

2 章 荷 重

荷重の種類 5 条

橋の設計にあたっては次の荷重を考慮する。

- | | |
|------------|----------------|
| 1. 死荷重 | 2. 活荷重 |
| 3. 衝 撃 | 4. 風荷重 |
| 5. 雪荷重 | 6. 制動荷重および遠心荷重 |
| 7. 温度変化の影響 | 8. 地震の影響 |
| 9. 支点移動の影響 | 10. 架設荷重 |
| 11. その他 | |

〔解説〕

橋を設計するときは一応考えなければならない荷重の種類を列挙したもので、必ずしも全部を採用する必要はない。死荷重・活荷重・活荷重の動的作用である衝撃・風荷重および地震の影響は常に考えなければならない荷重であるが、その他の荷重は、土地の状況や橋の構造によって生ずる場合と生じない場合とがある。

雪荷重は、積雪と冬季の交通状況を勘案の上、特に必要と認めたときに用い（12 条）、制動荷重および遠心荷重は、一般の道路橋についてはほとんど影響がない（13 条）。温度変化が部材応力におよぼす影響は、アーチ・ラーメンなど、橋の構造によって起るものであって、単純ゲタやゲルバーゲタのような静定構造物では一般に考慮する必要がない（14 条）。地震の影響は主として下部構造・支承および横構などに対して考える要素であって、その大きさは架橋地点の状況によって異なる（15 条）。支点移動の影響は、特別な場合、たとえば連続ゲタやラーメンなどで支点の移動によって構造の各部に悪影響を与える応力が生ずるときに考慮する。架設荷重とは、橋を架設するとき各部分に起る応力であるが、この応力は架設後の状態とまったく異なった性質のものであったり、予期しない大きな値を示すことがあるから、このようなことが予想される場合には、計算によって安全を確かめる必要がある。

このほかに、高欄に働く推力・緑石に作用する横力あるいはポネートラスの上弦材に作用する横力などがあり、また架設地点の状況によって特別な荷重が考えられる場合には、これについて安全を確かめておかなければならない。

死荷重 6 条

死荷重の算出に用いる材料の重量は次のとおりとする。ただし実重量の明らかなものはその値を用いる。

表—1

材 料	単位重量 (kg/m ³)	材 料	単位重量 (kg/m ³)
鋼・鋳鋼・鍛鋼	7,850	砂利・碎石	1,900
鋳鉄	7,250	砂	1,900
アルミニウム	2,800	土	1,600
リン青銅	8,000	木 材	800
鉄筋コンクリート	2,400	歴青材 (防水用)	1,100
コンクリート	2,300	歴青舗装	2,200
セメントモルタル	2,100	石塊舗装	2,600
石 材	2,600	アスファルト塊舗装	2,400

〔解説〕

材料の単位重量は個々の場合で異なり、また橋の設計にはかなり大きい要素であるから、できればあらかじめ実重量を明らかにすることが望ましいが、一般にはなかなか手数がかかるので、一応の標準を示す意味で、いろいろ調査した結果この条に示す値を採用した。いずれも各種測定値の中からやや大きい値をとった。ただし、使用量が一般に小で影響が少ないものは、従来からの慣例によった。

コンクリートおよびセメントモルタルについては、従来、それぞれ 2,200 kg/m³、2,000 kg/m³ としていたのであるが、この値は過小であり、最近の実績からみても、だんだん比重の大きいものが造られるようになってきたので、2,300 kg/m³、2,100 kg/m³と、それぞれ増すことにした。

砂・砂利または碎石については、水分で飽和された状態を考慮して 1,900 kg/m³ とした。また木材の重量は樹令や含水率によって異なり、800 kg/m³ は通常の使用材に対してやや過大であるが、クギ・カスガイ・ボルトなどの金物を含むものとして上記の値とした。アスファルト塊舗装については、調査の結果、従来の 2,800 kg/m³ は過大であり 2,400 kg/m³ を適当と認めた。

そのほか従来と異なる点は、最近まったく用いられなくなったレンガ舗装および木塊舗装を削除したこと、最近ようやく注目されてきたアルミニウムと、支承に使用することがあるリン青銅とを追加したことである。

活荷重 7 条

活荷重は T 荷重・ L 荷重・歩道の群集荷重および軌道の車両荷重とする。

【解説】

活荷重の種類を示したものである。従来は道路ローラーの荷重も考えていたのであるが、自動車荷重 (T 荷重) の増大に伴ってまったく無意味になったので省略することにした。

一般に、床組に大きい応力を生ずる荷重と、主ゲタに大きい応力を生ずる荷重とは、その分布範囲、したがって起りうる回数に差があるから、床組の設計に用いるものを T 荷重として、主ゲタの設計に用いる L 荷重と区別した。道路橋の活荷重のうち主なものは自動車であって T 荷重は従来の自動車荷重と同じであり (8条), 主ゲタについては荷重の分布範囲が比較的広く、大きい応力が起りうる回数も一般に少ないと思われるので, L 荷重はこれらのことを考慮に入れた自動車列を基礎にして定めたものである (9条)。

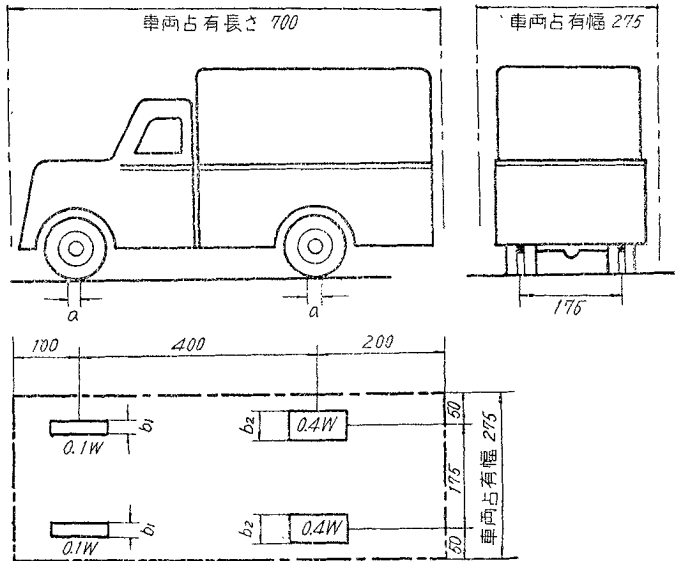
8 条

床および床組を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

- 1) 車道部分には T 荷重 (図-2 および表-2) を負載する。

自動車は、1 橋につき縦方向には 1 台とし、横方向には台数に制限がないものとする。

図-2 T 荷重



表—2 T 荷重

橋の等級	荷重	総重量 W t	前輪荷重 0.1 W kg	後輪荷重 0.4 W kg	前輪 輪帯幅 b_1 cm	後輪 輪帯幅 b_2 cm	車輪 接地長 a cm
一 等 橋	T-20	20	2,000	8,000	12.5	50	20
二 等 橋	T-14	14	1,400	5,600	12.5	50	20

