

北海道南西沖地震時の長万部橋の地震時挙動について

北海道開発局 開発土木研究所 正会員 佐藤 昌志
 正会員 金子 学
 (株) 構研エンジニアリング 正会員 木村 和之
 柳田 孝彦

1 まえがき

平成5年7月に発生した北海道南西沖地震は、道南を中心とする各地に大きな被害をもたらした。一般国道37号の長万部橋(図-1.1)もその一つで、橋脚のケーソン基礎に傾斜が生じたため、車両の交通規制を行い、地盤改良による応急復旧対策を実施した。この橋は昭和35年に車道単独で完成した後、昭和51年に歩道拡幅が行われ、橋脚の柱部分にコンクリートの打ち継ぎ(図-1.2)を行っている。その結果、基礎は常に偏心荷重を受ける構造となっていた。

本文では、ケーソン基礎の動的バネによる支持機構に着目し、地震時挙動解析の静的な簡易計算法によるアプローチを試み、それらの結果について報告するものである。

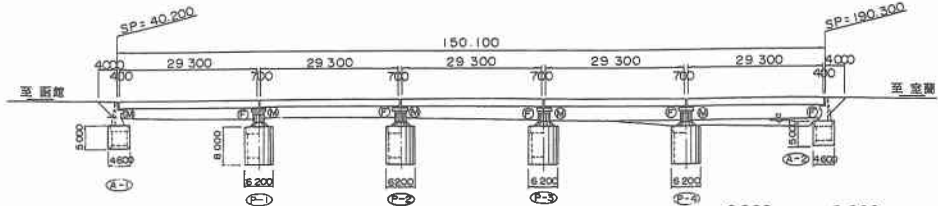


図-1.1 長万部橋概要図

2 被害状況 1), 2), 3)

橋脚は拡幅した歩道側に傾いており、実測の結果ケーソン天端の水平変位量は表-2.1のとおりであった。このように橋梁全体の変位状況は、両端の橋台が固定され中央部で大きくふくらむ、橋軸直角方向の1次振動モードに似た形が現われている。一方、下部工周辺では多くの噴砂跡が確認でき、広範囲な液状化の発生が推察される。

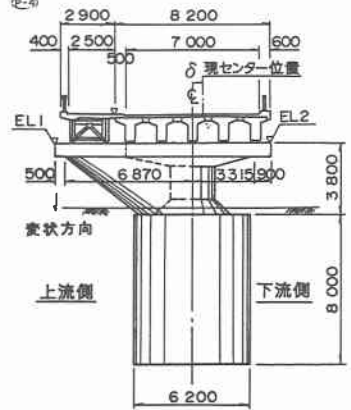


図-1.2 橋脚正面図

3 解析目的と解析手法

3.1 解析目的

ケーソンが傾斜した原因は、地質や噴砂の状況、また橋梁形式等を勘察すると、次の3点が挙げられる。

- ①地震動の作用に伴う根入れ地盤の支持力の低下、
- ②地盤の液状化によるケーソン横抵抗の低下、
- ③歩道添加による大きな偏心荷重の作用。

道内では、長万部橋のような②、③の要素をもつ拡幅橋は数多いとも考えられる。また、①は②との関連が大きいと仮定すると、将来、南西沖級の地震を受けた場合、同様の被害が出ることも懸念される。

表-2.1 橋脚の変位量 (mm)

	δ	EL2 - EL1	ケーソン天端変位
P-1	250	173	170
P-2	450	350	280
P-3	420	368	230
P-4	270	281	140

Study of dynamic behavior of Oshamanbe-bashi during the Hokkaido-Nansei-Oki Earthquake, July, 12th, 1993

Masashi SATOH, Manabu KANEKO, Kazuyuki KIMURA and Takahiko YANAGIDA

したがって、本報告では次の3項目を主目的として解析を実施した。

- a) ケーソン基礎の変状メカニズムの解明を試み、同時に地震時挙動解析の静的簡易計算法を検討する。
- b) 変状原因として挙げた偏心荷重の影響を検証する。
- c) 応急復旧対策として施工した地盤改良の効果を検証する。

