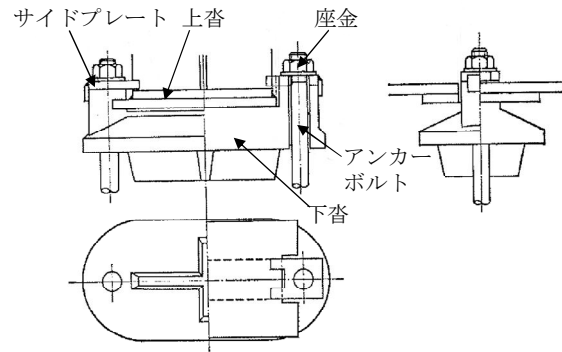


図-7 線支承の構造図

表-4 支承の耐力

号 数	支 承 の ア ン カー 径 (mm)	支 承 1 個 の ア ン カー 本 数	ア ン カー 1 本 の 断 面 積 (mm ²)	ア ン カー 1 本 の 降 伏 せん 断 応 力 度 T _a (N/mm ²)	ア ン カー 1 本 の 降 伏 耐 力 (k N)	支 承 1 個 の 耐 力 (k N)	支 承 が 耐 え ら れ る 最大死荷重反力 (k N) (上部工重量W _u /2 =最大死荷重反力R _d) (1 橋台の支 承 数:2個)		
							I 種地盤 (k _h =0.69)	II 種地盤 (k _h =0.79)	III 種地盤 (k _h =0.69)
圧 延 鋼 桁 橋									
1～8	φ20	2	314	136	43	86	124	108	126
プ レ ー ト ガ ー ダ 橋									
1～3	φ25	1	490	136	67	67	97	84	98
4～6	φ32	1	803	136	109	109	157	137	160
7	φ36	1	1017	136	138	138	200	174	202

承のアンカーボルトで決まるので、アンカーボルトの耐力と地震力を比較して通信専用橋の耐震性を評価する。

地震力 H は、通信専用橋の桁重量と添架管路重量などからなる死荷重反力 R_d に比例し次式で求められる。

$$H = k_h \times R_d \quad (2)$$

$$R_d = W_c + W_g + W_f + W_s \quad (3)$$

ただし、 W_c はケーブル重量を含む添架管路重量であり、鋼管の管路の場合は 150N/m (ケーブル重量+鋼管重量)、塩化ビニル管の管路の場合は 100N/m (ケーブル重量+塩化ビニル管重量) とする。 W_g は桁重量であり、主桁号数と主桁幅ごとに、標準設計図の材料表を参照して算出する。 W_f は添架装置重量であり、管路条数・段数ごとに標準設計図を参照して算出する。 W_s は雪荷重であり、多雪地域Ⅰの場合は $1050 \times \text{主桁幅 } B \text{ (N/m}^2\text{)}$ 、多雪地域Ⅱの場合は $2100 \times \text{主桁幅 } B \text{ (N/m}^2\text{)}$ とする。

(5) 死荷重反力と支承耐力の比較

上部構造の橋桁は、桁のサイズと支間長およびケーブル条数で重量が決定する。しかし標準設計図では支承は桁の号数別に配置されているだけで、添架ケーブル条数には比例していない。したがって、同じ橋種・号数でもケーブル条数により耐震対策が変わることも考えられる。橋種・ケーブル条数ごとにレベル 2 地震動時の水平力 H

を算出し、支承の耐荷力と比較して耐震性の判定を行う。

桁重量は、桁本体重量（主桁・横桁・補強材とその部材長）とケーブル条数で決定できる。ここでは使用頻度の高い塩化ビニル管を使用した場合について、死荷重反力（一般地域と多雪地域Ⅱ）を求めた。支承の耐力と比較し、圧延鋼桁橋については図-8(a)に、プレートガーダ橋については図-8(b)に示している。

