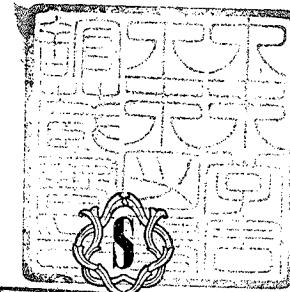


# 鋼道路橋設計示方書案解説

1940  
§ 15

日本道路技術協会編纂



登録	昭和40年5月15日	
番号	第	224号
社団法人	土木学会	
附属	土木図書館	

## 鋼道路橋設計示方書案解説

### 緒 言

大正 8 年道路法が制定せられ、同時に本邦道路、橋梁築造の基準たるべき道路構造令が内務省令として規定せられたのであるが、此道路構造令は道路及橋梁に關する極めて原則的な事項のみの規定であり、従つてその運用上の便宜を得るために大正 15 年道路構造に關する細則案なるものが出來て今日に至るまで十數年間、此細則案に基づいて道路橋は設計せられてゐたのである。

然るに今日の高速度交通機關の發達は道路構造令全般の改正を必要とするに至り、當局に於て數年來之が改正に努力せられし結果、既に道路のみに關するものに就ては既に改正案を實行に移した次第である。橋梁に關する部分は今日の橋梁技術界の現状に徴し、内容極めて廣汎にして複雑多岐に涉るものであるが、先づ鋼道路橋設計並に製作示方書の制定に着手して、爾來數年間調査研究を進むると共に各方面の意見を徵し案を練り、遂に過般成案を得て現在は既に實行に移した次第である。

本示方書に於ては先づその適用範囲を明瞭ならしめ、橋梁の等級を改正して交通機關の普遍性に適應せしめたのである。次に荷重及許容應力の決定は設計細目の制定と共に本示方書案樹立の最重要事項であるが、主要活荷重たる自動車に就ては現今走行しつゝある各種自動車の寸法及重量とその積荷の状況を實測したる結果及自動車製作上の將來の見透しをなす等、各般の調査結果に基づきて之を合理的に決定したのである。輒壓機荷重は從來設計上には一般に使用する機會はなく、今回も設計上使用しないが、他の荷重と同時に負載せざる場合に於ける一橋梁の許容最大集中荷重を示す意味に於て定めたものである。其の他の活荷重は軌道車輛を除き總て等分布荷重として抱含する。衝撃係数の如きも各種の調査資料に基づき從來より合理的に改訂せら

れ、以上その他、風荷重及横荷重等の各種の荷重及その負載方法等にして從來不明瞭なりし諸點を明確ならしめたのである。

許容應力は種々の調査結果及各般の事情を綜合して判断し、特に材料の検査、製作監督に信頼して増加せしむることとしたのである。各種荷重の作用せる場合の合成許容應力を明確ならしめ、尙從來の細則案に缺除し、設計上甚だ不便を感じ且つ統一を計る上に於てもその制定を急望せられつゝありし設計細目を新に規定したのであるが、從來慣行的に使用せられつゝありし米、獨等の示方書を參照すると共に、我が國の現状を考慮して定めたものである。

以上本示方書案の大要を説述したのであるが、以下各條毎に其の立案の精神を解説して本示方書の實施に便し併せて將來示方書の改正に資する爲本書を公表せんとするものである。

昭和15年6月

1940

## 鋼道路橋設計示方書案解説

### 目 次

#### 第一章 総 則

適用	1
橋梁ノ等級	2
鋼材	3
建築限界	19
高欄	23
縁石	23

#### 第二章 荷 重

荷重ノ種類	24
死荷重	25
活荷重	29
等分布荷重	30
自動車荷重	32
輶壓機荷重	34
軌道ノ車輛荷重	36
衝撃	36
風荷重及横荷重	42
雪荷重	48
制御荷重	49
遠心荷重	50
高欄	50
溫度ノ變化	51

