

地震による橋梁落橋に対する軟弱粘性土層の影響

前橋工科大学 学生会員 ○鈴木秀晴

前橋工科大学 正会員 那須 誠

1.はじめに

本研究では1964年の新潟地震で5径間の落橋に至った昭和大橋の落橋原因を考察する。この落橋範囲の地盤にはN値が極小値を示す軟弱粘性土層(以下、軟弱層)が存在し、地震時にこの層を境目として上層地盤の移動が比較的大きく生じ落橋したと推測されている¹⁾。この軟弱層に着目し地震応答解析を行い、この推測を確かめる。

2. 昭和大橋の構造および被害の概要

(1) 構造と地盤の概要

昭和大橋は橋長 303.9m、幅員 24.0m、上部構造は活荷重合成鋼単ゲタ橋であり、下部構造においては径 600mm、杭長 25m の鋼杭 9 本 1 列に用いた鋼管杭基礎の橋梁である²⁾。昭和大橋は図 1^{1), 2), 3)}に示すように牡丹山砂丘(右岸側)と河成層(左岸側~右岸側、Um 層あるいは Um~Us 層)に跨って作られている。その河成層は橋脚 P₇ 付近を境にして右岸側は砂質土のみからなり、左岸側は中間部に N 値が 0 に近い極小値を示す A 点、B 点、及び C 点付近の軟弱層を挟んでいる。また、その軟弱層のある範囲のみで落下したことも分かる^{1), 3)}。

(2) 被害機構の推定

地震後の調査より、図 1 に示すように右岸方向に P₄ 橋脚鋼管杭の永久変形²⁾が確認されている。よって地震時にこの軟弱層を滑り面として、その上の厚い河成層が右岸方向へ動き落橋が生じたと推測できる^{1), 3)}。この時、右岸側の橋脚 P₆~P₁₀ の範囲にある軟弱層が含まれていない河成層と橋脚 P₁₀~右岸側橋台 A_R の範囲にある浅い埋没砂丘がともに固くて不動点のようになってあまり動かず、両地盤間に短縮側の不同変位が大きく生じて、その境界部の前後にある橋脚 P₅ と P₆ の杭間隔が狭くなり、落橋範囲が限定されたと考えられる^{1), 3)}。このような地盤の不同変位が橋脚間隔の変化を起こしたのは、河成層の圧縮性が比較的小さくかつ地盤反力係数が比較的大きいためと考えられている^{2), 4), 5)}。

3. 地震応答解析

(1) 地震応答解析の方法

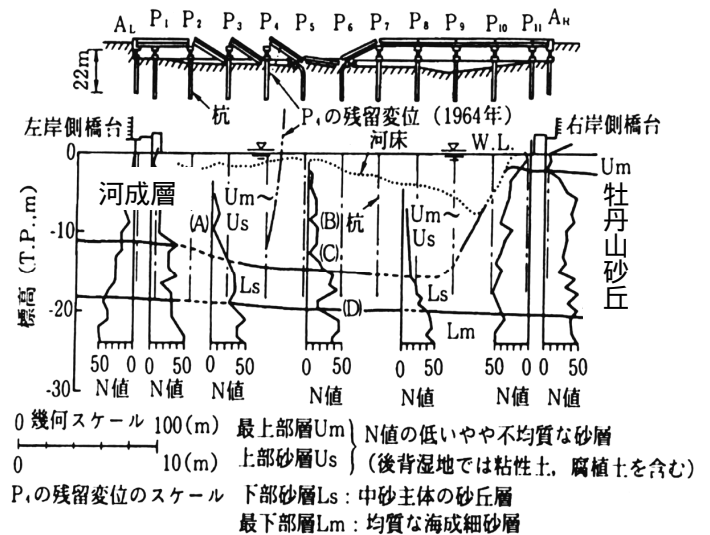
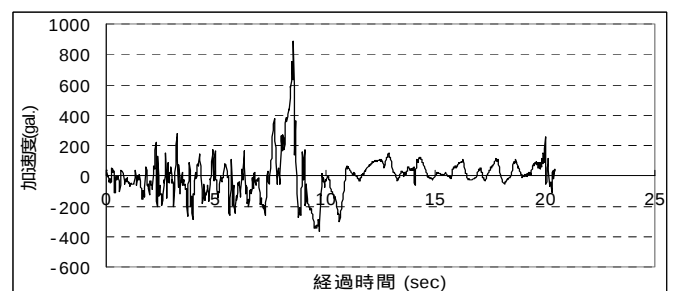
図 1 昭和大橋の地震被害と地盤^{1), 2), 3)}図 2 入力波形(川岸町A点、EW成分)⁶⁾