図-8(a), (b)では、最小の橋長における管路条数が最小・最大の時の死荷重反力位置と、最大の橋長における管路条数が最小・最大の時の死荷重反力位置を算出してプロットしている。この4点を結ぶ囲まれた範囲内が個別の橋長・管路条数に対応する橋長と死荷重反力の関係になる。ケーブル条数が中間の値なら、最小値を示す直線と最大値を示す直線の間で比例配分して求められる。一方、表-4で算出した支承が耐えられる最大死荷重反力を太線（赤線）で記入した。この線を死荷重反力が越えたと、支承耐力<地震力となり、レベル2地震動によって支承が損傷する可能性があるとして評価できる。なお支承が耐えられる最大死荷重反力は地盤種別ごとに算出されている。図-8(a), (b)には最も地震力が大きくなるⅡ種地盤を記載したが、Ⅰ種地盤、Ⅲ種地盤についても同様に比較することができる。

(6)死荷重反力と支承耐力の分析結果

図-8(a)より圧延鋼桁橋については、地盤種別・橋長・雪の影響に関わらず支承の耐力が死荷重反力を上回り、落橋の可能性は低いことがわかる。桁重量、通信ケーブル重量、添架管路重量等が小さいことに加えて桁幅が狭く雪荷重も小さいことにより、地震力が小さくなるためである。一方、図-8(b)に示したプレートガーダ橋は圧延鋼桁橋に比べ大規模な橋であり、多雪地域ではレベル2地震動に対してアンカーボルトの耐力が不十分となるケースがあることが判明した。図-4に示したように過去の地震の支承被害もプレートガーダ橋で生じているのと符合している。

5.2 橋台背面の耐震性評価

橋台背面の沈下は通信専用橋の被災の28%を占め、通信に支障を与えた事例も報告されており、従来から対応策の研究が行われている。橋台背面に沈下が生じると、管路は抜け出しや破断が発生する恐れがあり、管路が被災した場合には、収容されている通信ケーブルに外力が働き、変形による伝送損失の増加、切断による通信の途絶が生じる危険性がある。このため、橋台背面を専用橋の弱点箇所と考え、耐震性評価を行った。

(1)ALIDによる残留変形解析

橋台背面の沈下は、①液状化層そのものの過剰間隙水圧の消散に伴う沈下、②橋台の水平移動により生じた背後地盤の沈下、③橋台の無い護岸の水平移動により生じ

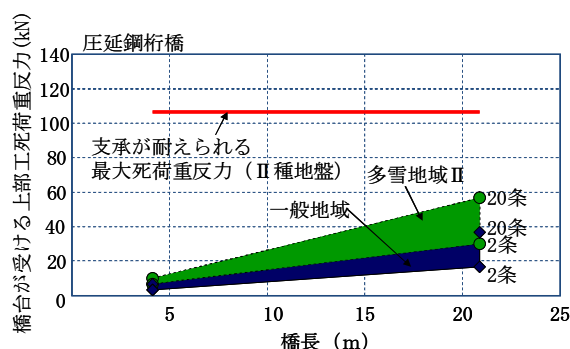


図-8(a) 死荷重反力と支承耐力の比較（圧延鋼桁橋）

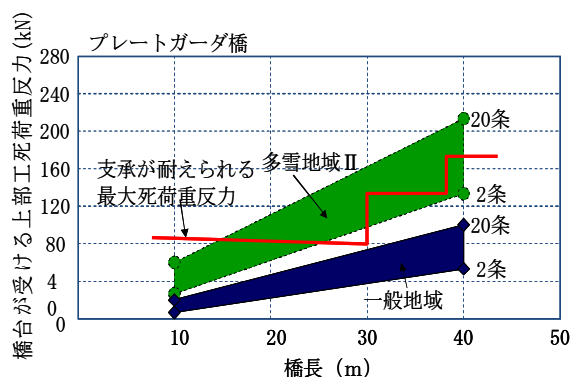


図-8(b) 死荷重反力と支承耐力の比較（プレートガーダ橋）

た周辺地盤の沈下、が複合して生じるものと考えられる。ただし、一般的に橋台は上部構造を有する分、護岸よりも水平抵抗が高く、水平変位が生じにくい。その結果、橋台の背後地盤は、橋台の無い護岸の背後地盤よりも沈下量も少ないと考えられる。よって、橋台背面の沈下量として支配的なものは、液状化層そのものの圧縮沈下と考え、以下、地盤の液状化について検討を行った。橋台背面の通信専用管路が地震による地盤変状の影響をどの程度受けるかを把握するため、橋台の諸元および地盤条件の違いが地盤流動によって生じる残留変位量に与える影響について解析的な検討を実施した。残留変位量の算定手法としては橋台および周辺地盤を一体化として2次元静的FEMでモデル化し、液状化層の剛性低下を考慮して残留変形解析を行う解析コード「ALID」¹⁰⁾を用いた。ここで、ALIDのような比較的簡便な静的解析を用いたのは、本検討が地震時の挙動を厳密に評価するものではなく、地震後の橋台背面地盤の残留変形に着目したものであるため、地震波や液状化時地盤物性の変化などといった不確定条件の設定精度の問題をできるだけ排除するためである。