地震	52
----	----

### 第三章 活荷重負載の方法

活荷重負載ノ方法	54
----------	----

### 第四章 荷 重 分 布

活荷重ノ分布	56
床版ノ有效幅	60
2方向ニ主鐵筋ヲ有スル床版	68
縦桁ヘノ輪荷重ノ分布	69
横桁ヘノ輪荷重ノ分布	72

### 第五章 許 容 應 力

許容應力	75
構造用鋼	77
鍛鋼	83
鍛鐵	84
コンクリート	84

### 第六章 部 材 ノ 設 計

部材ノ極限長	87
相反應力部材	88
相反應力	88
交番應力	89
合成許容應力	90

### 第七章 設 計 細 目

第一節 総則	94
一般	94

曲ケ剛サ	96
部材ノ中立線	97
部材ノ連絡	98
鋼材ノ厚	99
純斷面積	100
壓縮應力ヲ受クル鍛	102
山形鋼ノ突出脚	104
鍛徑	105
力鍛ノ鍛距	107
綴鍛ノ鍛距	110
壓縮材端部ノ鍛距	111
鍛ト緣トノ距離	112
働長	113
引張應力ヲ受クル鍛	114
引張山形鋼ノ有效斷面積	115
添接	116
間接添接	117
墳材	117
繩鍛	119
綴リ鍛	119
綾片	122
組合セ引張材	128
ピン鍛	128
フォーク端	129
ピン	130
ボルト	131
桁端	131
伸縮支承	134
アンガーボルト	135
第二節 床組	137
支間	137

横桁	138
縦桁	139
持送リ	141
第三節 橋構及對傾構	142
最小山形鋼	142
橋門構	142
構ノ對傾構	143
ボニー構ノ横力	144
下路鉄桁ノ横力	145
鉄桁ノ對傾構	146
第四節 鉄桁	147
設計	147
突縁断面	151
鉄ニ作用スル水平力	153
鉄ニ作用スル合成力	154
腹鉄ノ添接	155
補剛材	156
水平補剛材	159
反リ	160
第五節 構	160
上弦材及端柱	160
隔板	162
対材	163
反リ	163
附 錄 鋼道路橋製作示方書案	167

## 第八章 雜 則

# 鋼道路橋設計示方書案解説

## 第一章 總 則

### 適用

**第一條** 本示方書ハ國道、府縣道及街路ニ於ケル 支間 120 m 以下ノ構造用  
鋼ヲ使用スル鉄結鋼橋ノ設計ニ適用スルモノトス

#### 〔解説〕

第一條は此の設計示方書の適用範囲を明らかならしめたものであつて、道路法に規定せらるゝ國道、府縣道及び街路構造令に定めらるゝ街路に架設せらるゝ支間 120 m 以下の構造用鋼を使用する鉄結鋼橋の設計に適用するのである。尙本示方書は單純桁、單純構を主として規定したのである。

街路に非ざる市道及び一般の町村道には適用されないが此の示方書に準じて設計するを可とする。鉄結鋼橋として使用せらるゝ支間は 120 m 程度が最大であると考へられるのである。構造用鋼(第三條)を使用せる鉄結鋼橋であり使用すべき主要材料は鐵筋コンクリート、木材、鋼材にしても高値鋼材の如きものでない事及びピン結或は電弧熔接によるものでない事を明記したのである。

ピン結鋼橋に就いては現在特別の大支間ならざる限り使用せられざる現状であるからこれを除外し、又吊橋の如きは橋梁全體として鉄結鋼橋と稱し得ないが鉄結せる鋼補剛構の如きは勿論此の示方書を準用することが出来る。

