

I-21 橋梁下部構造に作用する土圧の軽減工法について

日本道路公団 札幌建設局 室蘭工事事務所 正員 和田 成史
日本道路公団 札幌建設局 室蘭工事事務所 正員 斉藤 辰哉

1. はじめに

現在、日本道路公団では国土開発幹線自動車道 約11500kmのうち約4500kmを既に供用している。今日、日本を縦に縦貫有償道についてはほぼ形成されつつあり、縦貫道を有機的に結びつけ高速道路をネットワーク化する横断道の建設がメインとなってきている。しかし今後の建設のメインとなる横断道は比較的地形の急峻な箇所を通過する場合が多く、幾何構造を満足させるためトンネルや橋梁等を多用し土工部では大切土及び高盛土で計画され、工費的にも増大する一方という状況である。

このような状況のなか工費をおさえるため様々なアプローチがなされているところである。その一つとして高盛土区間で河川または道路と交差しており橋梁で横断しなければならない場合高橋台を設置することとなるが、この時橋台高さの増加の割に余り工費が増加しない橋台型式を計画する事は工費をおさえる事に寄与することとなる。

本報告は、高盛土に從來設置されている箱式橋台の様に橋台に主動土圧を作用させるため橋台高に比例し工費が増加する型式に対し、橋台に土圧を作用させないように躯体を円柱としその外周に盛土の変形に追従する円筒（以下保護管という）を設置した型式の橋台を計画し施工を行っているためその概要を報告するものである。

尚、施工箇所については日本道路公団 札幌建設局 室蘭工事事務所で担当している北海道縦貫自動車の登別室蘭IC～室蘭西ICのほぼ中央で室蘭市と登別市の行政境に位置する鷺別川を横断する鷺別川橋で行っている。

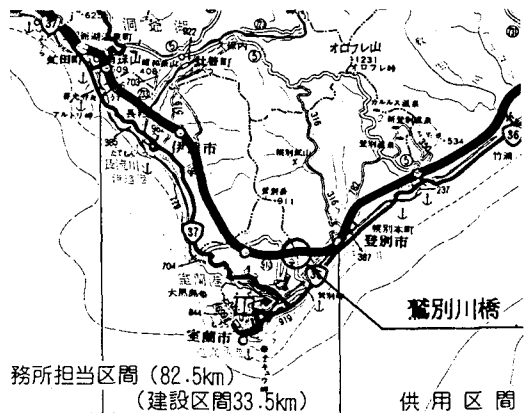
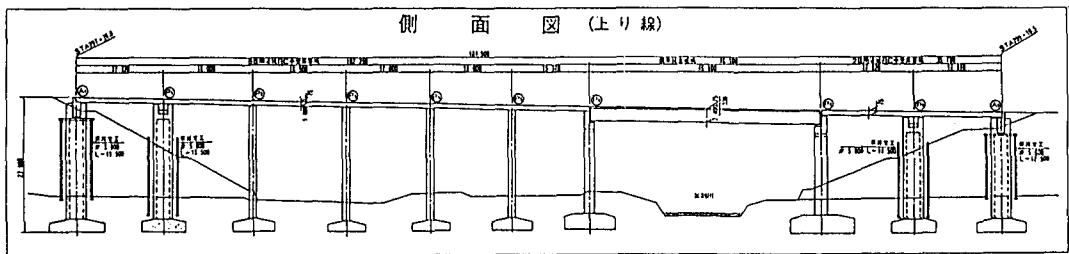


図-1 位置図

図-2 一般図



On The Practical Method of Decreasing Earth Pressure to Bridge Substructure
by Sigehumi Wada & Tatuya Saito

2. 設計概要

(1) 橋台本体の設計

当橋台は一般図でわかるとおり保護管と橋台本体の間は空間となっておりこの部分では本体に土圧が作用しない構造となっている。したがって本体には保護管より上に出ている桁受けの部分だけに土圧を作用させることとする。

