

Br. 73-05



土木研究所費
 橋梁の荷重係数設計法
 に関する研究

土木研究所資料

第894号

英国橋梁設計示方書荷重基準案(1972末版)訳

昭和49年1月

建設省土木研究所

要 旨

本資料は英国橋梁設計示方書の荷重基準 (The Design and Specification for Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2: Loads) の案 (BS Draft Code, 72/13234 DC) を全訳したものである。

同基準案には橋梁の荷重係数設計に用いるべき荷重および荷重係数の大きさが示されている。

キーワード : 示方書, 荷重

訳 者 序

橋梁研究室においては道路橋の荷重係数設計法について研究を行なってきた。現在英国では道路橋示方書(The Design and Specification for Steel, Concrete and Composite Bridges)の大幅な改訂作業が進行中であり、1972年の末に荷重に関する条文案(Draft Code for Part 2: Load)が英国規格協会(British Standards Institution)から出されたが、この中には現在の規定とはまったく異なった荷重係数設計法を前提にした荷重の規定が示されている。したがってこの内容はわれわれの研究に大いに参考になるものと考えて、全文を和訳することにした。

訳が未熟なために内容を取りちがえているところもあるかも知れないが、それらの点については読者諸賢の御助言をいただければさいわいである。

なお、巻末に解説として1973年2月にロンドンで開かれた「鋼箱げた橋に関する国際会議(International Conference on Steel Box Girder Bridges)」に提出された「橋梁の荷重(Bridge Loading)」と題する論文を載せてあるが、この中には上記の荷重規準案の定められた根拠等が述べられており、基準案の理解の助けとなるものと思われる。

全訳の作業は橋梁研究室の研究員藤原稔、朝倉肇、井上啓一がそれぞれ日大修士課程の実習生梶原明春、塩野茂、矢ヶ崎恒夫の3君の協力のもとに分担して行ない、とりまとめはまず藤原稔が行ない、最後に橋梁研究室長国広哲男が行なった。また巻末に解説として載せた論文の訳は藤原稔が行なった。

昭和49年1月

橋 梁 研 究 室 長 国 広 哲 男

橋梁研究室研究員 藤 原 稔

同 朝 倉 肇

同 井 上 啓 一

鋼橋, コンクリート橋, 合成げた橋設計示方書(案)

2 編 荷 重

目	次
ま え が き	1 に対する歩道および自転車道上の活荷
1. 適用の範囲	1 重の特性値 2 2
2. 考慮すべき荷重一般	1 6. 鉄道橋の活荷重(未定) 2 3
2.1 荷重の特性値および設計荷重	1 付 録
2.2 荷重の組合せ	1 A. 標準道路荷重に対して用いるべき車線の幅
2.3 荷重の載荷	1 および数 2 4
2.4 考慮すべき荷重	2 B. HA および HB 荷重の根拠 2 4
2.5 転 倒	2 C. 橋脚の保護に関する提案 2 4
2.6 基礎土圧, 基礎の滑動, 杭に作用する	D. 支承の試験方法 2 5
荷重等	2 E. 温度勾配の計算方法 2 6
3. すべての橋梁に共通な荷重	3 F. 直交異方性版の疲労荷重の提案 3 3
3.1 死 荷 重	3 図
3.2 後 死 荷 重	3 1. 時間平均等風速線図 4
3.3 風 荷 重	4 2. 突風係数 S_2 の値 4
3.4 温度変化の影響	1 2 3. 純曝露面積の計算に必要な高さ D 5
3.5 支承の拘束	1 3 4. 本基準の適用可能な代表的な橋梁横断面 6
3.6 コンクリートの乾燥収縮とクリープの	5. 本基準の適用不能な代表的な橋梁横断面 6
影響	1 4 6. 抗力係数の算出のための W/D の比の計算
3.7 架設荷重とその影響	1 5 に必要な D および W の寸法 7
3.8 不 等 沈 下	1 5 7. 風上側の面が鉛直な構造物に対する抗力係
3.9 その他の荷重	1 5 数 7
4. 道路橋の活荷重	1 6 8. 箱げたに対する抗力係数 C_D 7
4.1 一 般	1 6 9. 揚力係数 C_L の値 1 1
4.2 標準荷重の載荷	1 7 10. 温 度 勾 配 1 3
4.3 制 動 荷 重	1 8 11. HA 荷重曲線 1 6
4.4 遠 心 力	1 9 12. HB 荷 重 1 7
4.5 車両の横すべりによる荷重	1 9 E 1. 日陰における最高気温および太陽の輻射
4.6 防護柵に対する自動車の衝突荷重	1 9 熱 2 7
4.7 疲労に対する検討のための荷重	2 0 E 2. 日陰における最低気温および熱の放散 2 7
5. 歩道橋および自転車道橋の活荷重	2 2 E 3. 鋼橋のウェブまたはダイアフラムにおけ
5.1 歩道および自転車道のみを支持する部	る温度勾配 2 9
材の活荷重の特性値	2 2 E 4. コンクリート断面内の層 3 1
5.2 歩道および自転車道の荷重と同時に道	F 1. 各種の車軸配置 3 3
路もしくは鉄道の荷重も支持する部材	

表

1. 突風係数 S_2 および時間風速係数 K の値	5	例係数および r_S の値	21
2. 単一トラスに対する抗力係数 C_D	8	10. 幅員方向部材に対する $H A$ 設計活荷重の比	
3. 遮蔽効果に関する係数 Z	8	例係数および r_S の値	21
4. すきまのある防護柵および防護壁に対する抗力係数 C_D	9	11. 幅員方向部材に対する $H B$ 設計活荷重の比	
5. 自立橋脚に対する抗力係数	10	例係数および r_S の値	21
6. 温度の範囲	12	12. 各種幅員を有する橋梁上の設計活荷重の年間載荷頻度	22
7. $H A$ 荷重	16	F 1. 各種車両の分布	34
8. 各種支間に対する $H A$ 設計活荷重の比例係数および r_S の値	21	F 2. $H A$ 輪荷重 - 車両の 100 回通過あたりの生起確率	35
9. 橋軸方向部材に対する $H B$ 設計活荷重の比		F 3. 輪荷重の横方向分配	34

まえがき

BSは鋼橋、コンクリート橋および合成げた橋の設計に関する技術基準であり、これらの設計に必要な荷重および荷重の組合せと使用材料に関する示方書でもある。

BSはつぎの各編に分けて刊行される予定である。

- 1編 一般事項
- 2編 荷 重
- 3編 鋼橋の設計
- 4編 コンクリート橋の設計
- 5編 合成げた橋の設計
- 6編 材料および製作 - 鋼
- 7編 材料および製作 - コンクリート、鉄筋およびプレストレス材

1. 適用の範囲

荷重に関するこの示方書は鋼橋、コンクリート橋および合成げた橋の設計、材料および製作に関するBSの他の部分と関連して適用するものとする。

荷重および荷重の組合せは英国における道路橋、鉄道橋*および歩道橋に対するものである。特別な荷重の規定が定められている場合には、適切な個所にこれを用いるものとする。英国以外での示方書を用いる場合には、定められた値に代えてその地域の適切なデータを用いるものとする。

2. 考慮すべき荷重—一般

2.1 荷重の特性値および設計荷重

この示方書に規定する荷重は荷重の特性値である。それぞれの荷重に関する条文には r_G および r_S で表わされる係数が与えられている。考慮すべき各限界状態に対するモーメント、せん断力、軸力もしくは他の荷重の影響

の計算に用いる設計荷重を得るには荷重の特性値に r_G と r_S の適当な値を乗じて求めるものとする*。
これらの限界状態はつぎのとおりである。

(1) 破壊（終局限界）

(2) 使用不能（使用限界）

疲労に対して考慮すべき荷重および r_S の値は道路橋に対して4.7節に別に規定する。鉄道橋に対する値はこれが定まった時点で6節に与えられる。

たわみの計算に対しては、係数を乗じないで荷重の特性値を用いるものとする。

2.2 荷重の組合せ

構造物に作用する荷重は持続荷重もしくは変動荷重のいずれかとみなす。

この基準では死荷重、後死荷重、コンクリートの収縮の影響（これを考慮すべき場合のみ）をそれらによって生ずる他の影響とともに持続荷重であるとする。

支点の不等沈下の影響は、これが生ずることが予想されるにもかかわらずこの補修に対して特に規定がないと考えられる場合にはこれを持続荷重とみなす。

上記以外のすべての荷重はこの基準においては変動荷重とみなす。

ここでは2つの主要な荷重の組合せを規定する。

「組合せ1」は持続荷重および自動車交通による活荷重から成る。この場合、その構造物上の自動車交通によって生ずるすべての荷重を含むが、車両の横すべりによる荷重（4.5）と防護柵への自動車の衝突による荷重（4.6）は除くものとする。

「組合せ2」はすべての持続荷重および変動荷重から成る。それぞれの組合せのそれぞれの荷重に対して r_G および r_S の値が規定されており、これらの値は「組合せ1」よりも「組合せ2」で数多く同時に生ずる荷重によるもっとも大きな影響の確率のばらつきを考慮に入れている。

* r_S の値はその荷重の影響が考えている全体の影響に対して代数的に同じ側にあるか逆の側にあるかによって1より大きい場合と1より小さい場合がある。

r_G は荷重と材料に対する確率係数にさらに一定の安全の余裕を与えようとして定めたものである。これは各限界状態に対して一定の値であり、各影響の代数和に対して適用される。この示方書案では符号に関係なくすべての荷重の特性値に r_G の値を乗じてよい。

* 鉄道橋に対する荷重の規定ができたときにこれを入れることを予定している。

ある変動荷重の最大の影響は他のある変動荷重と共に存在せず、同時の存在を考慮する場合には当該条文にその影響を低減した形で規定されている。

2.3 荷重の載荷

それぞれの部材要素および構造物はそれぞれの組合せ(2.2)で同時に存在する各荷重の影響を考慮して検討するものとする。

設計荷重は考えている部材もしくは構造物にもっとも大きな影響が生ずるように選択し載荷するものとする。

考えている部材もしくは構造物のある位置に自動車交通活荷重もしくは後死荷重を載荷することによって全体とは反対の影響が出る場合、またはその荷重を載荷することによってその部材のもっとも大きな影響が減少する場合にはその荷重をその位置に載荷しないものとする。ただし例外として安定性を増す目的で、ある特殊な後死荷重(たとえばおもり(Kentledge)のようなもの、ただし路面舗装やバラストではない)を用い、その後それが取り去られないようにあらかじめ措置してあるような場合には、これを3.2.3にしたがって考慮してよい。

部材もしくは構造物上に作用する死荷重および風荷重の影響が全体の影響と反対である場合の設計荷重の載荷方法についてはそれぞれの条文に規定されている。

2.4 考慮すべき荷重

つぎの荷重を考慮するものとする。「組合せ1」(2.2参照)で考慮すべき荷重には(1)の印がついている。

2.4.1 すべての橋梁(道路橋、鉄道橋、歩道橋)に共通な活荷重以外の荷重

死荷重	(1)	3.1 参照
後死荷重	(1)	3.2 参照
風荷重		3.3 参照
温度変化の影響		3.4 参照
支承の拘束		3.5 参照
コンクリートの乾燥収縮とクリープの影響	(1)	3.6 参照
架設荷重とその影響		3.7 参照
不等沈下		3.8 参照
その他の荷重		3.9 参照

2.4.2 道路活荷重

活荷重	(1)	4.1.1 H A 荷重参照
-----	-----	----------------

4.1.2 H B 荷重参照

制動荷重*	(1)	4.3 参照
遠心力	(1)	4.4 参照
車両の横すべりによる荷重		4.5 参照
防護柵に作用する衝突荷重		4.6 参照

2.4.3 歩道および自転車道の活荷重

歩道および自転車道のみを支持する部材の活荷重 (1) 5.1 参照

道路荷重もしくは鉄道荷重を支持する部材上の歩道および自転車道に対する活荷重 (1) 5.2 参照

2.4.4 鉄道活荷重

未定

2.5 転倒

構造物およびその各部の安定性は終局限界状態に対する適当な係数 r_s を荷重の特性値に乗じて求めた設計荷重の影響に対して考慮するものとする。

最小復元モーメント**は1.15×最大転倒モーメント以上とする。

2.6 基礎土圧、基礎の滑動、杭に作用する荷重等

基礎の設計はC P 2004の原則にしたがって行なうものとする。

C P 2004については限界状態設計をもとにした成案は得られていないが、C P 2004にもとづいた基礎の設計に対する設計荷重としてはこの基準の当該条文に規定した各荷重の特性値に $r_G = r_s = 1$ の係数を乗じたものを使用するのが適当と考える。

C P 2004を適用する場合、死荷重(3.1)および後死荷重(3.2)は持続荷重とみなすものとし、すべての活荷重は変動荷重とみなしてよい。ただし、活荷重を持続荷重と考えてその大きさを決める必要のある列車の出入りのはげしい駅の外にある本線上にかかる鉄道橋のような特殊な場合を除く。

考慮すべき風荷重は3.3に規定してある。

* 道路橋の場合には牽引力は制動力でカバーできる。

** 3.1節および3.2節においては、考えている全体の影響に対して代数的に逆の影響を有する荷重に用いる r_s の値に関して注意を喚起してある。

後死荷重が除去される場合に関する3.2節の規定は転倒に対しても考慮しなければならない。

3. すべての橋梁に共通な荷重

3.1 死荷重

死荷重の特性値は構造物の構成要素^{*}である材料および部材の重量をとるものとする。あらかじめ仮定した死荷重の特性値は工事に使用される実重量で正確に換算するものとし、必要があればその差をなくすように補正を行なうものとする。

当初の設計にはBS 648に規定する材料の単位重量を用いてよい。

荷重の「組合せ1および2」における荷重係数の値はつぎのとおりとする。

限界状態	r_G	r_S
終局限界状態	1.15	1.05 鋼 1.15 コンクリート
使用限界状態	1.0	1.0

いかなる部分の死荷重の重量でも考えている全体の影響に対して代数的に逆の影響を有する場合には、その部分の死荷重に対する荷重係数の値はつぎのとおりとする。

限界状態	r_G	r_S
終局限界状態	1.15	0.95 鋼 0.87 コンクリート
使用限界状態	1.0	1.0

3.2 後死荷重

- (1) 後死荷重の特性値は構造物上に持続荷重として載荷されるが構造物の構成要素ではないすべての材料の重量とする。^{**}

当初仮定した死荷重の特性値はいかなる場合も工事に使用される実重量で正確に換算するものとし、必要があればその差をなくすように補正を行なうものとする。

* すなわち路面舗装、鉄道用バラスト、防護欄、水道管、その他の管渠、各種設置物等の添加物を除く。

** 後死荷重がアーチ (spandrel filled arch) の中込め材や土止め構造の中込め土砂であるような場合には、中込め材が飽和する可能性も考慮しなければならない。

荷重の「組合せ1および2」における荷重係数はつぎのとおりとする。

限界状態	r_G	r_S
終局限界状態	1.15	1.75
使用限界状態	1.0	1.2

- (2) 後死荷重の特性値は当該橋梁の寿命中に増加しないということに対してしかるべき当局が責任をもち、承認を与えた場合には、後死荷重とともに使用される上記の r_S という係数は終局限界状態に対して1.2まで、使用限界状態に対して1.0までの範囲内でそれぞれ低減させてよい。
- (3) いかなる部分の後死荷重の重量でも考えている全体の影響に対して代数的に逆の影響を有する場合には、その部分の後死荷重に対する荷重係数の値はつぎのとおりとする。

限界状態	r_G	r_S
終局限界状態	1.15	0.85
使用限界状態	1.0	1.0

- (4) 3.2に規定する後死荷重の全体もしくは一部の除去の影響も考慮しなければならない。
- (5) 土圧、盛土材料が橋台もしくは他の構造部分で保持される場合には、盛土材料の各特性値を用いて土質工学の原理から計算される作用力を特性荷重とみなすものとする。当初仮定した数値は工事に使用される材料の特性値で正確に換算するものとし必要があればその差をなくすように補正を行なうものとする。

荷重係数の値はつぎのとおりとする。

限界状態	r_G	r_S
終局限界状態	1.15	1.5
使用限界状態	1.0	1.0

ただし3.2(3)に規定した条件の場合はつぎのとおりとする。

限界状態	r_G	r_S
終局限界状態	1.15	0.85
使用限界状態	1.0	1.0

さらに盛土材料の全部もしくは一部の除去についても考慮しなければならない。

3.3 風 荷 重

3.3.1 一 般

橋梁に作用する風圧は地理的位置、局地的地形、地表面から橋梁までの高さおよび考えている橋梁または部材の水平長および断面によって異なる。最大風圧は平均風圧からの局所的な瞬間の変動の原因となっている突風（gust）によって生ずる。設計突風圧は図-1に示した120年間に1度だけ超過するような時間平均風速の値から求められる。

海拔300m以下の英国諸島に対しては、規定した突風速を用いるものとする。それ以上の標高ではこの風速を超えるが、この場合は気象台に問い合わせるものとする。

3.3.2 風速の計算

橋梁の地点における時間平均風速 V は図-1に示した等風速線図から求めるものとする。

突風速の特性値 V_c は次式から求めるものとする。

$$V_c = X V S_1 S_2$$

ここに S_1 = 吹き込みに関する係数*

S_2 = 突風係数、表-1および図-2にこの値を示す。

X = 条件によって定まる係数、これは通常は1.0にとるものとするが、この節の最後の2つの項に低減した値を示してある。

構造物のいかなる部分に作用する風でも、考えている部材に対して軽減作用がある場合には、軽減作用を受ける部分に作用する V_c は、表-1に示す当該標高に対する時間風速係数を V に乗じた値とする（ $S_1 = 1.0$ とする）。

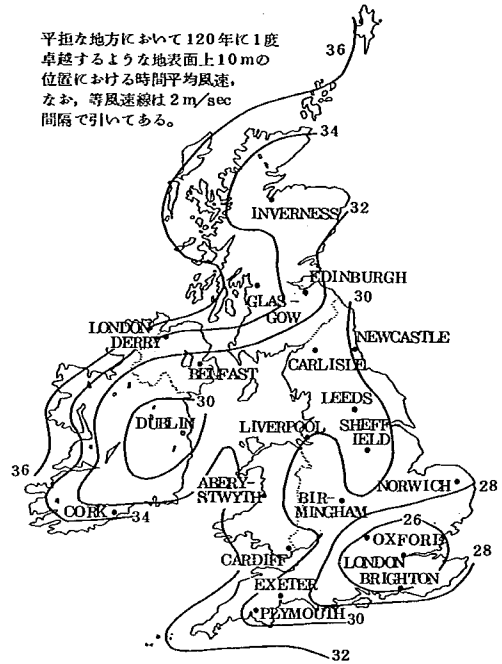
表-1および図-2に示す S_2 の値は海拔300m以上の場所には適用しないものとする。

地表面からの高さは、構造物が絶壁や急な崖の頂上近くに位置するときはそれらのふもとから測定し、潮水面上の構造物については平均水位から測定する。

橋脚や塔のような鉛直部材の高さは表-1の1列目に示すそれぞれの高さにしたがって分割し、突風係数と風速はそれらの中心に対して求めるものとする。

* 一般に吹き込みに関する係数 S_1 は1.0とする。風の局地的な吹き込みが生ずるような谷間や、橋が丘陵地帯の風下にあり、風速が増すような場合には1.1を超えない値をとるものとする。疑問がある場合や異常な条件の場合には気象台に助言を求めるものとする。

平坦な地方において120年に1度卓越するような地表面上10mの位置における時間平均風速、なお、等風速線は2m/sec間隔で引いてある。



この図は英国およびアイルランド共和国の気象台からのデータにもとづいて作成されたものである。

図-1 時間平均等風速線図

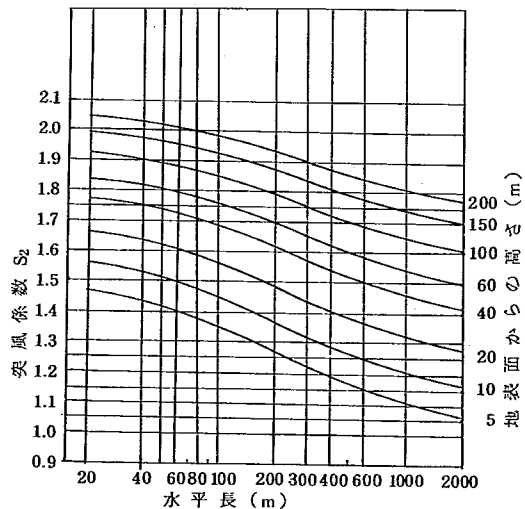


図-2 突風係数 S_2 の値

表-1 突風係数 S_2 および時間風速係数 K の値

地表面からの高さ (m)	水 平 長 (m)									時間風速係数 K
	20以下	40	60	100	200	400	600	1000	2000	
5	1.47	1.43	1.40	1.35	1.27	1.19	1.15	1.10	1.06	0.89
10	1.56	1.53	1.49	1.45	1.37	1.29	1.25	1.21	1.16	1.00
15	1.62	1.59	1.56	1.51	1.43	1.35	1.31	1.27	1.23	1.07
20	1.66	1.63	1.60	1.56	1.48	1.40	1.36	1.32	1.28	1.13
30	1.73	1.70	1.67	1.63	1.56	1.48	1.44	1.40	1.35	1.21
40	1.77	1.74	1.72	1.68	1.61	1.54	1.50	1.46	1.41	1.27
50	1.81	1.78	1.76	1.72	1.66	1.59	1.55	1.51	1.46	1.32
60	1.84	1.81	1.79	1.76	1.69	1.62	1.58	1.54	1.50	1.36
80	1.88	1.86	1.84	1.81	1.74	1.68	1.64	1.60	1.56	1.42
100	1.92	1.90	1.88	1.84	1.78	1.72	1.68	1.65	1.60	1.48
150	1.99	1.97	1.95	1.92	1.86	1.80	1.77	1.74	1.70	1.59
200	2.04	1.02	2.01	1.98	1.92	1.87	1.84	1.80	1.77	1.66