解析モデルを図-9に示す。標準設計図と設備データから標準的なサイズを選択し、基本ケースのモデルとした。表-5の地盤定数には東京近郊の土質をモデルとして設定した。使用されている材料としてコンクリート、

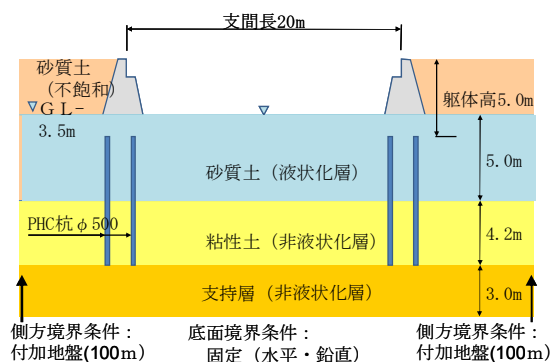


図-9 解析モデル

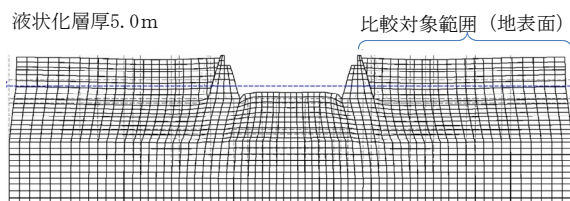


図-10 ALIDによる解析結果例

表-5 解析に用いた地盤定数

	想定 N値	単位重量 γ t (kN/m ³)	変形係数 E_0 (kN/m ²)	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	細粒分 含有率 FC(%)	液状化に 対する抵 抗率FL
砂質土 不飽和層	5	18	14000	5400	—	—
砂質土 液状化層	5	18	14000	5400	10※1	0.7※2
粘性土 非液状化層	2	16	5600	2200	—	—
支持層 非液状化層	50	20	14000	53800	—	—

※1 砂質土(液状化層)は「中砂」を想定し、物性値を設定

※2 液状化層の液状化に対する抵抗率FLは、FL0.7と設定

表-6 解析に用いた構造物の材料定数

部 材 名	設計基準 強度 (N/mm ²)	単位重量 γ t (KN/m ³)	ヤング 係数 E (KN/m ²)	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)
躯体(コンクリート)	21	23.0	2.35×10^7	1.02×10^7
基礎杭(PHC杭Φ500)	80	25.0	4.00×10^7	1.74×10^7

表-7 ALIDによる解析ケース

着目 する 項目	液状化 層厚 (底面直下)	支間 長	躯体 高	橋台形式	基礎 形式	上部工
基本ケース	5m	20m	5m	〇	—	—
液状化 層厚	1m	〃	〃	〇	—	—
	3m	〃	〃	〇	—	—
支間長	5m	10m	〃	〇	—	—
	〃	40m	〃	〇	—	—
躯体高	〃	20m	3.2m	〇	—	—
基礎形式	〃	〃	5m	〇	—	—
上部工	〃	〃	〃	〇	—	〇
橋台形式	〃	〃	〃	—	〇	—