(2) 保護管の設計

保護管は一般図のように橋台本体と完全に縁が切れており盛土の変形に追従するよう設置されている。そのため保護管に作用する荷重は基本的には静止土圧のみである。ただしこれは保護管が盛土の変形に完全に追従した場合であり、現実的には非直線形に変形をする盛土と直線形に変位する保護管との変位の差分が偏土圧として保護管に作用することとなる(図-3)。したがって保護管の設計手順としては以下のとおりとなる。

① 盛土の変形解析

盛土の変形は段階施工(保護管を4ブロックに分割しており盛土と保護管の施工を交互に行うため)を考慮した非線形FEM解析で求める(図-4にモデルを示す)。また盛土のE、νは下式(J.M. Duncan & C.V.Chang)による。

$$E = k \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \cdot \left[1 - \frac{R_f \cdot (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot C \cdot \cos \phi + 2 \sigma_3 \cdot \sin \phi} \right]^x$$

$$\nu = \frac{G - F \cdot \log(\sigma_3 / P_a)}{\left[1 - \frac{D \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{E} \right]^z}$$

P_a : 大気圧, ϕ : 35° , C : 0 kg/cm
 $k \quad n \quad R_f \quad G \quad F \quad D$: 三軸試験より決定

② 保護管に作用する偏土圧の計算

図-3で示したように盛土の変位 δ と保護管の変位 δ は完全には一致せずこの差分だけ保護管に偏土圧がかかることとなる。この偏土圧は変位の差 $\delta_s (= \delta_1 - \delta_2)$ に盛土のバネ値を乗じた値 P となり保護管を設計するに当たっては P +静止土圧を载荷することとなる。

③ 保護管の変位

保護管の変位は図-3に示す力のつり合いによって求めるものとする。

図-3より

$$\begin{cases} P = (\delta_1 - \delta_2 - \delta_3) * K_h \\ S = (\delta_1 - \delta_0) * K_s \\ M = \theta * K_r \end{cases}$$

ここで

δ_1 : 盛土の変位
 δ_2 : 保護管中心軸の変位
 δ_3 : 保護管自体の変位
 添字の0は保護管底面の
 変位

であり、力のつり合い

$$\begin{cases} p \, dy + S = 0 \\ p \, y \, dy + M = 0 \end{cases}$$

を満足する δ を求める。

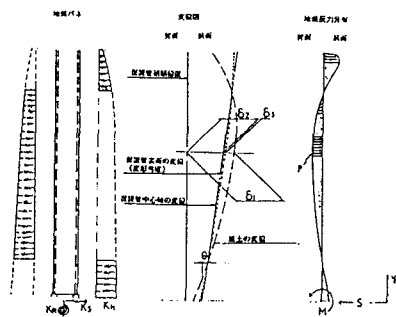


図-3 変位及び反力図

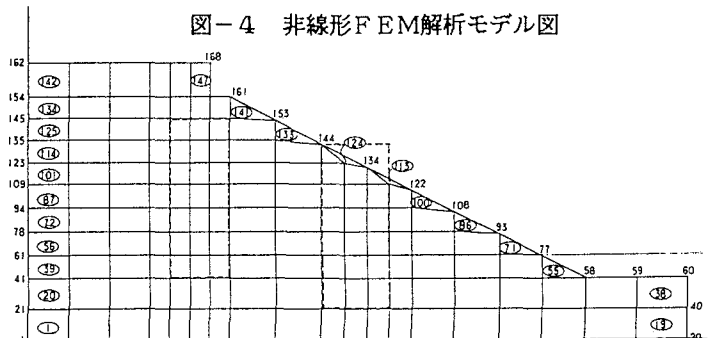
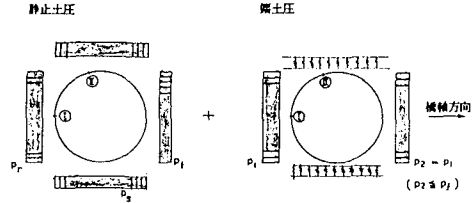


図-4 非線形FEM解析モデル図

④ 保護管の断面力計算

保護管の断面力計算は水平方向には円環アーチとして、鉛直方向には盛土のバネで支持されたビームとして行うものとする。計算結果としては鉛直より水平方向が支配的となる。図-5に水平方向の载荷方法と断面力を示す。