活荷重が作用している道路橋および歩道橋の突風速の特性値 V_c は 33 m/s と $V_{S_1 S_2}$ のうちいずれか小さい方の値とする。載荷長が 60 m をこえる場合には 33 m/s という突風速に係数として

$$\frac{\text{考えている載荷長に対する } S_2}{20 \text{ m の載荷長に対する } S_2}$$

の値を乗ずるものとする。

活荷重が作用している鉄道橋の活荷重および構造物に作用する突風速の特性値 V_c は $V_{S_1 S_2}$ とする。

最大の温度変化 (3.4) を風とともに考慮する場合は、 X の値は 0.3 とする。

架設時には X の値は 0.85 以上とする (すなわち 10 年に 1 度起りうるような風速を考慮している)。特殊な架設が 1 ~ 2 日の間で完了でき、しかもこの期間中の風速の予報が信頼しうる場合には、この予報による風速を平均時間風速として用いてよい。またこの場合の X の値は 1.0 とする。

3.3.3 横風荷重の特性値の計算

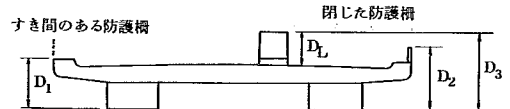
横風荷重の特性値 $P_T^* (N)$ は次式から求めるものとする。

$$P_T = q C_D A_1$$

ここに q = 動圧力水頭 = $0.613 V_c^2 (N/m^2)$, ただし $V_c (m/s)$

$$C_D = \text{抗力係数 (3.3.4 参照)}$$

A_1 = 構造物もしくは部材を側面図に垂直に投影した場合の純曝露面積 (m^2) = $L \times D$
ここに L は構造物もしくは部材の長さであり、 D および D_L は図-3 に示すように測るものとする。



$D = D_1$: すき間のある防護欄のある橋梁で、活荷重がない場合
この場合防護欄に作用する風荷重は別途計算する (3.4.4.3 参照)

$D = D_2$: 閉じた防護欄のある橋梁で、活荷重がない場合

$D = D_3$ または D_2 のうちいずれか大きい方 : 活荷重がある場合

D_L = 2.5 m : 道路橋の場合路面から

1.25 m : 歩道橋または自転車道橋の場合路面から

3.7 m : 鉄道橋の場合線路の上面から

図-3 すべての橋梁の純曝露面積 A_1 の算出に必要な高さ D

3.3.4 横風荷重のための抗力係数

3.3.4.1 トラスげた橋以外の無載荷橋梁に対して*
抗力係数 C_D は各種構造形式について図-6 に示した W/D の比にしたがって図-7 または図-8 から求めるものとする。

* この荷重は風が迎角をもつような局地的な条件がないかぎり水平に作用するものとする。

* 本節の条項が適用できる橋梁を図-4 に示す。また、本節の条項が適用できない橋梁を図-5 に示す。

設計が図-6の構造形式によらない場合には抗力係数は風洞実験を行なって定めるものとする。

(注：風が構造物に大きな影響を与える場合には、風洞実験を行なって結果を求める方がよい。)

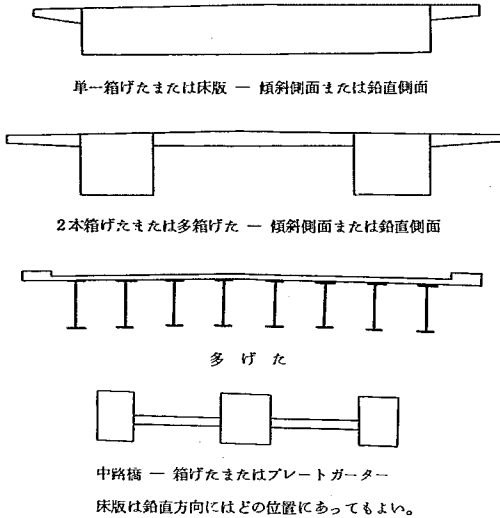


図-4 本基準の適用可能な代表的な橋梁横断面

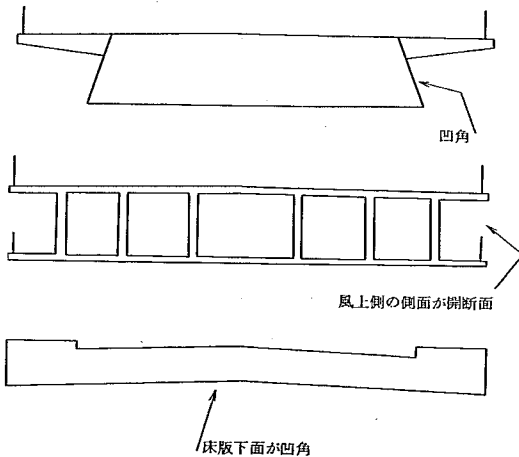
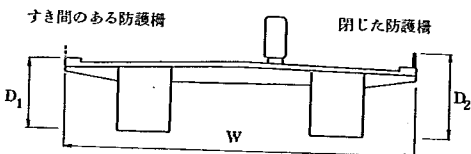


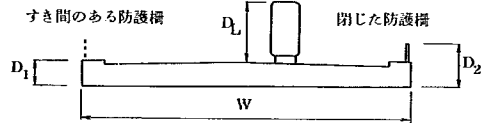
図-5 本基準の適用不能な橋梁横断面



$D = D_1$: 活荷重の有無にかかわらずすき間のある防護欄を有する橋の高さ

$D = D_2$: 活荷重の有無にかかわらず閉じた防護欄を有する橋の高さ

1. 上部構造の高さ (D_1 または D_2) が活荷重の高さより大きい上路橋の場合

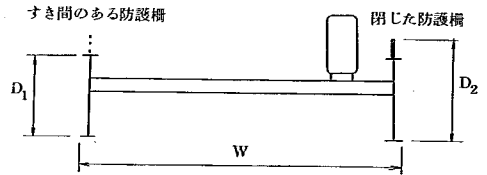


$D = D_1$: 活荷重のない場合のすき間のある防護欄を有する橋の高さ

$D = D_2$: 活荷重のない場合の閉じた防護欄を有する橋の高さ

$D = D_L$: 活荷重がある場合のみ

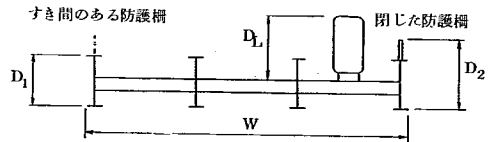
2. 上部構造の高さ (D_1 または D_2) が活荷重の高さより小さい上路橋の場合



$D = D_1$: 活荷重の有無にかかわらずすき間のある防護欄を有する橋の高さ

$D = D_2$: 活荷重の有無にかかわらず閉じた防護欄を有する橋の高さ

3. 上部構造の高さが活荷重の高さより大きい中路橋の場合



$D = D_1$: 活荷重のない場合のすき間のある防護欄を有する橋の高さ

$D = D_2$: 活荷重のない場合の閉じた防護欄を有する橋の高さ

$D = D_L$: 活荷重がある場合のみ

4. 上部構造の高さが活荷重の高さより小さい中路橋の場合

上記4つのいずれの場合も、断面は鉛直面に対して垂直である(すなわち縦断勾配がない)ものとして D および W を求めるものとする。なお縦断勾配がある場合の取りあつかいについては図-5を参照すること。

図-6 抗力係数の算出のための W/D の比の計算に必要な D および W の寸法

この図には抗力係数の算出に必要な D の値に対して各種の定義を与えている。横風荷重の算出に必要な面積 A_1 は 3.3.3 にしたがって求めるものとする。

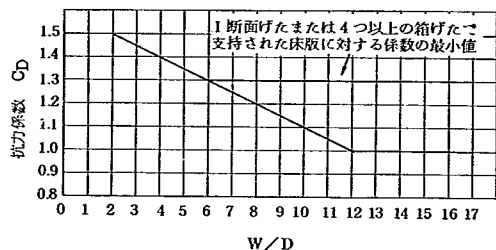


図-7 風上側の面が鉛直な構造物に対する抗力係数

図-7の注:

1. これらの値は鉛直面に対するものである。
2. 風上側の面が鉛直に対して傾斜している場合には、抗力係数 C_D を鉛直からの傾角1度に対して0.5%最大3.0%まで低減させてよい。

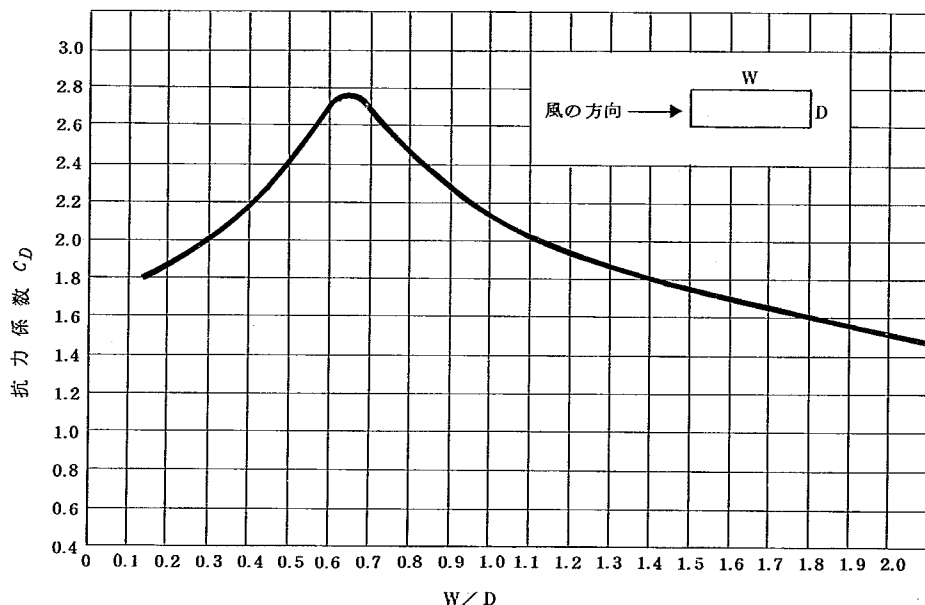


図-8 箱けたに対する抗力係数 C_D

図-8の注:

1. これらの値は鉛直面に対するものである。
2. 風上側の面が鉛直に対して傾斜している場合には、抗力係数 C_D を鉛直からの傾角1度に対して0.5%最大3.0%まで低減させてよい。
3. 風上側の面が1鉛直面および1傾斜面もしくは異なる傾角を有する2傾斜面から成るときは、 C_D はつぎのようにして求めるものとする。

面の各部に対して、それぞれの C_D は上記1および2から求めるものとする。

3. 風上側の面が1鉛直面および1傾斜面もしくは異なる傾角を有する2傾斜面から成るときは、 C_D はつぎのようにして求めるものとする。

面の各部に対して、それぞれの高さはそれぞれの面(すなわち面全体)の全鉛直高をとるものとし、それぞれの C_D の値は上記1および2から求めるものとする。

これらの C_D の各値はそれぞれの面のしかるべき位置に適用するものとする。

4. 横に縦断勾配がある場合は、 C_D の値を水平からの傾斜角1度に対して3%最大2.5%まで増加させるものとする。
5. 橋が5%以下の迎角を有する風を受ける場合、 C_D は1.5%増加させるものとする。迎角が5%を超える場合には、抗力係数は実験によって求めるものとする。
6. 構造物が縦断勾配をもち、迎角を有する風を受ける場合、抗力係数 C_D は別に検討するものとする。
7. $W/D < 2$ の場合は図-8に示す値を用いるものとする。

これらの C_D の各値はそれぞれの面のしかるべき位置に適用するものとする。

4. 横に縦断勾配がある場合は、 C_D の値を水平からの傾斜角1度に対して3%最大2.5%まで増加させるものとする。
5. 橋が5%以下の迎角を有する風を受ける場合、 C_D は1.5%増加させるものとする。迎角が5%を超える場合には、抗力係数は実験によって求めるものとする。
6. 構造物が縦断勾配をもち、迎角を有する風を受ける場合、抗力係数 C_D は別に検討するものとする。
7. $W/D > 2$ の場合は図-7に示す値を用いるものとする。

3.3.4.2 無載荷のトラスげた橋に対して

3.3.4.2.1 風上側の単一トラスに対しては、 C_D は表-2の値を用いるものとする。

表-2 単一トラスに対する抗力係数 C_D

充腹率	平らな側面を有する部材に対して	円形部材に対して d : 部材の直径	
		$dV_c < 6\text{m}^2/\text{s}$	$dV_c > 6\text{m}^2/\text{s}$
0.1	1.9	1.2	0.7
0.2	1.8	1.1	0.8
0.3	1.7	1.1	0.8
0.4	1.7	1.1	0.8
0.5	1.6	1.1	0.8

トラスの充腹率とはトラスの全面積に対する純面積の比率である。

3.3.4.2.2 2面のトラスを有する橋の風下側のトラスに対しては、抗力係数は $Z C_D$ の値をとるものとする。表-3に Z の値を示す。

表-3 遮蔽効果に関する係数 Z

トラス間隔比	充 腹 率				
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
1 以下	1.0	0.90	0.80	0.60	0.45
2	1.0	0.90	0.80	0.65	0.50
3	1.0	0.95	0.80	0.70	0.55
4	1.0	0.95	0.85	0.70	0.60
5	1.0	0.95	0.85	0.75	0.65
6	1.0	0.95	0.90	0.80	0.70

トラス間隔比とはトラス中心間隔を風上側のトラスの高さで除した値である。

3.3.4.2.3 橋が2つ以上のトラスから成る場合は、風上側のトラスの隣りのトラスに対する抗力係数は3.3.4.2.2から求めるものとする。他のすべてのトラスに対する係数はこの値と同じものとする。

3.3.4.2.4 床版構造に対しては抗力係数 C_D は1.1とする。

5.3.4.3 すきまのある防護柵、衝突防護壁およびその他類似のものについて*。

風上側の防護柵に対しては、その各部材の抗力係数

C_D は表-4から求めるものとする。

防護柵の各部材が表-4のデータに適合しない場合には抗力係数は風洞実験によって求めるものとする。

橋面上の防護柵、手すり、衝突壁もしくは類似の橋長方向に連続した設備等は風の影響を算定するときに考慮しなければならない。

このような柵等が橋上に2つある場合には風下側の柵に対する係数は風上側の柵に対する値と同じものを用いるものとする。

このような柵等が2つ以上ある場合には、橋の幅員にかかわらず、それらのうちで遮蔽しない影響がもっとも大きいものを2つ考慮しなければならない。

3.3.4.4 橋脚について

抗力係数 C_D は表-5から求めるものとする。表-5に示したものと異なる断面を有する橋脚に対しては、風洞実験を行わなければならない。

抗力係数 C_D は遮蔽に対して低減をせずにすべての橋脚に考慮しなければならない。

3.3.4.5 荷重が載荷されている構造物について

トラス橋以外の橋梁については、抗力係数 C_D はその構造物と通行中の自動車に対して図-7から求めるものとする。 D の値は図-6から求めるものとし、面積 A_1 は3.3.3に規定する値とする。

トラスげた橋については、活荷重に対する抗力係数 C_D は1.45とする。

活荷重の高さが防護柵の高さを超える場合には、後者を無視するものとし、トラスげた橋においてトラスの一部が路面もしくはレール面上にある場合は、通行する自動車の投影面内にあるトラスのその部分を無視するものとする。

3.3.4.6 架 設

架設のあらゆる段階に対して風荷重の影響を考慮するものとする。以下の各条は床版の打設前またはけた間に部材を配置する前のばらばらなけたやはりに関するものである。

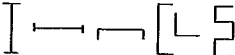
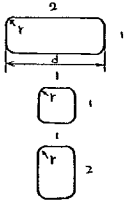
鉛直側面を有する単一箱げたについては C_D は図-7または図-8から求めるものとする。

2つ以上の箱げたについては、けた高に対する箱げた

(左欄の注)

* 防護柵が棚状板である場合には、網目が氷でつまる可能性についても考慮しなければならない。このような場合にはこの防護柵は閉じているものとする。

表-4 すきまのある防護柵および防護壁に対する抗力係数 C_D

断 面 形 状	C_D
 円形断面 $d V_c < 6$ $d V_c > 6$ ここに、 V_c (m/sec), d (m)	1.2 0.7
 直角の隅角部を有する偏平な部材および防護柵のレール	2.2
 風に対して斜めになった正方形部材	1.5
円形断面ストランドケーブル	1.2
 円形隅角部を有する矩形部材 $r > d / 12$ $r > d / 12$ $r > d / 24$ 中間の断面形状に対しては内挿して係数を求めるものとする。	1.1 1.5 2.1

の純間隔の比が7を超えない場合には、全体構造に対する C_D は単一箱げたに対して上で求めた C_D の値を1.5倍したものとする。

この比が7以上の場合には全体構造に対する C_D は単一箱げたに対して上で求めた値を n 倍したものとする。ここに n はけたまたははりの本数である。

プレートガーダーに対しては全体構造に対する C_D は $2(1 + b/20d)$ とし、4を超えないこととする。ここに b は隣接するけたの中心間隔であり、 d は風上側のけたの高さである。

トラスげたについては、3.3.4.2にしたがって架設のばらばらの段階に対して考慮するものとする。

3.3.5 橋軸方向の風荷重

橋軸方向の特性風荷重 P_L は次のようにして求めるものとする。

3.3.5.1 トラス以外の橋に対して

$$P_L = \frac{q C_D A_1}{4}$$

ここに

P_L = 橋軸方向の風荷重

q および A_1 は3.3.3に規定したとおりとする。

C_D = 3.3.4.1に規定する抗力係数(傾斜したウェブに対する低減は除外する。ただし1.3以上とする。

3.3.5.2 トラスに対して

$$P_L = 0.5 P_T$$

ここに

P_T = 橋梁の橋軸直角方向の風荷重(3.3.4.2)

3.3.5.3 防護柵に対して

(1) 鉛直方向にすき間のある防護柵の場合

$$P_L = 0.8 P_T$$

(2) 2本または3本の水平部材から成る防護柵の場合

$$P_L = 0.4 P_T$$

ここに

P_T = 防護柵に対する橋軸直角方向の風荷重(3.3.4.3)

3.3.5.4 主桁またはトラスの外側に張り出しているブラケットに対して

P_L = 外板または隣接のブラケットによってかくされていない各ブラケットの面上に橋軸に対して45°の角度で水平に作用する風による荷重。抗力係数 C_D は表-4の値を用いるものとする。

3.3.5.5 活荷重に対して

$$P_L = 0.5 P_T$$

ここに

P_T = 活荷重に作用する橋軸直角方向の風荷重

3.3.6 鉛直力の特性値

表-5 自立橋脚に対する抗力係数

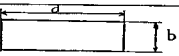
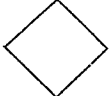
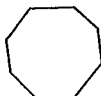
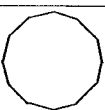
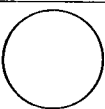
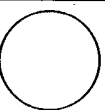
断 面 形 状		高 さ / 幅						
	d/b	1	2	4	6	10	20	40
→ 	$< 1/4$	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.9	2.1
→ 	$1/2$	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.2
→ 	$2/3$	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.2
→ 	1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0
→ 	$1 \frac{1}{2}$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.7
→ 	2	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4
→ 	3	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.2
→ 	> 4	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9	1.1
 正方形		1.0	1.1	1.1	1.2	1.2	1.3	1.4
 八角形								
 十二角形		0.7	0.8	0.9	0.9	1.0	1.1	1.3
 表面のなめらかな円		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6
 表面の粗い円または突起物のある円		0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	1.0	1.2

表-5の注:

- これらの抗力係数は上部構造架設前の自立している橋脚に対するものである。上部構造の架設後は d/b の比が40の場合に対する係数を用いるものとする。
- 構造物が密集しており、風の乱れが生ずるような場所にある $d/b > 1/3$ の橋脚については、小さな抗力係数を用いてよい。乱れた風の流れにおける係数は風洞実験により求めるものとする。
- 丸い隅角部を有する矩形の橋脚については、表から求めた係数を $(1 - 1.5 \frac{r}{b})$ 倍するものとする。
- 三角形の突起を有する橋脚の係数はそれに外接する矩形に対する値とする。

揚力の特性値もしくは降力の特性値 P_V はこれらを考慮するものとする。

$$P_V = q C_L A_2$$

ここに

P_V = 鉛直力 (N)

q = 動的圧力水頭 (N/m^2) (V_c が m/s で表わされている場合には $0.613 V_c^2$)

C_L = 図-9 から得られる揚力係数

A_2 = 平面図上の純面積 (m^2)

構造物の縦断勾配が 1° から 5° の間にある場合には、 C_L は ± 0.75 とする。

縦断勾配が 5° を越える場合には、 C_L の値は実験により求めるものとする。

迎角を有する風が構造物に作用する場合には、 C_L は 5° 以内の迎角を有する風に対して ± 0.75 とする。このような場合の迎角は風の迎角と橋梁の縦断勾配との和をとるものとする。 5° をこえる風の迎角の影響は実験によって求めるものとする。

P_V を道路橋活荷重と組合せて考慮する場合には、 V_c は 3.3.2 に示すようにして求めるものとする。

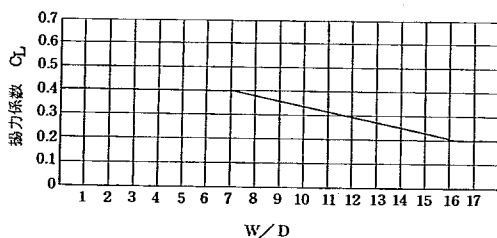


図-9 揚力係数

3.3.7 転倒の影響

転倒の影響を考慮する場合には、風荷重は自動車活荷重と組合せて考慮するものとする。鉛直自動車活荷重が低減効果を有する場合には、自動車活荷重は次のようにとるものとする：

道路橋に対して：1車線上に 6 kN/m 以下の線荷重
鉄道橋に対して：1軌道上に 12 kN/m 〃

この自動車活荷重の r_S は終局限界状態および使用限界状態に対して 1.0 とするものとする。

3.3.8 風荷重の載荷

3.3.8.1 設計風荷重

風荷重は活荷重の載荷部分および非載荷部分に作用させるものとする。

風荷重は構造物あるいは部材のすべての部分に同一方向に作用するものとする。

設計風荷重は次に示す荷重係数を用いて風荷重の特性値から求めるものとする。

暴風時風荷重状態、活荷重無載荷時の風

限 界 状 態	r_G	r_S
終 局 限 界 状 態	1.15	1.4
使 用 限 界 状 態	1.0	1.0

道路橋、活荷重載荷時の風

限 界 状 態	r_G	r_S
終 局 限 界 状 態	1.15	1.25
使 用 限 界 状 態	1.0	1.0

鉄道橋、活荷重載荷時の風

限 界 状 態	r_G	r_S
終 局 限 界 状 態	1.15	1.1
使 用 限 界 状 態	1.0	1.0

温度変化の最大の影響とともに考慮する風荷重、活荷重のある場合もない場合も含む。

限 界 状 態	r_G	r_S
終 局 限 界 状 態	1.15	1.25
使 用 限 界 状 態	1.0	1.0

架 設 時

限 界 状 態	r_G	r_S
終 局 限 界 状 態	1.15	1.1
使 用 限 界 状 態	*	*

注：* 完成後の構造物の損傷の原因となることを架設中に行なってはならない。

構造物に作用する風荷重が考慮している構造物の部分に対して低減効果を有する場合には、低減効果のあるこれらの荷重の r_S は両方の限界状態に対して 1.0 とし、 r_G は終局状態に対して 1.15 とする。