- 2) 歩道には 500 kg/m^2 の群集荷重を负载する。
- 3) 軌道には軌道の車両荷重または T 荷重を负载する。軌道の車両は両数に制限がないものとし、占有幅および荷重はその軌道の規定による。

〔解説〕

床および床組の設計には歩道および軌道敷を除き T 荷重を用いる。

4 条の解説でも述べたとおり、歩車道の区別がない橋の幅員のなかには、前後接続道路の道路幅員のほかに、一部路肩に相当する部分の幅員が含まれている。路肩は通常車輪が載らない部分であるが、実際には路肩部分の路面構造が異なる場合のほかはこの部分にも車両が載ることがあり、計算も簡単であるから、橋の幅員全部について荷重を考える。同じように歩車道の区別がある橋では、(車道幅員+ $2 \times 0.25 \text{ m}$) の範囲について T 荷重を考える。これらのことは 9 条で述べる L 荷重についても同じである。

T 荷重はいうまでもなく自動車荷重であり、総重量 W については、種々調査した結果、現在および将来のすう勢を考えて、従来の一等橋の 13 t を 20 t に、二等橋の 9 t を 14 t に引上げたものである。前後軸重の比や軸距などの諸数値については、輪帯幅を除き従来の一等橋の値をそのまま踏襲した。二等橋については従来一等橋と異なる軸距を (図—8・1 参照) 採用していたのであるが、設計計算の便利を考えて寸法を統一し、重量だけを一等橋の 70% とした。

輪帯幅については前輪 12.5 cm、後輪 50 cm とした。したがって接地圧は一等橋の場合 8 kg/cm^2 となり、コンクリート舗装の場合に考えている接地圧に比べて過大のようであるが、構造物の性質上大きくすることにしたものである。

なお車両の幅を従来 2.75 m としていたのは車両の占有幅の意味であり、車両の保安基準 (昭和 26.7.2 運輸省令 67) による車両の最大幅 2.5 m に対してすれちがいの余裕をみて 2.75 m としたものであるから、今回の改正にあたってこの点を明確にした。自動車は、橋の縦方向 (橋軸方向) には 1 台、横方向 (橋軸と直角方向) には台数に制限がないものとし、考えている部材に最も大きい応力を与えるように載せる。なお車道の床および床組の設計に等分布荷重を考えないことは本文記載のとおりであるが、一つの床ゲタが車道と歩道にまたがるようなときには、歩道部分に対して群集荷重を考える。

参考までに各国で採用している自動車荷重を示す (図—8・1~8・3)。

図-8・1 日本の自動車荷重

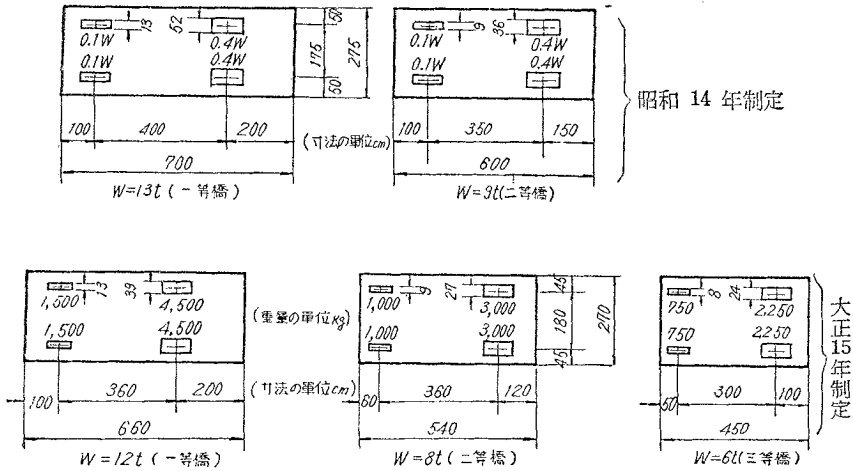


図-8・2 米国の自動車荷重 (1944)

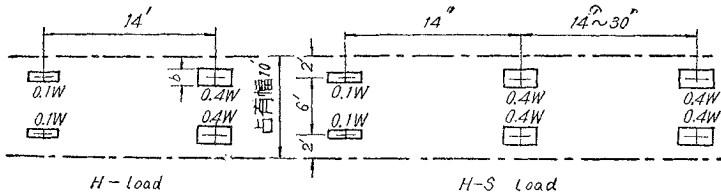
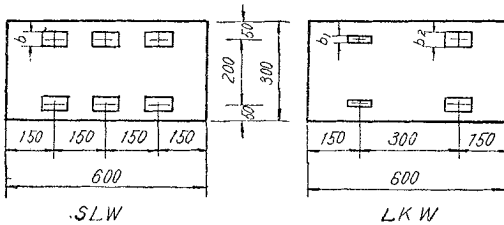


図-8・3 ドイツの自動車荷重 (DIN 1072)



S L W				L K W					
橋格	総重量 t	輪荷重 t	b cm	橋格	総重量 t	前輪荷重 t	b ₁ cm	後輪荷重 t	b ₂ cm
60	60	10	60	12	12	2.0	20	4.0	30
45	45	7.5	50	6	6	1.0	14	2.0	20
30	30	5.0	40	3	3	0.5	10	1.0	14

車輪接地長 = 20 cm

歩道の床版および床組の計算には橋の等級に関係なく 500 kg/m^2 の群集荷重を负载する。橋の等級による相異は實際上認め難いからである。なお歩道の床組には冬季の除雪作業、または架設時の転圧など思はぬ大きな集中荷重を受けることがあるから注意を要する。上記の数値はこれらを考慮して若干の余裕をみたものであるが、必要により特別な荷重を考えなければならない。

軌道がある橋では、軌道部分の設計荷重として軌道の車両荷重または T 荷重のうちで部材に大きい応力を与えるものを用いる。軌道車両は両数に制限がないものとし、考えている部材に最も大きい応力を与えるように載せる。また占有幅および荷重はそれぞれの軌道で定められた値を用いる。たとえば東京都電の軌道がある橋では、東京都電で定めた車両の占有寸法および荷重を採用するのである。

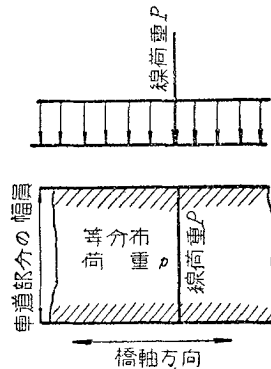
なおこの条にいう床および床組とは、一般に床版（通常は鉄筋コンクリート床版）・縦ゲタおよび床ゲタのことである。短支間の橋で I 形鋼などを多数併列したような場合には、これらの主ゲタはむしろ縦ゲタとみなすのが妥当のようでもあるが、 L 荷重を用いて計算しても、実用上支障がないので、主ゲタについては、すべて 9 条に示す L 荷重を用いて設計するものとする。

