

VI-57

橋台変状の簡易解析方法について

財団法人 鉄道総合技術研究所

正会員 佐野 弘幸

同上

正会員 西村 昭彦

基礎地盤コンサルタンツ株式会社

正会員 西川 勝広

1. はじめに

橋台の変状に対する補強においては、背面土の性状や基礎部の変状、く体の移動状況、桁の軸力など、詳細な調査の結果を踏まえて、補強設計に必要な設計条件を設定することが望ましい。しかし、これらのデータが整っている例は少なく、仮定条件が多い中で変状解析により設計条件を設定しなければならない場合がある。本報告では、変状の経緯に応じた解析方法を用いて変状を解析し、設計条件を設定した例を示す。

2. 対象橋台の経緯と現状

変状を来した〇橋梁橋台は、竣工後数10年が経過しており、基礎地盤が軟弱であるために、竣工当初からまもなく前面に移動する変状が見られた。一方、橋台天端のパラペットとR C桁の間隙は竣工当初からほとんどない状態であったため、竣工後まもなく変状により桁とパラペットは密着した状態になったと推察される。10年程度前に橋台と背面盛土の移動を抑制するために、橋台周囲に矢板を打設し、それらの頭部をタイロッドで締結して橋台の基礎部分を固定する工事が施工されている。

この工事から約2年後に橋台の上部側面にクラックが発見され、さらに5年後には橋台前面に水平クラックが発見されている。前面の水平クラックについては、その後クラック部をVカットして樹脂モルタルの注入により修繕されているが、修繕からの2年後の現在再びクラックが認められたため解析を行ったものである。

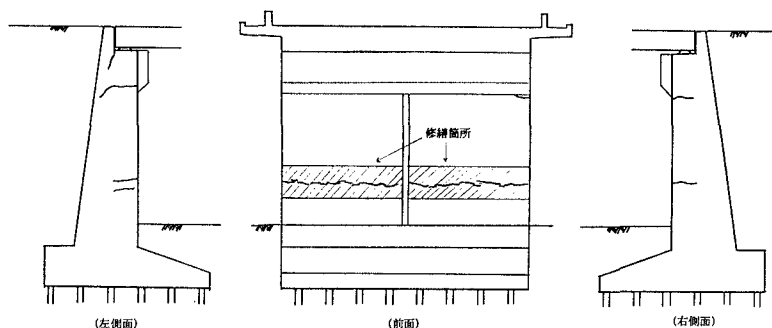


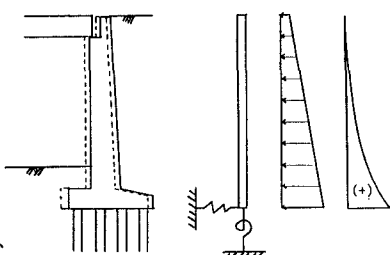
図1 橋台変状の概略図

3. 水平クラックが発生するまでの過程

(1) 竣工当初の状態

背面盛土及びその支持地盤の圧密や列車荷重による締め固めの効果などにより、く体や基礎は前方に移動する。また、基礎地盤が軟弱地盤であることから基礎の水平地盤バネは比較的小さいことが考えられ、水平方向に比較的大きく移動する可能性がある。

この時、く体に作用している土圧は主働土圧と考えられる。また、く体に生ずる応力はく体の背面が引張り側となっており、設計の考え方と一致しており、く体に変状は生じない。

図2 変状・荷重・応力(曲げモーメント)
(竣工当初の状態)

(2) 桁が密着した状態

竣工当初から桁とパラペットの間隙は小さく、く体の傾斜や基礎の水平移動により、やがて桁とパラペットが密着して、桁の軸力により天端に水平反力が生じる。これにより天端の変位は拘束されることになる。

しかし、基礎部分は水平地盤バネ定数が小さいままであるため、土圧により移動することが考えられる。この場合も基礎が移動すれば主働土圧であり、く体に生ずる応力は一部前面にも引張りが生じるが、それほ

ど大きな値ではなく、応力の最大値が生じる位置では、く体背面が引張りになり、この段階でも橋台く体に変状は生じない。

（3）基礎部分固定後の状態

基礎部分の固定により基礎の変位が拘束されると、橋台は土圧に対して移動しなくなることになる。土圧に対して移動の余地がある場合には、（1）で述べたように土圧は主働土圧であり、応力も設計の考え方と一致している。しかし、移動の余地がなくなると、土圧は静止土圧へと移行し、その値は大きくなる。例えば、土圧係数が0.3程度から0.5程度へと増加する。しかも、桁と補強工により支持された梁のような状態となり、く体に生ずる応力は設計とは逆にく体の前面が引張り側となる。く体前面は鉄筋量が少なく、クラックが生じやすく、土圧係数の増加により鉄筋が降伏して大きな変状となったものと推定される。