3.3.8.2 風荷重の組合せ

P_T 、 P_L および P_V に対する設計風荷重は次の組合せを考慮するものとする。

P_T は単独および $\pm P_V$ と組合せて考慮する。

P_L は単独で考慮する。

$0.5 P_T$ と P_L は組合せて考慮する。

$0.5 P_T$ は P_L および $\pm 0.5 P_V$ と組合せて考慮する。

3.3.9 空 力 特 性

風による振動について検討するものとし、必要な場合にはこの挙動について試験を行なうものとする。

3.4 温度変化の影響

3.4.1 温度変化の範囲

英国内の橋梁においては120年再現期間に対応する気温変化の範囲は平均温度 $10^{\circ}\text{C} \pm 30^{\circ}\text{C}$ とし、構造物自体の温度は、表-6に示す最高および最低平均温度を用いるものとする。20年再現期間の場合は(3.4.6, 3.4.7参照), 気温は $10^{\circ}\text{C} \pm 25^{\circ}\text{C}$ とし、それに対応する橋梁自体の温度としては表-6に示す値を用いるものとする。

3.4.2 風荷重との組合せ

温度変化による荷重を暴風時風荷重と組合せて考慮する場合には、すべての構造形式に対する温度変化の範囲は $10^{\circ}\text{C} \pm 10^{\circ}\text{C}$ とする。(最大の温度変化と組合せて

考慮すべき風荷重については3.3.2を参照)

3.4.3 温度勾配の影響

構造物および構造物の各部の温度勾配による局部的なひずみの影響は表-6に示す最大温度変化の値から求めるものとする。表-6が適用できない場合の隣接部材間の温度差の計算方法は付録Eに示す。温度勾配の影響は暴風時風荷重と同時に考慮する必要はない。

3.4.4 熱膨脹係数

1.0°C 当りの熱膨脹係数は鋼およびコンクリートに対して 12×10^{-6} とする。*

支承で拘束がある場合に用いるべき ϵ_G および ϵ_S の値は種々の拘束状態に対して3.5に規定する。

温度変化による構造物の変形を計算するには、規定された温度変化の範囲を用いるものとする。

3.4.5 温度の影響に対して用いる荷重係数

* コンクリートに石灰石の骨材が用いられている場合には熱膨脹係数は $8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ と低くなる。

表-6 温 度 範 囲

構造形式の分類	橋梁の平均温度の最高および最低値(℃)						最大温度差(℃) (温度勾配については図-10参照) 120年再現期間	
	120年再現期間			20年再現期間				
	最 高		最 低	最 高		最 低		
	舗 装	非舗装	舗装および非舗装	舗 装	非舗装	舗装および非舗装	舗 装	非舗装
1. 鋼箱桁上の鋼床版	58	61	-23	53	56	-18	24	29
2. トラスあるいはプレートガーダー上の鋼床版	50	52	-22	43	45	-17	20	25
3. 鋼箱桁, トラスあるいはプレートガーダー上のコンクリート床版	46	46	-19	41	41	-14	15	17
4. コンクリート床版およびコンクリート桁あるいはコンクリート箱桁上のコンクリート床版	38	38	-12	33	33	- 7	18	21

注: 120年の数値は $10^{\circ}\text{C} \pm 30^{\circ}\text{C}$ の気温にもとづいた値である。

20年の数値は $10^{\circ}\text{C} \pm 25^{\circ}\text{C}$ の気温にもとづいた値である。

舗装とは鋼床版の場合には厚さ38mm以上、コンクリート床版の場合には厚さ50mm以上のものをいう。

上記の温度は海拔250mまでの標高に対する値である。これより高い標高ではこれらより低い温度も起りうる。

温度勾配の逆転(すなわち、下フランジおよびウェブの温度が上フランジの温度より高い場合)は構造形式の分類4を除いては、一般に小さい。この場合の値は正常の場合の温度勾配の約2/3である。

グループ 形式
(表-6参照)

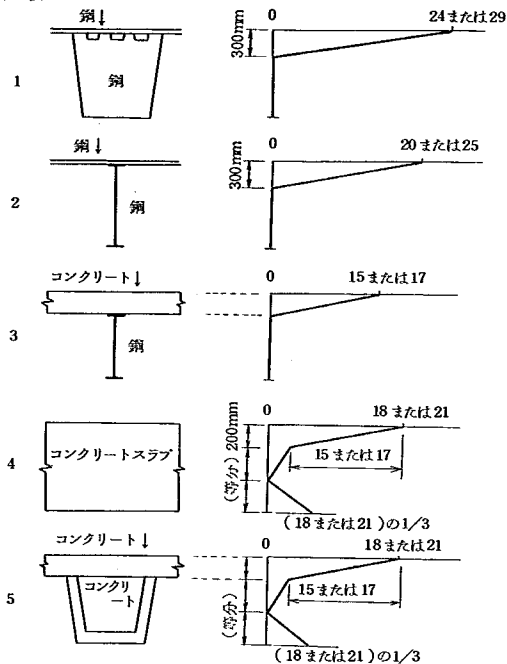


図-10 温度勾配

温度勾配の影響および全体の変形に対する拘束による影響を計算するには、この条に示す温度を用いて求めた荷重を特性荷重とし、また設計荷重の算出に用いる係数は次に示す値とする。

限界状態	r_G	r_S
終局限界状態	1.15	1.2
使用限界状態	1.0	1.0

3.4.6 寿命が20年以下の構造物に対する温度変化の範囲

表-6に示した再現期間120年に対する最高および最低平均温度は主要構造物材の設計に用いるものである。車道の伸縮継手等の寿命はおよそ20年と考えることができるので、これらに対しては表-6に示す当該の数値を用いるものとする。^{*}

^{*} この条項を適用する場合には、たとえ最大温度変化が生じてこの低減した温度変化の影響の範囲をこえたとしても主要構造物材に過度の力が伝達される可能性は起りえないということを設計者は確認しなければならない。

3.4.7 架設中の温度

架設中に対しては表-6に示す再現期間20年の温度を用いるものとする。

3.5 支承の拘束

支間長の変化によって生ずる支承における摩擦その他の拘束による力は以下のようにして考慮するものとする。

3.5.1 摩擦係数

その上下に支承板を有するローラー支承およびすべり支承^{*}に対する荷重は以下に示す摩擦係数を用いて死荷重(3.1)および後死荷重(3.2)とからのみ求めるものとする。

- (1) 1本または2本のローラーを有するローラー支承 : 0.015
- (2) 3本以上のローラーを有するローラー支承 : 0.05
- (3) 鋳鉄板または鋼製板上の鋼製すべり支承 : 0.5

試験方法を付録Dに示す。

3.5.2 ゴム支承

ゴムのせん断によって伸縮をとるゴム支承に対しては、力 F は次式を用いて死荷重(3.1)、後死荷重(3.2)および活荷重から求めるものとする。

$$F = \frac{AG\delta}{t}$$

ここに

A = 支承の受圧面積、あるいはゴムの中に鋼板がはさまった形式の支承の場合で鋼板の面積が支承の受圧面積より小さい場合には、鋼板の面積

G = ゴムのせん断弾性係数

δ = 支承に生ずる最大変位

t = 支承部のゴム厚の合計

^{*} これらの摩擦係数は次に示す仕様を満足する支承にのみ適用するものとする：

ローラーおよびその受け座はともにBS4360に規定する鋼製、あるいはBS1452のGrade23に規定する鋳鉄製とする。ローラーは相対する面が ± 0.5 mmの範囲内で平行であるように転造するものとし、その受け座はローラーの軸に平行ないかなる位置においても平面度のばらつきが ± 0.5 mmを超えないようにローラーの移動する方向に平面仕上げるものとする。

すべり支承はBS4360に規定する鋼製、あるいはBS1452のGrade23に規定する鋳鉄製とする。すべり板は、いかなる位置においても平面度のばらつきが ± 0.5 mmを超えないように移動方向に平面仕上げるものとする。

その構造に対する温度の範囲の平均値においてせん断変位がゼロとなるようにゴム支承が設置されていない場合には、温度による最大変位は、この温度の範囲の平均値から表-6に示す温度変化の範囲の最高および最低値のそれぞれ15℃高いあるいは15℃低い温度までに対して求めるものとする。

3.5.3 弾性橋脚

上部構造の伸縮が橋脚の変形によって吸収される橋梁の支承に対しては、力は支承の位置において所定の量だけ橋脚を移動させるのに必要な力として計算するものとする。その構造形式に考慮すべき温度変化の平均値において、変位がゼロとなるように支承が設置されていない場合には、温度変化の範囲として表-6に示す温度変化の範囲の最低値より15℃低い温度から最高値より15℃高い温度までを仮定する。

3.5.4 とくに低い摩擦係数を有する支承

3.5.1に規定していない支承に対する試験方法および3.5.2に示す r_G の値を求めるための試験方法を付録Dに示す。

3.5.5 支承の拘束に対する荷重係数^{*}

条 項	終局限界状態		使用限界状態	
	r_G	r_S	r_G	r_S
3.5.1 (1)	1.15	1.5	1.0	1.0
3.5.1 (2)	1.15	1.5	1.0	1.0
3.5.1 (3)	1.15	2.0	1.0	1.25
3.5.2	1.15	1.5	1.0	1.0
3.5.3	1.15	1.2	1.0	1.0
3.5.4	1.15	付録D参照	1.0	1.0

この条においては、橋梁の上部構造がすべり支承あるいはローラー支承に支持されている場合には、橋脚または橋台に作用する荷重の特性値は支承の上面に作用する橋面からの設計反力をとるものとし、上部構造がゴム支承で支持されているか、あるいは上部構造が橋脚の上端に

^{*} 支承の拘束は「組合せ2」のみに関する力とみなすのであるが、部材の設計は荷重の組合せに対して行なうという一般原則からはなれて、3.5.1に示した支承は永久荷重だけに対して取り扱うべきものである。その理由は、支承は摩擦抵抗力が最小のときに移動して摩擦による拘束が解放されるが、このような状態は橋梁上に活荷重がなく、支承に死荷重のみが作用する場合に生ずるためである。

直接に取り付けられている場合には、荷重の特性値は3.4にしたがって温度変化から直接求めるものとする。

3.6 コンクリートの乾燥収縮とクリープの影響

部材が乾燥収縮による長さの変化に対して拘束されている場合にはこれを考慮するものとする。なおこの影響はPart 4にしたがって計算することができる。コンクリートのクリープによる低減効果はこれを考慮に入れてよい。

「組合せ1および2」に対する荷重係数の値

限 界 状 態	r_G	r_S
使用限界状態	1.0	1.0

3.7 架設荷重とその影響

使用部材および一時部材の重量は、構造物に作用する他の外力およびその影響とともにすべて考慮に入れるものとする。これらの重量および力の大きさは構造物上における作用位置とともに正確に求めるものとし、これらの数値に不確かさのある場合には、設計荷重が過小評価されることのないよう十分1.0より大きな r_S の値によってこれらの値を増すものとする。

使用部材および一時部材の重量が考慮している全体の影響と反対の符号の影響を与える場合には、それらの r_S の値は全体の影響が過小評価されないように1.0より十分小さい値をとるものとする。

架設荷重と組合せて考慮すべき風荷重は3.3に規定する。

荷重係数の値

限 界 状 態	r_G	r_S
終局限界状態 [*]	1.15	この条にしたがって求めるものとする。
使用限界状態		永久構造物に損傷を与えることを架設中に行なってはならない。

3.8 不等沈下

不等沈下が構造物の全体または一部に影響を与える場合にはこの影響を考慮するものとする。

あらかじめ考慮すべき不等沈下量を定める場合には、

^{*} 転倒(2.5)は終局限界状態であり、架設中のこの状態に対する荷重係数は3.7に従って求めることに注意を要する。

技術者は損傷が生ずる前に発見し、それを修復できる限度について考慮しなければならない。

荷重係数の値

限 界 状 態	r_G	r_S
終局限界状態	1.15	*
使用限界状態	1.0	*

3.9 その他の荷重

この示方書に規定しない他の外力、たとえば地震の影響、流水圧あるいは氷圧などが生ずる可能性のある場合にはこれらを考慮するものとする。これらに対して採用すべき荷重の特性値はこの示方書の序文に述べた生起確率の一般原則にもとづいた値を有するものとする。*

荷重係数の値

限 界 状 態	r_G	r_S
終局限界状態	1.15	1.25***
使用限界状態	1.0	1.0

* 予測直の信頼性の程度と補修作業に関する規定に応じて定める。

** 雪荷重は地方の条件に従って考慮するものとする；英国においてはこの荷重は一般に無視できるが開閉橋においては死荷重状態において座屈安定性が問題になる場合がありこの影響を考慮しなければならない。

*** ただし、荷重の特性値のばらつきおよび統計的予測の信頼性による。

4. 道路橋の活荷重

4.1 一般

道路橋の標準荷重はH A荷重およびH B荷重から成るものとする。

H A荷重は英国内における正常な交通状態を表わす公式化した荷重である。^{*} H B荷重は異常に大きな車両荷重(4.1.2)である。これらの両方の荷重は衝撃を生ずるものとする。

構造物およびその各部材は以下の影響のうちもっともきびしいものに耐えるように設計するものとする。

(1) H A荷重(4.1.1)

(2) H A荷重+H B荷重(4.2.2)

(橋軸直角方向への張り出し床板という特殊な場合については4.2.3参照)

H A荷重およびH B荷重の載荷位置は車線の全幅、路肩、側帯および中央部路側とする。設計に必要な車線幅および車線数の計算方法を附録Aに示す。

4.1.1 H A 荷 重^{***}

H A荷重は以下に示す(1)および(2)または(3)から成るものとする。

(1) 等分布車線荷重 1車線当りの荷重強度は30m以下の載荷長に対して単位長さ(1m)あたり30

KN、30mをこえる載荷長に対しては次式から求めるものとする。

$$W = 151 \times \left(\frac{1}{L}\right)^{0.475} \quad \text{ただし9以上とする。}$$

ここに

L = 載荷長(m)

W = 1車線の単位長さ(1m)あたりの荷重

この1車線の単位長さ(1m)あたりの荷重値を表-7に示す。また図-11にはこの荷重曲線を示す。

(2) 1車線あたり120KNの線荷重

この荷重は1車線の全幅にわたって等分布載荷するものとする。

のとする。

(3) 直径300mmの円形接地面積^{*}をもつ1つの100KNの輪荷重で、これは車道上の任意の位置に置くことができる。

表-7 H A 荷重-等分布車線荷重

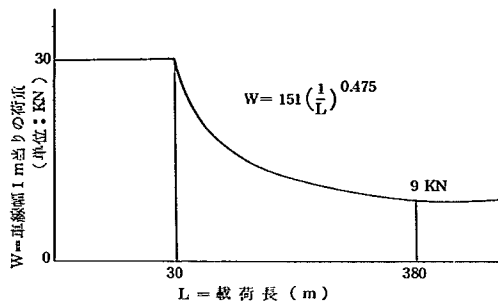
載荷長 (m)	荷 重 (KN/m)	載荷長 (m)	荷 重 (KN/m)	載荷長 (m)	荷 重 (KN/m)
30以上	30.0	73	19.7	160	13.6
32	29.1	76	19.3	170	13.2
34	28.3	79	18.9	180	12.8
36	27.5	82	18.6	190	12.5
38	26.8	85	18.3	200	12.2
40	26.2	90	17.8	210	11.9
42	25.6	95	17.4	220	11.7
44	25.0	100	16.9	230	11.4
46	24.5	105	16.6	240	11.2
49	23.8	110	16.2	255	10.9
52	23.1	115	15.9	270	10.6
55	22.5	120	15.5	285	10.3
58	21.9	125	15.2	300	10.1
61	21.4	130	15.0	320	9.8
64	20.9	135	14.7	340	9.5
67	20.5	140	14.4	360	9.2
70	20.1	145	14.2	380以上	9.0
		150	14.0		

* 英国内と異なる交通状態のところに対するH A荷重の修正方法を附録Bに示す。また附録にはH B荷重のユニット数のとり方について示してある。

標準荷重の影響は、正確な荷重分配計算結果または適当な実験結果に基づいて各部材に分配するものとする。

** 活荷重の影響が全荷重の影響の合計と符号が逆になる場合、または活荷重の存在によって部材にもっともきびしい状態が減じられる場合には活荷重を考慮してはならないという2.3の規定に注意を要する。連続げたの影響線の正および負の面積に対して単純にこの規定を適用する場合のみならず、たとえば箱桁の設計においてデッキプレートに平面の局所的な初期たわみが問題となるような場合にもこの規定が適用される。この例では線荷重またはその一部を載荷し、等分布荷重は載荷しないものとした場合の方が等分布荷重と同じ位置に載荷した場合よりきびしい影響をもつことがありうる。この規定はH B荷重にも適用される。すなわち、輪荷重またはその組み合わせを無視することが部材に対してよりきびしい状態を与える場合にはそれらの輪荷重は無視しなければならない。

* 必要な場合には一辺265mmの正方形を用いてもよい。



載荷長は考慮している部材の影響線図の正または負の部分の長さである。

連続構造におけるように影響線の正または負の部分が何カ所かに分割されている場合には、最大の影響はそれぞれの載荷長に対する荷重を用いて求めるものとする。

詳細については 4.2.1 を参照のこと。

図-11 H A 荷重に対する荷重曲線

荷重係数の値

「組合せ 1」

限界状態	r_G	r_S
終局限界状態	1.15	1.5
使用限界状態	1.0	1.2

「組合せ 2」

限界状態	r_G	r_S
終局限界状態	1.15	1.25
使用限界状態	1.0	1.0

H A 荷重が H B 荷重 (4.1.2) と共存する場合には

4.1.2 で規定した r_S は H A 荷重および H B 荷重に適用するものとする。

4.1.2 H B 荷重

H B 荷重の特性値は 1 台の異常に重い車両を表わすユニット荷重である。

(1) 図-12 はこの荷重の 1 ユニットに対する平面図と軸の配置を示す。H B 荷重を表示するには 4 つの軸の各々の重量にしかるべきユニット数を乗ずるものとする。

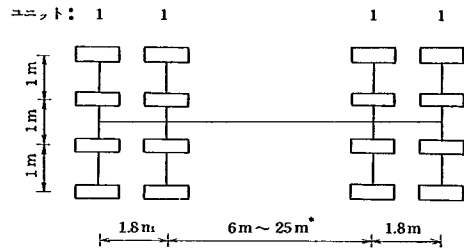
(2) 衝撃は考慮しないものとする。

1 ユニット = 10 kN 軸 = 2.5 kN / 輪

荷重係数の値*

「組合せ 1」

限界状態	r_G	r_S
終局限界状態	1.15	1.3
使用限界状態	1.0	1.1



* この範囲内で最もきびしい影響をもつようにこの寸法を定めるものとする。特性輪荷重は、 1.4 N/mm^2 の有効接地圧を仮定し、円形上に均等に分布するものと仮定する。計算の便宜上正方形の接地面積の方が便利な場合にはこれを採用してよい。

図-12 H・B 荷重

「組合せ 2」

限界状態	r_G	r_S
終局限界状態	1.15	1.1
使用限界状態	1.0	1.0

4.2 標準荷重の載荷

4.2.1 H A 荷重

当該当局が別途定めた場合を除き、考えている要素または部材の影響線の適切な部分の 2 車線上に H A 荷重をそのまま載荷し、他の車線上には H A 荷重の $1/3$ を載荷するものとする。

1 つの橋梁上部構造が路肩を除いて 8 車線以上を支持している場合は、さらに 1 車線に H A 荷重をそのまま載荷するものとするが、1 つの片側車道部に対して 3 つ以上の H A 荷重全載荷車線は考慮しないものとする。

載荷長は、考慮している要素または部材の影響線図の正または負の部分の長さをとるものとする。影響線の正または負の部分がいくつかの部分から成る場合 (たとえば連続構造) には、載荷長は載荷部分それぞれの載荷長に対する荷重強度を用いた場合、または載荷長の部分とあるいは総和に対する荷重強度を用いた場合のいずれかのうちでもっとも影響がきびしくなる場合における正または負の部分の合計とする。同様に、車道のある部分では片側に載荷長の位置があり、橋軸方向に見てその車道部分のすぐ隣りの部分では反対側に載荷長の位置がある場合でもっともきびしい影響が生じる場合には、これらの載

(左欄の注)

* 設計輪荷重は、輪荷重の特性値に対する接地面積に載荷するものとする。

荷部分の載荷長の合計に対応する荷重を用いて、これを考慮するものとする。

通常の下部構造部材の上に多層の上部構造がのっている場合（すなわち多層のインターチェンジの柱のような場合）、載荷長は考えている部材に影響を及ぼし、かつもっともきびしい影響を与えるような各層を構成する構造における載荷長の合計をとるものとする。

線荷重は以下のように作用するものとする。

(1) 板、床版、橋軸方向部材、縦げた等に対してはそれぞれの部材^{*}の支間^{*}に直角方向に作用する。

(2) 横方向に張り出したブラケットを含めて、橋軸直角方向部材に対しては部材の支間方向に作用する。

等分布荷重または線荷重に関しては荷重の分散^{**}は考慮しないものとする。

4.2.2 HB 荷重

HB 荷重（4.1.2）は1車線のみに考慮するものとし、この場合、HB 車両の長さ、その前2.5mおよびその後2.5mの合計に対応するHA等分布荷重およびHA線荷重の代りにこのHB荷重を載荷するものとする。この車線の残りの部分および他の車線には4.2.1に従ってHA荷重を載荷するものとする。^{**}

HB 荷重は、通常はそれが載荷される車線の幅の範囲内で横方向にもっともきびしくなる位置に置くものとする。

ただし、荷重が2車線にまたがったときにもっともきびしい影響をうける場合は、これを考慮するものとする。

このような場合に、HB 荷重がどちらかの車線の幅の4割以上を占める場合には、その車線のHA荷重を前述した長さにわたってとり除き、もう一つの車線のその位置には車線全面にわたってHA荷重の1/3を載荷してよい。