此の示方書を適用せらるゝ範囲は支間 120 m 以下のものとしたのである

が、120 m 以上のものと雖も、多少の修正をなして準用し得ることは勿論である。

鐵筋コンクリート橋、木橋、熔接鋼橋、高張鋼材を使用する橋梁等は別に定めらるゝ豫定である。

### 橋 梁 ノ 等 級

**第二條** 本示方書ニ於テ一等橋ト稱スルハ國道及小路(I)等以上ノ街路ニ架設スル橋梁ヲ謂ヒ、二等橋ト稱スルハ府縣道及小路(II)等ニ架設スル橋梁ヲ謂フ。但シ特別ノ事由アル場合ニ限り橋梁ノ等級ヲ變更スルコトヲ得  
〔解説〕

第二條は橋梁の種別を從來三等級に分ち、従つて使用すべき活荷重も各等級別に分れてゐたのである。

然るに或想定の最大活荷重は道路本來の使命に依れば如何なる道路と雖も、通行可能ならしむるが理想である。即ち一等級のみにすべしといふ議論も成立する。又經濟的には成る可く等級を三等級とし山間僻地には小なる活荷重として欲しいとの希望も生ずるのである。是等の實状を比較考究の結果道路交通の實状に鑑みるときは二等級に分つを適當と認めたのである。此の二等級の橋梁を實際に適用するに當り、地域別に適用すべきか道路の系統別とすべきかは議論の存する處である。道路の實状を調査し豫め適用範囲を定めておく事は實状に則することであるが非常に煩雑であり、また移動し易い缺點を有する。道路の種別に從ふときは系統が立ち又取扱も便利であるが、稀には實状に則せざることを生ずる虞れがある。故に但書に依つて特別の事由ある場合に限つて認可を得ずして道路管理者の責任に於て府縣道に於ても實状によつて一等橋となすことが出来る事としたのである。

こゝに小路(I)等以上と稱するのは街路構造令細則案(改正中につき假稱)中幅員 8 m 以上の街路であり、小路(II)等とは幅員 4 m 以上 8 m 未満

の街路を指すのである。

### 鋼 材

**第三條** 鋼材ハ總テ日本標準規格第 430 號一般構造用壓延鋼材第二種 SS 41 及同第 432 號鉄用壓延鋼材第一種甲 SV 34 A, 鑄鋼ハ同第 6 號鑄鋼品規格第一種、鑄鐵ハ同第 134 號鑄鐵品規格第二種、規格ニ依ルヲ標準トス

#### 〔解説〕

此の設計示方書に従つて設計せらるべき鋼橋の使用鋼材は、日本標準規格中第 430 號一般構造用壓延鋼材及第 432 號鉄用壓延鋼材規格によるを標準とする。無規格品と雖も、使用を餘儀なくせらるゝ場合も屢々あるのであるが試験の結果により検査官の認定に依つて使用し得ることを意味するのである。日本標準規格第 430 號、第 432 號、第 6 號及第 134 號の規格を掲記すれば次の如くである。

### 一般構造用壓延鋼材(第 430 號)

#### 第一章 総 則

**第一條** 本規格ハ建築、橋梁、造船、鐵道車輛其ノ他ノ一般構造用壓延鋼材(以下單ニ鋼材ト稱ス)ニ之ヲ適用ス

#### 第二章 種別及記號

**第二條** 鋼材ノ種別及其ノ記號ハ次ノ通トス

種 別	記 號
普 通 種	SS 0 0
第 一 種	SS 3 4
第 二 種	SS 4 1
第 三 種	SS 5 0

#### 第三章 製 造 法

**第三條** 鋼材ハ特ニ指定ナキ限リ第一種乃至第三種ハ平爐又ハ電氣爐ニ依リ製鋼スル

## 第一章 総 則

モノトス 但シ註文者ノ承認ヲ經タルトキハ轉爐ニ依リ製鋼スルコトヲ得

**第四條 鋼材ハ使用上差支ナキ程度ニ作成セラレ有善ナル缺點ナキコトヲ要ス**

**第四章 化 學 試 験**

**第五條 鋼材ノ成分中燐及硫黃ノ含有量ハ普通種ヲ除クノ外第1表ノ制限ヲ超過スルコトヲ得ズ**

第1表

	燐 %	硫黃%
平爐又ハ電氣爐 ニ依ル場合	0.06	0.06
轉爐ニ依ル場合	0.08	0.06

前項ノ成分ノ試験ハ註文者ノ承認ヲ經タル場合ハ之ヲ省略スルコトヲ得

**第六條 註文者又ハ其ノ指定シタル検査員(以下單ニ検査員ト稱ス)ノ要求アルトキハ  
製造者ハ各熔鋼ノ分析表ヲ提出スルモノトス**

**第五章 抗張試験及屈曲試験**

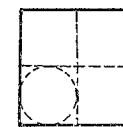
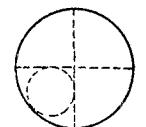
**第七條 試験片ハ註文者又ハ検査員ノ指定シタル鋼材ノ断片ヨリ之ヲ採取スルモノトス**  
但シ註文者又ハ検査員ノ希望ニ依リ指定ノ寸法ニ切斷シタル鋼材ヨリ試験片ヲ採取スルコトヲ得  
此ノ場合ニ於テ試験片カ試験=合格シタルトキハ該鋼材ヲ指定寸法ノモノシテ受領スルモノトス