PHC 杭の一般的な強度、重量等を表-6 の構造物の材料定数に示した。解析ケースは基本ケースに対して、液状

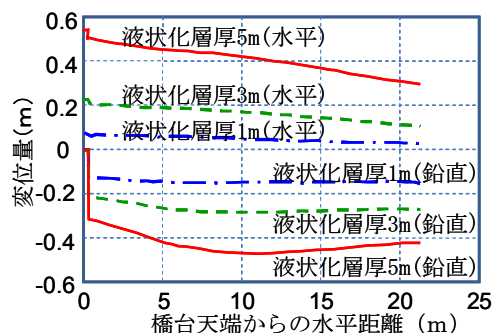


図-11(a) 液状化層厚による残留変位の変化

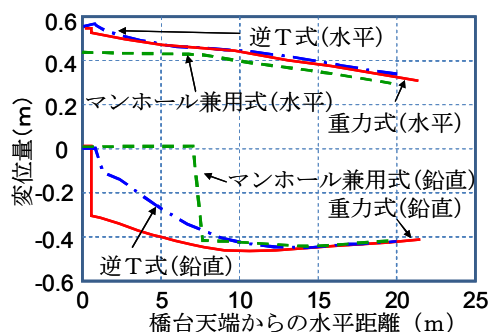


図-11(b) 橋台形式による残留変位の変化

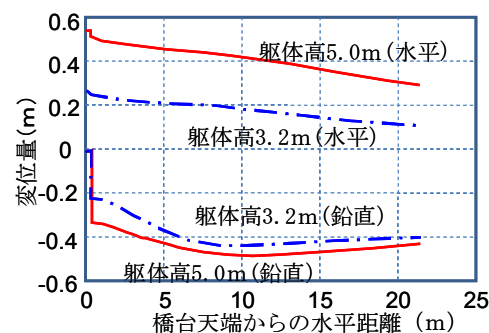


図-11(c) 躯体高による残留変位の変化

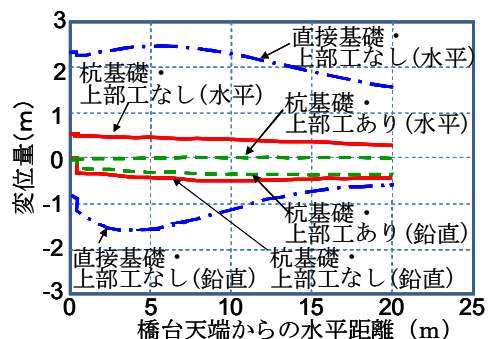


図-11(d) 上部工の有無および基礎形式による残留変位の変化

化層厚、支間長、橋台の躯体高さ、基礎形式、上部工の有無、橋台形式の6項目について影響を解析した。これらの解析ケースを表-7に示している。

図-10に解析結果の一例として液状化層厚の解析結果を示す。基本ケースに対して条件を変えた他の項目に対しても同様に解析結果が得られている。図中に示した「比較対象範囲(地表面)」の節点変位を取り出して、解析条件ごとに比較していく。

図-11(a)~(d)は橋台天端から測った水平距離に対する水平・鉛直変位量を示している。図-11(a)は液状化層厚と地盤の残留変位の関係を示している。鉛直・水平方向ともに液状化層厚の増加により、変位量が増加している。鉛直変位を各液状化層厚の最大値と比較すると、液状化層厚1mでは0.15m、液状化層厚3mでは0.28m、液状化層厚5mでは0.48mとなり、液状化層厚に比例して鉛直変位が増加することがわかる。

図-11(b)は通信専用橋に使用されている3種類の橋台形式と残留変位の関係を示した。水平変位については橋台による差がないが、鉛直変位について橋台付近で差が生じている。これは各橋台の躯体寸法の影響によるものである。重力式のように躯体長の短い橋台では橋台天端に近い位置から変位が生じることに對して、マンホール兼用式のように躯体長の長い場合には躯体の端部となる天端からの距離7m付近で変位が生じる。しかし橋台寸法による影響がない10m付近では沈下量の差はなく0.4~0.5m程度になっている。このため、橋台背面の管路に与える影響としては橋台による差はないと判断した。

図-11(c)は橋台躯体高と残留変位の関係を示している。躯体高の増加により橋台の前面と背面に不均衡差が増加する。このことに起因して水平変位量は増加する。しかし、鉛直変位量について大きな差はなく、沈下量に対して躯体高の影響は小さいと判断した。

図-11(d)は上部構造の有無と基礎形式による残留変形の変化を示している。上部構造がない場合、橋台は背面側からの土圧により前面へ移動する。これに伴い水平変位量は増加する。一方、上部構造がある場合には上部構造が橋台の移動を抑制するため、水平変位は生じない。この結果から、橋台を持たない護岸に比べ、上部構造を持つ橋は水平変位が生じにくいと判断できる。また基礎形式については杭基礎に比べ直接基礎の場合、水平、鉛直方向ともに著しく変位量が増加する。しかし、直接基礎は解析モデルとした地盤へ適用は想定しにくく、耐震性能評価時の留意点に留める。以上の解析結果から、鉛直変位については液状化層の層厚が支配的であることがわかる。