英国におけるすべての公共の道路橋に対して通常考慮

* 板および床版を考えるとときには自由端がHB 荷重の組合せの影響に対して十分に抵抗できることを確認する必要がある。

*木 分散とは鋪装その他による荷重の拡がりをいうのであってこの基準の中でいっている分配すなわち、直接荷重をうけている部材がうけもっている荷重がダイヤフラムなどの結合部材の剛性のために他の部材によって一部うけもたれるということとは意味を異にするものである。

*木木 HA荷重の強度を定めるにあたっては、その載荷長はHB 荷重が載荷せずにHA荷重のみが載荷するとして求めるものとする。

しなければならないHB 荷重のユニットの最小値は2.5とするが、しかるべき当局の指示に従って4.5まで大きくすることができる。

輪荷重の分散が生ずると考えられる場合にはこれを45°の角度で考慮するものとする。

HA 荷重とHB 荷重の組合せを考慮する場合に用いる荷重係数は4.1.2に示した値とする。

4.2.3

橋軸直角方向に張り出した床版は内側車線上の2.5ユニットのHB 荷重と、外側車線上のしかるべきユニットのHB 荷重の組合せの影響に抵抗できるように設計するものとする。^{*}

橋軸直角方向に張り出した床版を支持する部材については上述の規定によらずに4.1.2に規定したように考えるものとする。

4.2.4

部材それ自身としてばかりでなく主構造の一部として働く場合（たとえば床版としての機能を有する箱げたの上フランジ）のように、構造部材が2つの方法で活荷重の影響を受け持つ場合には、部材は4.2.2に示した、しかるべき荷重の組合せの影響に抵抗できるように設計するものとする。

4.3 制動荷重^{**}

車両の加速または制動によって生ずる水平橋軸方向荷重の特性値はつぎのようにして考慮するものとする。

(1) HA 荷重について。8 kN/m × 載荷長 (m) + 200 kN、ただし最大700 kN。この力はHA 荷重をそのままの大きさと載荷した車線のうち1車線のみに、3 m 幅 × 載荷長という面積上に作用するものとする。

(2) HB 荷重について。設計に用いたHB 荷重の特性値の合計の2.5%を、HB 車両の1.8 m はなれた2軸（4.1.2 参照）の8輪に等分布するものとして作用させる。この場合には、この車線の垂直荷重もまた、HB 荷重を用いるものとする。

(1) または(2)のうちきびしい方を用いるものとする。

* これらの床版の橋軸直角方向の目地および端部においては荷重の分配が不連続であるので、これらの影響に対して適切な考慮を払う必要がある。

*木 制動荷重は加速による荷重を含む。

反力を計算する場合、構造物の動的挙動および反力に影響する他のすべての共存する要素はこれを考慮してよい。制動荷重は、最大4秒間作用するものとする。

制動荷重は遠心力または車両の横すべりによる荷重との組合せでは考慮しないものとする。

荷重係数の値

「組合せ 1」

限界状態	γ_G	γ_S
終局限界状態	1.15	1.5 H_A 荷重 1.3 H_B 荷重
使用限界状態	1.0	1.2 H_A 荷重 1.1 H_B 荷重

「組合せ 2」

限界状態	γ_G	γ_S
終局限界状態	1.15	1.25 H_A 荷重 1.1 H_B 荷重
使用限界状態	1.0	1.0 H_A 荷重 1.0 H_B 荷重

4.4 遠心力

遠心力 F は2車線のそれぞれの車線の中央に50mおきに曲線の法線方向に作用するものとする。

ここに、

$$F = \frac{30,000}{r+150} \text{ KN}$$

r = 車線の曲線の曲率半径 (m)

各力 F は橋軸方向に5mの間隔をおいて $1/3 F$ と $2/3 F$ の2つの部分にわけてもよい。

これらの力は路面上に路面と平行に作用するものとし、力 F の各作用点に載荷長5m上に分布する300KNの鉛直荷重との組合せで考慮するものとする。 F を2つの部分に分けた場合、鉛直荷重も同じ比率で分け、同じ点に作用させるものとする。

遠心力は制動荷重、車両の横すべりによる荷重もしくはここに規定する300KNの力以外の鉛直活荷重との組合せは考慮しないものとする。

荷重係数の値

「組合せ 1」

限界状態	γ_G	γ_S
終局限界状態	1.15	1.5
使用限界状態	1.0	1.2

「組合せ 2」

限界状態	γ_G	γ_S
終局限界状態	1.15	1.25
使用限界状態	1.0	1.0

4.5 車両の横すべりによる荷重

直橋および曲線橋においては1車線のみ250KNの荷重を曲線の法線方向に考慮するものとする。

この荷重は路面上に路面と平行に作用するものとする。

この荷重は車線上5mに分布する300KNの鉛直荷重との組合せで考慮するものとする。

車両の横すべりによる荷重は制動荷重(4.3)または遠心力との組合せでは考慮しないものとする。

荷重係数の値

「組合せ 2」

限界状態	γ_G	γ_S
終局限界状態	1.15	1.25
使用限界状態	1.0	1.0

4.6 防護柵に対する自動車の衝突荷重

- (1) 防護柵を支持する構造部材の設計には防護柵とその支持部材との継手の位置で防護柵が崩壊するのに必要な軸力、モーメントまたはせん断力を防護柵への衝突によって部材に生じる軸力、モーメントまたはせん断力の特性値と考えるものとする。これらの力は防護柵の継手の位置に作用するものとする。
- (2) 衝突点近傍の鉛直荷重の特性値はもっともきびしい影響をもつ位置におかれた25ユニットの H_B 荷重の4輪を用いるものとする。
- (3) 4.6.(1)の影響が、4.6.(2)の影響により減少する場合は4.6.(2)は考えないものとする。
- (4) 車道を支持する主部材に対してこの荷重の影響を考慮するときには、車道荷重として1車線に H_A 荷重を他の車線には $1/3 H_A$ 荷重を用いるものとする。

荷重係数の値*

限 界 状 態	r_G	r_S
終 局 限 界 状 態	1.15	1.2
使 用 限 界 状 態	1.0	1.0

4.7 疲労に対する検討のための荷重

以下の各条は、橋軸方向部材および橋軸直角方向部材の疲労の照査に用いるものとする。車道部の床版として作用する瀧床版部材は1輪または2輪の通過によってきびしい影響をうけるが、これについては附録Fに示した方法により照査するものとする。

4.7.1 死荷重の特性値および後死荷重の特性値

死荷重および後死荷重の特性値は3.1, 3.2に規定したものとす。後死荷重の一部または全部が将来取り去られる可能性を考える必要のない場合(すなわち r_S , $r_G = 1.0$)を除いて、これらの荷重の特性値を設計荷重として用いるものとする。

4.7.2 活荷重の特性値

活荷重の特性値はつぎに示すものとする。

- (1) 1車線のみに対しH A荷重の特性値**
- (2) 4.5ユニットのH B荷重の特性値1台のみ***

4.7.3 設計活荷重

設計活荷重は活荷重の特性値と、次表に示した r_S の値の積とする。 r_G は1.0とする。

(1) 橋軸方向部材

- a H A荷重 表8
- b H B荷重 表9

(2) 橋軸直角方向部材

- a H A荷重 表10
- b H B荷重 表11

4.7.4 設計活荷重の配置と頻度

- (1) H A荷重。H A設計荷重(1車線に対する)は橋の上り方向と下り方向の各車道上の外側車線とその

となりの車線にそれぞれ分けて載荷するものとする。

上り方向と下り方向の各車道の外側車線およびそのとなりの車線上のH A設計荷重の年間載荷頻度およびこれら2車線*の各H A設計荷重の同時載荷の年間頻度は、表-8または表-10に示した比例係数と表-12に示した年間生起頻度の積とする。

- (2) H B荷重 H B設計荷重は上り方向と下り方向の車道の各外側車線の中心線に関して対称となるように載荷するものとする。これら2つのH B設計荷重の年間頻度は表-9または表-11に示した比例係数と表-12に示した年間生起頻度の積とする。
- (3) 生起頻度の総数 生起頻度の総数は年間生起頻度と仮定寿命の積とするが、この仮定寿命は永久構造物と考える橋については一般に120年をとるものとする。

4.7.5 設計荷重の載荷

- (1) 単純支持の橋軸方向部材については、設計活荷重は最大の影響に対して通常の方法でその支間内に載荷するものとする。
- (2) 連続した橋軸方向部材の正のモーメント領域については、設計活荷重は考えている支間にのみ載荷するものとし、他のすべての支間には活荷重は載荷しないものとする。
しかし、応力の変動範囲を求める場合には、同一車両がそのとなりの支間に載ったときに生ずるモーメントを考慮するものとする。
- (3) 連続した橋軸方向部材の負のモーメント領域に対しては、つぎの2つの荷重系の影響を合わせて考えるものとする。

第1の系は、支点の両どりの支間の一方にその支間の載荷長に対する設計活荷重を載荷し、もう一方の支間には活荷重を載荷しない場合と、支間を逆にして同様なことを行なった場合から成るものとする。この場合、それぞれの支間の設計活荷重の生起頻度は4.7.4に規定した値とする。

第2の系は支点の両どりの支間に同時にそれらの支間長の合計を載荷長として設計活荷重を載荷した場合から成るものとする。この場合の設計活荷重の生起頻度は4.7.4に規定した0.15という値とする。なお、この設計活荷重が低速車線(外側車線)

* ここでは防護柵が破壊しても、それを支える部材が破壊しないことを原則とした。支持部材に連続して連結された形式の防護柵では、この連結部に沿った力の分布を考慮する必要がある場合がある。

** 疲労の照査においては、「車線」は橋上の実際の交通の車線を意味するものとし、附録Aで定義されたものではない。

*** 表の構成上、数値は4.5ユニットのH B荷重を基本とした。4.5ユニットより小さい荷重で設計した橋については、表にしたがって修正を行なう。

* 3車線以上の同時載荷は考慮しないものとする。

表-8 橋軸方向部材-各種支間に対するHA設計活荷重の比例係数および r_s の値

比例係数	荷 重 係 数 r_s								
	支 間 (m)								
	5	7.5	10	12.5	15	17.5	20	25	30
0.05	0.70	0.67	0.64	0.61	0.57	0.54	0.51	0.45	0.42
0.05	0.59	0.56	0.53	0.50	0.47	0.44	0.41	0.37	0.35
0.06	0.54	0.50	0.47	0.44	0.41	0.38	0.36	0.32	0.31
0.07	0.51	0.46	0.43	0.40	0.37	0.35	0.33	0.30	0.28
0.08	0.46	0.43	0.40	0.37	0.35	0.32	0.30	0.28	0.26
0.10	0.42	0.38	0.36	0.34	0.31	0.29	0.27	0.25	0.23
0.12	0.36	0.33	0.31	0.30	0.27	0.25	0.24	0.22	0.20
0.17	0.29	0.27	0.25	0.23	0.22	0.21	0.19	0.18	0.16
0.30	0.18	0.16	0.15	0.14	0.13	0.12	0.12	0.10	0.10

中間の r_s の値は直線的に内挿して求めてよい。

表-9 橋軸方向部材-HB設計活荷重の比例係数
および45ユニットのHB荷重までに適用さ
れる r_s の値

比例係数	r_s	45ユニットより小さいHB荷重の特性値
0.007	1.0	37 1/2 ユニットまでは左記の値は用いない。
0.016	0.8	25ユニットまでは左記の値は用いない。
0.047	0.6	
0.150	0.4	
0.780	0.2	

表-10 橋軸直角方向部材-HA設計
活荷重の比例係数および r_s の値

比 例 係 数	r_s
0.02	0.66
0.03	0.58
0.05	0.51
0.05	0.44
0.06	0.37
0.14	0.29
0.20	0.22
0.22	0.15
0.23	0.07

表-11 橋軸直角方向部材-HB設計活荷重の比例係数および45ユニットま
でのHB荷重までに適用される r_s の値

比例係数	r_s	45ユニットより小さいHB荷重の特性値
0.03	0.71	37 1/2 ユニットまでは左記の値を考慮しない
0.03	0.67	25ユニットまでは左記の値を考慮しない
0.04	0.62	
0.07	0.57	25ユニットより小さいHB荷重を橋梁にまれ
0.08	0.52	に使用する場合には、比例係数は適当に低減し
0.09	0.48	てよい
0.12	0.43	
0.19	0.38	
0.35	0.33	

表-12 各幅員の橋梁に作用する設計活荷重の年間生起頻度

状 態	橋 軸 方 向 部 材			橋 軸 直 角 方 向 部 材		
	2車線の橋梁*	3車線の橋梁*	4車線以上の橋梁	2車線の橋梁*	3車線の橋梁*	4車線以上の橋梁
外側車線にH A荷重	0.85×10^6	0.85×10^6	1.7×10^6	2.4×10^6	2.4×10^6	4.8×10^6
外側車線のとなり車線にH A荷重	—	0.35×10^6	0.7×10^6	—	1.1×10^6	2.2×10^6
外側車線とそのとなり車線にH A荷重が同時載荷	0.15×10^6	0.15×10^6	0.3×10^6	0.2×10^6	0.2×10^6 [※]	0.4×10^6
外側車線のみにH B荷重	0.0045×10^6	0.0045×10^6	0.0045×10^6	0.009×10^6	0.009×10^6	0.009×10^6

* 上り方向と下り方向の車道を別々の橋でささえている道路上ではこれら2つの橋で4車線以上を支持しているものと考えて頻度をとりあつかう。

※※ 橋げたではH A荷重の同時載荷はつぎに示す各車線のうちの任意の2車線の組合せに対して載荷した荷重によって、もっとも不利な影響が生ずる場合に対して考慮するものとする；上り方向と下り方向の車道が分離した橋および、分離しない4車線車道の橋については、低速車線（外側車線）とそのとなりの車線（内側車線）；分離しない2または3車線車道の橋については外側車線のみの。

とそのとなりの車線（内側車線）に同時に載荷する状態は考慮しないものとする。

(1) 5.1に規定した値を用いるべきときに群集荷重が予想される場合を除いて、5.1に規定した値の0.8をとる。

歩道（または、歩道と自転車道）の幅員が2mをこえる場合には、これらの強度は2mをこえた分の0～1mまでに対しては15%、こえた分の1～2mまでに対しては30%低減してよい。4mをこえる幅員についてはそれ以上の低減は行わないものとする。しかし、主構造部材が2車線以上の道路荷重または2軌道以上の鉄道荷重を支持する場合には、主構造部材によって支持される歩道および自転車道荷重はつぎのように低減してよい。

歩道について；5.1(1)および(2)に与えられた値の0.5

自転車道について；5.1(1)および(2)に与えられた値の0.2^{*}

(2) 歩道が有効な防護柵によって自動車交通から保護されていない場合には、4.1.2に規定された25ユニットのH B荷重のいずれかの4輪の組合せのもっともきびしい影響のみを考えるものとする。

* しかし、非常に大きな自動車荷重と自転車道の混雑が同時に生ずる可能性がある場合には構造物に特別の考慮を払うものとする。

5. 歩道および自転車道活荷重

5.1 歩道および自転車道のみを支持する部材に対する活荷重の特性値

歩道および自転車道のみを支持する部材に対する活荷重の特性値はつぎに示す値とする。

- (1) 30m以下の載荷長に対して、 5.0 KN/m^2 の等分布活荷重
- (2) 30mをこえる載荷長に対して、 $P \times 5.0 \text{ KN/m}^2$
ここに $P = (\text{しかるべき載荷長に対する等分布H A活荷重の特性値} / \text{m}) \div 3.0 \text{ KN/m}$
(4.1.1(1)参照)

5.2 歩道または自転車道荷重と同時に道路、もしくは鉄道の荷重も支持する部材に対する歩道および自転車道上の活荷重の特性値

歩道または自転車道荷重と同時に道路または鉄道の荷重を支持する部材によって支持される歩道および自転車道に対する活荷重の特性値はつぎのいずれかとする。

車道を支持する主構造に対してこの荷重の影響を考慮する場合には、車道荷重は1車線上の $H/4$ 荷重と残りの車線上の $1/3 H/4$ 荷重とから成るものとする。

5.1、5.2のすべての荷重に対する係数

「組合せ 1」

限 界 状 態	r_G	r_S
終局限界状態	1.15	1.5
使用限界状態	1.0	1.0

「組合せ 2」

「組合せ2」を風荷重と同時に考慮するときは歩道と自転車道上の活荷重は無視してよい。ただし、風速を低減して求めた風荷重と温度変化(3.3.2.)をそのまま同時に考慮する場合を除く。他の「組合せ2」の荷重については r_S は「組合せ1」と同じにとる。

6. 鉄道橋—活荷重

成案をみたときに組み込む予定。

付録A：標準道路荷重に対して用いる車線幅と車線数

(1) 4.6 m以上の車道幅員を有する橋

車線幅は2.3 m以上、3.7 m以下とする。

車道は以下に示すような数の等幅員の車線に分割するものとする。

車道幅員 (m)	車線数
4.6 m ~ 7.4 m 以下	2
7.4 # ~ 11.1 #	3
11.1 # ~ 14.8 #	4
14.8 # ~ 18.5 #	5
18.5 # ~ 22.2 #	6

(2) 4.6 m未満の車道幅員を有する橋

車道幅員が4.6 m未満の橋では、車線数は(車道幅員/3.0)に等しいものとする。

車線数は整数でなくてもよい。

(3) 上り方向と下り方向のそれぞれの車道が1つの上部構造で支持されている場合は、橋の車線数は上の表の規定にしたがって求めたそれぞれの車道の車線数の和とする。*

(4) 路肩と側帯がある場合は、これらも車道の一部を成すと考えて車線の数および幅を計算するものとする。

(5) 路肩がなく、側帯のみがある場合、車線数は側帯間の車道の純幅から計算するものとする。

側帯上の荷重の強度は隣接する車線と同じ値とする。

ただし、隣接する車線にHB荷重が載る場合を除く。

この場合は側帯には載荷しないものとする。

(6) 中央分離帯には、構造全体の設計を行なう場合は活荷重を載荷しないものとするが、英国においては通常中央分離帯は25ユニットのHB荷重を支持できるようにする。

付録B：HA荷重とHB荷重の基本的考え方

HA荷重は、英国における通常の設計荷重であり、認可を受けた普通の車両**による影響を表わすものであ

* 上り方向と下り方向の車道がそれぞれ独立した上部構造に支持され、これらが1つの下部構造で支持されている場合は、下部構造によって支持される車線の数は、両方の上部構造の車線数の和とする。

** 車両製造および使用規定 (Motor Vehicles (Construction and Use) Regulations) (1966, HMSO発行) による。

て、非常に大きくて分割不能な重量物を運搬する際に用いられるような車両の影響を表わすものではない。

30 mまでの載荷長に対してはこの荷重は2車線のおおのに総重量24 tの車両をつめて並べた状態をほぼ表わしている。それより長い載荷長に対しては、車頭間隔が徐々に増大しそれらの間に10 tと5 tの重量の車両が入っている状態に相当する。英国においては、かなり重量の大きな一般の商業車が許可されているが、それらの車両においてはそれらの影響がHA荷重を越えないようにその軸重を制限し、全長も長くするように規制していることに注意を要する。道路橋に対する車両の衝撃の影響を考慮する時には、1軸もしくは隣りあった一対の車輪について25%の割増しをして、HA荷重を決めている。この割増しは、英国においては十分と考えられる。

この荷重については弾性解析法および極限解析法によって実際の交通状態との比較を行なった結果、その挙動が十分に一致することがわかった。

HB荷重は、たとえば変圧器、発電機、圧力容器、プレス機械などその地域内の道路を使用する可能性のある非常に大きな産業重量物に対して必要な荷重である。

英国におけるほとんどの幹線道路(すなわち国道)および主要道路の橋は45ユニットのHB荷重に耐えられることが必要である。比較的重要な非主要道路では、37.5ユニットのHB荷重に、またそれ以外の道路では25ユニットのHB荷重に耐えられることが必要である。田舎や遠隔地の幹線道路や1級道路では上記のものより低い基準で良いであろうが、一方造船所や産業基地の近くの低クラスの道路ではより高い基準で設計する必要がある。

適切に設計された最近の車両を使用して、45ユニットHB荷重で設計した橋は総重量300 tまでの車両を通すことができ、37.5ユニットで設計したときは総重量200 tの載荷が可能であり、25ユニットによるものは総重量175 tを通すことができる。これらは極めて一般的な表示であって、異常と思われるような重量物の移動は、それが通行する橋の耐荷力との関係において注意深く考慮すべきであって、もし必要ならば禁止すべきである。

付録C：橋脚に対する防護方法

重量車両が高速で橋脚に衝突する可能性はほんのわずかであると考えられる。

損傷の恐れのある橋脚に対する防護方法をつぎに示す。

(1) 上部構造が単純に支持されており、橋脚の変位が支間全体を落とす可能性がある場合は、橋脚はがっちりとした構造とし、かつ基礎に確実に固定するものとする。

(2) 上部構造が連続している場合は、橋脚を堅固なものとするか、橋脚1本がきかない状態になった場合でも上部構造がそれ自身の死荷重を支えられるようにするものとする。

後者の場合には、衝撃による橋脚の変位によって上部構造に附加的な垂直荷重を与えないようにして他の橋脚が上部構造を支持するものとする。

(3) 自動車の普及に伴って発生すると思われる重大な損傷から橋脚を保護するために次のような注意を提案する。

橋の上部構造を支持する部材は、内側のものも路端のものも交通の速度制限が80 km/h 以上である場合には、またそれ以外で支持部材の損傷が重大な結果をもたらす恐れのある場合には防護壁によって保護するものとする。防護壁はわみに対する余裕を考慮して配置する。もし橋脚とガードレールとの間隔が0.6 m以上ならばガードレールは支柱に取付けて自立した構造とする。間隔が0.6 m未満の場合はガードレールはエネルギーを吸収するためのブラケットを用いて橋脚部材の路面側に取付けるものとする。どのようなものを配置しても、その防護施設は1.5 tの自動車が時速110 kmで20°の角度でその防護壁に衝突した場合に自動車の車輪がかろうじて部材に達する程度で止まるようなものでなければならない。

部材は、ガードレールを支えるブラケットから伝えられる衝撃荷重あるいは、自立した防護壁が部材に押しつけられることによって生ずる等価荷重やガードレールによってほんの一部しか変形しないでそのまま部材の方向に向うものと思われる乗用車よりも重い車両による力に対して抵抗できるように設計するものとする。