本橋台の場合は、基礎固定後約7年でく体の曲げ降伏を生じたが、これは上記のメカニズムにより変状を来したものと推定できる。

4. 解析の方法

変状の解析は、橋台く体を桁とフーチング底面で支えられた単純梁と仮定して背面に上載荷重と盛土の土圧を受けるモデルを作成し、表1の条件で変状箇所を解析することにより行った。く体の変状はく体前面側の鉄筋の降伏によるものと仮定し、く体にかかる曲げモーメントがこれを越える場合に変状が発生するものとした。CASE10の曲げモーメント図を図5に示す。

5. 解析結果

本橋台の変状の経緯を考慮すると、基礎固定直後（主働土圧）は変状がなく土圧係数が増加している時（静止土圧へ移行）に変状が生じたことから、CASE9→CASE11→CASE12→CASE13の経緯に類似しており、盛土の土の性状は内部摩擦角が40°程度で単位体積重量が2.0(tf/cm²)程度であることがわかる。また、同じ性状の土では列車荷重なしでも静止土圧係数が0.4に達すると変状が発生する（CASE4）ことから現状の土

圧係数は0.3～0.4程度に達していると推察できる。なお、本例では静止土圧係数を0.5として補強設計を提案した。

6. まとめ

橋台く体を単純梁にモデル化して解析した例を示した。実際は、杭基礎の回転バネや桁バネ、く体のたわみ等を考慮することが望ましいが、竣工当初からの橋台の移動量や桁の軸方向反力などが不明であるため高度な解析を行っても解析結果の精度の向上は期待できないと考えられる。本橋台の基礎は、N値が10以下の軟弱地盤が15(m)以上あるところ18(m)の群杭によるものであるため、回転バネのバネ定数も相当小さい。本報告による解析で妥当な設計条件を与えることができたと考える。

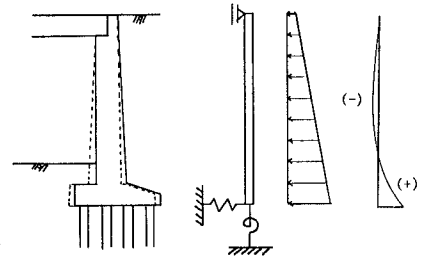


図3 変状・荷重・応力(曲げモーメント)
(桁が密着した状態)

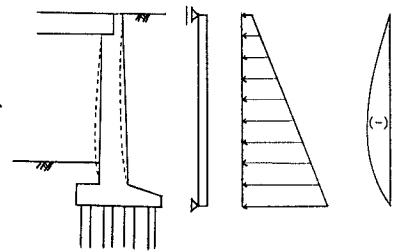


図4 変状・荷重・応力(曲げモーメント)
(基礎固定後の状態)

表1 解析ケース及び結果

ケース	列車荷重	単位体積重量 (t/m ²)	内部摩擦角 (度)	土圧の状態	土圧係数 (水平)	変状	変状範囲 (m)
CASE 1	無	2.0	40	主働土圧	0.227	無	0.0
CASE 2	無	2.0	35	主働土圧	0.276	無	0.0
CASE 3	無	2.0	—	静止土圧	0.300	無	0.0
CASE 4	無	2.0	—	静止土圧	0.400	有	3.4
CASE 5	無	2.0	—	静止土圧	0.500	有	4.7
CASE 6	無	1.8	30	主働土圧	0.333	有	0.0
CASE 7	無	1.8	—	静止土圧	0.400	有	2.6
CASE 8	無	1.8	—	静止土圧	0.500	有	4.3
CASE 9	有	2.0	40	主働土圧	0.227	有	0.0
CASE10	有	2.0	35	主働土圧	0.276	有	0.8
CASE11	有	2.0	—	静止土圧	0.300	有	2.4
CASE12	有	2.0	—	静止土圧	0.400	有	4.6
CASE13	有	2.0	—	静止土圧	0.500	有	5.5
CASE14	有	1.8	30	主働土圧	0.333	有	2.8
CASE15	有	1.8	—	静止土圧	0.400	有	4.2
CASE16	有	1.8	—	静止土圧	0.500	有	5.2

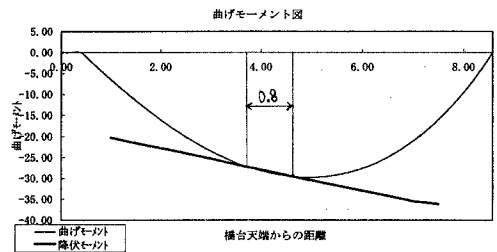


図5 CASE10の曲げモーメント図