

小スパン水管橋の地震時被害予測のための基礎的考察

京大工学部 正員 後藤尚男・杉戸真太
 京大大学院 学生員 森田信吾

1. はじめに 現実の上水道システムには多く存在するにもかかわらず、上水道管路網のシステム信頼度評価法において従来考慮されなかった小スパン水管橋を取り挙げ、実被害データの整理および地震動強度に対する被害予測に関して基礎的考察を行なった。

2. 1978年宮城県沖地震による地震動強度と被害状況との関係

1978年宮城県沖地震で被害を受けた水管橋のうち、構造特性などの詳細が得られたものを示す。また、各水管橋の伸縮継手における揺動幅を、N値柱状図から求めた地盤パラメータ β_n に対してプロットしたものが図-1である。これを見ると構造が簡単なパイプ・ビーム形式(表-1でケース4・6)では揺動幅が非常に小さい。また構造規模が同様な他の7橋では、 β_n の増加とともに揺動幅も増加するが、 β_n が0.3程度以上、すなわち、地盤が軟弱な場合には揺動幅は小さくなっている。被害報告を見ると、地盤が軟弱なケース7・8・9では地盤の永久変形に起因した被害が生じている。一方、地盤が良好なケース1・2では動揺振動が卓越しているが、被害は軽微である。

3. 小スパン水管橋の地震時挙動の解析 比較的簡単な構造であるパイプ・ビーム形式とボックス状のフランジ補剛形式について地震時の慣性力による管体応力を静的解析より算定してみた。モデルは両端固定ばりとし、慣性力は等分布に作用させた。水平方向加速度を500galとしたときの最大曲げ応力を、パイプ・ビーム形式とボックス状のフランジ補剛形式の各々についてスパン長に対してプロットしたものが図-2・3である。図中の破線は溶接部分をもち鋼管の引張降伏応力27.65kg/mm²を表わしている。調査した範囲では現存する各形式の水管橋はいずれも安全領

表-1 仙台市および周辺の水管橋の構造特性、地盤条件および1978年宮城県沖地震による当該地点での地震動強度の期待値

| ケース | 橋名 | 管径 (mm) | 橋長 (m) | スパン数 | 補剛の形態・種類 | β_n | $A_{max}(g)$ | $V_{max}(km/h)$ | 揺動幅 (mm) |
|-----|------------------|---------|--------|------|-------------|-----------|--------------|-----------------|----------|
| 1 | 宮城県東郷町 石巻川水管橋 | 1000 | 309 | 5 | 角・フランジ補剛形式 | -0.328 | 12.8.4 | 11.69 | 50~100 |
| 2 | 石巻川水管橋 | 1000 | 543 | 8 | 〃 | -0.225 | 137.7 | 12.62 | 50~100 |
| 3 | 比佐川水管橋 | 1000x2 | 155 | 5 | 角・フランジ補剛形式 | 0.020 | 175.4 | 16.27 | 60~120 |
| 4 | 大野田水管橋 | 300 | 10 | 1 | 無・パイプ・ビーム形式 | 0.126 | 176.4 | 16.56 | 0~10 |
| 5 | 仙台市水道局 石巻川水管橋 | 1100x2 | 413 | 5 | 角・フランジ補剛形式 | 0.161 | 189.7 | 17.37 | 100~200 |
| 6 | 石巻川水管橋 | 700 | 40 | 1 | 無・パイプ・ビーム形式 | 0.265 | 190.5 | 17.81 | 0~10 |
| 7 | 上戸川水管橋 | 500 | 225 | 6 | 角・フランジ補剛形式 | 0.465 | 217.7 | 20.66 | 20~30 |
| 8 | 直生水管橋 | 400x2 | 325 | 7 | 角・フランジ補剛形式 | 0.593 | 246.0 | 23.48 | 30~50 |
| 9 | 龍越水管橋 | 500 | 237 | 4 | 角・フランジ補剛形式 | 0.688 | 278.3 | 26.63 | 30~50 |

(*) 伸縮継手部における揺動幅
 (**) 字表よりの推定値

表-1に1978年宮城県

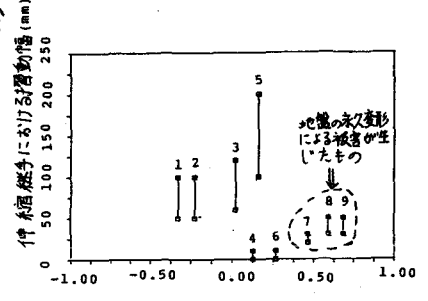


図-1 地盤パラメータ β_n と伸縮継手における揺動幅の関係 (図中の数字は表-1のケース番号に相当する)

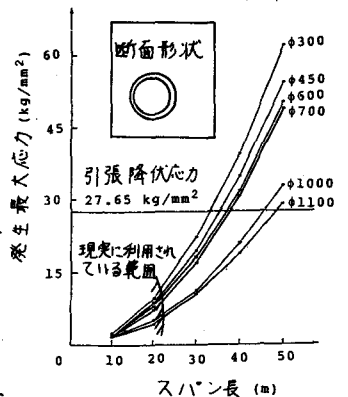


図-2 パイプ・ビーム水管橋におけるスパン長と最大応力の関係 (想定加速度500gal)