3.2 解析手法

本報告では、大地震下における沖積地盤を対象としているため、ケーソン基礎の地震時挙動解析は、土のひずみ依存性を考慮した動的バネによらなければならない。つまり、南西沖地震の際の地盤のひずみ増加に伴うせん断剛性の低下を考慮する必要があるため、図-3.1の解析の流れに示すとおり、地盤の地震応答解析に基づいた検討を行った。

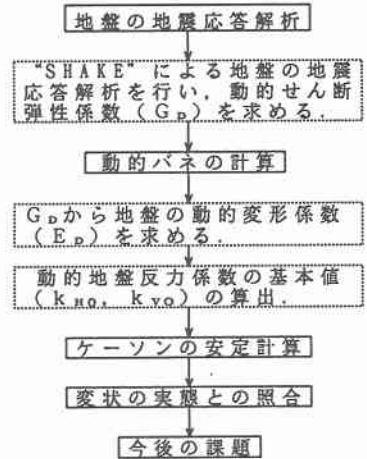


図-3.1 解析の流れ

4 地盤の地震応答解析

4.1 解析モデル

解析に用いた地盤モデルを図-4.1に示した。工学的基盤面は、地震波が増幅しない層を選択する必要があるため、震度-37.6mまでを解析の対象とした。モデルの物性の中で、土のひずみ依存特性は解析上とくに重要な要素であるが、今回は原位置試験を行っていないため、既往の資料⁴⁾を参考に定数設定を行った。

4.2 入力地震動

北海道開発局の強震観測点の内、長万部橋に比較的近いのが、「磯谷橋」と「上鳥崎橋」である(表-4.1, 図-4.2, 図-4.3)。磯谷橋は長万部橋と同様の沖積地盤にあり、Ⅲ種地盤上の最大加速度が観測されている。しかしながら、最大加速度以外のデータは一部信頼性の乏しい部分もあったため、基盤入力波は「上鳥崎橋」のTR波(地盤上、橋軸直角方向)^{1), 5)}を採用することとし、次の手順で地盤の応答解析を行った。

表-4.1 強震観測記録^{1), 5)}

	地盤種別	震央距離(km)	地表最大加速度(gal)	
			水平	鉛直
磯谷橋	Ⅲ種	96	147	52
上鳥崎橋	I種	140	231	28

※長万部橋はⅢ種地盤、震央距離100km。

GH-1.28	層厚	N	Vs (m/s)	Go (t/m ²)	
3.2	砂	3.20	7	153	4,777
6.5	細砂	6.30	18	210	8,325
9.5	細砂	3.20	5	137	3,735
16.1	細砂	3.40	18	210	8,775
19.2	シルト質砂	5.90	5	171	4,177
22.0	細砂	3.20	11	178	6,143
25.2	粘土	2.60	9	208	6,181
29.6	砂	9.80	35	262	14,009
37.6	砂	—	55	304	18,860
45.0	砂	—	—	—	—

図-4.1 地盤モデル



図-4.2 長万部橋と強震観測点の位置図

- ①上鳥崎橋の地盤モデルにおいて逆解析を行い、基盤波を作る。
- ②上記の基盤波を長万部橋の地盤モデルに入力（加速度は任意）し、地表面の応答波形を作る。
- ③磯谷橋の地表面最大加速度は147galである。長万部橋は地盤種別が同じで、震央距離も接近した条件にあるため、動的応答はほぼ同じであったと仮定する。したがって地表面での最大加速度応答値を150galに設定する。
- ④長万部橋の地盤モデルに地表面から OUTCROPPING の条件で150gal(②で作成した波形に対して加速度調整を行う)を与えて応答解析を行う。

