

I-10 ラーメン高架構造と不況下

国鉄新幹線統局工事局設計課
国鉄大阪幹線工事局

正員 松本 嘉司
正員 〇長 尚

地盤が不良で不況下が予想されるところの土木構造物は、従来静定又は不静定次数の低い構造が常識とされている。しかし偶々調査不充分等の理由によりこうした不良地盤中に建設されたラーメン構造が、充分安全にその機能を發揮している例を見出す事がある。それに対して種々な理由、例えば安全率の問題、特に塑性理論を考慮した強度の問題等が考えられるが、ここではその議論は一応措いて、弾性論の立場から検討する。

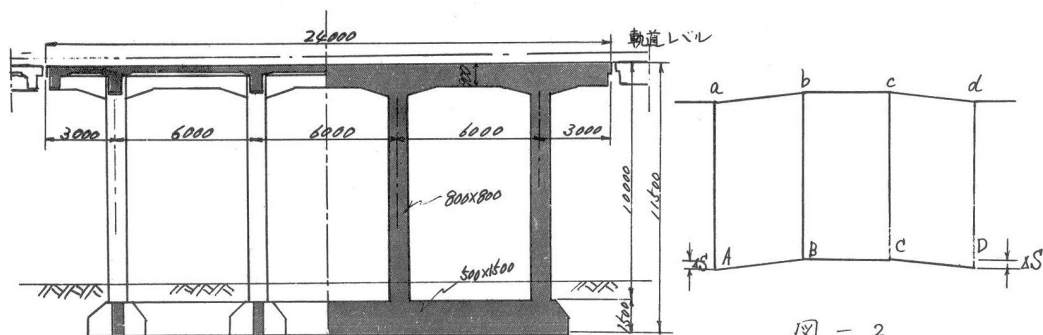


図-1 高架橋側面図

図-2

不静定構造物の不況下を決定する要因は、(1)荷重、(2)基礎地盤性状、(3)構造物の不況下に対する抵抗性、(4)反力の再配分による況下の均等化性、である。これらの要因を考慮した不静定構造物の解析は、地盤性状を示す係数としてバネ係数に相当する基礎構造の荷重況下曲線に於ける勾配を用いることによつて、行うことができる。この解法については一二の文献にも見られるので詳細については省略する。

ここでは図-1に示すラーメン高架が、図-2に示すような特殊な況下状態となった場合を例としてラーメン高架構造と不況下との特性について述べる。

図-2に示すように構造、荷重及び地盤性状がすべて左右対称の場合には次のような簡単な一般式が得られる。A又はD、及びB又はC点の最終反力 P_A 、 P_B は、不況下の不況の場合のそれぞれの反力を P_{A0} 、 P_{B0} とし、不況下のために新しく生じる反力を ΔP とすれば、

$$P_A = P_{A0} + \Delta P, \quad P_B = P_{B0} - \Delta P \quad (1)$$

である。地盤性状を示す係数をそれぞれ k_A 、 k_B とすれば、地盤としての況下量 S_A 、 S_B は、

$$S_A = \frac{P_{A0} + \Delta P}{k_A}, \quad S_B = \frac{P_{B0} - \Delta P}{k_B} \quad (2)$$

いる。従って AB 間の不等況下 ΔS_p は、 $e = e_B = \beta e_A$ とすれば

$$\Delta S_p = S_A - S_B = \frac{\beta P_{A0} - P_{B0} + (1 + \beta) \Delta P}{e} \quad (3)$$

となる。ここに β は地盤沈下性状のバラツキを示す系数である。一方ラーメン構造如图のような況下を単位量だけするに必要な A 及び D 基礎に加えるべき力を G とすれば、ラーメンとしての不等況下 ΔS_r は、

$$\Delta S_r = \frac{-\Delta P}{G} \quad (4)$$

である。実際の状態は、 $\Delta S_p = \Delta S_r$ であるから (3), (4) 式から、 ΔP 及び ΔS として次式が求められる。

$$\Delta P = \frac{(P_{B0} - \beta P_{A0}) G}{e + (1 + \beta) G} \quad , \quad \Delta S = \frac{-P_{B0} + \beta P_{A0}}{e + (1 + \beta) G} \quad (5)$$

図-1 に示す構造を例として一時況下及び圧密況下について、地盤性状のバラツキを種々変えて (5) 式により計算した結果を表-1, 2 及び図-3, 4 に示す。

(5) 式、表-1, 2 及び図-3, 4 から、ラーメン高架構造における不等況下の一般的特性として次のことが判る。

- (i) 反力の値が大きい程不等況下は大きい。
- (ii) 反力差の大きい程不等況下は大きい。
- (iii) e の値が小さい程不等況下は大きい。
- (iv) G の値が小さい程不等況下は大きい。
- (v) 地盤性状のバラツキ (β) の大きい程不等況下は大きい。

(vi) $e \ll G$ であれば不等況下は地盤性状そのもの (e) にはほとんど関係なく、そのバラツキの程度と構造の抵抗性によって決定される。而も地盤がいくら悪くても、ある一定の不等況下 ($e=0$ に対する不等況下) を越える事はない。

(vii) $e \gg G$ であれば不等況下は構造の抵抗性には殆んど関係なく、地盤性状とそのバラツキによって決定される。

(viii) 反力の再配分による況下の均等化性は e の値の小さい程、又は構造の抵抗性の大きい程大である。従って e の値が大きい地盤の場合、又は構造の抵抗性小さい場合には況下の均等化性は殆んどない。