次の荷重を同時に載荷するものとする。

原因	荷重 KN		載荷位置
	横方向	縦方向	
ガードレールからの衝撃	150	50	任意のブラケット取付点1箇所または自立した防護壁に対しては、車道上0.75 mの任意点1箇所
ガードレールをこえて作用する衝撃	100	100	車道上1～3 m間の任意点1箇所

横方向および縦方向という言葉は車道の縁に対して直角的な水平荷重および平行な水平荷重をそれぞれ意味する。

いかなる場合も使用限界状態に対する r_S は1.0、終局限界状態に対する r_S は1.5とする。

付録D：支承の試験方法

特許となっているもの、その他特殊なタイプの支承の特性と性能は独立した試験機関による実験証明またはしかるべく文書化された過去の実績による証明が必要である。

証明書には、材料特性、寸法誤差、組立ておよび取付けの条件、さらに支承の性能に影響を与える可能性のあるあらゆるデータ等のその試験を行なった支承に関する詳細が記述されていなければならない。

使用状態における支承に影響を及ぼし、その効果を減じたりするような条件について注意深く考慮し、できればこれらについて試験で検証しなければならない。悪い影響を生じる可能性のある原因としては、異常な温度、試験に用いた荷重に比べて荷重の大きさが異なる場合、腐食および外からの物質によるよごれ、ゴムの日光に対する露出、すべり支承に関しては、その作動前においては摩擦係数を減らすために用いた潤滑材の劣化、供用中ではあるが作動していない場合においては移動に対する大きな初期抵抗が挙げられる。試験証明には、これらやその他の悪影響に対して考慮を払ったこと、さらに必要がある場合には検査し、鑑定を行なったことを明記しなければならない。これらの件に関するあらゆる事項は試験機関からの報告に掲載されなければならない。

すべりあるいはローラータイプの支承の摩擦係数を定めるための試験は、支承の全移動範囲の5等分点のそれぞれについて行なうものとする。載荷垂直荷重は設計死荷重および後死荷重とし、摩擦係数は支承を動かすのに必要な最大力から求めるものとする。一般に支承の動き始める直前に最大力が得られる。

摩擦係数の超過確率が1/100を越えないような摩擦係数値を定める場合には十分な試験を行なわなければならない。この場合 r_S の値としては1.3を用いる。

ゴム支承やその他の同タイプの支承（変位が材料の変形で受け持たれる場合）の変位と力の関係を求めるための試験は設計死荷重および設計活荷重の合計に等しい垂直荷重を用いて行なうものとする。満足な力と変位の関係を得るためには、支承を必要最大変位の1.25倍の変

位置までに連続的に変位させるに必要な力を記録しなければならない。変位量の確率が $1/100$ をこえないような実際の最大変位量に対する力と変位量の最大値との関係を求めるには十分な試験を行わなければならない。この力に関しては、 r_s の値は 1.3 を用いる。

ゴムおよびこの種の支承については、水平変位がない状態および水平変位が必要最大の状態について最大設計死荷重、最大後死荷重および最大設計活荷重の和に対して垂直荷重と変形の関係を実験によって求めるものとする。

付録 E：橋梁の温度分布の計算

E.1 序 文

この付録では種々のタイプの橋梁構造物の温度分布の計算方法について述べる。

この計算ではある点のある与えられた時間間隔における熱と損失と、同じ点の熱の流入の比較、すなわちその点の温度の純変化量の計算を行なう。

鋼材の熱伝導性は非常に高く、フランジの厚さも小さいので、鋼材の厚さ方向の温度勾配はないものと仮定する。したがって、ある与えられた時間間隔に対しては上フランジの温度と下フランジの温度だけを計算すればよい。

コンクリートの場合には、フランジの厚さを考慮し、熱伝導性が低いことによって生じるフランジ内での温度勾配を考えて、計算方法を補正する。すなわち、ある与えられた時間間隔に対してフランジの厚さ方向の温度変化を計算する。

鋼材のウェブやコンクリートのウェブの場合またはコンクリート床版の下に鋼材がある場合の温度勾配の計算方法およびアスファルト舗装の影響の考慮の仕方を以下に示す。

以下に述べるすべての時刻はグリニッジ標準時 (GMT) で表示してある。

ここに示した計算は特に夏期における大きな温度勾配および冬期における逆の温度勾配 (すなわち下フランジあるいはウェブが上フランジより温度が高い状態) を生じさせる環境状態に関するものである。

E.2 記号および単位

- r 上フランジ外側表面の吸収率
- I 水平面上における太陽の放射の強さ (W/m^2)
- h_i 上フランジの外側表面から (あるいは外側表面へ)

の対流および輻射の損失 (あるいは流入) に関する熱伝導係数 ($W/m^2 \cdot ^\circ C$)

θ_i 被覆のない上フランジの温度 ($^\circ C$)

θ_{is} 被覆のある上フランジの温度 ($^\circ C$)

θ_a 日陰温度 ($^\circ C$)

θ_c 鋼あるいはコンクリートの箱桁内部の気温 ($^\circ C$)

M 床版の単位面積あたりの上フランジの質量 (kgm)

C 比熱 ($J/kg \cdot ^\circ C$)

ρ 密度 (kgm/m^3)

t 時間 (sec.)

X 上フランジの厚さ (m)

θ_b 下フランジの温度 ($^\circ C$)

e 上フランジの外側表面の放熱

Q 放出、長波の放射 (W/m^2)

K 熱伝導率 ($W/m \cdot ^\circ C$)

h_i フランジの内側表面に関する熱伝導係数 ($W/m^2 \cdot ^\circ C$)

h_b 下フランジの外側表面に関する熱伝導係数 ($W/m^2 \cdot ^\circ C$)

E.3 環境状態

E.3.1 夏期

温度勾配を生じさせる状態は、日陰における気温の変化が大きく、わずかに北東の風が吹く非常に太陽の輻射熱が日に生ずる。このような状態は、5月、6月、7月、8月の間にもっともよく生ずる。大きな温度勾配が橋の高い平均温度と一致する状態は、上記のように日陰における気温が最大となる場合に生ずる。

図 E.1 は、日光が強い日に Kew 観測所において測定した太陽の輻射熱の変化を示している。この変化は英国諸島の大部分におけるものと大きな違いはない。

日陰における気温は地理的位置によって違い、またそれをもとにした計算には日陰における気温に関する詳細な知識が必要なので、高い温度勾配の計算に対する近似を次のようにして行なう。

まず架橋位置に最も近い気象観測所から日陰における気温の変化の大きい ($15^\circ C \sim 20^\circ C$) 日に生じた最高日陰気温、および同じ日の朝に生じた最低日陰気温および次の日の朝に生じた最低日陰気温の両方を求める。

日陰における気温の時刻に対する変化は直線であって、その最高気温は 15 時に起こり、最低気温は 5 時に起こるものと仮定する。これはこれまでのデータから得ることのできる日陰における気温の変化に対する精度のよい

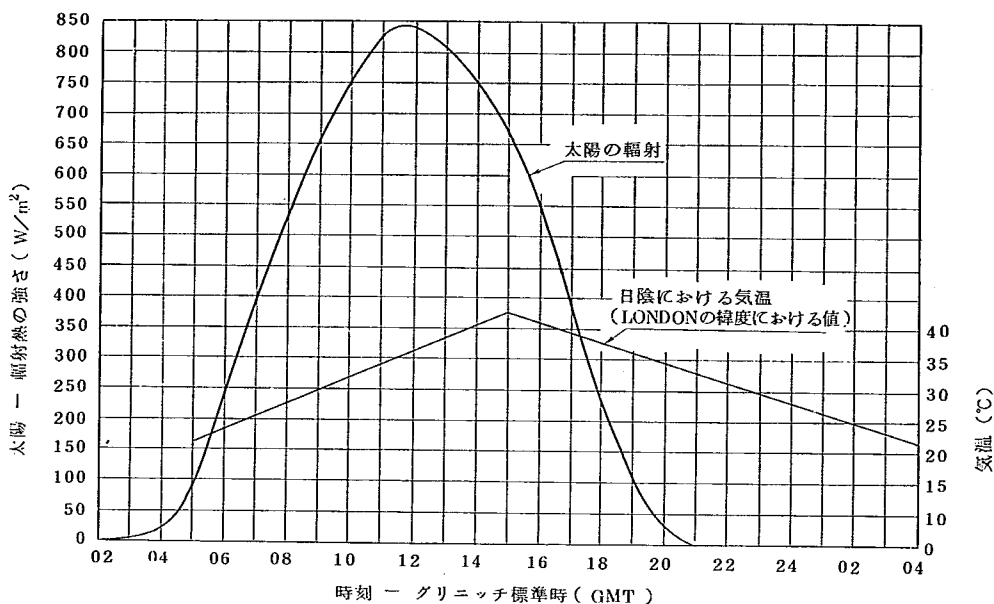


図-E.1 最高日陰気温および太陽の輻射熱

単純な近似法である。図E.1にこの日陰における気温の変化を示すが、これにはロンドンの緯度における非常に高い最高気温と大きな変化が示されている。

E.3.2 冬期

もっとも大きい逆の温度勾配が生ずる状態は、熱の放射がもっとも多く、日陰における気温の変化が大きい静かな寒い雲のない夜である。この状態は1年中どんな時にも生じうるが、橋の平均温度を低くするような非常に

低い最低日陰気温と大きな熱放出が同時に生ずるのは冬の月である。

冬の澄んだ夜空への熱放射の公表値は -95 W/m^2 と -125 W/m^2 の間である（負の記号は放熱を意味する）。

計算には -110 W/m^2 の平均値を用いるが、これは適切な値であり、この値は夜間を通じて一定である。この値は地理的に変化するものではない。図E.2は夕ぐれと夜明けにおける変化と共にこの一定の熱の放射を示してい

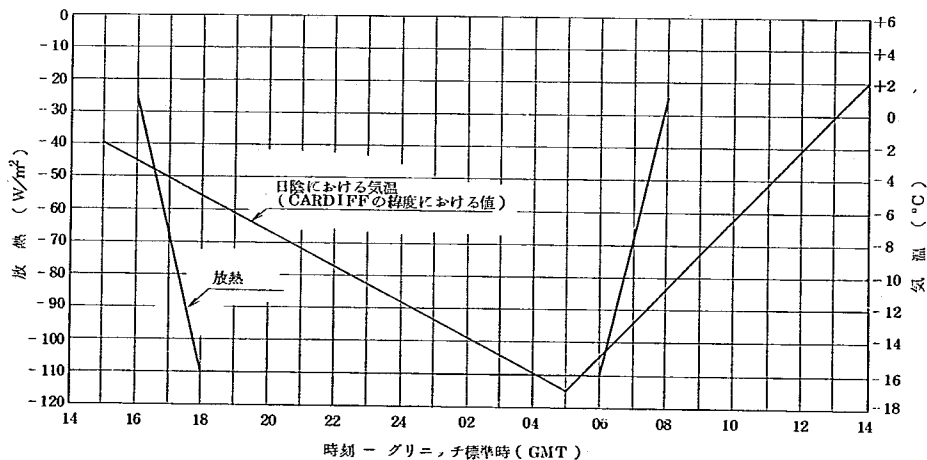


図-E.2 最低日陰気温および熱の放散

る。

夏期の状態については、日陰における気温の変化について十分詳細な知識が計算に際して必要であるが、以下のようにして近似してよい。

架橋位置にもっとも近い気象観測所から日陰における気温が大きく変化した (15°C 以上) 日の夜明けに生じた最低日陰気温および前日とその日に生じた最高日陰気温を得る。日陰における気温の時刻に対する変化は直線であると仮定し、最低気温は5時に起き、最高気温は15時に起きるものと仮定する。図E.2はこの日陰における気温の変化を示すが、これにはCardiffの緯度における非常に低い最低気温と大きな変化が示されている。

E.4 鋼箱形断面

E.4.1 夏期の温度—舗装のない場合

E.4.1.1 上フランジの温度

E.4.1.1.1 理論

鋼箱形断面の上フランジの任意の時刻における熱平衡は次のように書ける。

入射太陽熱の吸収 = 対流と放射による熱損失

十上フランジの熱吸収

$$\text{すなわち } rI = h_t(\theta_t - \theta_a) + MC \, d\theta_t/dt \dots\dots\dots (1)$$

床版の単位面積については、 $MC \, d\theta_t/dt$ の項は $\rho C X \, d\theta_t/dt$ とも表わせ、(1)式は次のようになる。

$$rI = h_t(\theta_t - \theta_a) + \rho C X \, d\theta_t/dt \dots\dots\dots (2)$$

(2)式は次のような反復法によって θ_t について 解くことができる。任意の時刻における上フランジの温度と日陰における気温をそれぞれ θ_t と θ_a とし、 Δt 時間後の新しい上フランジの温度と日陰における気温をそれぞれ θ'_t と θ'_a とする。 θ_t は $(\theta'_t + \theta_t)/2$ と、 θ_a は $(\theta'_a + \theta_a)/2$ と、 $d\theta_t/dt$ は $(\theta'_t - \theta_t)/\Delta t$ とそれぞれ近似的に表わせる。

これらを(2)式に代入すると

$$\begin{aligned} rI &= h_t \left\{ (\theta'_t + \theta_t)/2 - (\theta'_a + \theta_a)/2 \right\} \\ &\quad + \rho C X (\theta'_t - \theta_t)/\Delta t \\ &= \theta'_t (h_t/2 + \rho C X/\Delta t) + \theta_t \\ &\quad (h_t/2 - \rho C X/\Delta t) - h_t(\theta'_a + \theta_a)/2 \end{aligned}$$

$$\therefore \theta'_t = (h_t/2 + \rho C X/\Delta t) = h_t(\theta'_a + \theta_a)/2 + \theta_t$$

$$(\rho C X/\Delta t - h_t/2) + rI$$

$$\therefore \theta'_t = \{ \theta_t(\rho C X/\Delta t - h_t/2) + h_t(\theta'_a + \theta_a)/2 \}$$

$$+ rI/(\rho C X/\Delta t + h_t/2) \dots\dots\dots (3)$$

E.4.1.1.2 表面の熱伝導係数

これは上フランジの表面からの対流と放射による損失

を表わす“包絡”係数であり、表面上を動く大気の運動の量に関係する。この係数の公表値は露出状態と風速によって $14\text{W/m}^2\text{ }^{\circ}\text{C} \sim 57\text{W/m}^2\text{ }^{\circ}\text{C}$ の幅がある。

E.3.1で述べたように、上フランジの最高温度を与える状態は水平表面に強い日射しが射し、かつ日陰における気温が高く、弱い風のある日に生じる。弱い風のある日における表面の熱伝導係数の公表値は $23\text{W/m}^2\text{ }^{\circ}\text{C}$ である。

E.4.1.1.3 定数

r , ρ , c , x の値は個々の橋の物理的性質と寸法に応じて選ばなければならない。(物理的性質に対して提案されている値は: $r = 88\%$, $\rho = 7817\text{kg/m}^3$, $c = 460\text{J/kgm}^{\circ}\text{C}$)

E.4.1.1.4 計算方法

ρ , c , x , r , h_t の適当な値および太陽の輻射熱の変化量と日陰における気温を(3)式に代入すると、与えられた時間間隔 Δt に対して上フランジの新しい温度 θ'_t はそれ以前の上フランジの温度 θ_t から計算することができる。時間間隔 Δt を長く とれば、 θ'_t の計算値は不正確になる。($\Delta t = 3600$ 秒が適当な値である。)

スタート時刻として6時をとれば、 θ_t と θ_b と θ_a がほとんど等しくなり、これらの実際の値は図E.1から読みとることができる(すなわち、スタート時点の温度 θ_t は6時における θ_a の値である。)。もし $\Delta t = 3600$ 秒とすれば、計算すべき次の θ_t の値は7時における値である。(3)式に代入すべき θ_a と θ'_a の値は、それぞれ6時と7時における値である。用いるべき I の値は6時30分における値である(すなわち、前の時刻の平均値である。)。もし必要ならば、 I の値は図E.1に示された太陽放射曲線の近似式である $I = 850 - 18(GMT - 12)^2$ という式から求めることができる。

(3)式にこれらのすべての値を代入すれば7時における上フランジの温度が得られる。この値は8時における θ'_t の計算に用いる θ_t の値となる。このようにして計算を続けてゆくことができる。

E.4.1.2 下フランジの温度

実験結果によると、下フランジの温度は6時の日陰における気温から15時の日陰における気温の最大値に 6°C 加えた値までほとんど直線的に変化することがわかってい。したがって任意の時刻における θ_b は図E.1と表E.1から求めることができる。

表-E.1

時刻 (時間)	0600	0700	0800	0900	1000	1100	1200	1300	1400	1500
$\theta_a(^{\circ}\text{C})$	θ_6	θ_7	θ_8	θ_9	θ_{10}	θ_{11}	θ_{12}	θ_{13}	θ_{14}	θ_{15}
$\theta_b(^{\circ}\text{C})$	θ_6	$\theta_7 + 0.7$	$\theta_8 + 1.3$	$\theta_9 + 2.0$	$\theta_{10} + 2.7$	$\theta_{11} + 3.3$	$\theta_{12} + 4.0$	$\theta_{13} + 4.7$	$\theta_{14} + 5.3$	$\theta_{15} + 6.0$

または $\theta_b = \theta_a + 2/3 (GMT - 0600)$ 。

E.4.1.3 温度差

θ_t と θ_b の値を計算すると、 $(\theta_t - \theta_b)$ の最大値は箱形断面の上フランジと下フランジの最大温度差を与える。鋼フランジの厚さ方向の温度勾配はないものと仮定しているから、全温度差 $(\theta_t - \theta_b)$ はウェブあるいはダイヤフラムで生じることになる。

実験結果によると、外側ウェブまたは内部にあるダイヤフラムやスティフナーにおける温度分布は下に示す表 E.2 から求めうることがわかった。

例を表-E.2に示す。

表-E.2

上フランジから下へ測った距離(m)	温度 $^{\circ}\text{C}$ (外側のウェブ)	温度 $(^{\circ}\text{C})$ (内部にあるダイヤフラムまたはスティフナー)
0.1	$\theta_t - 0.46 (\theta_t - \theta_b)$	$\theta_t - 0.27 (\theta_t - \theta_b)$
0.3	$\theta_t - 0.80 (\theta_t - \theta_b)$	$\theta_t - 0.57 (\theta_t - \theta_b)$
0.6	$\theta_t - 0.90 (\theta_t - \theta_b)$	$\theta_t - 0.77 (\theta_t - \theta_b)$
0.6 ~ 下フランジまで	下フランジの θ_b の値まで直線変化	下フランジの θ_b の値まで直線変化

例を図-E.3に示す。

時刻: 14時

舗装のない状態

θ_t の計算値 = 55°C

θ_b の計算値 = 25°C

$\theta_t - \theta_b = 30^{\circ}\text{C}$

箱げたの高さ = 3.0 m

上フランジから 距離 (m)	外側のウェブの温度 ($^{\circ}\text{C}$)	内部にあるダイヤ フラムまたはスティ フナーの温度 ($^{\circ}\text{C}$)
0.1	$55 - 0.46 \times 30$ = 41	$55 - 0.27 \times 30$ = 47
0.3	$55 - 0.80 \times 30$ = 31	$55 - 0.57 \times 30$ = 38
0.6	$55 - 0.90 \times 30$ = 28	$55 - 0.77 \times 30$ = 32
0.6 から 下フランジまで	28 から 25 までを直 線変化	32 から 25 までを直 線変化

このような近似においては、上フランジプレートの下 0.5 m 以内については、外側のウェブの温度は $0.85 (\theta_t - \theta_b)^{\circ}\text{C}$ まで直線的に低下し、それ以下は下フランジプレート θ_b の値まで直線的に下がるということができる。同様に内部にあるダイヤフラムあるいはスティフナーの温度は 0.5 m までは $0.67 (\theta_t - \theta_b)$ まで低下し、それ以下は下フランジプレートの温度 θ_b まで下がる。

E.4.2 夏期の温度 舗装のある場合

実験結果によると、夏期においては(日中)、上フランジ(38mmのアスファルト舗装下)の温度は舗装のな

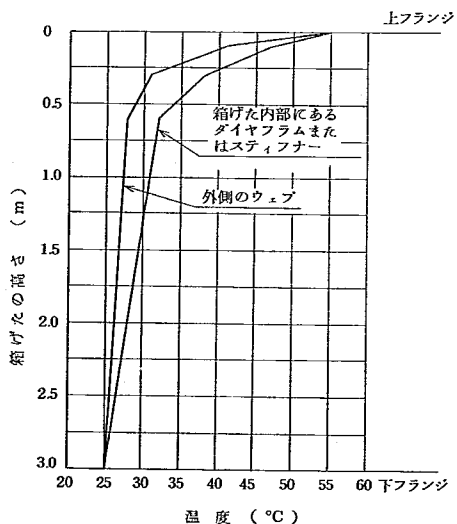


図-E.3 鋼ウェブまたはダイヤフラムの温度勾配

表-E.3

上フランジからの距離 (m)	温度°C (外側のウェブ)	温度°C (内部にあるダイヤフラムまたはスティフナー)
0.1	$\theta_{ts} - 0.43 (\theta_{ts} - \theta_b)$	$\theta_{ts} - 0.18 (\theta_{ts} - \theta_b)$
0.3	$\theta_{ts} - 0.65 (\theta_{ts} - \theta_b)$	$\theta_{ts} - 0.35 (\theta_{ts} - \theta_b)$
0.6	$\theta_{ts} - 0.82 (\theta_{ts} - \theta_b)$	$\theta_{ts} - 0.61 (\theta_{ts} - \theta_b)$
0.6 ~ 下フランジまで	下フランジの θ_b の値まで直線変化	下フランジの θ_b の値まで直線変化

い場合の計算値 θ_t (早朝および夕方遅くは除く) から 5 °C 差引いた値であることがわかっている。

θ_b の値は舗装のない状態 (E.4.1.2) について計算する。

このようにして、最大勾配は舗装のない状態に対する計算から直接求めることができ、その最大値は $[(\theta_t - 5) - \theta_b]$ °C である。外側のウェブまたは内部にあるダイヤフラムやスティフナーにおけるこの勾配の分布は表 E.3 から求めることができる。

このような近似においては、上フランジから 0.5 m 以内では外側のウェブの温度は直線的に $0.75 (\theta_{ts} - \theta_b)$ °C まで低下し、それ以下は下フランジの θ_b の値まで直線的に低下するということができる。同じように内部のダイヤフラムやスティフナーの温度は 0.5 m 以内では $0.5 (\theta_{ts} - \theta_b)$ °C まで低下し、それ以下では下フランジの θ_b の値まで低下する。