4.3 地震応答解析の結果

図-4.4~4.8に解析結果を示す。図-4.4は基盤入力波の加速度応答スペクトルである。図-4.5は最大加速度と最大せん断応力の分布を表している。加速度分布は、基盤で196gal、基盤からケーソン底面の弱い砂層までの間では190~160gal程度、ケーソン底面の砂層では120galに低下、そこから地表面までの間で増幅し、地表面で150galとなった。

図-4.6は最大せん断ひずみと最大変位を表している。せん断ひずみの分布は、ケーソン底面の弱い砂層で0.8%のピークが現れており、他の部分に比べ約10倍の大ひずみとなっている。

図-4.7は代表的な層のフーリエスペクトルを示している。基盤波は1.05Hzにピークをもち、0.4~3.0Hz付近が主要な成分となっていることがわかる。この波は上方へ伝播するにしたがって、高周波成分が大きく減衰している。また、図-4.8は基盤と地表面の加速度の時刻歴応答波形である。地表面では高周波成分が減衰するために、この図においても波の長周期化が現れている。

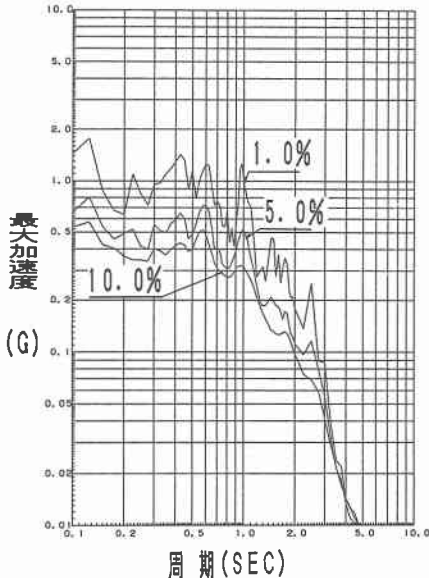


図-4.4 加速度応答スペクトル（基盤）

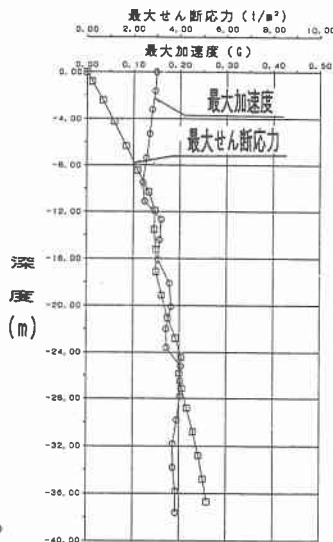


図-4.5 せん断応力・最大加速度の分布

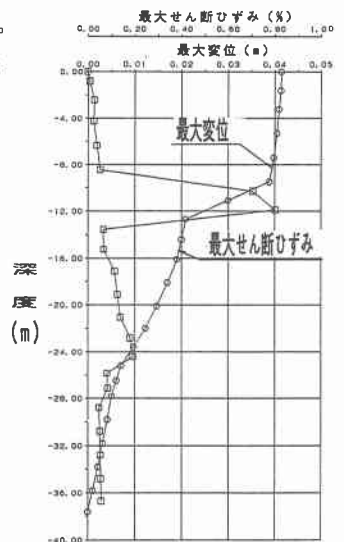