**第八條 抗張試験片ハ鋼板ニ在リテハ横又ハ縱ノ方向ヨリ形鋼(山形鋼、丁形鋼、工形鋼、溝形鋼等)、棒鋼及平鋼ニ在リテハ長ノ方向ヨリ之ヲ採取シ若矯正ノ必要アルトキハ常温ノママ之ヲ行フモノトス**

試験片ニハ鋼材ト共ニスル場合ノ外特ニ燒鈍其ノ他ノ熱處理ヲ施スコトヲ得  
試験片ニハ成ルヘク壓延肌ヲ残スモノトス 但シ径又ハ對邊距離 65 mm 以下ノ棒鋼ニ在リテハ適宜機械仕上ヲ爲シ又 65 mm ヲ超ユルモノニ在リテハ製造者ノ希望ニ依リ次圖ニ於テ小圓ヲ以テ示ス位置ヨリ試験片ヲ採取スルコト得

前項但シ書ノ場合ニ於ケル試験片ノ径ハ 14 mm 以下ト爲スコトヲ得ズ

## 第一章 総 則



第1圖

**第九條 抗張試験ニ在リテハ標準抗張試験片ヲ用ヒ第2表ノ規定ニ合符スルコトヲ要ス**

但シ鋼板(之ニ類スルモノヲ含ム)及徑又ハ對邊距離 8 mm 未滿ノ鋼材並ニ厚 6 mm 未滿ノ鋼材ニハ本試験ヲ行ハズ

抗張力ヲ重要トセザル部分ニ使用スル鋼材ニハ註文者又ハ検査員ノ指定又ハ承認ニ依リ本試験ヲ省略スルコトヲ得

第2表

種類	種別	記號	抗張力 kg/mm <sup>2</sup>	標準抗張 試験片	伸 %
鋼 板	普通種	SS 00	34—50	第一號	厚 9 mm 以上 18 厚 9 mm 未滿 15 //
	第一種	SS 34	34—41	第一號	厚 9 mm 以上 25 // 厚 9 mm 未滿 21 //
形 鋼	第二種	SS 41	41—50	第一號	厚 9 mm 以上 20 // 厚 9 mm 未滿 17 //
	普通種	SS 00	34—50	第二號 第三號	1 8 以上 2 1 //
棒 鋼	第一種	SS 34	34—41	第二號 第三號	2 5 // 3 0 //
	第二種	SS 41	41—50	第二號 第三號	2 0 // 2 4 //
	第三種	SS 50	50—60	第二號 第三號	1 8 // 2 1 //

第2表ノ抗張力ノ上限ハ註文者ノ承認アリタル場合ハ之ヲ超ユルヲ妨ケス

**第十條 屈曲試験片ハ鋼板ニ在リテハ横又ハ縱ノ方向ヨリ形鋼、棒鋼及平鋼ニ在リテハ長ノ方向ヨリ之ヲ採取シ其ノ幅、徑又ハ對邊距離 35 mm 以上ナルコトヲ要ス**  
但シ「フランジ」ノ幅 50 mm 未滿ノ鋼ヨリ採取セル試験片ノ幅ハ 35 mm 未滿ナルヲ妨ゲズ

徑又ハ對邊距離 35 mm 未滿ノ棒鋼又ハ幅 50 mm 未滿ノ平鋼ノ試験片ハ屢延セルママノ材料ヲ用フルモノトス「フランジ」ノ幅 50 mm 未滿ノ形鋼ニ在リテハ之ニ屢力ヲ加ヘ若ハ槌打シテ扁平ト爲シタルモノヲ試験片ト爲スコトヲ得