図-5 保護管に作用する土圧

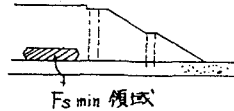


(3) その他の検討事項

① 盛土の安定検討

三軸圧縮試験結果より求めた土質定数 ϕ , C を用い常時は非線形FEM解析、地震時は直接応答解析(入力地震波は「開北・TR」、最大加速度100 gal)を行った。結果は図-6に示す部分の安全率が低く表-1のとおりとなった。

図-6 盛土安定解析結果



計算方法	常時Fs	地震時Fs
静的FEM	2.0	1.8
動的FEM	—	1.9
円弧スベリ法	2.8	2.3

② 保護管を考慮した盛土の安定検討

盛土の中に保護管による中空部ができるためこれを考慮した盛土の安定検討を円弧すべりで行った結果としては抵抗モーメントの減少より滑動モーメントの減少が大きく安全率が増すこととなった

3. 施工中の管理方法

(1) 盛土の施工管理

盛土の施工については保護管を設置するため特別な施工を行うということはず通常の盛土を行っている。施工管理基準は路体部で一層仕上がり厚30cmタイヤローラ(8.5t)で8回以上転圧し締固め度92%以上となっている。

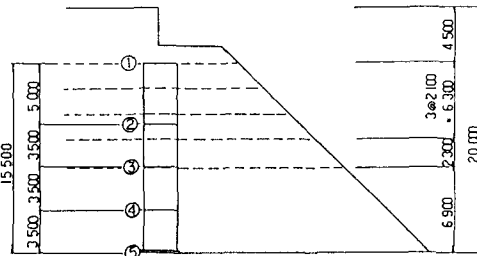
(2) 保護管の計測

保護管の管理に先立ち、保護管の挙動を把握するために種々の計測器を設置し動態観測を行っている。計測項目の主なものを下記に示す。(図-7)

- ・保護管の変位(橋台との相対変位)
- ・保護管に作用する土圧
- ・保護管の鉄筋応力
- ・盛土の変位(地中傾斜計による)

図-7 測定器配置図

図-8 1次管理値(水平変位)



(3) 保護管の管理

保護管の施工中の管理については本構造物の特徴である「橋台に直接土圧を作用させない」という事を第一に考え「保護管の変位量」を管理基準の主軸としたその他の計測値については変位が大きすぎたり、あるいは変位が収束せず継続す

盛土高 m	0.0	0.2	1.3	1.4	1.5	2.0
観測点	観測位置	観測位置	観測位置	観測位置	観測位置	観測位置
①	—	—	2.34	2.34	5.80	9.55
②	—	0.88	1.71	2.37	3.58	7.31
③	0.45	0.74	1.27	1.83	2.79	5.73
④	0.27	0.45	1.18	2.46	4.38	7.18
⑤	0.27	0.21	0.51	1.22	2.22	1.12
⑥	0.37	0.88	1.72	3.04	5.07	9.26
⑦	0.29	0.38	0.41	0.71	1.36	2.45
⑧	0.29	0.57	0.88	1.48	2.95	5.00

施工中の保護管の管理基準値としては1次管理値と2次管理値の2段階を設定した。1次管理値は2-(2)-③で求めた保護管の変位を、2次管理値は保護管がこれ以上変位すると部材が破壊する値を設定した。各盛土段階での変位を図-8に示すが盛土高が低いうちは値が非常に小さく管理値として採用するには盛土施工時の転圧等による変位を考慮すると不適と考えられるため、管理値については盛土最終段階の累計変位量を採用するものとした。

当該高盛土は当区間西方に隣接する天神・神代 両トンネルのズリ（Ａ側）この西方の切土土砂（Ａ側）で施工することとなっており、現在Ａ側のり肩部を残しほぼ完了している状況である（Ａ側は盛土未施工）
図－９にＡ側の盛土と保護管の施工経過を示す。