(ix) 圧密況下の場合には e の値が小さいから

β	1.25	1.50	1.75
400	ΔP^t -12.19	-16.55	-20.67
	ΔS^m 0.193	0.261	0.327
800	ΔP^t -7.02	-9.66	-12.18
	ΔS^m 0.111	0.152	0.192
1200	ΔP^t -4.83	-6.80	-8.64
	ΔS^m 0.078	0.107	0.136

表-1 一時況下
($G=63.3\%cm$, $P_{A0}=166t$, $P_{B0}=103t$)

β	1.25	1.50	1.75
0	ΔP^t -15.00	-23.86	-31.00
	ΔS^m 0.237	0.376	0.490
4	ΔP^t -14.59	-23.21	-30.30
	ΔS^m 0.230	0.367	0.479
20	ΔP^t -13.15	-21.13	-27.81
	ΔS^m 0.208	0.334	0.439
40	ΔP^t -11.71	-19.00	-25.21
	ΔS^m 0.185	0.300	0.398

表-2 圧密況下
($G=63.3\%cm$, $P_{A0}=103t$, $P_{B0}=95t$)

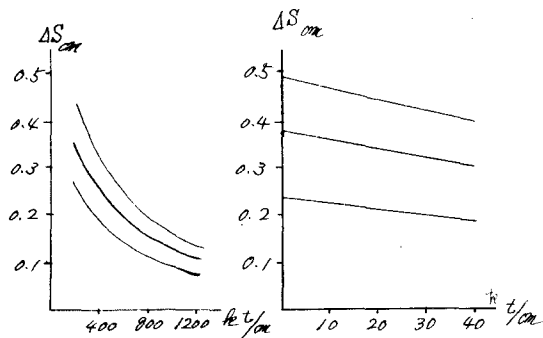


図-2 一時況下

図-3 圧密況下

是に比べて G を充分大きい構造とする事ができる。従つて、地盤が不良であつても、不等沈下量が小さくなり、それによる構造物の応力を小さくすることが出来る。

以上の事から、高架の基礎としての支持力をもっているが、相当量の沈下が予想される所で、且つ一高架延長区間で地盤状態に急激な変化(例えば一方の基礎が岩盤上にあり、他方の基礎が圧密層上にあるような場合)がない地盤では次の条件を満たした構造が通している。

- (1)なるべく軽い構造、(2)基礎反力がなるべく均等な構造、(3)不等沈下に対する抵抗性及び沈下の均等化性の大きい構造。

従つて、不良地盤に於ては、二条件を満たした、剛性の大きい地中ばりで基礎を結んだ等スパン連続ラーメン構造が高架構造として適しており、不等沈下応力は充分構造で耐え得る程度のものとなる。

国鉄新幹線のラーメン型高架の標準設計を剛性の大きい地中ばりで基礎を結んだ構造(図-1)の設計例(設計法の詳細は当日発表可)によれば、基礎地盤性状に50%程度のバラツキがあるものとしても、圧密沈下のように総沈下が大きく(数10cm)でも、図-5に示すように不等沈下量は数mm内にとどまる。従つて沈下による過大な応力は生じないから、地中ばり以外の構造には沈下を考慮しないで設計し普通の構造(標準設計)に大して手を加える事なく不等沈下応力を処理できる。

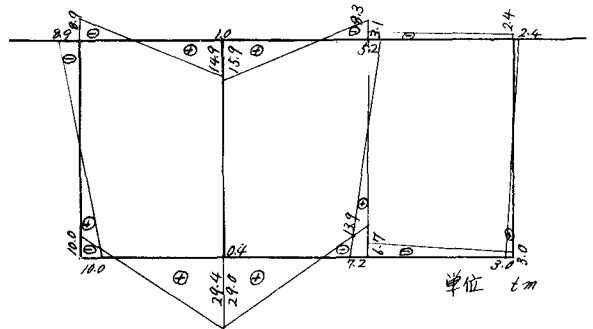
従つて、沈下が予想される所には、上記の形式のラーメン高架橋を用いることにより、静定な形式のものより地震時には安定な構造とすることが出来る。また、地中ばりで連結すれば、基礎フーチングに作用する曲げモーメントが小さくなるので、基礎フーチングは小さくすることができ、地中ばりのなりラーメン構造にくらべて、基礎コンクリート量の増加は僅かである。更に、沈下を許容することにより、基礎工を簡単にすることができれば、全体としての工事費を軽減することができる。

尚上記構造を用いる場合には高架の沈下速度及び総沈下量の限度については別に充分検討されなければならない。

[参考文献]

Samuel Chamechi, Structural Rigidity in Calculating Settlements, Proc. A.S.C.E. Jan, 1956, SM1, Paper 865

圧密不等沈下モーメント一例



R_{max}	4	4/15	4	4
P_0^t	103	95	95	103
$4P^t$	10.6	-21.4	11.4	-0.6
P^t	113.6	73.6	106.4	102.6
S^{cm}	29.39	27.59	26.60	25.64

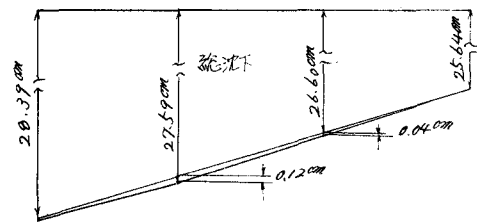


図-5