9 条

主ゲタを設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

- 1) 車道部分には L 荷重（図—3 および表—3）を负载する。 L 荷重の載荷範囲は制限しない。ただし線荷重は 1 橋につき 1 個とする。
- 2) 歩道には、 350 kg/m^2 の群集荷重を负载する。
- 3) 軌道には軌道の車両荷重と等分布荷重または L 荷重を

図—3 L 荷重



負載する。軌道の車両は
 両数に制限がないものと
 し、その前後左右に等分
 布荷重を負載する。等分
 布荷重の大きさは L 荷重
 の等分布荷重と同じとす
 る。

表-3 L -荷重

橋の 等級	荷 重	線荷重 P kg/m	等分布荷重 p kg/m ²	
			$l \leq 80$	$l > 80$
一等橋	$L-20$	$\alpha \times 5,000$	$\alpha \times 350$	$\alpha \times (430-l)$
二等橋	$L-14$	一等橋の 70%		

$l =$ 支間 (m)

$$\alpha = 1 - \frac{w - 5.5}{50} \quad \text{ただし } 1 \geq \alpha \geq 0.75 \text{ とする}$$

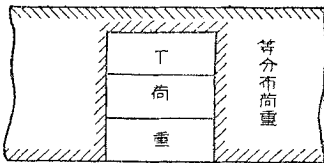
$w = L$ 荷重の載荷幅 (m)

〔解説〕

8条で規定した T 荷重は、普通の通行車両に比べてかなり大きい値と考えられるから、7条でも述べた趣旨によって、考えている点に最大の応力を起す位置に T 荷重を並べ、他の部分には等分布荷重を載荷して、 T 荷重以外の重量をもった自動車荷重などを代表させる (図-9・1)。これは従来行われてきた方法であって、この考え方には変りないのであるが、計算に便利のように T 荷重を1個の線荷重で置きかえたものである。

L 荷重の載荷範囲を制限しないことは本文のとおりであるから、考えている点、または部材に最大応力を生ずる範囲に載荷する。

図-9・1



すなわち縦方向 (橋軸方向) および横方向

(橋軸と直角方向) において影響線が同一符号となる範囲に載荷する。たとえば図-9・2 において主ゲタ A における床の反力の影響線は (b) のようになるから C の部分には載荷しない。主ゲタ相互の協力作用を考慮した計算を行う場合も同じである (図-9・3)。

図-9・3

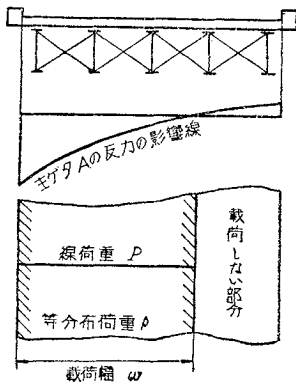
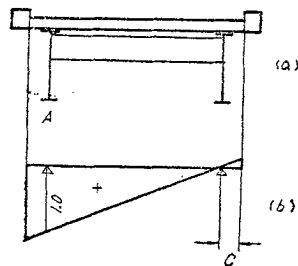
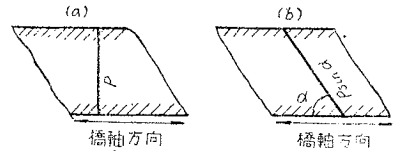


図-9・2



なお、横方向というのは橋軸と直角方向のことであるから、斜橋の場合には、図-9.4 (a) のように載荷する。(b) のように斜角に平行に線荷重 P を載せる場合には、荷重の大きさを減らして載荷する。

図-9.4



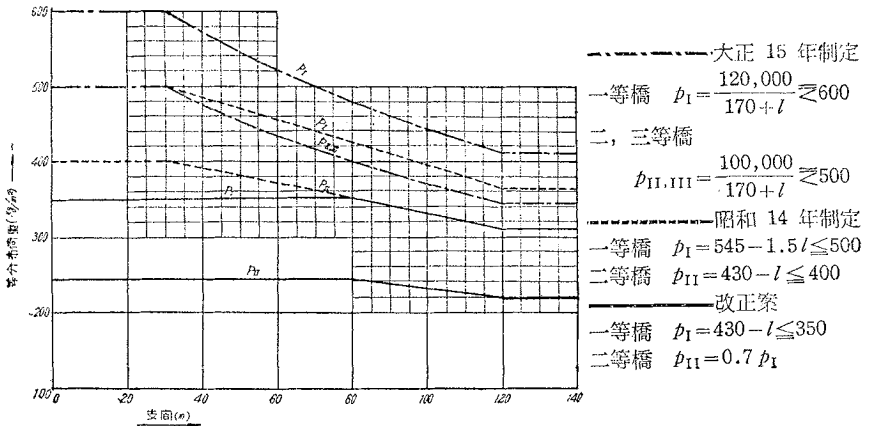
等分布荷重は、規定の重畳をもった自動車以外のすべての荷重（自動車・群集・荷車・自転車・牛馬など）を代表したものである

が、このうち支配的な影響があるものは自動車荷重であり、一等橋について 350 kg/m^2 を適当と認めた。この値は、たとえば重量 15 t の自動車が純間隔 7 m で橋面上に並んだ場合の換算等分布荷重のほぼ最大値に相当するものであり、十分余裕をみた値と考えられる。特別な場合に車道上の群集荷重がこの条の値以上となることも考えられるが、このようなことはきわめてまれにしか起らないものとし、通常的设计荷重としては考えないことにした。

等分布荷重 p と支間 l との関係については、 l の増加に伴って p を減少させるのが適当と考えられるが、その理論的根拠は必ずしも明確でなく、また計算の便利も考えて、支間 80 m までは一定値をとることにした。

参考までに各国で採用している等分布荷重の値を示す（図-9.5）。

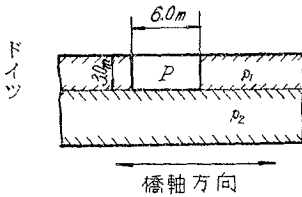
図-9.5



アメリカ

橋格	H 20-S 16	H 15-S 12	H 10
$p \text{ kg/m}^2$	208~312	156~234	104~156

図-9.5



$P t$	60	45	30	12	6	3
$p_1, \text{kg/m}^2$	500	500	500	400	400	300
$p_2, \text{kg/m}^2$	300	300	300	300	200	200

なお支間が 120 m を超過する橋にこの示方書の規定を準用する場合には、 $l=120\sim 130$ m の範囲では表-3 により、 $l>130$ m では一等橋で $p=300 \text{ kg/m}^2$ 、二等橋では $p=210 \text{ kg/m}^2$ として計算するものとする。

次に幅員の大きい橋では 8 条で規定したような重い自動車 (T 荷重) が横方向に満載されることは、めったに起らないものと考えられる。したがって幅員の大きい橋では、荷重の値を多少減らして設計するのが合理的である。