試験片ニ在リテハ剪断ノ爲生ジタル稜角又ハ線ノ不整ハ鏡又ハ研磨機ニ依リ削除シ  
又厚 25 mm 以上ノモノニ在リテハ剪断面ヲ機械仕上ト爲スコトヲ得

試験片ニハ前 2 項以外ノ加工ヲ爲スコトヲ得ズ

試験片ニハ鋼材ト共ニスル場合ノ外特ニ焼鈍其ノ他ノ熱處理ヲ施スコトヲ得ズ

**第十一條** 屈曲試験ニ在リテハ常温ノママ試験片ニ壓力ヲ加ヘ又ハ槌打ニ依リ第3表  
規定ノ内側半径ニテ 180 度ダケ屈曲スルモ外側ニ裂縫ヲ生ゼザルコトヲ要ス 但シ  
第三種ニ在リテハ特ニ指定アル場合は限リ本試験ヲ行フモノトス

第 3 表

種別	記号	内側半径
普通種	SS 00	厚、徑又ハ對邊距離ノ 1.5 倍
第一種	SS 34	密著
第二種	SS 41	厚、徑又ハ對邊距離ノ 1.5 倍
第三種	SS 50	徑又ハ對邊距離ノ 2 倍

**第十二條** 試験片ノ數ハ第4表ニ依ルモノトス

第 4 表

種類	抗張試験片ノ數	屈曲試験片ノ數
鋼板	普通種ニ在リテハ同一熔鋼ニ屬スル鋼板、形鋼、平鋼又ハ棒鋼毎ニ 1 箇 第一種、第二種及第三種ニ在リテハ同一熔鋼ニ屬スル鋼板、形鋼又ハ平鋼毎ニ其ノ厚ノ差 5mm 未満ノモノヲ、棒鋼ノ徑又ハ對邊距離ノ差 10mm 未満ノモノヲ括シテ 1 箇 但シ重量 25 吨ヲ超ユルトキハ 2 箇	普通種ニ在リテハ同一熔鋼ニ屬スル鋼板、形鋼、平鋼又ハ棒鋼毎ニ 1 箇 第一種、第二種及第三種ニ在リテハ同一熔鋼ニ屬スル鋼板、形鋼又ハ平鋼毎ニ其ノ厚ノ差 3mm 未満ノモノヲ、棒鋼ノ徑又ハ對邊距離ノ差 7mm 未満ノモノヲ括シテ 1 箇 但シ重量 25 吨ヲ超ユルトキハ 2 箇
形鋼	同 上	「ロール」ヨリ出デタルママノ鋼材 1 箇毎ニ 1 箇
平鋼	「ロール」ヨリ出デタルママノ鋼材 1 箇毎ニ 1 箇	同 上
棒鋼	「ロール」ヨリ出デタルママノ鋼材 1 箇毎ニ 1 箇	同 上
造船用ノ常温ニテ 縫曲ケス ベキ鋼板	同 上	「ロール」ヨリ出デタルママノ鋼材 1 箇毎ニ 1 箇
機關車用 玉臺棒板	「ロール」ヨリ出デタルママノ鋼材 1 箇毎ニ 1 箇	同 上

**第十三條** 試験片ハ供試材ヨリ採取前試験用ノ符號ヲ附シタル上製造者之ヲ規定ノ形  
狀寸法ニ作成スルモノトス

試験ハ製造所ニ於テ之ヲ行フヲ原則トス 此ノ場合ニ於テ註文者又ハ検査員ノ要求  
アルトキハ其ノ立會ヲ受クルモノトス

**第十四條** 抗張試験ニ於テ試験片が標點間ノ中心ヨリ標點距離ノ 1/4 以外ニ於テ切斷シ  
其ノ成績カ規格ニ合格セザルトキハ其ノ試験ヲ無効トシ更ニ最初ニ試験片ヲ採取セ  
シ鋼材ニ付再試験ヲ行フコトヲ得

**第十五條** 抗張試験又ハ屈曲試験ノ成績が規格ニ合セザルトキハ其ノ試験片各 1 箇ニ  
付更ニ 2 箇ノ試験片ヲ採取シ再試験ヲ行フコトヲ得 此ノ場合ニ於テ其ノ内 1 箇タ  
リトモ合格セザルトキハ其ノ試験片ニ依リ代表セラルル鋼材ハ全部之ヲ不合格トス

### 第六章 寸法及重量ノ公差

**第十六條** 鋼材ノ公差ハ日本標準規格第 24 號壓延鋼材ノ寸法及重量ノ公差、同第 25  
號標準棒鋼ノ六角棒又ハ同第 123 號黒皮ボルト用丸鋼ニ依ル  
鋼材ノ重量ハ 1 cm<sup>3</sup> ノ鋼ヲ 7.85g トシテ算出スルモノトス