図-4.6 せん断ひずみ・最大変位の分布

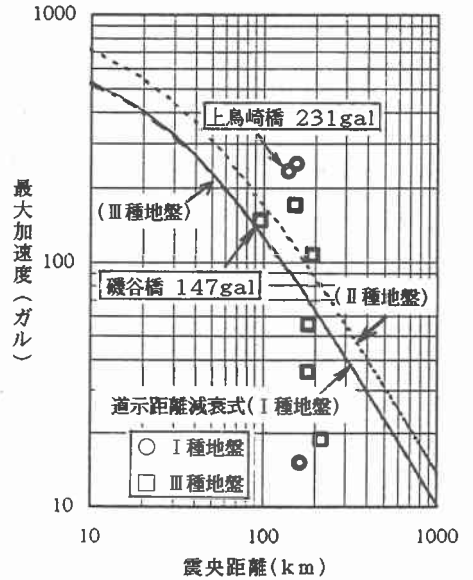


図-4.3 最大加速度と震央距離の関係⁵⁾

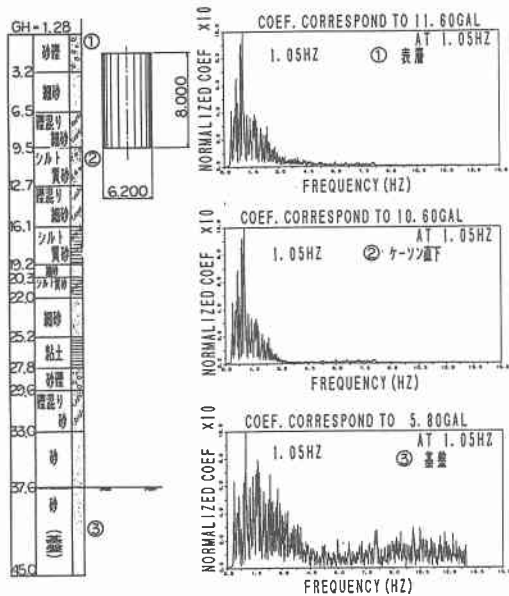
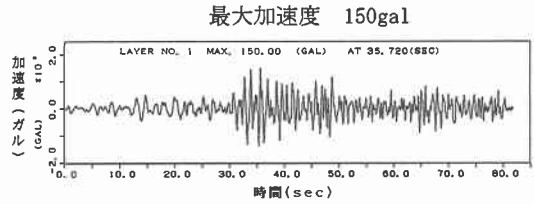
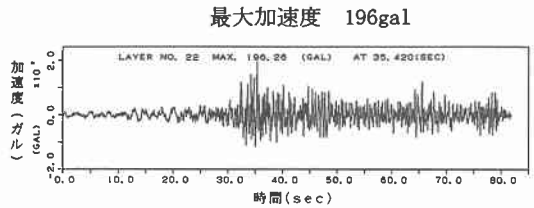


図-4.7 代表層のフーリエスペクトル



(a) 地表面



(b) 基盤

図-4.8 加速度の時刻歴応答波形

これらの結果から、震央距離が近いにもかかわらず地表面の応答加速度が小さかった理由の一つとして、ケーソン底面の弱い砂層が大きなせん断ひずみを生ずることによって、地表へ向かう地震力を減衰したためである、という説明もできる。

ここで得られた G_{Dnew} (収束せん断弾性係数) から動的バネを求め、ケーソン基礎の安定照査を行った。

4.4 液状化抵抗率の検討

ケーソン傾斜の原因のひとつとして地盤の液状化をあげた。液状化が発生していたことは、周辺の噴砂跡から明らかであるが、地盤が液状化に対してどの程度危険な状態にあったのかを、液状化抵抗率によって検討した。計算は道路橋示方書・同解説⁶⁾に準じ、地盤の水平震度を0.15, 0.20, 0.25の3段階想定した。また、前項(4.3)の地盤の応答解析で得られた土のせん断応力度も用いて、結果を比較した。