軽減の方法については、諸外国の行っている方法を参考にして、次のように考えて決めたのである。すなわち、図-9.6 において、考えているゲタの考えている点 C に、最も大きい影響を与える位置に T 荷重 (この場合には線荷重) 2 個をおき、他の T 荷重 (線荷重) は、図-9.6 において CA または CB の二等分線上に配置する。このような荷重の配置によって C 点に生ずる応力と、同じ応力を与える線荷重 (C をとおる横方向の) の強度を $\alpha \times P$ とすると、 α は軽減率であり、等分布荷重についてもこれと全く同じ考え方をするものとして、この条のとおり近似的に、 α を載荷幅 w に関する直線式として示すことにしたものである (図-9.7)。すなわち、主ゲタの載荷幅が 5.5 m を超える場合には、超過 50 cm につき 1% ずつ荷重の値を減少させるのであるが、軽減率 α の最小値を 75% としたものである。

L 荷重の載荷幅 w とは、一つの主ゲタの応力を計算するために L 荷重を載荷する幅のこ

図-9.6

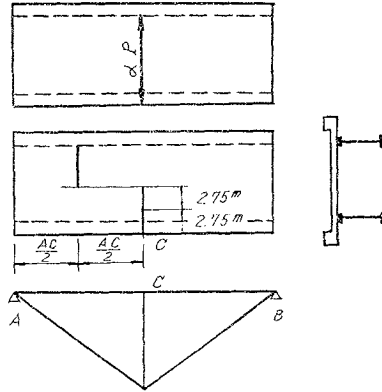
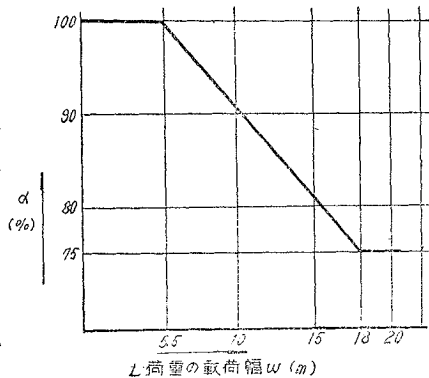


図-9.7



とであつて、たとえば図-9.8 では、耳ゲタに対しては $w=4.5\text{ m}$ で、中ゲタに対しては $w=8.0\text{ m}$ である。

α を橋の幅員のかん数としなで、 L 荷重の載荷幅 w のかん数としたのは次の理由による。すなわち、多数の主ゲタを並列した橋で、主ゲタ A に対する反力の影響線が図-9.9 に示す形になると考えて設計する場合には、通減率 α は図-9.9 の w を基本にして考えるべきであつて、たとえ幅員が同一であつても、主ゲタ 2 本の場合と同一の通減率を用いることは不合理と考えられるからである。

また、同じように多数の主ゲタを並列した橋であつても、主ゲタ A に対する反力の影響線が図-9.10 (a) に示す形になるように設計を行つた場合には w を橋の幅員にとることができる。この場合でも反力の影響線が図-9.3 に示される形になる主ゲタに対しては図-9.3 に示す w をとるものである。

なお、この条に示した式は主ゲタ反力の影響線が図-9.8 または図-9.9 のように直線となる場合をもととしているものであつて、図-9.10 (a) の場合には、図-9.6 のときと同じ趣旨からいえば主ゲタ A の反力を

$$R_A = P \left\{ F_1 + \frac{1}{2} (F_2 + F_3) \right\}$$

ことになるが、この値とこの条の本文に示した値とは大きな差がないので、主ゲタ反力の影響線が図-9.10(a) に示される形をとる場合でもこの条に示した α の値を用いてよい。

また L 荷重の載荷幅 w は図-9.11 のように自動車の通行を許さない軌道数がある場合には、この部分を除いて考えるのであつて、たとえば図-9.11 で主ゲタ A に対する w は図示のとおりである。

歩道には、8条と同じ趣旨から、支間や橋の等級に無関係に 350 kg/m^2 の群集荷重を負

図-9.8

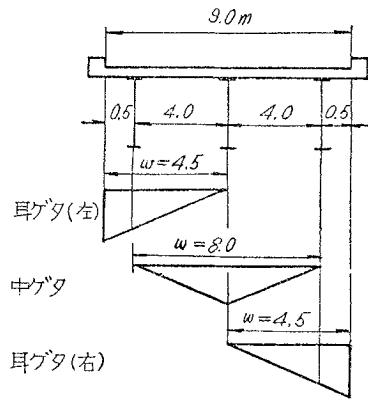


図-9.9

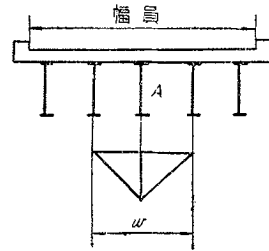
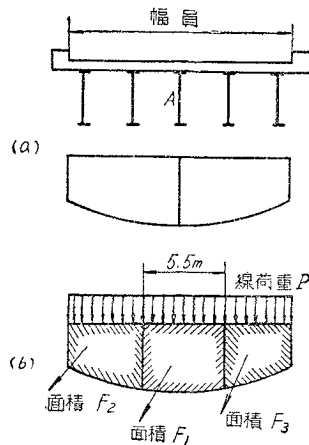


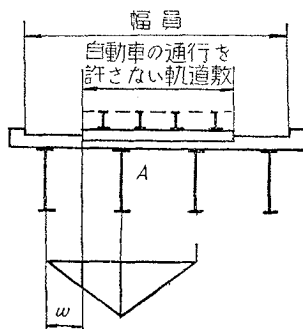
図-9.10



載する。支間が 80 m 以上の橋では車道の等分布荷重と同じ遞減を行うことも考えられるが、群集荷重の性質上遞減しないほうが合理的と認めたものである。ただし、ごく短い支間の橋で歩道部主ゲタについてこれ以上の値が予想される場合には、その程度に応じて特別の考慮を払う必要がある。

軌道がある橋においては軌道部分には軌道の車両荷重と等分布荷重を用いる。軌道車両は両数に制限がないから、部材に最も大きい応力を与えるように載荷するものとし、一般に L 荷重より大きい応力を与える。しかし、特に軽い車両の通行に供する軌道敷で L 荷重によるほうが大きい応力を与える場合には、もちろん L 荷重によって設計しなければならない。

図—9・11



衝撃 10 条

活荷重は衝撃を生ずるものとする。ただし歩道の群集荷重については衝撃を考慮しない。

衝撃係数は次式により計算する。

$$i = \frac{20}{50 + l}$$

i = 衝撃係数

l = 表—4 に示す値

表—4

形 式	部 材	l (m)
単 純 ゲ タ	ゲ タ お よ び 支 承	支 間
ト ラ ス	弦材・端柱および支承	支 間
	下路トラスのハンガー	床 ゲ タ の 支 間
	上路トラスの支柱 分格間の斜材の類 そ の 他 の 腹 材	支 間 の 75%