### 第七章 檢査

**第十七條** 診文者又ハ検査員ハ隨時註文鋼材ノ製造工場及關係工場ニ出入シ註文鋼材  
ノ製造ヲ検査スルコトヲ得

**第十八條** 鋼塊、鋼片及鋼材ニハ適當ナル符號ヲ附シ其ノ製造ニ供シタル熔鋼トノ關  
係ヲ明カナラシムルモノトス  
鋼材ニハ製造所名又ハ其ノ略號及製鋼番號ヲ明示スルモノトス 但シ小ナル鋼材ハ  
之ヲ結束シ 1 束毎ニ適當ノ方法ニ依リ之ヲ表示スルコトヲ得  
試験片採取ニ先チ製造者ハ鋼材ノ製鋼法、製鋼番號、壓延番號、寸法及重量ヲ明記  
セル鋼材ノ明細表ヲ註文者又ハ検査員ニ提出スルモノトス  
註文者又ハ検査員ノ要求アルトキハ前記ノ外本規格ニ合セルコトヲ證明スル検印  
ヲ鋼材毎ニ表示スルモノトス  
種別ヲ表示スベキ塗色ヲ必要トスル場合ハ次ノ通トス

種別	記 號	色
普通種	SS 0 0	....
第一種	SS 3 4	黒
第二種	SS 4 1	赤
第三種	SS 5 0	白

第十九條 鋼材ヲ壓延スル製造所ニ於テ鋼塊ヲ製造セザル場合ニ於テハ鋼材ノ製造ニ  
使用セル鋼塊ノ製造所名、製鋼法及製鋼番號ヲ明記セル證明書ヲ註文者又ハ検査員  
ニ提出スルモノトス  
鋼材ニ明示スペキ事項其ノ他ニ付テハ前條第二項乃至第五項ヲ準用ス

### 鋳用壓延鋼材(第432号)

#### 第一章 総 則

第一條 本規格ハ鋳ノ製造ニ用フル壓延鋼材(以下單ニ鋳材ト稱ス)=之ヲ適用ス

#### 第二章 種別及記號

第二條 鋳材ノ種別及其ノ記號ハ次ノ通トス

種別	記號	種別	記號
第一種	甲 SV 34A 乙 SV 34B 丙 SV 34C	第二種	甲 SV 41A 乙 SV 41B 丙 SV 41C

#### 第三章 製 造 法

第三條 鋳材ハ特ニ指定ナキ限り平爐又ハ電氣爐ニ依リ製鋼スルモノトス 但シ罐用  
以外ノモノニ限リ註文者ノ承認ヲ經タルトキハ轉爐ニ依リ製鋼スルコトヲ得ズ

第四條 鋳材ハ使用上差支ナキ程度ニ作成セラレ有害ナル缺點ナキコトヲ要ス

#### 第四章 化 學 試 験

第五條 鋳材ノ成分中燐及硫黃ノ含有量ハ第1表ノ制限ヲ超過スルコトヲ得ズ 但シ  
轉爐鋼ニ在リテハ燐含有量ノ制限ハ 0.06% トス

第1表

種別	記號	燐 %	硫黃 %
第一種	甲 SV 34A		
	乙 SV 34B	0.05	0.05
第二種	甲 SV 41A		
	乙 SV 41B		
第一種丙	SV 34C		
第二種丙	SV 41C	0.04	0.04

前項ノ成分ノ試験ハ註文者ノ承認ヲ經タル場合ハ之ヲ省略スルコトヲ得

第六條 診文者又ハ其ノ指定シタル検査員(以下單ニ検査員ト稱ス)ノ要求アルトキハ  
製造者ハ各熔鋼ノ分析表ヲ提出スルモノトス

#### 第五章 抗張試験、屈曲試験及縱壓試験

第七條 試験片ハ註文者又ハ検査員ノ指定シタル鋼材ノ断片ヨリ之ヲ採取スルモノト  
ス 但シ註文者又ハ検査員ノ希望ニ依リ指定ノ寸法ニ切斷シタル鋳材ヨリ試験片ヲ  
採取スルコトヲ得 此ノ場合ニ於テ試験片ガ試験ニ合格シタルトキハ該鋳材ヲ指定  
寸法ノモノトシテ受領スルモノトス