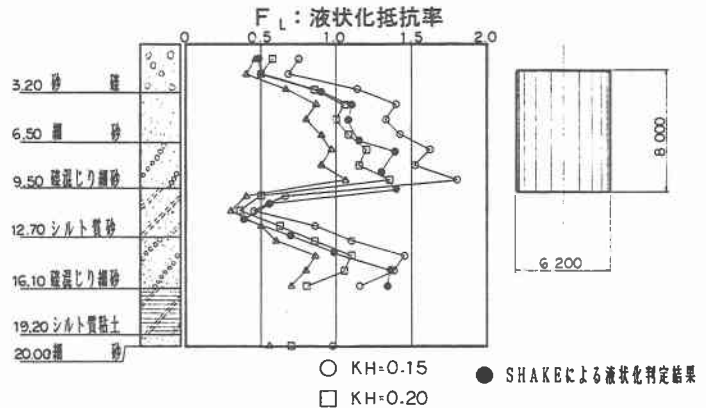


図-4.9 液状化抵抗率

図-4.9は液状化抵抗率の計算結果

である。基礎の支持機構上とくに重要な底面地盤では、地中震度が0.15(147galに相当)と小さい場合でも液状化抵抗率は0.5~0.8と低く、今回の地震で液状化を起こした層のひとつと考えられる。一方、地震時の水平安定に大きく寄与する側方地盤では計算上、地中震度が0.20を超えない範囲において、液状化の危険性は少ないという結果になっている。ところが現実には、噴砂跡が示すとおり液状化現象が発生しており、液

状化の範囲は粒度試験等の結果から、ケーソン天端より5m下方に及ぶことが確認されている。つまり、現象と計算結果は一致せず、この理由として次の2点が考えられる。

- ①地中震度は0.25程度か、それ以上のものが作用した。
- ②現実の地表面応答加速度は、地盤の地震応答解析の際に仮定した値(150gal)を大きく上回るものであり、地盤には計算結果よりもまだ大きなせん断ひずみが生じていた。

5 ケーソン基礎の安定計算

5.1 計算の条件

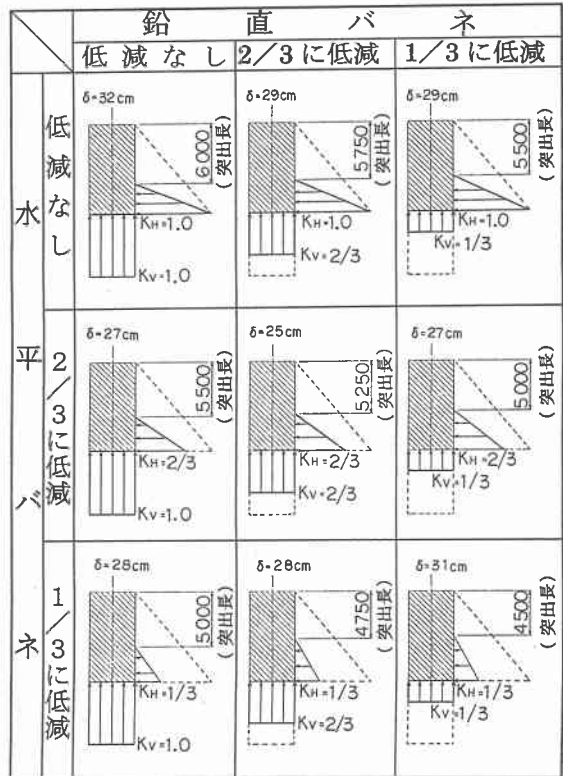
ここでは、ケーソン基礎の地震時挙動を、動的バネによる支持機構に着目し、静的な簡易計算法によって、変位量(P-2橋脚で28cm)を再現できるモデルの検討を行った。

計算モデルの水平および鉛直バネの仮定は、液状化による地盤の剛性低下を道路橋示方書・同解説⁶⁾に準拠して考慮し、それぞれ①低減なし、②2/3に低減、③1/3に低減、の3タイプとし、全9ケースの試行計算を行った。このとき、ケーソン周辺の噴砂の粒土試験と地中地盤の粒土試験の結果を勘案して、横抵抗を期待しない、つまり突出部を5m程度与えて、変位量の再現を検討した。

なお、ケーソンに作用する外力は、水平震度 $k_h=0.26$ (道路橋示方書・同解説⁶⁾による)に加え、鉛直震度 $k_v=0.09$ (水平震度の1/3とした)を考慮した。

5.2 安定計算の結果

9ケースの計算結果を図-5.1に示した。粒度試験によると、ケーソン天端から5mまでの地盤に液状化を生じた可能性があり、このことから、地盤の横抵抗を5mまで失ったモデルが被害状況をおおむね表しているものと考えられる。