連続ゲタ		荷重①に対しては l_1 荷重②に対しては l_2 荷重③に対しては $\frac{1}{2}(l_1+l_2)$
ゲルバーゲタ		荷重①に対しては l_1 荷重②に対しては l_2+l_3 荷重③に対しては ツリゲタに対して l_3 片持部および定着 ゲタに対して l_2+l_3 荷重④に対しては $\frac{1}{2}(l_1+l_2+l_3)$
ラーメン		荷重①に対しては l_1 荷重②に対しては $\frac{1}{2}(l_1+l_2)$
		荷重①に対しては l_1 荷重②に対しては ツリゲタに対して l_2 片持部および ラーメンに対して l_2+l_3 荷重③に対しては ラーメンに対して l_1 片持部に対して l_2+l_3
アーチ	アーチリブ・弦材・支承および タイドアーチのタイ腹材 上路アーチの支柱 下路アーチのハンガー	支 間 支 間 の 75% 床 ゲ タ の 支 間 "
ランガーゲタ および ローゼゲタ	アーチリブ・補剛ゲタおよび 支承 ハ ン ガ ー 補 剛 ト ラ ス { 弦 材 腹 材	支 間 床 ゲ タ の 支 間 支 間 の 75% 支 間

〔解説〕

歩道の群集荷重以外の活荷重についてはすべて衝撃を考慮し、衝撃による応力は活荷重
 応力に衝撃係数をかけたものとする。衝撃係数を示す式の中の l は、考えている点の応力
 が最大になるような載荷状態の場合の載荷長によるのを原則とするが、設計にあたっては

ちいし載荷長を計算するのは煩雑であるから、便宜上表—4 のように規定した。表—4 以外の場合に対しては、表に示した趣旨に従って、設計者が適当に判断するものとする。

次に表—4 について説明する。

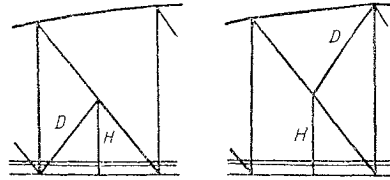
(1) 単純ゲタ

プレートガーダー・I 形ゲタなどで単純に支持されたものに適用する。床組および床版で単純支持として設計されたものにも適用するが、縦ゲタや床版で連続ゲタとして設計されたものは連続ゲタの項を適用する。なお、床組の連結部におけるせん断力の計算において、衝撃の影響を考えなければならないことは勿論である。

(2) トラス

分格間の斜材の類とは 図—10・1 に示す斜材・ハンガーのことである。腹材の載荷長は一般に支間の 50~100% の間で変化するが平均値をとって 75% としたものである。

図—10・1



D = 分格間の斜材
 H = 吊材
 分格間の斜材および吊材

(3) 連続ゲタ

荷重①とは端支点または端支間上の荷重で、これに対しては端支間 l_1 をとり、荷重②とは中間支間上の荷重で、これに対してはその支間 l_2 をとる。荷重③とは中間支点上の荷重で、これに対しては荷重両側の平均支間 $\frac{1}{2}(l_1+l_2)$ をとる。

(4) ゲルバーゲタ

荷重①とは定着ゲタ上または端支承上（端支間が定着ゲタの場合）の荷重で、これに対しては定着ゲタの支間 l_1 をとり、荷重②とは片持部にある荷重で、これに対しては片持部の突出長にツリゲタの支間を加えた長さを取り、荷重③とはツリゲタ上または端支承上（端支間がツリゲタの場合）の荷重で、これに対し、ツリゲタとその支承の応力計算にはツリゲタの支間と片持部の突出長との和をとるのである。荷重④とは中間支点上にある荷重で、これに対してはその両側にある定着ゲタの支間・片持部の長さおよびツリゲタ支間の和の半分をとるのである。

(5) ラーメン

荷重①とはラーメンの水平部材上にある荷重で、これに対しては荷重が載る部分の支間を取り、荷重②とは中間支点上の荷重で、これに対しては荷重の両側の支間の平均値をとる。ゲルバー式ラーメンではゲルバーゲタとラーメンの場合を組み合わせる考えればよい。

(6) アーチ

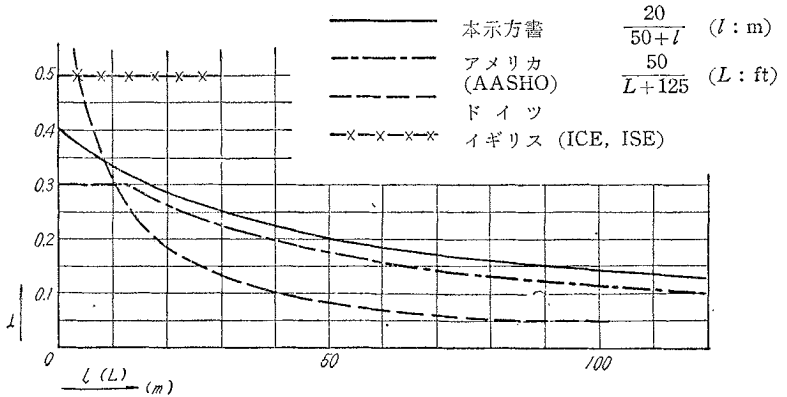
アーチとしては、リブアーチ・ブレストアーチを含み、アーチリブとは、リブアーチ

のリブを、また弦材・腹材とはプレストアーチの弦材・腹材を意味する。上路アーチの支柱・下路アーチのハンガーは、リブアーチ・プレストアーチいずれの場合でもよい。
 (7) ランガーゲタおよびローゼゲタ

この場合はアーチの場合とほとんど同じであるが、補剛ゲタ・補剛トラスがあるので、これに対する規定を示した。

なお参考までに各国で採用している衝撃係数を示す(図一10・2)。

図一10・2 各国の衝撃係数



風荷重 11 条

風荷重は、橋軸に直角に作用する水平動荷重とし、その大きさは次のとおりとする。

1. プレートガーダー・2主構トラス

表一5 プレートガーダー・2主構トラスの風荷重(橋軸方向の長さ1mにつき)

形 式		風 荷 重 (kg)
上路プレートガーダー		$240+450 h \geq 600$
下路プレートガーダー		$450 h \geq 600$
2主構トラス	載 荷 弦	載 荷 時 $330+450 h \geq 600$
		無 載 荷 時 $360+900 h \geq 600$
	無 載 荷 弦	載 荷 時 $450 h \geq 300$
		無 載 荷 時 $900 h \geq 300$

h = プレートガーダーまたは弦材の高さ(m)

2. その他の形式

活荷重を載荷しないとき

風上側上部工の有効鉛直投射面に対して 300 kg/m^2

風下側各上部工の有効鉛直投射面に対して 150 kg/m^2

活荷重を載荷するとき

風上側上部工の有効鉛直投射面に対して 150 kg/m^2

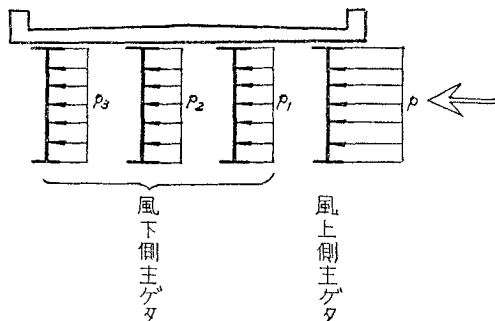
風下側各上部工の有効鉛直投射面に対して 75 kg/m^2

活荷重に対して橋面上 1.5 m の位置に 150 kg/m

〔解説〕

風はどの方向にも吹き、その影響もかなり複雑であるが、橋では一般に橋軸に直角で水平に吹く場合が最も危険なため、風荷重としては橋軸に直角で水平なものだけを考えることにし、図-11・1に示すように風上側主ゲタに作用する風圧を p 、風下側主ゲタに対して