第八條 抗張試験片及屈曲試験片ハ長ノ方向ヨリ之ヲ採取シ若矯正ノ必要アルトキハ  
常温ノママ之ヲ行フモノトス

試験片ニハ熱處理ヲ施スコトヲ得ズ

試験片ニハ成ルヘク壓延肌ヲ残スモノトス

第九條 抗張試験ニ在リテハ標準抗張試験片ヲ用ヒ第2表ノ規定ニ合格スルコトヲ要  
ス

第2表

種別	記號	抗張力 kg/mm <sup>2</sup>	伸 %	
			標準抗張試験片 第二號	第三號
第一種	甲 SV 34A	34-41	27	34
	乙 SV 34B			
	丙 SV 34C			
第二種	甲 SV 41A	41-50	25	30
	乙 SV 41B			
	丙 SV 41C			

- 第一種甲ニ限リ抗張力ノ上限ハ註文者ノ承認アリタル場合ハ之ヲ超ユルヲ妨ゲズ
- 第十條** 屈曲試験ニ在リテハ常温ノママ試験片ニ壓力ヲ加ヘ又ハ槌打ニ依リ密着スルマテ屈曲スルモ裂疵ヲ生ゼザルコトヲ要ス
- 第十一條** 縦壓試験ニ在リテハ徑ノ2倍ニ等シキ長ヲ有スル試験片ヲ赤熱シタルママ原長ノ $\frac{1}{3}$ ニ至ル迄縦ノ方向ニ壓縮スルモ裂疵ヲ生ゼザルコトヲ要ス
- 第十二條** 試験片ノ數ハ第3表ニ依ルモノトス

第3表

種別	抗張試験片ノ數	屈曲試験片ノ數	縦壓試験片ノ數
第一種甲	同一熔鋼ニ屬スル徑ノ差5mm未満ノモノヲ一括シテ1箇 但シ重量10t越ヲ超ユルトキハ10t越又ハ其ノ端數每ニ1箇	同 左	同 左
第二種甲			
第一種(乙) 丙	同一熔鋼ニ屬スル同種、同一斷面寸法ノ鉄材ニ付1箇 但シ同一熔鋼ニ屬シ「ロール」ヨリ出デタルマノ鉄材ノ數15箇以上ナルトキハ15箇又ハ其ノ端數每ニ1箇	同 左	同 左
第二種(乙) 丙			

**第十三條** 試験片ハ供試材ヨリ採取前試験用ノ符號ヲ附シタル上製造者之ヲ規定ノ形狀寸法ニ作成スルモノトス

試験ハ製造所ニ於テ之ヲ行フヲ原則トス 此ノ場合ニ於テ註文者又ハ検査員ノ要求アルトキハ其ノ立會ヲ受クルモノトス

**第十四條** 抗張試験ニ於テ試験片カ標點間ノ中心ヨリ標點距離ノ $\frac{1}{4}$ 以外ニ於テ切断シ其ノ成績が規格ニ合セザルトキハ其ノ試験ヲ無効トシ更ニ最初ニ試験片ヲ採取セシ鉄材ニ付再試験ヲ行フコトヲ得

**第十五條** 抗張試験、屈曲試験又ハ縦壓試験ノ成績カ規格ニ合セザルトキハ其ノ試験片各1箇ニ付更ニ2箇ノ試験片ヲ採取シ再試験ヲ行フコトヲ得 此ノ場合ニ於テ其ノ内1箇タリトモ合格セザルトキハ其ノ試験片ニ依リ代表セラルル鉄材ハ全部之ヲ不合格トス