(2)地盤沈下量と被災の関係分析

表-8に地盤沈下を伴う橋梁被害数を示す。被災事例として、通信専用橋の被災と沈下量の記録が残されている事例は11件である。一方、橋梁添架管では76件の事例がある。橋梁添架管の橋台際地中部の構造は、通信専用橋

表-8 地盤沈下を伴う橋梁被害数

	通信 専用橋	橋梁 添架管等	合 計	ケーブル 被害数
浦河沖地震	0	18	18	0
日本海中部地震	2	22	24	0
兵庫県南部地震	5	25	30	5
宮城県北部地震	0	0	0	0
新潟県中越地震	4	11	15	0
合 計	11	76	87	5

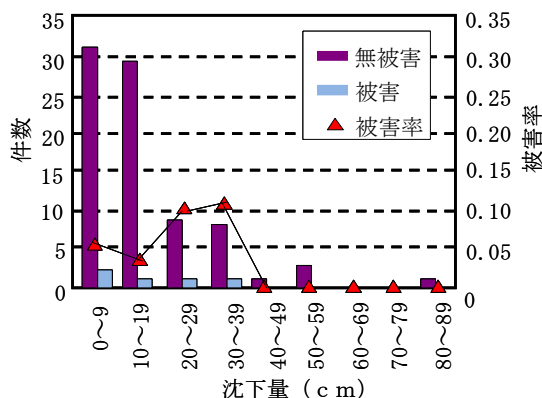


図-12(a) 地盤沈下量と被害の有無の関係

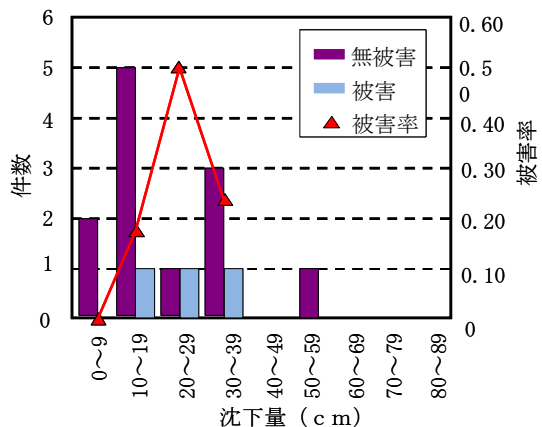


図-12(b) 液状化による沈下量と被害の有無の関係

と同じであり、両者の事例を合わせ、87件を分析に使用した。この中には通信ケーブルに被害が発生した事例が5件含まれている。87件の被災事例について沈下量と通信ケーブル被害の有無および被害率を図-12(a)に整理した。同図に示すように、被害件数に着目すると、地盤沈下量が50cm以上の領域で被害のないものが存在し、逆に、地盤沈下量が10cm未満の被害件数が相対的に多く、被害率を算出しても、沈下量との比例関係は見られない。

そこで、図-12(b)に示すように橋の周囲に液状化の痕跡があった事例を抽出して整理を行った。液状化無しの

場合には、盛土法肩のすべり破壊によるものなどが含まれており、全体的な沈下を表していない可能性があるため、液状化有りの事例に着目した。20cm程度の沈下が生じると被災率が高くなっているが、サンプル数が少なく沈下量と被災との関係を一概に断じることができない。そこで継手の抜け出し量を解析的に求め、沈下の影響を分析してみる。

(3)地盤沈下に伴う管路の抜け出し解析

図-13に通信専用橋の橋台部の構造を示す。不等沈下が生じやすい橋台背面側には鋼管が使用され、沈下に対しては伸縮継手の伸長によって追従する構造となっている。しかし、伸縮継手の伸縮量は通信専用橋の建設年度によって異なり、旧構造の伸縮継手は沈下に対して十分な伸縮量を有していない。このため、橋台背面の地盤沈下に伴う管路の変形状態を求め、継手部で発生する抜け出し量を解析的に推定した。