表 1 物性値(土層)(文献 6 の修正値)

材料番号	土質名	単位体積重量 (tf/m ³)	初期せん断弾性係数(tf/m ²)	ポアソン比
	左岸盛土(砂)	1.8	4,100	0.49
	右岸表土(砂)	1.8	4,100	0.49
	軟弱層(粘土)	1.3	110	0.49
	Um 層(粘土)	1.7	4500	0.49
	Us 層(砂)	1.95	6500	0.49
	Us 層(砂)	1.95	13000	0.49
	Ls, Lm 層(砂)	2.0	15000	0.49

表 2 物性値(ビーム要素)(文献 7)

材料番号	部材名	単位体積重量 (tf/m ³)	せん断弾性係数(tf/m ²)	断面積 (m ²)	断面二次モーメント(m ⁴)	ポアソン比
梁	橋台	2.5	1.04 × 10 ⁶	54.0	22.781	0.15
梁	橋脚	7.8	8.1 × 10 ⁶	2.63	0.014	0.3
梁	主径間	7.8	8.1 × 10 ⁶	4.79	0.232	0.3
梁	側径間	7.8	8.1 × 10 ⁶	4.66	0.149	0.3
梁	上部水平材	2.5	1.04 × 10 ⁶	31.2	4.394	0.15
梁	下部水平材	2.5	1.04 × 10 ⁶	24.0	2.0	0.15

キーワード 落橋の地震被害、落橋、軟弱粘性土層、地震応答解析、地盤の移動

連絡先 〒371-0816 群馬県前橋市上佐鳥町 460-1 Tel:027-265-7342 E-mail:nasu@maebashi-it.ac.jp

本研究では地震応答解析に「micro FLUSH」を使用する。図 2⁶⁾に示した入力地震波は、新潟市の川岸町A^{*}で実測された加速度波形 EW 成分を川岸町の地盤モデルを想定し、基盤に戻した波形として求めたものである。解析モデルの地盤物性及び部材物性は文献 6)、7)を参考にして定めた。

(2) 昭和大橋と地盤のモデル化

桁の落橋範囲の地盤には A、B、及び C 点の極軟弱層が存在しているが、中でも最も深く落橋範囲の中心に位置する C 点を基準にその存在範囲を落橋範囲の 5 径間として、図 3 のようにモデル化を行った。なお軟弱層の厚さはボーリング調査結果⁶⁾より 0.65m とし、橋梁の固定沓・可動沓のモデル化については固定沓をピン、可動沓を roller とした。比較のための軟弱層無しモデル(図 3 の無しモデル)と計 2 個のモデルを作成し解析を行った。

(3) 解析結果

図 4 は解析より得られた橋脚上の固定沓(橋脚頭)と可動沓(橋桁)の間に発生する接近側の最大変位差を示したものである。ここで沓が両自由端で構成される P₆ 橋脚上においては桁同士の変位量を示しているが、この部分では他地点に比べ変位差が最大値を示している。軟弱層の有無に着目すると軟弱層の有りの時にその値が大きくなっている。さらに図 3 に記入した P₆ 橋脚上の両自由端沓の最接近時の橋脚変形図を見ると P₅、P₆ を境に左岸側のみ変形が生じ、P₇ より左側に不動点の作用が見られ、これは前述の被害機構の推定と一致すると言える。また、図 4 上部に示した橋脚頭部の変位波形図からは、P₂ 付近橋脚が大きく変形しているのが見られる。これは地盤面から上部の杭長の差による橋脚の周期変化によるものと考えられるが、この面を境界として軟弱層が現れる、所謂地盤構造の変化点であることも原因の 1 つと考えられる。最後に図 5 に永久変形が残った P₄ 橋脚の左隣要素のせん断ひずみを示した。軟弱層有りモデルでは軟弱層の存在位置である 31m~32m でせん断ひずみが極値を示しており、軟弱層が地盤のすべりを誘発させたことが推察できる。

