

国鉄・構造物設計事務所 正員 田中 勝也
正員 福島 弘文

1. まえがき

地震時に生じる橋台と盛土との間の相対沈下は宮城県沖地震あるいは最近の浦河沖地震などでも見られ、列車の走行安全性を碍する。このような橋台裏沈下の規制値は走行安全性の面から極めて厳しく、かつ橋台背面において積極的な対策をとることは施工が困難であることと共に、橋台裏盛土の沈下現象の解明が十分でなかったことなどの理由により設計の画一化に問題があった。しかし模型実験とFEMなどの解析を精力的に実施し、それらの成果をもとに橋台裏耐震補強工の設計法を提案した。ここではその設計法の骨子と考え方を述べる。

2. 橋台裏耐震補強工の設計法の概要

橋台裏耐震補強工は地震に対して橋台の安定を確保し、橋台裏盛土の沈下を抑制することを目的とし、図-1に示すようなストラット工あるいはシートパイル締切工を採用することにした。地震時の内張すべりの安全率が $\gamma \leq 1.5$ あるいは盛土と橋台の相対沈下が $S > 10\text{ cm}$ の場合には補強工を施工する。なお相対沈下量 S は、地盤の変形係数の低下に伴う沈下量 S_1 、橋台の水平移動による盛土のやり込み沈下量 S_2 と橋台裏盛土の体積変化による沈下量 S_3 の和によって表現できるものとした。そして補強工を実施することによって、 S_1 は $S_1/3$ 、 S_2 は 0 cm になるものと仮定し、さらに裏込注入や振動締めを盛土に施工した場合には S_3 も $S_3/3$ に低下するものとした。したがってそれらを組み合わせることによって、①補強工不要、②補強工のみ、③補強工と裏込注入などの S_3 対策、④補強工と受研等の別対策、⑤当補強工以外の別対策、の5パターンに選別される。

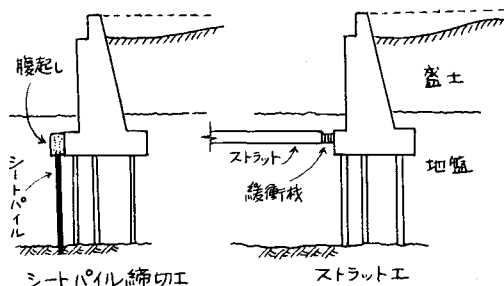


図-1 橋台裏耐震補強工

3. 補強工を施工した場合の沈下の予測

補強工を施工した場合とそれがない場合の模型実験（盛土：細砂、地盤：シルト質砂、縮尺 $1/9.1$ ）結果によれば、橋台裏における沈下量は表-1のようである。橋台は一般には 100 gal 程度の地震をすでに経験していると考えられるので、それによって起こる盛土等の締め固め効果を勘案して、沈下量は 100 gal を原点として整理した。地盤の沈下（ S_1 に相当）については、 200 gal の時ストラットのある場合はない時の $1/3.2$ に低減し、 400 gal でも $1/3.2 \sim 1/3.5$ に低下するようである。しかしシートパイル締切工の場合はそれが 200 gal で $1/2.1$ に、 400 gal で $1/2.6 \sim 1/2.5$ になり沈下の抑制効果はストラット工よりも若干小さい。これは図-27に示すようにシートパイル締切工の時の橋台の水平変位量が実験値におけるタイロッドの設計値よりもかなり大きくなっていることによるものと考えられる。したがってシートパイル締切工においても橋台の変位量をストラット工（緩衝材あり）のそれ程度に抑えることにすれば、補強工を採用した場合の S_1 は $S_1/3$ に減少できると考えてもよさそうである。また盛土本体の沈下（ S_3 に相当）については、表-1によればシートパイル締切工で $1/9$ 、 400 gal で $1/1.3$ にしか低減しない。模型実験では盛土の法底付近の変形は実物よりもかなり抑制されているから、沈下の低減効果はもっと小さくなるものと考えられる。したがって S_3 については積極的な別対策たとえば裏込注入などが必要であると判断したものである。沈下量 S_2 は橋台の水平変位量が小さければ小さいだけ減

表-1 橋台裏盛土の沈下量 (mm)

	200 gal - 100 gal		400 gal - 100 gal		400 gal - 100 gal
	盛土	地盤	盛土	地盤	橋台裏
ストラット工	—	14.5	—	27.0	34
シートパイル工	3.5	22.5	3.9	33.3	50
補強工なし	6.7	47.5	8.5	87.4	122