解析には完全弾塑性型の非線形ばねで支持されたはりの解析により沈下量に応じた弾性曲線を求める鈴木の研究¹¹⁾を用いた。解析条件は80A鋼管1本とし、弾性係数 $E=200\text{GPa}$ 、外径 $D=0.0891\text{m}$ 、厚さ $t=4.2\times 10^{-3}\text{m}$ 、断面二次モーメント $I=101\times 10^{-8}\text{m}^4$ 、地盤抵抗力は実験データに基づき $p=106\text{kPa}$ 、降伏変位 0.04m のバイリニアのモデルとした。

求められた沈下量と管の抜き出し長を図-14に示す。管の抜き出し長が5cmに達する沈下量はヒンジ端で約50cm、固定端で約60cmであり、沈下量の約10%が引き出される結果となっている。ここで図-14に示した解析は管路1本当たりの場合であり、多条多段で布設される通信管路の場合には補正する必要がある。多条布設された管路1本当たりに加わる地盤抵抗力は、単独の場合と比べて大きくなるため、同一沈下量に対して抜け出す量が大きくなることを考慮する必要がある。また通信管路は一定間隔で継手を有する構造であり、継手部分は曲がりやすい特性を持つ。曲げ変形が大きくなれば抜け出す量も大きくなると考えられる。図-14の結果で沈下量が1mになると15%の抜け出しとなることも考慮して、地盤沈下量の20%が抜け出し量に相当すると考える。

(4)橋台背面の沈下に対する考察

橋台背面区間では現在は1983年に導入された引き抜き量145mmの離脱防止継手を使用されており、通信専用橋の約3割に設置されている。1965年～1982年には引き抜き量85mmの鋼管伸縮継手あるいはPS伸縮継手を使用され、現在も通信専用橋の約7割に設置されている。この2種類の継手の伸縮構造は同じである。1964年以前には温度伸縮だけを見込んだ継手、もしくは伸縮が考慮されていない設備がわずかにある。離脱防止継手を使用した通信専用橋では橋台背面側の沈下によりケーブルが被災した報告はなく、被災はPS伸縮継手以前の設備で発生して

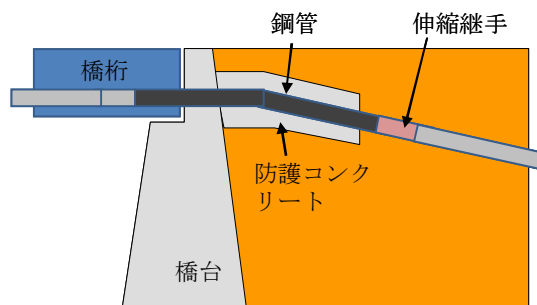


図-13 通信専用橋橋台部の構造

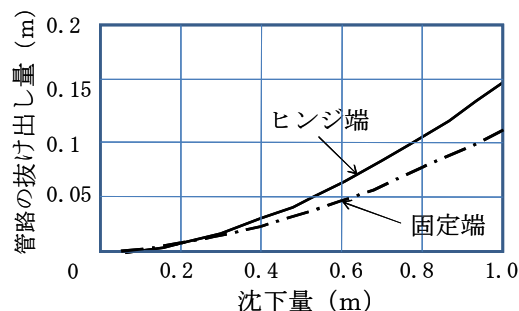


図-14 沈下量に伴う管路の抜け出し長

表-9 伸縮継手の機能と目安となる許容沈下量

建設年度	伸縮継手の種別	機能	許容沈下量
1957～1964	ジュート巻鋼管伸縮継手	伸縮しろ15mm	—
1965～1982	PS伸縮継手(鋼管伸縮継手)	引抜き量 85mm	300mm
1983年以降	離脱防止継手	引抜き量 145mm	500mm

いる。1964年以前の設備については許容沈下量が設定できず、沈下が想定される地盤では被災する可能性が高いと考えられる。PS伸縮継手の引き抜き量から推定する許容沈下量は沈下量の20%抜け出すとして425mmとなるが、件数は少ないものの被災事例が沈下量200mmから発生していることを考慮し、許容沈下量の目安を300mmと考える。また離脱防止継手の許容沈下量を解析により求めると500mm以上となる。しかし、離脱防止継手を設置した橋台背面に沈下が生じた場合に無被害であった実績は沈下量500mmである。このため、離脱防止継手の目安となる許容沈下量は500mmと考える。以上のことをまとめて表-9に示している。沈下量が目安となる許容沈下量を超える場合には耐震対策が必要となるが、沈下量の判定方法として、液状化層厚の5%を沈下量として見込む方法^{12),13)}を用いることとした。ALIDの解析結果では沈下量は液状化層厚の10%になり過小評価となるが、継手の許容沈下量で安全率を見ているため、他企業の指針を参考に決定した。