E.4.3 冬期の温度 舗装のない場合

E.4.3.1 上フランジの温度

E.4.3.1.1 理論

鋼箱形断面の上フランジの寒い冬の夜の任意の時刻における熱平衡はつぎのように書き表わすことができる。

熱放射 = 対流と輻射による熱取得 + 上フランジの熱損
すなわち、 $eQ = h_t (\theta_t - \theta_a) + MC d\theta_t/dt$ ……(4)

E.4.1.1.1 で説明したものと 同じ方法で (4) 式をつぎのように書き直すことができる。

$$\theta'_t = \{ \theta_t (\rho_{cx}/\Delta t - h_t/2) + h_t (\theta'_a + \theta_a) / 2 + eQ \} / (\rho_{cx}/\Delta t + h_t/2) \quad \dots\dots\dots(5)$$

E.4.3.1.2 表面の熱伝導係数

これは周囲の大気よりつめたい上フランジによる熱取得に関する“包絡”係数である。この係数の公表値は $16 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C} \sim 19 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$ の範囲にあるが、後者の方が実測値と理論値の良好な一致を示す。

E.4.3.1.3 定数 E.4.1.1.3 参照 $e = 0.9$

E.4.3.1.4 計算方法

ρ, c, x, e, h_t 、一定の熱放射量および日陰にお

ける気温の変化量の適当な値を (5) 式に代入すると、上フランジの新しい温度 θ'_t は E.4.1.1.4 に示したようにそれ以前の上フランジの温度 θ_t から計算することができる。
スタート時間は、 θ_t, θ_b および θ_a がほとんど同じ値を示す 16 時とし、E.4.1.1.4 に説明したように計算を行なう。ただし、(5) 式を用いる。

E.4.3.2 下フランジの温度

実測結果によると、冬期には下フランジの温度 θ_b は常に気温に非常に近く、等しいとみなせる。

E.4.3.3 温度差

$(\theta_t - \theta_b)$ の最大値は箱形断面の上フランジと下フランジの間の最大温度差を示す。これはほぼ 6 時頃に生じ、一般に 7 °C から 9 °C を越えない。

E.4.4 冬期の温度 舗装のある場合

実測結果によると、冬期には 38mm のアスファルト舗装は上フランジの温度におよそ 2 °C 影響し、鋼は舗装より温度が高い。下フランジプレートはつねに周囲の大気の温度と等しい。最大の温度差は舗装のない状態に対する計算から直接求めることができ、その最大値は $[(\theta_t + 2) - \theta_b]$ °C である。

この値は一般に 5 °C ~ 7 °C を越えない。

E.5 コンクリート断面

E.5.1 コンクリート箱形断面の上フランジと下フランジ

E.5.1.1 理論

フランジ内の初期温度分布を等分布と仮定し、これからある時間経過した後の新しい温度分布を以下に示す式を用いて計算する。この新しい分布はつぎの 3 番目の分布を計算するのに用いられる。このようにして逐次計算を進めてゆくことができる。記号 θ はある時間間隔の初めにおける任意の位置の温度を示し、記号 θ' はその時間間隔の終りにおける新しい温度を表わす。

フランジを図 E.4 に示すように厚さ Δx の層に分ける。
夏期 (昼間) の任意の時刻における表面温度はつぎのように与えられる。

$$\theta'_0 = 1/4 (\alpha_1 \theta_0 + 2 \theta_1 + \rho_1 \theta_a + \gamma')$$

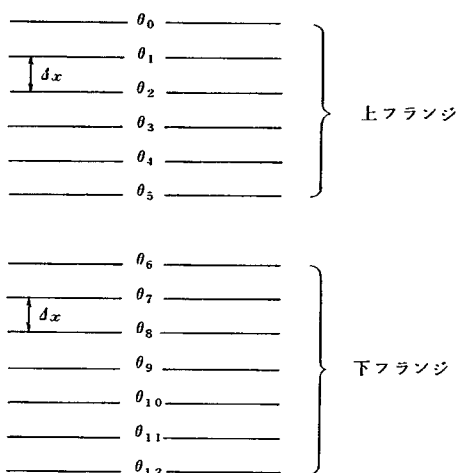


図-E.4 コンクリート断面の層

また冬期（夜間）については、つぎのようになる。

$$\theta'_0 = 1/4 (\alpha_1 \theta_0 + 2\theta_1 + \beta_1 \theta_a + \delta)$$

$$\text{ここに } \alpha_1 = [2 - (2dx h_t / k)]$$

$$\beta_1 = 2dx h_t / k$$

$$\gamma = 2dx l / k, \quad \delta = 2dx e Q / k$$

内部温度（内側表面を含む）は、夏期および冬期の両方の状態に対してつぎのように与えられる。

$$\theta'_1 = 1/4 (\theta_0 + 2\theta_1 + \theta_2)$$

$$\theta'_2 = 1/4 (\theta_1 + 2\theta_2 + \theta_3)$$

$$\theta'_3 = 1/4 (\theta_2 + 2\theta_3 + \theta_4)$$

$$\theta'_4 = 1/4 (\theta_3 + 2\theta_4 + \theta_5)$$

$$\theta'_5 = 1/4 (\alpha_2 \theta_5 + 2\theta_4 + \beta_2 \theta_6)$$

$$\theta'_6 = 1/4 (\alpha_2 \theta_6 + 2\theta_7 + \beta_2 \theta_5)$$

$$\theta'_7 = 1/4 (\theta_6 + 2\theta_7 + \theta_8)$$

$$\theta'_8 = 1/4 (\theta_7 + 2\theta_8 + \theta_9)$$

$$\theta'_9 = 1/4 (\theta_8 + 2\theta_9 + \theta_{10})$$

$$\theta'_{10} = 1/4 (\theta_9 + 2\theta_{10} + \theta_{11})$$

$$\theta'_{11} = 1/4 (\theta_{10} + 2\theta_{11} + \theta_{12})$$

$$\theta'_{12} = 1/4 (\alpha_3 \theta_{12} + 2\theta_{11} + \beta_3 \theta_a)$$

$$\text{ここに } \alpha_2 = [2 - 2dx h_i / k], \quad \beta_2 = 2dx h_i / k$$

$$\alpha_3 = [2 - 2dx h_b / k], \quad \beta_3 = 2dx h_b / k$$

上の式を得るために、式 $k d t / \rho c x^2 = 1/4$ を用いた。

これらの定数値は、この等式がよく合うように選び、また等式が十分な精度を有するように $d t$ と dx を十分小さい値としなければならない。構造用コンクリートに対するこれらの値は

$$k = 1.4 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}, \quad \rho = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$c = 960 \text{ J/kg} \text{ } ^\circ\text{C}$ であり、もし dx を 0.05 m とすれば $d t = 900$ 秒である。（ $d t$ は実際には 1025 秒であるが、その場合でも繰返し時間にわずか 2 分の差を生ずるだけなので、 $d t = 900$ 秒としても十分正確である。）温度を計算する位置の数はフランジの形状に合わせて選んでよい。図 E.4 に示した数はそのほんの一例である。

E.5.1.2 夏期の温度 — 舗装のない場合

フランジ内の温度分布を計算するためには、 l と θ_a の変化を知る必要がある。これらは図 E.3.1 と図 E.1 に示したものと同じである。コンクリート表面における r の値は 0.5 とする。

E.5.1.2.1 熱伝導係数

h_t については E.4.1.1.2 を参照。

h_i の値は $2 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$ とする。この値が非常に小さいのは閉じたコンクリート箱ゲタの内側の静止した大気の状態においては、それぞれのフランジの内側表面間の熱交換が非常に小さいためである。

h_b の値は $9 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$ とする。これは下向きの露出水平面に対する $7 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$ という公表値に近く、実測結果とよく一致している。

E.5.1.2.2 計算方法

計算を開始する際に用いる等温度分布は 8 時における値を用いるが、これは同時刻において

$\theta_0 = \theta_1 = \theta_2 = \dots = \theta_{11} = \theta_{12} = \theta_a$ となるためである。 8 時における θ_a の値は図 E.1 から求めることができる。（注、図 E.1 はロンドンの緯度におけるものである。）

8 時 15 分における温度を計算するには、式中に用いる l および θ_a の値として 8 時と 8 時 15 分の値の平均値を用いる。すべての値を式に代入すれば、 8 時 15 分における θ が得られる。これらはつぎに 8 時 30 分における θ を計算するために、 θ として用いる。このようにして計算を繰返してゆく。このような計算によってウェブから離れたところにある上フランジおよび下フランジの温度分布が得られる。

E.5.2 ウェブおよびソリッドな床版 — 夏期で舗装がない場合

(1) コンクリート箱ゲタの上フランジ、ウェブ、下フランジ、または (2) ソリッドなコンクリート床版の温度分布は E.5.1.1 から E.5.1.1.2 までに説明した方法により計算する。ただし、 2 つの内部境界の影響を除くために反復式を修正する。

すなわち次式のようになる。

$$\theta'_0 = 1/4 (\alpha_1 \theta_0 + 2\theta_1 + \beta_1 \theta_a + r)$$

$$\theta'_1 = 1/4 (\theta_0 + 2\theta_1 + \theta_2)$$

$$\theta'_2 = 1/4 (\theta_1 + 2\theta_2 + \theta_3)$$

$$\theta'_3 = 1/4 (\theta_2 + 2\theta_3 + \theta_4)$$

$$\theta'_4 = 1/4 (\theta_3 + 2\theta_4 + \theta_5)$$

$$\theta'_5 = 1/4 (\theta_4 + 2\theta_5 + \theta_6)$$

$$\theta'_6 = 1/4 (\theta_5 + 2\theta_6 + \theta_7)$$

$$\theta'_7 = 1/4 (\theta_6 + 2\theta_7 + \theta_8)$$

$$\theta'_n = 1/4 (\alpha_3 \theta_n + 2\theta_{n-1} + \beta_3 \theta_a)$$

部材寸法に合うように分割層の数を修正することによって、任意の構造高さのものに適用できる。

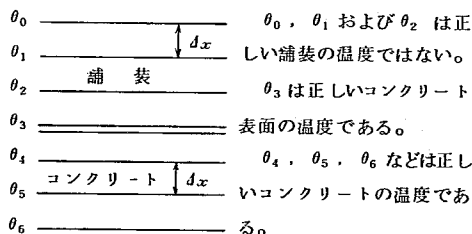
E.5.3 夏期における温度 — 舗装のある場合

E.5.3.1 箱げたの上フランジ、ウェブおよびソリッドな床版

実測によればアスファルト舗装下のコンクリートの温度分布はつぎのように計算してよいことがわかっている。

コンクリート断面および舗装の全厚をカバーするために δ_x を同じにしておいて反復式の数を増す。 h_L (すなわち $h_L = 4.6 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$) を 2 倍にし、 $r = 0.9$ (0.5 のかわりに) とおき、舗装のない状態について計算を行なう。新しく舗装内の計算値となった θ_0 、 θ_1 、 θ_2 …… (舗装の厚さまで) は、真の舗装の温度ではないが、コンクリート内の各層の計算値は舗装とコンクリートの接触面における θ の値を含めて、舗装下のコンクリートに対する正しい温度である。

たとえば



E.5.4 冬期の温度 — 舗装のない場合

E.5.4.1 箱げたの上・下フランジ、ウェブおよびソリッドな床版

Q と Q_a の変化量は E.3.2 と図 E.2 で与えられたものとと同じとする。 e の値は 0.9 とする。反復式は、 $\theta'_0 = 1/4 (\alpha_1 \theta_0 + 2\theta_1 + \beta_1 \theta_a + \delta)$ とする以外は E.5.1.1 と E.5.2 で与えたものと同一である。理論は E.5.1.1 で与

えられたものを用いる。

E.5.4.1.1 熱伝導係数

h_L については E.4.3.1.2 を参照。 h_L と h_b については E.5.1.2.1 を参照。(これらは夏期と冬期で変化しない。)

E.5.4.1.2 計算方法

計算を始める際に用いる等温度分布は 1 6 時の値とするが、これはこの時刻において、 $\theta_0 = \theta_1 = \theta_2 = \dots \dots \theta_n = \theta_a$ となるためである。1 6 時における θ_a の値は図 E.2 から求める。

(注：図 E.2 の日陰における気温は Cardiff の緯度における値である。)

計算は E.5.1.2.2 で説明したように行なう。

E.5.5 冬期の温度 — 舗装のある場合

E.5.5.1 箱げたの上フランジ、ウェブおよびソリッドな床版

E.5.3.1 で示したように、コンクリートと舗装の全厚をカバーするために反復式の数を増し (h_L の値は $19 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$ 、 e は 0.9 のままとする。)、舗装のない状態についての計算を行なう。この計算では舗装内の各層における θ の値はほぼ正確な舗装温度であり、舗装とコンクリートの境界面 (これを含む) から下のコンクリートの θ の値は正しいコンクリートの温度である。

E.6 合成断面

E.6.1 鋼プレートガーダー上のコンクリート床版

E.6.1.1 コンクリート床版

反復式はつぎのとおりである。

$$\theta'_0 = 1/4 (\alpha_1 \theta_0 + 2\theta_1 + \beta_1 \theta_a + r) \text{ 上面 (a)}$$

$$\theta'_0 = 1/4 (\alpha_1 \theta_0 + 2\theta_1 + \beta_1 \theta_a + \delta) \text{ 上面 (b)}$$

$$\theta'_1 = 1/4 (\theta_0 + 2\theta_1 + \theta_2)$$

$$\theta'_2 = 1/4 (\theta_1 + 2\theta_2 + \theta_3)$$

$$\theta'_n = 1/4 (\alpha_3 \theta_n + 2\theta_{n-1} + \beta_3 \theta_a) \text{ 下面}$$

夏期および冬期、および舗装のない場合もある場合もソリッドなコンクリート床版に関する節について述べたように計算を行なう。すべての定数はそれぞれの節に示したとおりとする。ただし h_b はつねに $2 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$ とする。

E.6.1.2 コンクリート床版下の鋼プレートガーダー

夏期および冬期、および舗装のない場合もある場合 (すなわちコンクリート床版) も、鋼の温度勾配は以下のように求める。

コンクリートに接する鋼の温度はコンクリートの下面について計算したある与えられた時刻における値と等し

いものとする。鋼の温度は、この温度から同時刻におけるコンクリートの下面から0.5 mの点における日陰の気温まで距離に関して直線的に変化するものとする。この位置から鋼の下端までの鋼の温度は日陰における気温に等しいものとする。

E.6.2 鋼箱げた上のコンクリート床版

E.6.2.1 コンクリート床版

反復式はつぎのとおりである。

$$\theta'_0 = 1/4(\alpha_1\theta_0 + 2\theta_1 + \beta_1\theta_a + r) \quad \text{上面(夏)}$$

$$\theta'_0 = 1/4(\alpha_1\theta_0 + 2\theta_1 + \beta_1\theta_a + \delta) \quad \text{上面(冬)}$$

$$\theta'_1 = 1/4(\theta_0 + 2\theta_1 + \theta_2)$$

$$\theta'_2 = 1/4(\theta_1 + 2\theta_2 + \theta_3)$$

$$\theta'_n = 1/4(\alpha_3\theta_n + 2\theta_{n-1} + \beta_2\theta_i) \quad \text{下面}$$

コンクリートの下面の温度は鋼箱げた内の大気温度(θ_i)によって決まる。

θ_i は以下のようにして求める。

(1) 夏: 5時において $\theta_i = \theta_a$ 、15時において $\theta_i = (\theta_a + 5^\circ\text{C})$ とし、この間では、 θ_i は時刻とともに直線的に変化するものとする。

(2) 冬: 常に $\theta_i = \theta_a$ とする。

θ_i を通常の方法で反復式に代入する(すなわち、たとえば13時における温度を計算する場合は、 θ_i の値は12時45分と13時の値の平均値を用いる)。

夏期および冬期、および舗装のない場合もある場合もソリッドなコンクリート床版に関する節において述べたようにして計算を行なう。すべての定数はそれぞれの節に示した値とするが、 k_b はつねに $2\text{W/m}^2\text{ }^\circ\text{C}$ とする。

E.6.2.2 コンクリート床版下の鋼箱げた

E.6.2.2.1 下フランジ

夏および冬、および舗装のない場合もある場合も箱げたの下フランジは日陰における気温に等しいものとする。

E.6.2.2.2 外側ウェブ

E.6.1.2と同じ。

E.6.2.2.3 内部のダイヤフラムあるいはスティフナー

夏および冬、および舗装のない場合もある場合も、鋼の温度は、コンクリートの下面の計算温度に等しいダイヤフラムの上端における値から日陰における気温に等しい箱げた下フランジにおける値まで直線的に変化するものとする。

付録F: 直交異方性板の疲労荷重に対する指針

鋼床版の設計においては、車軸、車輪群および個々の

車輪による局部応力について考慮しなければならない。

F.1 荷重スペクトル

表8~11に示した r_S を得るために用いた車両荷重スペクトルを以下に示す。車両スペクトルは車輪スペクトルに帰する。このスペクトルはあるスパンに一台の車両が一度載った場合を基にしている。疲労解析には、車輪荷重によってデッキプレートおよび隣接する部材内に生ずる局所的な応力と、考えている支間上の一台の車両によって生じるより一般的な応力とを同時に考慮しなければ

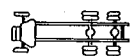
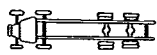
車 種	コード	仕 様
	1.1	2 軸 シングルタイヤ 剛なシャーシー
	1.2	2 軸 前軸: シングルタイヤ 後軸: ダブルタイヤ
	1.2.2	3 軸 前軸: シングルタイヤ 後軸: タンデム軸, ダブルタイヤ 剛なシャーシー
	1.1-1	3 軸 連結車
	1.2-2S	3 軸 連結車 後軸: 間隔の大きい 4 輪
	11.2.2	4 軸 剛なシャーシー 前軸: タンデム軸, シングルタイヤ 後軸: タンデム軸, ダブルタイヤ

図-F.1 車軸のタイプ

ばならない。

(1) 車両スペクトル

a. H A 荷重

橋軸方向部材に対する車線あたりの車両の数は表-12に示したとおりとする。

車両の分布は表-F.1のとおりとする。

表-F.1 車両の車種別分類

車両グループ	車軸のタイプ (図-F.1参照)	軸荷重 (KN)	軸間距離 (m)	混入率 (%)
A	1.1.2.2	40, 40, 90, 90	1.2, 2.1, 1.2	2.5
B		20, 30, 40, 40	1.2, 2.1, 1.2	2.0
C		40, 40, 90, 90	1.2, 3.4, 1.2	2.5
D		20, 30, 40, 40	1.2, 3.4, 1.2	2.0
E	1.1-1.1	40, 50, 80, 80	2.7, 4.6, 1.2	2.2
F	1.1-2.2	20, 20, 50, 50	2.7, 4.6, 1.2	1.8
G	1.1-2S	40, 90, 110	2.7, 4.6	1.1
H	1.2-2S	30, 50, 60	2.7, 4.6	0.9
J	1.1-1	40, 60, 100	2.7, 3.7	3.3
K	1.2-1	30, 30, 60	2.7, 3.7	2.7
L	1.1-2	40, 60, 100	2.7, 5.2	3.3
M	1.2-2	30, 30, 60	2.7, 5.2	2.7
N	1.1.1	50, 80, 80	2.7, 1.2	2.2
O		30, 50, 50	2.7, 1.2	1.8
P	1.2.2	50, 80, 80	4.6, 1.2	2.2
Q		30, 50, 50	4.6, 1.2	1.8
R	1.2	50, 90,	2.7,	14.6
S		20, 30,	2.7,	11.9
T		50, 90,	4.6,	14.6
U		20, 30,	4.6,	11.9
V	1.1	30, 50,	2.7	1.1
W		10, 20,	2.7	0.9
X	1.1	10, 20,	2.1	5.5
Y		10, 10,	2.1	4.5

b. H B 荷重

異常荷重は外側の車線に橋軸方向の中心線に対称に載せるものとするが、この場合他の車線には載荷せず、また橋上には他の活荷重も載荷しないものとする。1年間19000台のボギー車を考慮するものとする。ただし、

それぞれのボギー車は1.5m間隔の等重量の3軸を有するものとする。

軸重の分布は以下の通りとする。*

一軸あたりの重量 (KN)	320	280	240	200	160
%	5	10	15	25	45

(2) 車輪スペクトル

a. H A 荷重

表-F.1に示した各車両に対する輪重は4つのカテゴリーに分けられる。通過車両100台あたりの車両の片側の車輪ユニットの生起頻度を表-F.2に示す。

b. H B 荷重

前記のF.1(1)bに示した異常車両スペクトルに含まれる各車軸は横方向に1m間隔で並ぶ4つの重量の等しい車輪からなるものと考えてよい。

路面上のタイヤ接地面積は、タイヤ圧0.8N/mm²が作用する面積を有する円形あるいは矩形と考える。

すべての輪荷重に対して舗装内の45°の荷重の分散を考慮するものとする。

F.2 荷重の配置

H A 荷重に対しては、車両は車輪群の橋軸直角方向の中心間隔が1.7mで車線の中心に載るものとする。

車輪群の平均中心位置は中心線から両側に0.85mの位置にあるものとする。

車輪が平均中心の両側に通る頻度を表-F.3に示す。

表-F.3 輪荷重の橋軸直角方向の分布

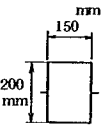
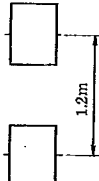
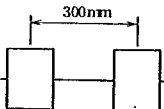
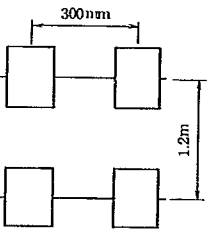
平均中心からの距離 (mm)	生起確率 (%)
0	21
±150	17
±300	11
±450	7
±600	3 ¹ / ₂
±750	1

±は平均中心の左または右を意味する。

H B 荷重に対しては、車軸は外側車線のみを中心に

* 橋軸方向部材については、45ユニットのH B 荷重が年に30台通るものと表-1.1に規定されているが、実際にはこれらの車両は軸重450KNの4軸車より300KNの6軸車の方が多し。異常荷重に関する調査によると、320KN以上の軸重はほとんどないことがわっている。

表-F.2 H A 輪荷重 通過車両100台あたりの生起頻度

総重量 (右図の各ユニットあたり) (KN)	シングルタイヤ	タンデムの シングルタイヤ	ダブルタイヤ	タンデムのダブルタイヤ
				
10	55	—	13	—
20	35	2	15	—
30	22	2	10	—
40	—	4	14	4
50	—	3	19	3
60	—	1	4	1
80	—	—	1	5
100	—	—	—	1