4. まとめ

土質柱状図より確認できる軟弱層に着目し地震応答解析を行ったところ、軟弱層の存在により落橋範囲地盤の桁間隔に比較的大きい相違を生じさせ、また両側が自由

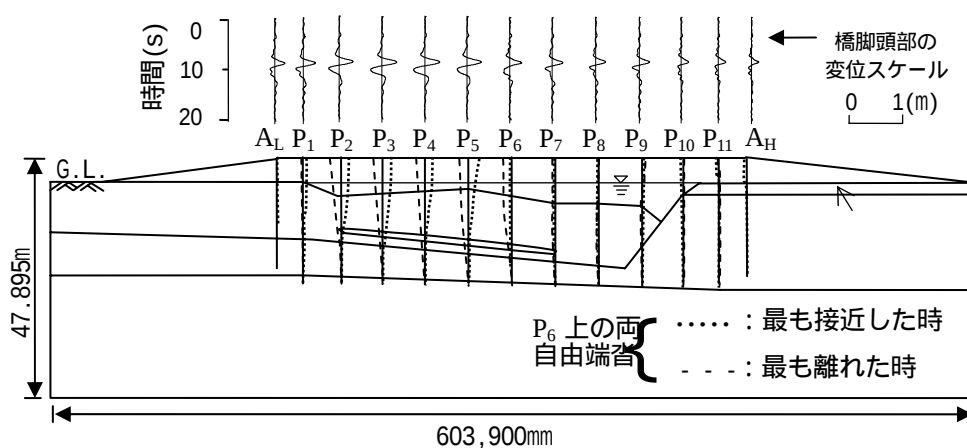


図 3 昭和大橋と地盤のモデル化(表 1 の土層番号、及び橋脚変形図追加)

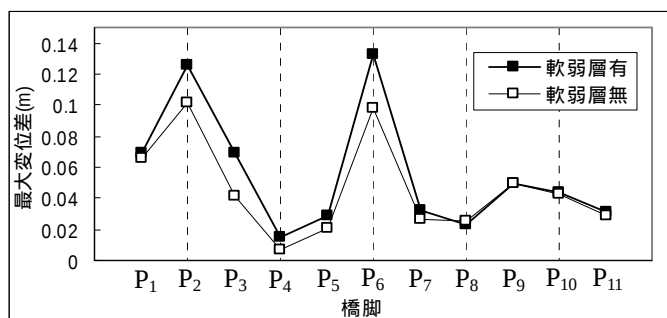


図 4 最大変位差

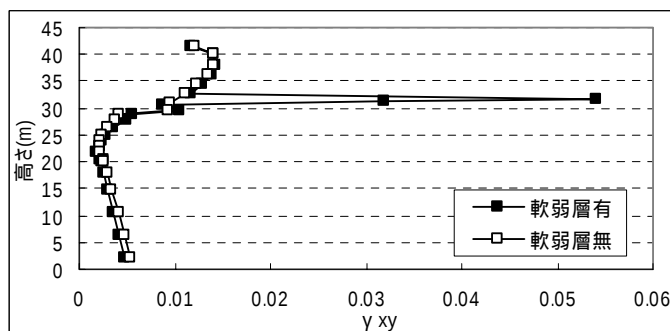


図 5 P₄ 橋脚付近のせん断ひずみ

端で構成される P₆ 橋脚上でその変位差が最も大きい結果となった。本橋は実際の目撃談²⁾によると地震後 5 分後に落橋し始めたと言われているが、軟弱層の局所的な存在により、地震時に上記の解析結果のような現象が発生し、落橋に大きく影響したことも推定される。終わりに解析にあたって参考にして頂いた文献の著者に厚く御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 那須 誠:地震による被害構造物と無被害構造物の地盤の違い, 土木建設技術シンポジウム 2003, pp.299-306, 2003.7.東京.
- 2) 昭和 39 年新潟地震震害調査報告, 土木学会新潟地震震害調査委員会編, (社)土木学会, 1966.6.
- 3) 那須 誠:地震被害形態と地盤形状および土質構成の関係, 鉄道総研報告, Vol.8, No.5, pp.35-40, 1994.5.
- 4) 那須 誠:阪神・淡路大震災による高速道路橋梁の被害と地盤の関係, 第 6 回耐震補強・補修, 耐震診断に関するシンポジウム講演論文集, pp.73-80, 2002.7.
- 5) 那須 誠:地震被害への地盤の影響と被害機構の推定(その 3, 建物と橋梁), 前橋工科大学研究紀要, pp.19-21, 2000.3.
- 6) 建設省土木研究所編:昭和大橋における地盤及び下部構造の耐震性調査, 土研資料, 第 1591 号, pp.35-40, 1980.7.
- 7) 近藤益央:地盤の液状化を考慮した昭和大橋の地震応答解析土木学会年次学術講演会講演概要集第 3 部, Vol.37, pp.59-60, 1982.