6.まとめ

本研究は、通信設備の大量建設時代に全国でつくられた通信専用橋の耐震対策を合理的に進めるために、その耐震性能を簡易に判定する方法を検討している。上部構造、下部構造の補強や落橋防止対策、継手の取り替えなどの耐震対策が望まれるが、個々の評価結果にもとづいて適切な対策を講じる必要がある。

上部構造については被災事例と解析により通信専用橋の弱点箇所を抽出し、耐震性能評価を行った結果、通信専用橋全体の71%を占める標準化された4種類の通信専用橋について橋種、橋長、添架管路条数から簡易に耐震耐力の判定が可能となった。さらに通信専用橋の52%を占める圧延鋼桁橋は、地震による慣性力を受けても桁重量と添架管路重量等からなる上部構造の重量が小さいために、支承部の耐力が上回り、損傷の可能性が低いことが分かった。

下部構造と管路については被災事例とALIDによるシミュレーション結果から検討のポイントを橋台背面側の沈下に絞込みを行った。さらに被災事例と解析によって沈下量と被災の関係を分析し、通信専用橋の7割に使用されているPS伸縮継手の許容沈下量を300mmとして評価することとした。

今回の検討結果により、通信専用橋に要求する耐震性能から判断される対策実施範囲の絞り込みや優先順位の設定が可能となった。さらに通信専用橋の設置環境等を考慮し、第三者被害に対するフェールセーフも踏まえ優先順位付けをし、耐震対策を実施していく必要がある。

謝辞：本報告は（財）地震予知総合研究振興会に設立した委員会の検討結果を元に作成したものであり、委員会メンバーである東京電機大学安田進教授、武蔵工業大学小池武教授、通信土木コンサルタント(株)金津博部長、森健治課長、NTT-インフラネット(株)中尾憲一郎、江崎良彦主査、本多文夫主査の協力に感謝いたします。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会:阪神・淡路大震災調査報告 ライフライン施設の被害と復旧, 土木学会,1997.10.
- 2) 国土交通省:緊急輸送路の橋梁耐震補強3箇年プログラム,<http://www.mlit.go.jp/kasha/kisha05/06/060308/02.pdf>
- 3) 情報流通インフラ研究会,情報流通インフラを支える通信土木技術,電気通信協会,2000.
- 4) 又木慎治,出口大志,中野雅弘,鈴木崇伸,友永則雄:通信用中口径管路設備の耐震設計の検討,構造工学論文集Vol.42A, pp.685-696, 1996.3
- 5) 田中宏司,鈴木崇伸:新潟県中越地震の電話施設の被害分析,第12回日本地震工学会シンポジウム, 2006.11.
- 6) 土木学会耐震工学委員会編:土木学会震害シリーズ②1993年釧路沖地震震害調査報告書,土木学会, 1994
- 7) 土木学会耐震工学委員会編:土木学会震害シリーズ③1993年北海道南西沖地震震害調査報告書,土木学会,1996.
- 8) 又木慎治,出口大志,中野雅弘:1993年釧路沖地震における地下通信設備を取り巻く地盤評価結果,日本地震工学シンポジウム論文集,Vol.9th, pp.25-30, 1994.12.
- 9) 馬場進,鈴木崇伸,柏井善夫,森敦:新潟県中越地震における通信専用橋の座屈被害分析,第12回日本地震工学会シンポジウム,2006.11.
- 10) 安田進,吉田望,安達健司,規矩大義,五瀬伸吾,増田民夫:液状化に伴う流動の簡易評価法,土木学会論文集,No.638/III-49, pp.71-89, 1999.
- 11) 鈴木崇伸:非線形なばねで支持されたはりの近似解析法,土木学会論文集No.689/I-57, pp.109-116, 2001.
- 12) 鉄道技術総合研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 1999.
- 13) 日本下水道協会:下水道施設の耐震対策指針と解説, 2006.

(2007年9月18日受付)