注：車両グループGおよびH（表-F.1）の広い間隔で並んだ4つのシングルタイヤについては、この表のシングルタイヤの項に入れている。

3.3mの間隔で配置する。

F.3 舗装の影響

舗装と鋼床版の合成作用を考慮に入れてもよい。

合成作用の程度はつぎの項目によって変化する。

- (1) 温度（車の流れと時間の関係を考慮しなければならない場合）

(2) 载荷速度（軸配置と車の速度）

(3) 舗装と床版の結合方法

(4) 舗装に発生するひびわれ

設計者は合成作用に与える要素の影響を確認しなければならない。

解 説

橋梁の荷重

Bridge Loading

by W. Henderson, M.E. Burt, K.A. Goodearl

Paper No. 11 of Preprints of
International Conference on Steel Box Girder Bridges
13~14 Feb. 1973
ICE, London

要 旨

本文においては、各種の載荷荷重（死荷重、自動車活荷重、風荷重、温度変化）について、疲労荷重および架設荷重とともに述べている。

これらについては限界状態設計の見地から考察が加えられ、荷重係数およびそれに関連する理論原則がいくつかの定まった載荷荷重の組合せに考慮すべき分散をも含めて取り扱われている。

本文では BSI 116 委員会の中でもとくに 116/2 パネルによって作成された荷重に関する条文案について述べる。これはとくに自動車交通による活荷重に関しては Merrison 委員会による箱げた橋の設計基準のもととなる荷重に関する暫定条文とは多少異なっている。後者は風荷重、温度の変化および他のほとんどの荷重に関する 116 委員会の提案を含んでいるが、条文案が認められすべての橋梁形式に適用される時が来るまでは BS 153 の自動車活荷重とは別のものになるのは適当でないと考えられている。

しかし、限界状態の考え方はすでに箱げたの基準に用いられている。

片方の基準の考え方および主要点は完全にもう一方の基準に反映されるので提案された基準が案の形で公になった現在、とくに暫定基準について議論する点はほとんどないように思われる。

2. 英国規格協会 (BSI) は積極的に案を十分な部数だけ印刷し、関係者全員への配布が可能となった。この案について専門家の意見を聞くためにこの機会を利用して、通常の見覧の回数を多くして時々出てくる有用な意見よりもっと多くの意見が出ることを期待する。

3. BS153 を改訂する必要から鋼橋、コンクリート橋、プレストレストコンクリート橋および鋼とコンクリートの合成げた橋の設計基準および示方書をできるだけ形式や大きさにとらわれることなく作成することがはじめて BSI の委員会で決定した。さらに Sir Alfred Pugsley² 委員長のもとに活動している建設産業研究情報協会 (CIRIA) によって設立された委員会で討議された限界状態の考え方に関する本文をもとに進めるということも決定した。したがって箱げた橋に関する基本的事項については原則としてここでは触れない。また鉄道橋の活荷重についても、まだできていないので触れない。

4. これまでの設計基準は許容作用応力をもとにしていたが、これは単一の全体安全係数を用いた考え方である。この安全係数の内容はその各種因子に明確に分割されてはいない。これは主として経験によって発展し、それで設計できるということから正当化されている。解析上の手法の多くの利点や考慮を要する構造物の挙動に関する知識の向上を別にしても、非常に大きな不確定因子が存在するときは大きな値の係数を用いるなどしてとにかく各現象のばらつきの統計的確率の考え方にもとづいた荷重係数および材料係数を設定する必要があった。したがってたとえば BS153 においてはいわゆる安全係数は作用応力が主として死荷重によるものかあるいは主として活荷重によるものかに関係なく同じ作用応力を与えている。しかし、死荷重のばらつきの可能性は活荷重のそれよりはるかに小さい。新基準ではこのことを考慮に入れている。

5. Pugsley 委員会はこの先駆的作業において、広く一般の見地から考慮すべき各種限界状態を討議した。この考え方を実用化し、とくに使用限界状態に関して有益な構造上の資料を得るのは膨大な作業であった。

限界状態と荷重係数

6. 考慮すべき主な限界状態はつぎのとおりである。

- (a) 終局限界状態
- (b) 使用限界状態
- (c) 疲労限界状態

7. たわみは橋に対する一つの限界状態とはみなされてはいないが、考慮に入れて計算を行なうべき一つの条件である。このことはまた温度による拘束されない橋長の変化についてもいえる。

8. 終局限界状態および使用限界状態を抜かう場合、示方書に採用された一般原則は荷重の特性値と呼ばれる基準荷重および荷重係数 γ_s を規定することであるが、この荷重係数を上記荷重に乗ずることによって適当な生起確率を有すると考えられる設計荷重を得ることができる。

これらの係数は通常 1 より小さくはない数値であり、ある与えられた寿命中における問題のある特定の力のばらつきの統計的確率（できるだけ正確な値）を反映している。同様に材料係数 γ_m は材料強度の特性値からのばらつきの統計的確率を反映する材料断面に対して与えられている。

この係数は1より小さい。基本的には設計におけるこの原則はそれぞれの限界状態に対してつぎのようになる。

$r_m \times \text{強度の特性値} \geq r_s \times \text{荷重の特性値}$

9. 荷重係数はできかぎり統計的データをもとにしている。この種のデータがない場合には経験と判断によらざるを得なかった(BS153と同じような示方書が採用されたとしても同様であつたろう)。

10. さらにこの基準の基準段階ではもう一つの係数 r_g を導入した。これは統計的なものではなく、強度がもっとも低い場合と荷重状態が非常にきびしい場合とが一致するような異常状態に対する安全性にある余裕を見込もうとしたものである。この係数は荷重の特性値に適用し、一般に終局限界状態に対しては1.15、使用限界状態および疲労限界状態に対しては1.0という値をそれぞれとる。すなわち附加安全率のみを考慮したこの係数は終局限界状態に対してのみ意味がある。この終局限界状態に対する係数はもちろん荷重係数そのものではなく、全体安全率の一部である。この係数は最終の基準の中では荷重係数の中に含まれてしまうか、他に考慮されるかして独立した係数としては消えてしまうことになる。

この点について係数の値を安全側の数値にまらめてしまうのは、これらの値をかけあわせたときに全体安全率を非常に大きくする結果になることに注意を要する。

11. 案の段階で使用限界状態および疲労限界状態に対する r_g として1.0という値を用いるのはこれらの状態に対してすでに設定された余裕はないということを示すそれぞれの条文に注意を喚起させるためには必要であると考えたためである。

12. 終局限界状態とは構造物もしくは構造物の構成要素の破壊状態を意味している。その点ではいかなる荷重の増分も支持されなくなる。すなわち支柱(strut)の座屈、引張り材の破断もしくは定着げたで支持された張り出し部の転倒などである。しかし使用限界状態を定義するのは非常にむずかしい。荷重の生起確率や破壊の生起頻度についていろいろ意見があると思うが、使用不能になることが公衆の問題になるほど頻繁に起らず、その破損が修理に高額を要するほどひどいというこれまでの感覚を守ってゆきたいと当局が考えていることはたしかである。しかし、統計的および実用的の両方の観点からも破壊の可能性の方が一時的な使用不能の可能性よりも必然的に大きいにちがいない。

13. もしある橋がある期間内に破損する確率がある

とすれば、同種の橋で一年間に破損するものが非常に多くなるであろうということが統計的に理由づけられる。もしその数がそれほど多くなく、破損がそれほどひどいものでなければ、この分布が同種の橋梁でランダムな場合にはこのことは理屈のつくことである。非常に重い荷重を受ける橋はかなり少ないが、その性質からいってこれらの橋はこの重荷重を規則的に受け、また過載荷重と破損をもたらす状態は同一の場所にかなり頻繁に繰り返して生ずるものである。したがってこのような破損は橋すべてにランダムに影響するのではなく、わずかの橋が規則的に影響をうけるのでこれを見すごすわけにはいかない。

14. 使用限界の考え方はなじみが薄いため、この導入によって基準の決め方について多くの討議が行なわれた。我々が現在使用している設計指針の大部分は破壊を生じさせないことを目的としており、使用している荷重や係数は、「使用不能」もしくは「局部的破損」という表現が十分はあてはまるような種類の状態が生じないほど十分な程度に許容ひずみや応力が弾性範囲内にあるようなものである。設計法の変化はいわゆる作用応力の増加を意味するものではなく、過去におけると同様に設計の一般的基準は荷重の特性値のもとの作用応力を弾性範囲内に保ち、構造物が十分に機能を発揮できるに相当な係数とともに破壊状態を基礎にしていることは明らかである。また、橋は一つの全体系としてではなく部材ごとに破壊に対して設計されるのであり、使用不能に至るような局部的破損に対する余裕は一般にかなり大きいと考えるべきである。

15. しかし、終局限界状態には関係のないコンクリート面のひびわれのようないくつかの状態もある。使用不能ということばは構造物の供用期間を短縮または高額の修理費を要する一つの限界と定義できる。これはまた公衆の警告をひき起したり、通常管理費を増加させたりするような構造物の挙動と関係づけられるべきものである。使用不能のある特色は他のものより一つの構造物の寿命中に見すごすことが多いということであろう(ある例においては1年に2~3回である)。したがってたとえばコンクリート表面のひびわれは鉄筋の腐蝕やかけ落ちにまでは至らなくてもその寿命中に数回はおそらく起るであろう。一方合成げたの床版に同程度のひびわれが同じ頻度で生ずれば断面特性の減少につながると考えられる。また、とくにアスファルトが鋼床版と一体となって挙動

すると考えられる位置でのアスファルトのひどいはがれを防ぐためには珪床版に生じているひずみを制限する必要があるとし、また構造物のある種の変形は重大な構造的欠陥に至らなくても公衆からの警告のもとになりうる。プレートガーターのウェブの応力に対する制限は、こういったことを避けるために Mises - Henckey の公式を用いて BS153 に組み入れられた。同様に単純鋼げたの供用状態に対するある制限として小さな形状係数が適当であるとすると、合成げたには大きな形状係数が必要となろう。

16. 使用不能の考えのもとに考慮すべき挙動についてのいろいろな観点はかならずしもそれらすべてが同程度に重要で同程度避けなければならないものではない。しかし、各々の荷重はすべての橋梁形式に対して共通であるから唯一の荷重係数が存在しうる。もう一つの係数は式の強度に関する側の辺から必要となる。これは制御されるべき状態が変化するにつれて大きくなったり小さくなったりする。

17. 多くの設計基準については、限界状態の一方もしくは他方のみが支配的であり、これはわずかの例外を除いて終局限界である。しかし、プレストレストコンクリートの設計のようなある状態においては弾性限内の使用不能限界および破壊状態を考慮し、たがいに干渉しあわせなくする必要がある。

荷重の特性値および荷重係数

18. 荷重の特性値は橋の寿命中 (120年) に1回以上これを超える荷重が来ないことができるかぎり確かであるように決定された。

19. 荷重が風や温度などの自然現象によるものである場合には、それらのデータによって完全に統計的な評価が可能となった。同様に材料の重量について起りうるばらつきを信頼をもって評価するに必要な情報も十分にある。しかし、活荷重とくに道路活荷重について考える場合、信頼しうる統計的手法を用いるには適当なデータがなく、どのような場合でも車の重量とその挙動は人間の意志と操作によるものであるので、この特異な荷重はその生起確率に大きな不正確さを有している。

20. 一般に使用限界状態に対する係数 r_s は 1.0 とされてきたがこれには活荷重と後死荷重という2つの大きな例外がある。

H A 荷重に対してはこの係数の値は 1.2 であり、これ

は風荷重や死荷重などの他の荷重に比較して予知の確かさの程度が異なると考えたための値である。使用限界状態に対する後死荷重の係数もこの荷重は橋の寿命中にしばしば増加し、そのままになるのが常であることから

1.2 としてある。同じ理由から終局限界状態に対するこの係数は 1.75 という大きな値となっているが、管理に特別の注意が払われる場合にはこの値を減少することができるように規定されている。長年にわたる橋面補修はこの程度の過載荷重となることが経験からわかっている。このことから荷重係数は大きくあるべきで、大きい分は不正確さの分であるということがいえる。使用限界状態に対する係数は 1 以下であるべきだということがいわれてきたが、これは限界状態設計の初期の案でいわれていたことである。

この正当性も必要性もないと思うが一方限界状態の考え方のもとになっている統計的原則を思い浮かべれば、死荷重と活荷重に同じ係数は理由があって用いられていたのではなかったと考えられる。

21. 終局限界状態に対して H A 荷重の荷重係数は 1.5 とされてきた。この値は他の規定と同様に各種の載荷比較の結果決まったものである。すなわちたとえば、2車線より3車線の方が全面に載荷されている場合、または支間が長い場合に交通が荷重の特性値の配列を仮定したときより密になる場合、あるいは支間が短い場合に車両そのものが重量超過である場合などである。

22. 以前には現在採用されている改訂後の手法は構造物の耐荷力の変化の仮定の正当化にはならないといわれてきた。しかし、死荷重に小さい荷重係数を用い、活荷重には大きな荷重係数を用いれば両方に同じ係数を用いたこれまでの基準とは逆に設計された部材の死荷重と活荷重の比によって実際の設計にはかなりちがいが生ずるにちがいない。

主として活荷重をうけもつ部材の設計が設計の考え方に関係なく同じであるなら、死荷重の影響が大きい場合には新しい手法によってこれまでのものより軽い設計となる。これは原則的には理由があることであるから、このことによって基準の作成がむずかしくなった。現在研究は一般に荷重のもとでの構造物の挙動に重点が置かれその挙動の原因となる荷重についての研究は無視されてきたといえる。式の方だけの予知の知識や精度を細かくする価値は、もしそれが他方のものと同じ程度でないならば減少してしまう。

23. 設計に関する研究は新基準に採用された係数と作用応力設計で用いられる全体係数を比較するために精力的に行なわれてきた。採用された手法は死活荷重比が約0.5から1までの範囲の部材に対するものであって、いずれを用いてもほぼ同じ結果が得られるはずである。

荷重の組合せ

24. 前示方書ではつぎの2つの荷重の組合せを考慮することと規定されていた。

組合せ1：死荷重および活荷重

組合せ2：おこりうるすべての荷重

すなわち、1つの組合せは持続荷重（死荷重）と1つの変動荷重（自動車交通による）であり、もう1つの組合せは持続荷重とすべての変動荷重である。

25. 同時に起りうる変動荷重の組合せの最悪の状態の確率は他のどの組合せのものより小さいので、第2の組合せに対しては第1の組合せに対してより小さな荷重係数を用いている。

26. 理想的には、組合せ中の変動荷重の数の増加にしたがって一連の荷重係数が減少すべきであるが、このようなきめ細かい操作を現在あるデータから判断しようとするのはまったくむずかしい。またある程度同一の結果が得られしかも利用者により意味のある形で示すことのできる別の方法がある。したがって、最大風荷重は温度が非常に高いときまたは低いときには生じないことが確かめられ、最大風荷重と共に考慮すべき温度変化の範囲および最大温度幅と共に考慮すべき風速を設定することができた。ほかのいろいろな考えを別にして、この基準の利用者には、設計の労力を軽減するために意味のないはんば係数が使われた場合よりこちらの理由の方がよくわかりやすいものと思う。構造物内の温度変化の影響は最高平均温度に関連するので、これは最大風荷重とは組合わさらない。この理由もまた明らかである。

27. 道路橋においては、毎時120km以上の風では橋上の無視しうる程度以上の交通量がある確率はごくわずかであることから、活荷重と毎時120kmの風荷重の組合せおよび活荷重がない場合の最大風荷重のみを考えればよい。ここで、活荷重との組合せにおける風荷重の影響を低減するために係数を用いるのは、交通を妨げるような風速はどこにおいても同じでなければならないのに対して風速は場所と高さによって変化するので、十分であるとはいえない。

28. 表1および2に荷重および使用限界と終局限界に対する r_s の値が組合せ1および2に対してそれぞれ示されている。数値の選択の理由づけとその条件については現在検討中である。

表1. 組合せ 1

荷 重	r_s : 終局限界	r_s : 使用限界
死荷重	鋼材 : 1.05 または 0.95 ^A	1.0
	コンクリート : 1.15 または 0.87 ^A	1.0
後死荷重	1.75 または 1.2 ^B 0.85 ²	1.2 または 1.0 ³ 1.0 ²
土圧	1.5 または 0.85 ^A	1.0
支承上の拘束 ローラーおよび低摩擦 スライディングメタル	1.5 2.0	1.0 1.25
活荷重		
HA	1.5	1.2
HB + HA	1.3	1.1
HAの制動荷重	1.5	1.2
HBの制動荷重	1.3	1.1
遠心荷重	1.5	1.2
歩道および自転車道	1.5	1.0

A : 不利となるとき

B : 当局の許可を得て用いる

表2. 組合せ 2

荷 重	r_s : 終局限界	r_s : 使用限界
死荷重	鋼材 : 1.05 または 0.95 ^A	1.0
	コンクリート : 1.15 または 0.87 ^A	
後死荷重	1.75 または 1.2 ^B 0.85 ²	1.2 または 1.0 ³ 1.0 ²
土圧	1.5 または 0.85 ^A	1.0
風荷重 (活荷重なし)	1.4	1.0
" + 自動車活荷重	1.25	1.0
" + 温度変化	1.25	1.0
" + (+活荷重)	1.0	—
" (架設時)	1.0	—
温度変化 (風荷重なし)	1.0	1.0
" + 風荷重 (強度を低下)	1.0	1.0
支承上の拘束 ゴム	—	1.0
コンクリート製弾性橋脚	1.2	1.0
鋼製弾性橋脚	1.1	1.0
乾燥収縮およびクリープ の拘束	?	1.0
架設	適当に	—

荷 重	r_s : 終局限界	r_s : 使用限界
不等変位	適当に	適当に
特殊な外力	1.0	1.0
活荷重		
HA	1.25	1.0
HB+HA	1.1	1.0
HAの制動荷重	1.25	1.0
HBの制動荷重	1.1	1.0
遠心荷重+鉛直荷重	1.25	1.0
横り荷重+鉛直荷重	1.25	1.0
地覆への衝突	1.2	1.0
歩道および自転車道	1.5	1.0

A : 不利となるとき。

B : 当局の許可を得て用いる。

死荷重

29. 死荷重の特性値は部材の幾何学的形状および比重を用いて計算し、実際に使用される材料に対してチェックする。したがって使用限界状態に対しては1.0という係数、終局限界状態に対してはそれよりわずかに大きな係数が必要である。鋼材に比べてコンクリートの係数が大きいということは形状寸法および密度のばらつきが確率が大きいことを示している。荷重が事実上時間と無関係で係数が最小であるので、組合せ2における係数は組合せ1におけるものよりも小さい値ではありえない。

30. 先に述べたように、後死荷重（とくに舗装、鉄道のバラスト、水管等）は橋の寿命中に増加することがあり、しかも増加したままになることがあることが経験によってわかっている。このような不注意を防止することについてはなにもこの基準に定められていないので、なにか有効な手段が見つかるまではこれをあらかじめ考慮しなければならない。この条文では関係当局の指示によって係数を低減させてよいとなっているが、これが指示されれば過載荷重を避けるために必要な措置がとられることになるであろう。

31. 側壁や橋台などの中込め土砂の圧力は後死荷重と考え、とくに施工後は不明の点が多いので、終局限界に対して比較的大きな係数を用いることとした。

風荷重

32. 風荷重はBS153のものとはまったく異なっている。すなわち橋の各部材に対して設計風速および抗力係数あるいは揚力係数が図および表から求められるようになっており、風荷重は次式で計算される。

$$P = 0.613 V_c^2 C A$$

ここに P : 風荷重 (N)

V_c : 風速の特性値 (m/s)

C : 抗力係数または揚力係数

A : 構造物もしくは部材の曝露面積

33. 地表面上10mの再現期間120年の平均時間風速は等風速線図から得られる。風速の特性値はこの値に対象としている部材の地上からの高さに関する係数、水平長に関する係数また必要な場合には狭い谷の傾斜による吹き込みの影響に関する係数等に乗じて求められる。連続構造の他の部分に対する風の軽減効果はこの部分の面積に平均時間風速を採用して考慮してよい（以前は全体の影響を軽減するような場所には風を考慮しなかった）。

34. トラスげた橋に対する抗力係数はCP3の第5章により、箱げたおよびプレートガーダー形式の上部構造については、それらの抵抗係数および揚力係数がこのたび定められたが、これらは国立物理研究所(NPL)によって行なわれた22の異なる上部構造模型を用いた広範囲な実験結果から得られたものである。^{3, 4} 箱げたのウェブが傾斜した場合および垂直な場合、幅員とけた高の値がそれぞれ異なる場合および張り出し部の幅が変化する場合についてそれぞれ実験が行なわれた。さらに各種活荷重モデルおよび地覆や防護柵についても隙間のあるものとなないものなどのいろいろな組合せについても調査が行なわれた。

35. 実験は橋床を有する場合および有しない場合の上部構造に対して風がいろいろな迎え角を有する場合について行なわれた。したがってほとんどの架設時および供用時の状態を含んでいるといえる。

36. この実験をもとにして抗力係数および揚力係数と上部構造の幅員とけた高の比の関係を示す図表が作成されたが、これらの係数は幅員が大きくなるにしたがって減少する。ウェブの傾斜、けた下高および風の迎え角の影響に対してこれらの係数を補正するために簡単な係数が導入された。この研究では揚力の方向（上方もしくは下方）について明確な指示をしていないが、2つの方向をそれぞれ独立に考慮する必要がある。

37. 使用限界に対する1.0という荷重係数と終局限界に対する1.4という荷重係数の差は、風荷重は風速の自乗に比例することから、そのような風荷重の生起頻度がおよそ10から1にすなわち1200年に1回に減少することを示している。

温度変化および支承における拘束

38. B116基準は輸送道路研究所 (TRRL) の行なった研究をもとにしており、これは最近 Emerson 氏によって紹介された。簡単にいえばこの方法は2~3年の一定期間各種橋梁の温度をその他の気象条件と同時に測定し、理論的な骨組と長期の気象データを用いて他の構造形式に対して長期間の温度を計算するというものである。

39. ここに提案した平均温度と温度勾配の値は再現期間120年に対して $10 \pm 30^\circ\text{C}$ 、再現期間20年に対して $10 \pm 25^\circ\text{C}$ という日陰における最大最小温度をもとにしている。これらの大気温度は安全側に余裕を意図的にみてはいないが、広い統計資料によるとこれらは英国においてはまず起りえない値である。以上から求められた平均温度と垂直方向の温度勾配の値はB116に示されている。