図-11・1



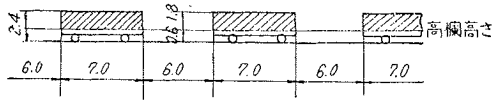
$$\text{プレートガーダー } p_1 + p_2 + \dots = 0.5 p$$

$$p_1 + p_2 + \dots = 0.5 p$$

はプレートガーダーの場合 p_1, p_2, \dots の合計が p の 50%、トラスの場合 p_1, p_2, \dots のおのおのが p の 50% になるものとして計算する。プレートガーダーをトラスに比べて緩和したのは、前者の場合風上側にスキ間がないため風下側に加わる風圧は一般に小さく、また床版が風荷重に対して相当程度抵抗することを考慮したためである。

p の値は、 300 kg/m^2 (風圧係数 1.6 とすれば風速約 55 m/sec に相当) とするが、載荷状態に対しては最大風圧を考える必要はないものと認めて 150 kg/m^2 に低下する。また活荷重に対する風圧は、図-11・2のように並んだ車両に 150 kg/m^2 の風圧が作用するものとして、次のように計算した。

図—11・2



寸法の単位 m

$$\text{風 圧} = \frac{150 \times 1.8 \times 7}{7 + 6} \approx 150 \text{ kg/m}$$

$$\text{作用高} = 0.6 + \frac{1.8}{2} = 1.5 \text{ m}$$

以上はこの条の第2項のとおりであるが、プレートガーダーまたは2主構のトラスに作用する風圧には、実用上の便利を考えてこの条の第1項の略算式を設けた。その算出根拠は次のとおりであるが、他の横荷重との関係から最低限度を設ける必要を認め、小支間の橋でケタ高または弦材高 h の小さい場合でも載荷弦で 600 kg/m、無載荷弦で 300 kg/m 以上とすべきことを規定したものである。

(1) プレートガーダーの風荷重

(A) 上路プレートガーダー

(a) 活荷重を載荷しないとき

高欄・地覆などの有効な高さを、ケタの上部フランジ上 80 cm (風下側も考慮して) と仮定し、この部分に働く風圧も考慮すれば、単位長さについて

$$\begin{aligned} \text{風圧} &= 300 \text{ kg/m}^2 \times 0.8 \text{ m (高欄・地覆など)} \\ &+ 300 \text{ kg/m}^2 \times h \text{ m (ケタの高さ)} \times 1.5 \text{ (風下側を考慮)} \\ &= 240 + 450 h \text{ (kg/m)} \end{aligned}$$

(b) 活荷重を載荷するとき

$$\begin{aligned} \text{風圧} &= 150 \text{ kg/m} + 150 \text{ kg/m}^2 \times 0.8 \text{ m} + 150 \text{ kg/m}^2 \times h \text{ m} \times 1.5 \\ &= 270 + 225 h \text{ (kg/m)} \end{aligned}$$

(B) 下路プレートガーダー (高欄その他は主ゲタでおおわれるものとする)

(a) 活荷重を載荷しないとき

$$300 h \times 1.5 = 450 h \text{ (kg/m)}$$

(b) 活荷重を載荷するとき

$$150 + 150 h \times 1.5 = 150 + 225 h \text{ (kg/m)}$$

以上の計算を図示すると図—11・3のようになり上路橋・下路橋とも活荷重を載荷しない場合のほうが風荷重は大きい。したがって風荷重の最小値として 600 kg/m を採用すると、プレートガーダーの風荷重は表—5のとおりである。

(2) トラスの風荷重 (2主構の場合)

弦材の高さを h 、格間長を λ 、斜材の幅を $0.8h$ 、

その長さを 1.4λ 、鉛直材の幅を $0.5h$ 、その長さを λ とし、斜材および鉛直材の面積は

載荷弦と無載荷弦に等分するものとすれば、1 格間における載荷弦側・無載荷弦側のトラスの有効鉛直投射面積は相等しく

$$h \times \lambda (\text{弦材}) + 0.8 h \times 1.4 \lambda \times \frac{1}{2} (\text{斜材}) + 0.5 h \times \lambda \times \frac{1}{2} (\text{鉛直材}) = 1.81 h \cdot \lambda$$

ゆえにガセット等に対する余裕をみて単位長さにつき $2h$ と仮定する。

また高欄・地覆・縦ゲタなどの高さの総和を 1.2 m (風下側を考慮して) と仮定する。

(a) 活荷重を載荷しないとき

無載荷弦の風荷重

$$300 \text{ kg/m}^2 \times 2h (\text{単位長さ当りの面積 m}^2/\text{m}) \times 1.5 (\text{風下側を考慮}) = 900 h (\text{kg/m})$$

載荷弦の風荷重

$$300 \text{ kg/m}^2 \times 1.2 \text{ m} (\text{高欄・地覆など}) + 300 \text{ kg/m}^2 \times 2h \times 1.5 = 360 + 900 h (\text{kg/m})$$