図-10に各盛土段階における保護管の変位を示す。この結果、Pの2～3ロットの継ぎ目で計算値を若干上回っているが基準値3.5mmに対し4.0mmと計測誤差の範囲であり、またAに関しては変位すると考えられる方向と反対に変位しており盛土施工による変位の方が支配的ではないかと考えられ特に問題は無いと考えられる。

図-9 施工経過図

保護管の鉄筋応力についてはAの最上段ロットで最大約 -300kg/cm （圧縮）となっているが全箇所圧縮の値となっていることから最上段ロットにはまだ盛土されてなく空中に露出した状態にあるため乾燥収縮しているものと考えられる。また引張の最大値は 200kg/cm であり、設計最大応力の 726kg/cm （引張）に比較しても特に問題はない。

以上、設計から施工・計測までを急ぎ説明したが、現在施工が途中であり計測の方も問題のあるデータは出ていない。今後A側の残り及びA側の盛土が今年中に完了する予定であり計測の方も本格化するため、今後の観測を重視していきたい。

Figure 1: Cross-sections of the main structure and the main pier. The figure shows two cross-sections, A1 and P1, of a bridge structure. Section A1 is on the left, showing a pier with a width of 26.00m and a height of 10.29m. Section P1 is on the right, showing a pier with a width of 6.30m and a height of 10.29m. The structure is supported by a foundation. The figure includes a table of elevations for various points and a diagram of the main pier structure.

各点位置	①	②	③	④
1. ロット上	—	—	2	3
2. 上	—	—	0	1
3. 上	—	—	0	0
4. 上	—	—	0	0
5. 上	—	—	0	0
6. 上	—	—	0	0
7. 上	—	—	0	0
8. 上	—	—	0	0
9. 上	—	—	0	0
10. 上	—	—	0	0
11. 上	—	—	0	0
12. 上	—	—	0	0
13. 上	—	—	0	0
14. 上	—	—	0	0
15. 上	—	—	0	0
16. 上	—	—	0	0
17. 上	—	—	0	0
18. 上	—	—	0	0
19. 上	—	—	0	0
20. 上	—	—	0	0
21. 上	—	—	0	0
22. 上	—	—	0	0
23. 上	—	—	0	0
24. 上	—	—	0	0
25. 上	—	—	0	0
26. 上	—	—	0	0
27. 上	—	—	0	0
28. 上	—	—	0	0
29. 上	—	—	0	0
30. 上	—	—	0	0
31. 上	—	—	0	0
32. 上	—	—	0	0
33. 上	—	—	0	0
34. 上	—	—	0	0
35. 上	—	—	0	0
36. 上	—	—	0	0
37. 上	—	—	0	0
38. 上	—	—	0	0
39. 上	—	—	0	0
40. 上	—	—	0	0
41. 上	—	—	0	0
42. 上	—	—	0	0
43. 上	—	—	0	0
44. 上	—	—	0	0
45. 上	—	—	0	0
46. 上	—	—	0	0
47. 上	—	—	0	0
48. 上	—	—	0	0
49. 上	—	—	0	0
50. 上	—	—	0	0
51. 上	—	—	0	0
52. 上	—	—	0	0
53. 上	—	—	0	0
54. 上	—	—	0	0
55. 上	—	—	0	0
56. 上	—	—	0	0
57. 上	—	—	0	0
58. 上	—	—	0	0
59. 上	—	—	0	0
60. 上	—	—	0	0
61. 上	—	—	0	0
62. 上	—	—	0	0
63. 上	—	—	0	0
64. 上	—	—	0	0
65. 上	—	—	0	0
66. 上	—	—	0	0
67. 上	—	—	0	0
68. 上	—	—	0	0
69. 上	—	—	0	0
70. 上	—	—	0	0
71. 上	—	—	0	0
72. 上	—	—	0	0
73. 上	—	—	0	0
74. 上	—	—	0	0
75. 上	—	—	0	0
76. 上	—	—	0	0
77. 上	—	—	0	0
78. 上	—	—	0	0
79. 上	—	—	0	0
80. 上	—	—	0	0
81. 上	—	—	0	0
82. 上	—	—	0	0

— 104 —