鋼床版および舗装の影響がある場合には比効の高い値が示されている。垂直方向の温度勾配は簡単な図から求めることができるし、またB116の附録にある方法で計算することもできる。

40. 温度のこれらの範囲は以前の値より著しく大きい。気象データとは別に、以前の値は小さかった。すなわち多くの旋回橋や跳開橋はたとえ示方書の条文にしたがってその先端の間隔がチェックされているものでも暑い日にはロックしてしまうという多くの事実がある。

41. ここに規定された範囲によれば移動は非常に大きくなり、また路面上の伸縮継手の寿命は主構造の寿命要素の一つでもあるので、上下限値として再現期間20年のものを定め、同時にしロッキングなどの現象が生じた場合には各部材を適切に保護することとした。

また20年という再現期間はこの直と再現期間10年の値との差が大きいということから架設時の温度に対しても採用された。

42. 温度による変位の拘束の影響に対する荷重係数は小さく、使用限界に対して1.0、終局限界に対して1.2である。この影響と組合わされる他のすべての荷重には係数が乗じられること、温度勾配の最大の影響をうけるのは短かい期間であることおよびこれらの最大最小値はごくまれにしか生じないような値であることから、この係数でよいとした。

43. 部材間の支点の拘束による力に対する荷重係数はその支承の性質による。ローラーやすべり支承の場合には移動に対する抵抗は垂直力が最小のとき最小となる。したがってこれらの支承は死荷重状態のときに移動し、移動後は拘束力が解放される。したがってこれらの支承についてはこの基準では摩擦による力は死荷重および後死荷重のみに対して計算するものとするというBS153に示された規定を踏襲している。広い範囲にいろいろな種類のある特殊なまた特有のすべり支承やローラー支承に対して信頼のおける係数を定めるのはほとんど不可能と思われる。BS153には試験方法、事前にとるべき処置を規定した附録があり、荷重係数の計算の基本にもふれている。

44. 他のすべての形式の支承——ゴム支承、弾性橋脚——には、支持部材の変形による変位が生ずる。したがってこれらについては活荷重、風荷重、制動荷重等と組合わせて考慮しなければならない。これらの荷重に対する荷重係数は所要最大間隔だけ支承を変位させるに必要な力に対して用いる。

45. ゴム支承を平均温度のときに変位がない位置に据えつけるのは正しい方法ではない。このために温度変位の範囲を $\pm 10^\circ\text{C}$ 増加させる必要がある。

自動車荷重

46. 荷重係数の値は死荷重分が大きく減少し、不確かさが多く存在する活荷重分に移行したので、活荷重を助けようとして死荷重に関する安全のための余裕にたよるのは適当でない。

したがって別の条文で規定されるだろうということで活荷重のどの部分をも無視したり低めに見積ってはならないということは重要なことである。

鉛直荷重

47. 公式化されているH A 荷重を終局強度設計を目的として計算によって実際の自動車荷重と比較したところ、モデルとして適当であることがわかった。これがBS153に採用された時点においても同じような計算が弾性域内で行なわれている。⁷

48. 新基準に採用されたもっとも重要な改訂部分をつぎの節で述べる。

49. 支間が20ft以下の場合には以前のH A 荷重は重車輪が短支間に与える影響に合うように支間が小さくなるとともに急激に増大していた。新基準ではこの急激な増大をとりやめ、そのかわりにこの公式荷重とともに最低25ユニットを有する1HB自動車荷重を考慮すること

になった。これによって短支間の設計が可能となり、厳密な荷重分配計算も有利となる。とくに、これによって設計者は床版端部の補強に関する規定から解放されることになり、任意の形状および幅をもつ床版に対する厳密な解析ができるようになる。また以前から不法な過載荷重に対する懸念があったが、この点に関してもこの荷重を用いて明確なチェックをすることができる。支間の短い単純支持のスラブ橋を設計する者に対しては、単位幅の床版および端部補強を基本とした古い床版設計方法も満足しうものものとみなされ認められることになろう。

50. 荷重曲線のもう一方の長支間に相当する部分については、現行のBS153の荷重は支間3000ftで400lb/車線(900mで5.8KN)に低下している。死荷重に同一の全体係数を用いた場合、長い距離にわたって載荷された活荷重の適切な値はいくらであるかの判断はもし活荷重が超過したとしたら、死荷重に対する余裕がこれをみてくれるであろうという考えからなされていた。交通荷重に関する信頼のおける統計的研究が可能となるまで(これはまだ遠い先のように思えるが)、9KN/mのところまで切ってしまうが適当と思われる。これは曲線を載荷長380mのところまで曲線と交わる。そうでなければこの曲線はほぼ以前のものと同じようになる。しかし計算機利用の到来を考慮してつぎのように規定する。

$$W = 151 \left(\frac{1}{L} \right)^{0.475}$$

ただし W は30KN以下9KN以上である。ここに L は載荷長である。この式の値と以前の荷重の表の値とは少しちがいがあがる(これは決して大きいものではない)、これは単にものとの表の値のまるめによるものである。

51. HB自動車荷重については、もっとも内側の2軸間距離が固定されていたが、これが6mから2.5mまで変化できるように改訂された。これは、この種の最近の車両は以前の設計車両の全長32ftよりはるかに長く、以前のものは単純支持げたの設計には十分であったが、連続部材にははなはだしく不適当となってきたためである。

52. 以前はHB荷重1台を1車線に載荷し、車道の残りの車線にはHA荷重の1/3を載荷することとなっていた。長大橋や増加しつつある過載荷重の経験によるとこの種の車両が連なることがしばしばあり、自家用車を容易に追い越すことができないために重積載トラックのみが連なってしまうことがわかった。またこれらが追越しをするときには一団となってすることも観察されている。このため、新しい基準では載荷長が60m以上の場合には

HB荷重にかわってHA荷重を1車線に載荷し、残りの車線には従来のHA荷重を載荷する(すなわち1車線にHA荷重、他車線に1/3HA荷重)と改められた。従来と同様HB荷重に対する荷重係数はHAに対するものより小さく(終局限界に対して)またHAとHBを同時に考慮する場合には同じ値の係数を用いている。

53. この基準ではこれまでと同様自動車活荷重は影響線上のもっとも不利となる載荷長部分にのみ載荷し、それが軽減されるような部分には載荷しないことと規定している。これはあたりまえのことであるが、鋼床版と薄層舗装を有する箱げたの例の場合などには、1台のHB荷重の1車輪または1軸または1ボギーが床版に局部的変形を起し、その近くに他の荷重がない場合の方が影響線全体に載荷した場合より影響が大きくなることもある。この基準ではこれについて明確な定義を与えている。

54. 同様に箱げたのねじれ特性によって連続構造では多車線(4車線以上)橋のHA荷重が載荷されている車線がとなり同志の支間では反対側にあるときにもっとも不利な活荷重状態となる。この場合、HA荷重強度を定めるに必要な載荷長はこの断続した部分の合計の長さであり、それぞれの部分の長さではない。

制動荷重

55. 車両の制動によって生ずる荷重はBurtの研究にもとづいている。垂直力は英国車両製造使用基準(The British Construction and Use Regulations)に定められた軸重および車両重量から求めたものである。仮定した摩擦係数は上記基準では最大許容重量に対して0.5gの減速加速度とすることと定めており、またある種の最近のトレーラーでは0.6~0.7gに達することもあり、乾燥した路面ではタイヤと路面の粘着性により1gにもなることがあることなどを考慮に入れている。

56. 橋上で生ずる制動荷重は個々の軸、1台の車両、車両の一団および車両の長い列に対して後者の連続制動を考慮に入れて計算している。この結果を図-1に示す。

白丸は減速加速度0.5gに対する車両製造使用基準で規定された車両の1軸、車両1台、車両の一団に対する値を示す。1軸および車両1台に対するこれらの値は特性荷重を満足しなければならず、また車両の一団の値に対してはこれと同じ確率が適当とされている。

黒丸は減速加速度が0.75gに対する値を示す。これらが荷重の特性値を満足すべきかどうかは未定であるが、

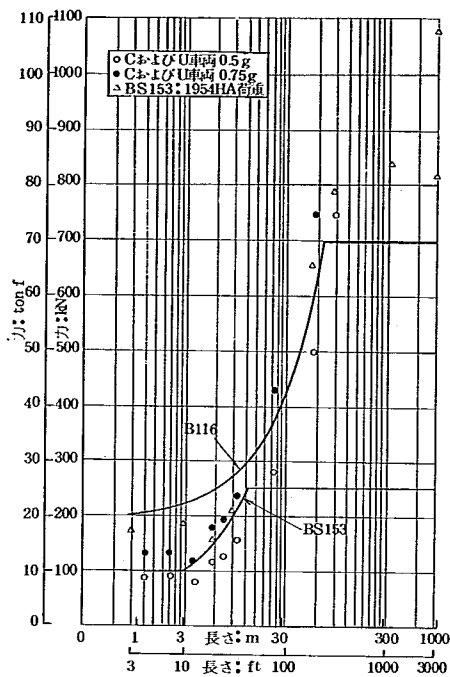


図-1 制動荷重

いずれにしても設計荷重は満足する必要がある。白三角はBS153 (1954年)のHA荷重から求めた値である。長大支間に適当な制動係数は推測的なもので1000mに対してプロットした2つの値も0.15gと0.20gと仮定した値である。(コンスタントに流れている自動車交通に対しては約0.1gあれば十分に牽引力を満足する。)

57. 図-1に2本の曲線があるが、下側の曲線はBS153 (1954年)の規定によるものであるが、これはあきらかに低すぎる。上側の曲線はB116改訂案の値であるが、これとプロットした点を比較するときには終局限界に対して1.5、使用限界に対して1.2という荷重係数を考慮しなければならない。すべての起りうる場合は荷重の特性値を満足し、長大支間のようなあまり起りえない場合については設計荷重を満足している。これら制動荷重はHA荷重を載荷した1車線のみ作用させるものとする。

58. 過載車両は0.25gだけ生ずるものとする。したがってこの制動荷重としてはHB荷重の25%を用いるが、2軸の車輪のみが有効となる。

遠心力

59. 遠心力は輸送道路研究所 (TRRL)で行なった実験にもとづいている。使用車両は右ハンドルのFord Zodiac乗用車と左ハンドルのAEC Mandatorトラックでありいずれも積荷はなかった。これらの車は運転車と歩行者が安全の限界はこれまでと判断したときまで側方加速度を増しながら円周上を走行した。低速(約15km/h)ではその限界はハンドルの切り角の量によって定まり、それより高速では回転角、視界の回転する割合およびスリップその他の運転不能に対する恐れなどによって決まった。

60. 実験は、左回転および右回転、安全ベルト着用および着用しない場合、2つの測定方法(車を加速してゆく方法およびハンドルを回転させてゆく方法)、および広場での走行および実際の道路を再現した試験走路での走行について行なった。

61. 実験の結果、走行速度を約30km/hにおさえて側方加速度を制限すべきことがわかった。一般に運転者はすわっている側への回転では大きな加速度に耐えられる。安全ベルトの着用、実験方法、実験場所はほとんど結果に影響を与えなかった。一般にFord Zodiacの方がMandatorよりも側方加速度が0.1gだけ多く許容でき

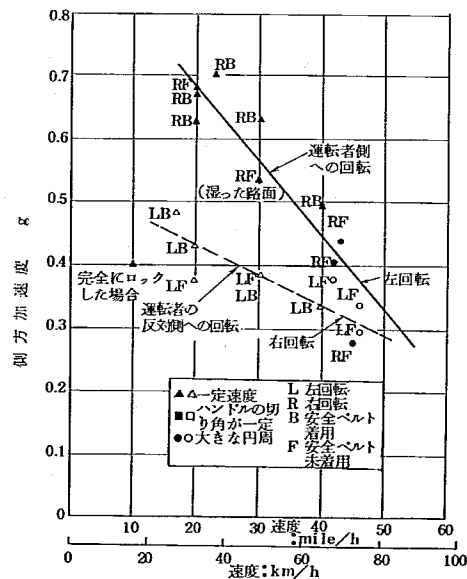


図-2 AEC Mandator

回転走行による最大側方加速度

たが、後者の方が大きな荷重となるので、これを特性値を求めるのに用いた。図-2はMandatorの結果であり、左回転と右回転に対して平均値を与えてある。

62. 設計のためには横力を車両速度よりも橋の曲率で表わす必要がある。したがってB116の条文に示した簡単な公式は曲率、速度および加速度の通常の関係から求めたものである。速度で表わした場合、図-2の上側の線に近い曲線となり、これが1.5という終局限界に対する荷重係数と1.2という使用限界状態に対する荷重係数に関するものであることを考慮すると、妥当というべきである。

63. 遠心力は走行中の自動車交通したがって車両間の実際の間隔を前提としている。したがって上記側方加速度は50m間隔で走行する300KN車両の流れと組合せて考慮することと定めた。

64. もう一つの考慮すべき事項は事故や緊急のときの車両のスリップであり、これは直橋の場合でも横荷重となりうる。横すべりに対しては摩擦係数は路面が乾燥しているとき1.0にも達しうる。したがってここで定めたのは300KN車両によって生ずる250KNの横荷重である。

疲労荷重

65. 疲労荷重の求め方はLeonard"によって述べられており、つぎの2つの部分に分けられる。第1は支間全体に作用する荷重であり、第2は鋼床版の局部荷重である。

66. 疲労は非常に数多くの繰返しの結果生ずるものであるので、自動車交通が自由に流れており、HA荷重の状態が生ずるようなまれにしか起らない交通混雑の生じない通常の状態の橋梁に考慮されるべきものである。したがって問題は橋梁の設計寿命中にその橋梁を使用すると思われる市販の重量車(乗用車のような軽量車は無視できる)の数と重量およびそれらの車線上の分布を定めることである。

67. 英国における現在および計画交通に関する研究によると、設計の目的に対しては、重交通の上下車線分離道路では外側車線に年間200万台、となりの1車線に同じく100万台が適当であることが示されている。

もちろんそれらのうち30万台は両方の車線に同時に考慮すべきである。上下車線が分離していない道路にはこれらの半分の値でよい。

ある1車線上に重量車が同時に載る場合については支間が30m以下では通常無視してよい。

68. 交通状態の観測および車両製造使用基準をもとにして総重量、軸重および軸間距離のいろいろな範囲における自動車の割合を与えるスペクトルが作成された。したがって各種車量の影響は支間に対するHA荷重の比とHA荷重をもとに計算した荷重スペクトルとで表わされる。

69. 同様に、超重量車のスペクトルもHB荷重に対して求められている。

70. 鋼床版に対しては、車両輪荷重による局部荷重をも支間上のその車両による一般的な影響とともに考慮しなければならない。

このためには、軸荷重をこの一般的な荷重スペクトルとともに使用される各種の重量および車輪配置(単軸、2軸およびタンデム軸)のスペクトルとして定めてある。

71. 疲労に対する荷重係数は1とする。疲労に関する条文とともにこの荷重の意図するところは基本的な疲労設計と長い疲労寿命を確保することにある。荷重状態は120年の長い期間には変化し、ある特定の橋では規定にあるより重いあるいは軽い荷重を受けるであろう。これらの場合にはその寿命は120年より長かったり短かったりするが、後者の場合においても早期のまたは重大な補修問題が生ずるべきではない。

架設

72. 将来基準中に架設指針を加えるべきと考えられるが、荷重の章の中ではまた現在の工法を考えるとわずか2つの条件がある。

すなわち構造物は破損のない状態で発注者に引渡されなければならないこと、架設中に破壊してはならないことである。

73. 構造物には普通にいわれる作用荷重によらずに発生して拘束されてしまった力がある。これは架設方法(支承の据付け不良、部材ごとの架設による死荷重分配の不良等)、製作方法(溶接による拘束応力)および異なった性質を有する材料の使用(合成げた構造のコンクリートの収縮)によって生ずる。

74. 架設方法による力は、どのように値を規定しようとしても重大な誤差を生じてしまうほど広い範囲に各種に対してばらつくものである。箱断面全体が地上で組立てられ、現場でつり上げられる場合には橋梁中に拘束された応力は現場で組立てられた場合とかなり異なる。架設計算と使用材料の選定には組立方法および架設方法を

考慮しなければならない。同様に支承の据付け不良の影響は箱げたの剛性と支承据付けに採用した方法によってまったく影響ない場合から重大な影響のある場合にまで広く分布する。どの橋梁の基準の製作に関する条文でも支点の直線性および他の製作精度の誤差を最小限におさえるべきであるが、それぞれの橋については技術者は支承の据付け方法および箱げた形状の誤差を他の生じうる悪条件とともに考慮しなければならない。またこれらの数値は橋の完成後についての値であることを確認すべきである。

75. ここで溶接により拘束された応力について述べたいことは、設計計算において一般的な初期不整のとりあつかいをするか、その橋に使用される構造細目と手順を特に考えるかしてこれらを考慮しなければならないということである。

基 礎

76. 基礎に作用する荷重は一般基準にある程度の値である。CP 2004で基礎の設計を扱っており、その設計係数のすべては許容作用応力にもとづいた基準に従来規定されていたと同じ荷重をもとにしている。現在この基準は限界状態設計の考えをもとにして改訂はされていないので、この荷重基準に対してCP 2004による基礎の設計については荷重の特性値を使用すべきであるといつて十分である(また必要でもある)。

77. 基礎の設計に考慮すべき風荷重についてはこれがCP 2004の変動荷重として適切に扱えるように風荷重の条文の下に述べられることになる。

結 論

78. 限界状態の考え方をもとにした橋梁の荷重に関する基準の作成を通じてこのような方針は健全であり望ましいということに何のうたがひもないことがわかった。これはより合理的な設計手法および強度と挙動の均一化の可能なよりよい基準への道を開いたことになる。

79. 完全に統計的な設計基準が得られるのは困難であろうが、研究を通じて知識の改善と拡充に対する有望性があるのは確かである。

80. 第一に必要なのは荷重の静的および動的モデルのもとになる自動車交通による荷重の系統的統計的研究である。これには載荷長と車線数によって変わる荷重強度の変化も含まれていなければならない。

81. 使用限界状態についても系統的な研究が必要である。橋梁の構造物全体より部材を考えて設計されているということを前に述べた。ある部材の破壊は相対的に重要でないためやこれらは頻繁にまた経済的に取りかえが可能であることのために他の部材よりも低い終局限界状態に対する荷重係数で設計しようという考えは合理的のように思える。すなわち、これらの部材の破壊はその橋が使用不能につながるまでには至らないということである。たしかに知識や理解が進むにつれて構造物のある部分はその橋梁の全寿命中にあらかじめ組み込まれた工事としてとりかえるという考え方にしたがってより短い寿命に対して設計されることになるであろう。逆にこのことは構造形式の大きな変革と最適解は何かという考え方につながるであろう。この観点において補修費がしだいに増加するのは当然である。ある部材の補修をやめてそれらを多少頻繁にとりかえた方が経済的になるかもしれない。

82. 仮定した荷重の特性値のばらつきを考慮して荷重係数を定めることによって完成後の構造物の点検および補修の回数を多くするのがいかに重要であるかが明らかになった。後死荷重に対して大きな荷重係数を与えるべきであるという考えは不合理であるが、橋梁の寿命中の舗装や鉄道のバラストの施工の経験については何の問題もない。公共添加物の増大は、これらはかなり大きな重量であるので、一つの原因である。

83. この基準を設計に用いればとくに使用当初は設計者の仕事がおそらく増加するが、この合理的な形式はある骨組みを形成し、これが発表されたときには新しいデータが容易に利用できるようになり、また新しい設計の考え方も生まれてくるであろう。

謝 辞

84. 著者はここにB116/2委員会の他の委員 すなわち Bonnet氏、Deuce氏、Foulkes氏、Kenyon氏(幹事)、Mackay氏およびSriskanden氏に感謝の意を表すとともに、この基準案を熱心に検討したB116委員会およびB116/1委員会の各委員にも感謝の意を表す。

85. また著者らは助言と援助を提供してくれたHarris氏、Helliwell氏、Scruton氏およびWyatt氏に感謝するとともに、電気研究協会(ERA)、国立物理研究所(NPL)および運輸道路研究所(TRRL)にも謝意を表す。

参考文献

1. British Standards Institution. Steel girder bridges. BSI, 1954, BS153.
2. Construction Industry Research and Information Association. Guidance for the drafting of codes of practice for structural safety. CIRIA, 1968, Technical Note 2.
3. Cowdray C. F. Time-average aerodynamic forces on bridges. National Physical Laboratory, 1971, NPL Aero Report No. 1327.
4. Cowdray C. F. Time-average aerodynamic forces on bridges (second series). National Physical Laboratory, 1972, NPL Maritime Science Report No. 1-72.
5. Emerson M. Temperature effects in bridges. Highw. Des. and Constr., 1972, July.
6. Edwards L. S. Failure conditions for highway bridges. University of London MSc report, 1967, July.
7. Henderson W. British highway bridge loading. Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, 1954, 3, 325-350.
8. Burt M. E. Forces on bridges due to braking vehicles. Transport and Road Research Laboratory, 1970, Technical Note No. 401.
9. Her Majesty's Stationery Office. The motor vehicles (construction and use) regulations, HMSO, London 1966 and Statutory instruments, HMSO, London, 1966, No. 1288.
10. Rutley K. S. Drivers' and passengers' maximum tolerance to lateral acceleration. Transport and Road Research Laboratory, 1970, Technical Note No. 455.
11. Leonard D. R. A traffic loading and its use in the fatigue life assessment of highway bridges. Transport and Road Research Laboratory, 1968, Technical Note No. 311.

英国橋梁設計示方書荷重基準案(1972未版)訳

土研資料第894号
昭49年1月(1974)

国広哲男・藤原 稔・朝倉 肇・井上啓一
建設省土木研究所橋梁研究室

キーワード 示方書, 荷重

要旨 本資料は英国橋梁設計示方書の荷重基準 (The Design and Specification for Steel, Concrete and Composite Bridges., Part 2: Loads) の案 (BS Draft Code, 72/13234 DC) を全訳したものである。同基準案には橋梁の荷重係数設計に用いるべき荷重および荷重係数の大きさが示されている。



郵便はがき

は
十
円
切
手
を
い
は
す

2 8 0 - □ □

建設省土木研究所
橋梁研究室
御中

千葉県千葉市穴川
四丁目十二番五二号

No. 3

No. 3

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第894号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印