(b) 活荷重を載荷するとき

無載荷弦の風荷重

$$150 \times 2h \times 1.5 = 450 h (\text{kg/m})$$

載荷弦の風荷重

$$150 + 150 \times 1.2 + 150 \times 2h \times 1.5 = 330 + 450 h (\text{kg/m})$$

以上の計算を図示すると図-11.4 のようになり、載荷弦・無載荷弦とも活荷重を載荷し

図-11.3

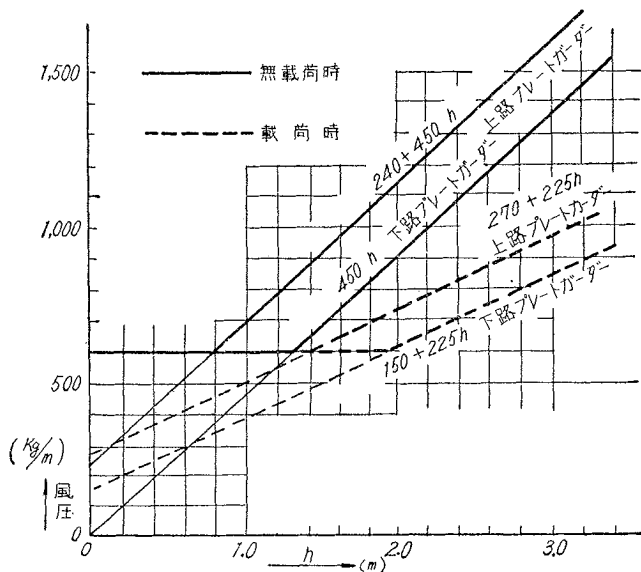


図-11.4

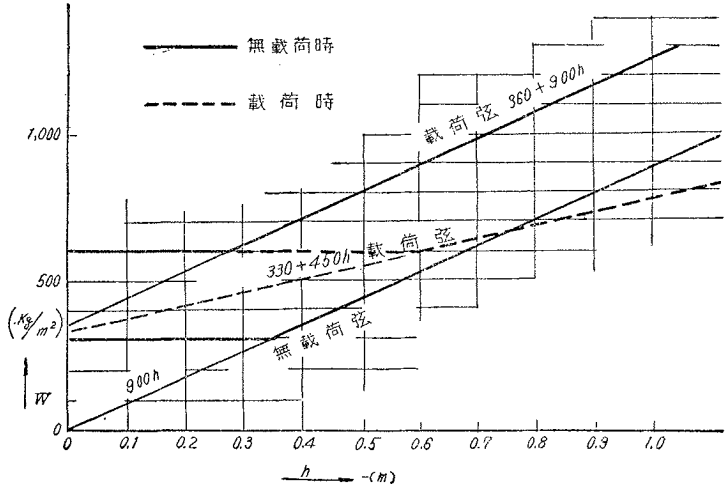


図-11.5

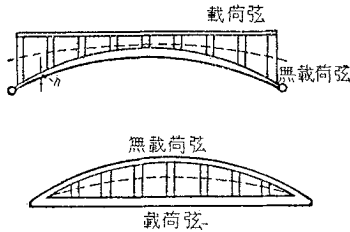
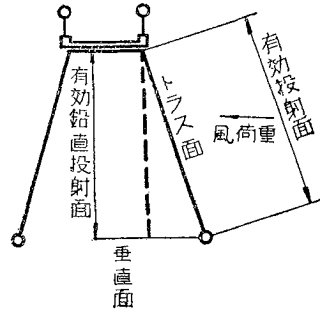


図-11.6



ない場合のほうが風荷重が大きくなる。しかし橋門構や、比較的幅員が小さくて支間の大きい橋の横構トラス面内における弦材では、風荷重による応力がかかなり大きくなってくる。したがって主荷重と同時に考えるべき風荷重を表-5のとおりとし、設計にあたっては、無載荷時の風荷重か、主荷重+載荷時の風荷重か、いずれか大きい影響を与えるものを用いなければならないことを規定したものである。

プレートガーダー・2主構トラス以外の形式の場合、風荷重の算出根拠はこの条の第2項のとおりであるが、載荷弦・無載荷弦への風荷重の分配は、図-11.5のように、両弦の間隔を2等分する線で区切って行うものとする。

なお第2項で有効鉛直投射面としたのは、たとえば比較的支間の大きいアーチなどで、図-11.6のようにトラス面が鉛直面でない場合でも、鉛直面に投射した面積に対して風荷

重が作用するものと考えられるからである。いずれにしても有効鉛直投射面の算出にあたっては、ガセット等に対する余裕をみておかなければならない。

地形上この条の規定値よりも大きい風荷重が予想される特殊な架設地点では、実情を調査して適当な値をとらなければならない。また所によってはこの条に規定するような大きな風荷重は起らない場所もありうるが、風荷重を減らしても鋼重の節約量は小さく、橋全体としての剛性を保持する意味からも規定以下の風荷重を用いてはならない。

雪荷重 12 条

雪荷重を考慮する必要のある地方においては、活荷重を負載する場合 100 kg/m^2 を標準とし、積雪が特に多くて活荷重を負載せず、雪荷重だけを負載する場合には、架設地点の実情に応じて適当な値を定めるものとする。

〔解説〕

わが国において雪荷重を考慮する必要のある場合は、通常次の二とおりである。第一は十分圧縮された雪の上を自由に車両が通行する場合であり、第二は積雪が特に多くて自動車交通が不能となり、雪だけが荷重としてかかる場合である。中間的な状態、たとえば積雪のために自動車の通行にある程度の制限が加えられる場合にも、上記のいずれかによって設計しておけば安全である。

さて第一の場合、わが国では橋面上の雪おろしをすることが多く、また積雪がある程度以上になれば規定の活荷重が通行する機会はきわめて少なくなる。したがって、規定の活荷重のほかにとるべき雪荷重としては、 100 kg/m^2 （圧縮された雪で約 15 cm 厚）をみておけば十分と考えられる。ただし特殊な場合で 100 kg/m^2 以上を考慮する必要があるときには、調査した資料によってこれよりも大きな雪荷重をとらなければならない。なおこの雪荷重は、もちろん主荷重であって、設計計算上は橋の全面に載荷するものとする。

第二の場合は、特に積雪の多い山間部で、思わぬ大きな雪荷重を生ずることがあるから、架設地点の状況によって適当な値をとるべきことを規定したものである。比較的長支間の下路トラスなどで、橋面および上横構面に積つた雪の層が春先の暖気と降雨のため水分で飽和し、横構や弦材の一部に降伏点以上の応力度を生じた例がある。したがってこのようなトラスについては、規定荷重によらないで適当な雪荷重によって設計するとともに、上横構の設計については積雪を少なくするよう特別の考慮を払う必要がある。なお雪荷重によって部材断面を計算する際に許容応力度の増加率をいくりにするかは、採用する雪荷重の大きさによって異なるが、既往の最大積雪量につき最悪の状態で考える場合には、最大 30% 以内で適宜増加率を定めるものとする。

雪の単位体積あたりの重量は地方により時季により異なるが

降りたての雪

150 kg/m^3

やや落ち着いた雪

300 kg/m³

圧縮された雪または多量に水を含んだ雪 500~700 kg/m³

ぐらいである。

制動荷重および遠心荷重 13 条

自動車の制動荷重は T 荷重の10% とし、橋面上 1.2 m の高さにおいて自動車の進行方向に作用するものとする。軌道車両の制動荷重は輪荷重総和の 10% とし、レール面上 1.2 m の高さにおいて車両の進行方向に作用するものとする。

遠心荷重は曲線軌道のある場合に限つて、軌道の車両荷重の 8% が、レール面上 1.2 m の高さにおいて横方向に作用するものとする。特別な場合には自動車に対しても遠心荷重を考慮する。

〔解説〕

(1) 制動荷重

制動荷重は一般の道路橋ではほとんど考える必要がない荷重であるが、極端に軽い橋やトレスル橋脚の設計など、特別な場合には考慮する必要があることも予想されるので、この条のように規定した。

9条で規定したように自動車は縦方向に1台だけ負載するから、制動荷重は非常に小さく、また30条によって、制動荷重を考えるとときには25%許容応力度を増加できるから、制動荷重のため特に断面を増加する必要はないが、軌道がある場合には相当大きな荷重となる場合も考えられるから、この条の規定によって一応検討する必要がある。制動荷重は自動車も軌道車両もその荷重の10%とし、作用高を路面またはレール面上1.2mとする。種々調査の結果この値を適当な値と認めたものである。