少ある。こうした意味では橋台の相対水平変位を小さくすることが必要であり、またある程度の粘着性のある盛土材料ならば、それと橋台との地震時の振動締固効果によって橋台背面盛土の強度は増加し、さらに S_2 対策としての裏込注入の効果などを期待すれば、橋台背面への盛土の詰め込みは少ないであろう。模型実験の結果や最近の浦河沖地震の観測結果をも考慮して補強工を施工した場合には $S_2=0$ と評価することにした。

4. ストラット工の緩衝材

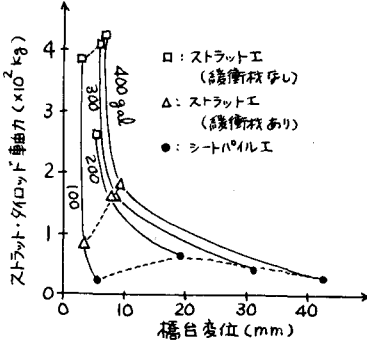


図-2 ストラット軸力と橋台変位

橋台裏盛土の耐震補強工としてストラット工を採用する場合には、橋台ヒストラットとの間に緩衝材を設けることにした。緩衝材のないストラット工を有する橋台について、坑、盛土と地盤を考慮した2次元動的FEM解析によれば図-3のように動的土圧分布は、ストラットの無い場合よりもかなり大きく、躯体に生じる曲げモーメントは約1.5倍程度になる。また模型実験によればストラット軸力と橋台水平変位量との関係は図-2のようになり、変位が10 mmを起ると急激に軸力は低減する。土圧が模型の相似率にはよらず土のひずみレベルで変化するものとすれば、橋台に20~30 mmの変位を許すことが、橋台にかかる土圧を十分軽減することができそうである。当設計ではストラット工には緩衝材を

設置することにし、地震時の緩衝材の変形量が 2.5 ± 0.5 cmになるように定めた。

5. 橋台にかかる地震時土圧

橋台にかかる土圧は、ストラット軸力と同様、橋台が変位することによって著しく低減し、ストラット工(緩衝材なし)→同(あり)→シートパイル締切工→無施工の順で低下する。振動台加速度が200 galの時10 mm程度の模型橋台の変形に対して、土圧係数は $K_E = 0.75 \pm 0.10$ (緩衝材なし)に達した。また上述のFEM解析の一例でも $K_E \approx 1.0$ (橋台上部で287 gal, 下部で185 galの最大加速度)に達するようである。当設計ではこれらの成果も考慮し、変位を許す補強工にかかる地震時土圧係数を $K_E = 1.0$ とした。

6. ストラットにかかる揚圧力

模型実験(図-4)によれば、盛土下の間隙水圧が加振力の上昇と共にしだいに上昇し、地盤の変形係数が低下してある一定値を過ぎると急激にストラット揚圧力(鉛直土圧)は上昇する。こうした状態では橋台の相対水平変位はほぼ一定となる。逆にストラット揚圧力は、橋台の相対変位が縮小している間の間隙水圧がある一定値を越えない(広義の流動化が起こらない)間は、ほとんど生じないことを示している。流動化が起こるとストラット揚圧力は急上昇し、平均値で土圧係数に換算して $K = 0.25$ 前後に達する。しかし実験はストラットの浮き上がりも拘束したものであり、ストラットにわずかも鉛直変位を許せば K はぐっと低下するものと考えられる。設計では施工の難易度も考慮して、ストラット工は橋台には直接固定しないことにしたものである。

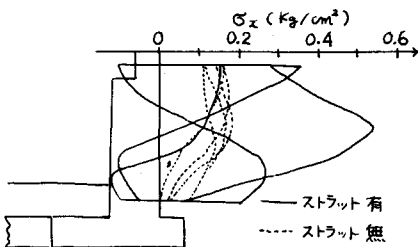


図-3 動的土圧の分布(解析値)

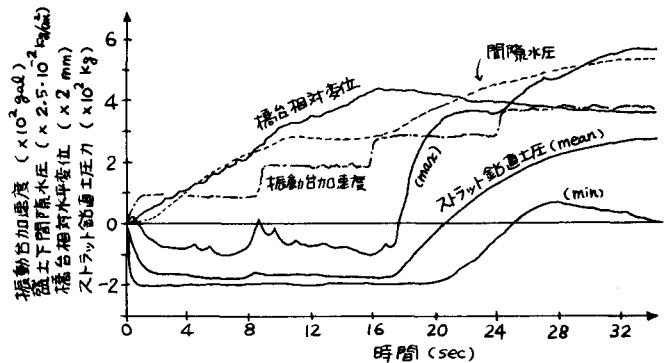


図-4 ストラット鉛直土圧と橋台水平変位

なお本研究は国鉄の『鉄道地震対策の研究委員会』の審議・指導のもとに行われたもので、御助言、御指導いただいた各位に心から謝意を表します。