※ δ はケーソン天端における水平変位位置を示す。

図-5.1 ケーソンの安定計算結果

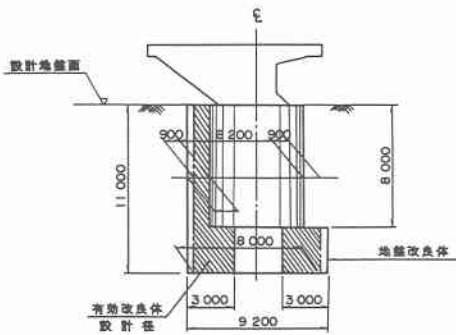


図-5.2 地盤改良の概要

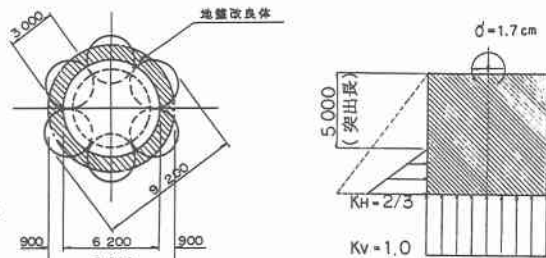


図-5.3 改良後の想定変位量

なお、長万部モデルにおいて、偏心荷重（歩道拡幅による荷重）のない状態の安定計算を試みた。地盤の定数、設計水平震度などの諸条件は同様とした。結果は、ケーソン天端の変位が16cmとなり、偏心荷重のある場合の6割程度の値であった。

5.3 対策工の効果の検証

被災した橋を安全に供用させるため、ケーソン底面と傾斜している歩道部の側面について、超高圧噴射注入工法による地盤改良を施工した（図-5.2）。これは応急復旧という位置付けで、想定地震力を $k_h=0.13$ （通常の設計震度の1/2）として設計したものである¹⁾。この改良体の安定に対する効果を、南西沖地震の地震力で検討し、その結果を図-5.3に示した。改良後に想定される変位量はわずか1.7cmであり、改良体の大きな効果を期待できることが確認できた。

6 結論

地盤の地震応答解析の結果と、動的バネを用いた静的簡易計算の結果から、以下の結論を得た。

- (1) 動的バネを用いた静的簡易計算の結果より、橋脚の変状は液状化によるバネ抵抗の減少が要因の一つとも考えられる。
- (2) 偏心荷重を無視した静的解析の結果から、歩道部の拡幅による偏心荷重の作用も、変状に寄与する一つの要因と考えられる。
- (3) 現象を静的に置き換えた計算でも、実際の変位量とほぼ一致しており、地震時における地盤と構造物の動的相互作用を考慮しなくても、簡易な計算で現象を追跡できることから、今後、歩道拡幅を計画する際の検討の一手法になると考えられる。
- (4) 地盤改良後の静的簡易計算によって、地盤の強度改善の大きな効果が検証できた。今後、対策工を検討する際の有用なデータとなると考えられる。

7 あとがき

本報告では、ケーソン基礎の動的な地震時挙動解析を、静的な簡易計算で表現できる可能性について報告した。今後は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した場合での検証を行うとともに、どのような場合に今回のモデルのような地震時変状を起こすかを解析し、報告したい。

参考文献

- 1) 北海道開発局函館開発建設部：一般国道37号長万部町長万部橋災害復旧工事報告書、平成5年11月
- 2) 北海道開発局開発土木研究所：1993年北海道南西沖地震被害調査報告書、開発土木研究所報告第101号、平成6年1月
- 3) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室（川島，運上ほか）：平成5年7月北海道南西沖地震被害調査概報、土木研究所資料第3204号、平成5年8月
- 4) 建設省土木研究所地震防災部（荒川，常田ほか）：地盤の地震時応答特性の数値解析法（SHAKE，DESRA）、土木研究所資料第1778号、昭和57年2月
- 5) 北海道開発局開発土木研究所構造部構造研究室：平成6年北海道東方沖地震速報、平成6年11月30日
- 6) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編、平成2年2月