(2) 遠心荷重

遠心荷重は曲線軌道がある場合に考える。厳密に言えば曲線部分の橋や、自動車がダ行する場合には遠心荷重を生ずるが、その値はきわめて小さいから通常考える必要はない。曲線軌道がある橋では車両荷重の8%が遠心荷重として作用する。鋼鉄道橋設計示方書では、曲率半径1,000m以下の場合には12%、1,000~2,000mで8%と規定していることなどを考慮して、8%を適当な値と認めたものである。

温度変化 14 条

温度の昇降は、架設時の温度を基準として計算する。

温度変化の範囲は -10°C から $+50^{\circ}\text{C}$ まで、特に気候寒冷な地方においては -30°C から $+50^{\circ}\text{C}$ までを標準とする。

タイドアーチ・ランガーゲタなどで日光直射部分と日陰部分との温度差は 15°C を標準とする。

鋼の線膨脹係数は 0.000012 とする。

〔解説〕

不静定構造物では、一般に温度変化の影響を考える必要があるので、この条において計算に必要な温度昇降の基準を示したものである。

温度昇降の基準としては架設時の温度をとるのであるが、温度変化の範囲は地方によって異なるので、気候が普通の地方と特に寒冷的な地方(東北地方・北海道地方など)に分けて規定することとし、前者に対しては -10°C から $+50^{\circ}\text{C}$ まで(最高最低温度差 60°C)、後者に対しては -30°C から $+50^{\circ}\text{C}$ まで(最高最低温度差 80°C) とするのを標準とした。

したがって架設時の温度を $t^{\circ}\text{C}$ とすると、

$$\text{温度の上昇度} = 50 - t \text{ (}^{\circ}\text{C)} \quad \text{気候が特に寒冷的な地方}$$

$$\text{温度の下降度} = 10 + t \text{ (}^{\circ}\text{C)} \quad \text{普通の地方}$$

$$= 30 + t \text{ (}^{\circ}\text{C)} \quad \text{特に寒冷的な地方}$$

なお架設時の温度を予想できない場合、温度の昇降は気候が普通の地方では各 35°C 、気候が特に寒冷的な地方では各 45°C を標準とする。

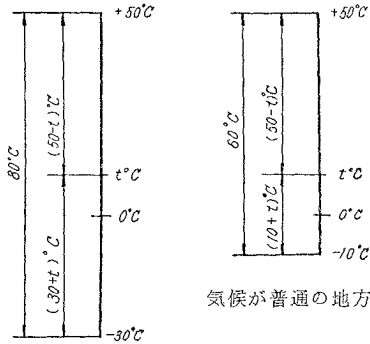
タイドアーチやランガーゲタなどでは、アーチ部分やハンガーのように日光の直射を受ける部分と、タイや補剛ゲタのように日陰になる部分とがある。このような橋では、夏季に両部分の温度差が大きくなり、それによる応力を考える必要が起つてくることもある。この場合の温度差は、土地の状況や塗料の色によって一定しないが、 15°C を標準とするのを適当と認めたのである。

第4項は温度変化による応力の計算または可動支承の移動量の計算に必要な鋼材の線膨脹係数を示したものである。

地震 15 条

地震の影響は死荷重だけを受ける状態において考えるものとする。地震の水平震度は次のとおりとする。

表—14・1



気候が特に寒冷的な地方

気候が普通の地方

表—6

地 域 \ 地 盤	軟弱地盤	やや良好な地盤	良好な地盤
しばしば大地震が起った地域	0.35~0.30	0.30~0.20	0.20~0.15
大地震が起ったことのある地域	0.30~0.20	0.20~0.15	0.15~0.10
そ の 他 の 地 域	0.20	0.15	0.10

地震の鉛直震度は 0.1 を標準とする。

地震の影響は橋の設計に必ず考えなければならない荷重であるが、この条において具体的な取扱い方の原則を示したものである。

最強の地震が起った場合に、たまたま橋が最悪の載荷状態にあることはまれであるから、地震の影響を考える場合には一切の活荷重を無視して、死荷重だけを受ける状態を考えることにした。

地震が構造物に及ぼす影響として、便宜上質量に加速度を乗じた力 P を仮定する。すなわち橋の自重を W 、重力の加速度を g 、地震の加速度を α とすると

$$P = \frac{W}{g} \alpha$$

ここにいう震度とは、地震の加速度を重力の加速度で除した値であるから、震度 k を用いて上式を表わすと

$$P = k W$$

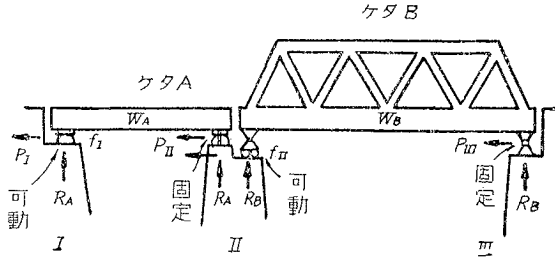
地震が構造物に及ぼす影響はきわめて複雑であって、構造物の形状や固有振動数等によって異なり、震度だけで一切を解決することは少々無理といわなければならないが、具体的な問題として必要以上の正確さを求めていたずらに複雑化することは、実際設計において支障するところが大きいので、上式によることにした。

震度の大きさとしては従来一率に水平震度 0.2、鉛直震度 0.1 と規定し、架設地点の実情に応じて適当に増減することとなっていたが、増減の基準がなかったため、ほとんど 0.2 および 0.1 を用いる実情であった。この条においては、既往の大地震の震度を構造物の倒壊などから推定し、地質別の大体の標準を示した。設計にあたっては既往の大地震の記録を調べ、同時に地盤・地質の調査を行った上、この条に示した数値の範囲内において構造物の形状や重要性を考慮して、適当な値を用いるのである。鉛直震度については従来どおり 0.1 を標準とする。

なおすでに述べたように、地震の影響は主として下部構造について考えるのであるが、図—15・1 において下部構造 I, II, III に上部構造から加わる地震時の横力 P_I, P_{II}, P_{III} は、次のように考えるものとする。

$$P_I = R_A f_I \quad \text{ただし} \quad P_I \leq \frac{1}{2} k W_A \quad \text{とする。}$$

図-15・1



$$P_{II} = k W_A \quad \text{または} \quad P_{II} = \frac{1}{2} k W_A + R_B f_{II}$$

$$\text{ただし} \quad R_B f_{II} \leq \frac{1}{2} k W_A$$

$$P_{III} = k W_B$$

k = 震度

W_A = 上部構造 A の死荷重

W_B = 上部構造 B の死荷重

R_A = 上部構造 A による橋台上の反力

R_B = 上部構造 B による橋脚上の反力

f_I = 可動支承 I の摩擦係数 (68 条参照)

f_{II} = 可動支承 II の摩擦係数 (68 条参照)