GOTO HISAO, SUGITO MAJATA, MORITA SHINGO

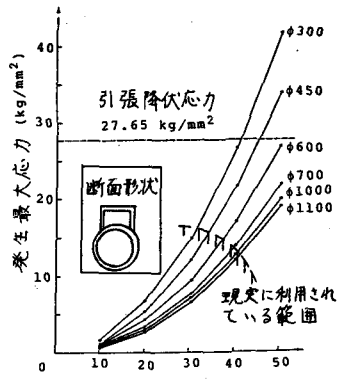
域にあり，水平方向慣性力により管自体に亀裂が生じ漏水することは無いと思われる。また，ボックス状のフランジ補剛形式ではねじりが生じるが，最大せん断応力は 0.15 kg/mm^2 程度であり非常に小さい。さて，地盤の永久変形に起因する被害としては伸縮継手におけるものが多い。そこで，橋台が変位したときの伸縮継手の挙動を扱った。橋台の変位としては橋台の回転と橋台が一体構造でない場合等に生じる不等沈下とを考える。回転角 θ と伸縮継手の抜け出し量 d_{jh} ・継手のたわみ角 ϕ との関係を図-4・5に示した。なお，図-4・5中の h は橋台の高さを，図-5中の一点鎖線は抜け出して脱管する境界を示している。

4. 京都市新山科低区幹線内の水管橋の震害予測 京都市

新山科低区幹線内の水管橋名および各水管橋位置での地盤パラメータ s_n ・想定地震による地震動強度を表-2に示す。青藤³⁾によれば，1978年宮城県沖地震による仙台市域での実地震動強度はアラニューエーシオン式から求めた期待値の2倍程度である。これに基づき伏倉系七北田川水管橋(表-1でケース6)での最大加速度・最大速度を 380 gal 程度・ 35 kine 程度と考えると，表-2のケース5・6・7は地盤条件・地震動強度・構造特性の点で漏水のある伏倉系七北田川水管橋と近い状況にある。従って，表-2のケース5・6・7は漏水におよぶ可能性は高いと考えられる。

5. あとがき 上水道管路網のシステム信頼度解析において従来考慮されなかった水管橋の耐震信頼度は決して高くないということかでき，今後は水管橋の破壊基準を考慮して解析を行なう必要がある。最後に，有益な御指摘をして頂いた京大助教授尾田弘行先生ならびに貴重な資料を提供して下さいた久保田鉄工(株)鉄管研究部・若本利行氏・若井彦彦氏に対し深謝の意を表するものであります。

参考文献 1) Kameda, H., Sugito, M., Goto, H., 3rd International Earthquake Microzonation Conference, Seattle, June, 1972.
 2) 日本水道協会: 耐震設計のための水道用鋼管実管引張圧縮試験報告書, 昭和52.1.
 3) 後藤尚男, 京都市防災会議, 昭和57.6.
 4) 青藤宏, 京都大学卒業論文, 昭和57.2.



スパン長 (m)
 図-3 ボックス状のフランジ補剛水管橋におけるスパン長と発生最大応力の関係(想定加速度 500 gal)

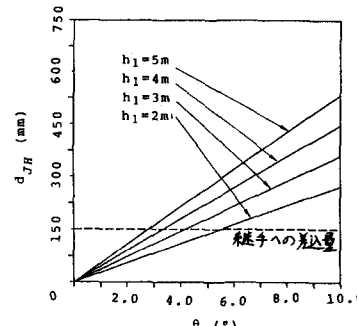


図-4 回転角 θ と抜け出し量 d_{jh} の関係(不等沈下量 $d_d=0 \text{ mm}$)

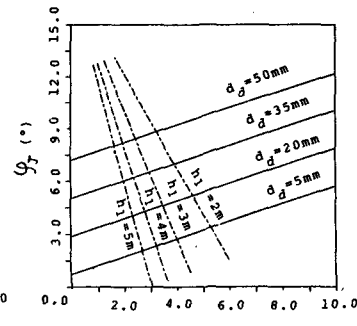


図-5 回転角 θ と継手のたわみ角 ϕ の関係($\phi 1000 \text{ mm}$)

表-2 京都市新山科低区幹線内の水管橋位置での地盤条件および想定地震に対する地震動強度

| ケース | 橋名 | s_n | 想定地震 (A) | | 想定地震 (B) | |
|-----|-------|--------|-----------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|
| | | | \bar{a}_{max} (gal) | \bar{v}_{max} (kine) | \bar{a}_{max} (gal) | \bar{v}_{max} (kine) |
| 1 | 井ノ口橋 | -0.139 | 297.9 | 18.78 | 297.9 | 21.44 |
| 2 | 十条天神橋 | -0.082 | 310.6 | 19.65 | 310.6 | 22.44 |
| 3 | 新上高羽橋 | 0.004 | 331.0 | 21.06 | 331.0 | 24.05 |
| 4 | 大牟橋 | 0.012 | 332.3 | 20.93 | 332.9 | 24.20 |
| 5 | 石田橋 | 0.238 | 385.4 | 24.65 | 393.3 | 29.01 |
| 6 | 丹後橋 | 0.300 | 405.1 | 26.01 | 411.7 | 30.49 |
| 7 | 新六地藏橋 | 0.321 | 404.4 | 26.03 | 418.1 | 31.01 |