#### 第六章 寸法及重量ノ公差

**第十六條** 鉄材ノ公差ハ日本標準規格第24號壓延鋼材ノ寸法及重量ノ公差ニ依ル  
鋼材ノ重量ハ $1\text{cm}^3$ ノ鋼ヲ $7.85\text{g}$ トシテ算出スルモノトス

#### 第七章 檢査

**第十七條** 診文者又ハ検査員ハ隨時註文鉄材ノ製造工場及關係工場ニ出入シ註文鉄材ノ製造ヲ検査スルコトヲ得

**第十八條** 鋼塊、鋼片及鉄材ニハ適當ナル符號ヲ附シ其ノ製造ニ供シタル熔鋼トノ關係ヲ明カナラシムモノトス

鉄材ニハ製造所名又ハ其ノ略號及製鋼番號ヲ明示スルモノトス 但シ小ナル鉄材ハ之ヲ結束シ1束毎ニ適當ノ方法ニ依リ之ヲ表示スルコトヲ得

試験片採取ニ先チ製造者ハ鉄材ノ製鋼法、製鋼番號、壓延番號、寸法及重量ヲ明記セル鉄材ノ明細表ヲ註文者又ハ検査員ニ提出スルモノトス

註文者又ハ検査員ノ要求アルトキハ前記ノ外本規格ニ合符セラルコトヲ證明スル検印ヲ鉄材毎ニ表示スルモノトス  
種別ヲ表示スヘキ塗色ヲ必要トスル場合ハ次ノ通トス

種別	記號	色
第一種	甲 SV 34A	橙
	乙 SV 34B	桃
	丙 SV 34C	紫
第二種	甲 SV 41A	藍
	乙 SV 41B	鼠
	丙 SV 41C	褐

**第十九條** 鉄材ヲ壓延スル製造所ニ於テ鋼塊ヲ製造セザル場合ニ於テハ鉄材ノ製造ニ使用セル鋼塊ノ製造所名、製鋼法及製鋼番號ヲ明記セル證明書ヲ註文者又ハ検査員ニ提出スルモノトス

鉄材ニ明示スベキ事項其ノ他ニ付テハ前條第二項乃至第五項ヲ準用ス



#### 鑄鋼品(第6號)

##### 第一章 種別

**第一條** 本規格ニ於テ規定スル鑄鋼品ハ之ヲ次ノ4種トス

##### 第一種

第二種  
第三種  
第四種

## 第二章 製 造 法

**第二條** 鋳鋼品ハ特ニ指定ナキ限リ平爐、轉爐、電氣爐又ハ坩堝爐ニ依リ鑄造スルモノトス

**第三條** 鋳鋼品ハ適當ノ構造ヲ有スル爐内ニテ各部一樣ニ燒鈍スルモノトス 但シ長大ニシテ爐内ニ容レ難キモノニ在リテハ註文者又ハ其ノ指定シタル検査員（以下單ニ検査員ト稱ス）ノ承認ヲ經テ適當ノ方法ニ依リ燒鈍スルコトヲ得  
第四種品ニ在リテハ註文者又ハ検査員ノ指定アルトキハ前項ノ燒鈍ヲ省略スルコトヲ得

## 第三章 化 學 試 験

**第四條** 鋳鋼品ノ成分中炭素、磷及硫黄ノ含有量ハ次表ノ制限ヲ超過スルコトヲ得ス

種別	炭素%	酸性爐ニ依ル場合		鹽基性爐ニ依ル場合	
		磷%	硫黃%	磷%	硫黃%
第一種	....	0.065	0.060	0.055	0.060
第二種	....	0.065	0.060	0.055	0.060
第三種	....	0.065	0.060	0.055	0.060
第四種	0.40	....	....	....	....

**第五條** 前條成分ノ検定ハ製造所ニ於テ 1 鎔鋼毎ニ採取セル試料ニ付之ヲ行フモノトス

**第六條** 第四條ノ含有量ハ第四章以下ニ規定セル試験及検査ノ成績良好ニシテ註文者又ハ検査員ニ於テ使用ノ目的ニ適スルモノト認メタルトキハ其ノ 1 割以内ヲ超過スルコトヲ得

**第七條** 診文者又ハ検査員ノ承認ヲ經タルトキハ本章ノ規定ニ依ラサルコトヲ得

## 第四章 抗張試験及屈曲試験

**第八條** 抗張試験及屈曲試験ハ第一種、第二種及第三種ノ 3 種ニ限リ之ヲ行フモノトス

**第九條** 抗張試験ニ在リテハ標準抗張試験片第四號ヲ用キ次表ノ規定ニ合格スルコトヲ要ス

種 別	抗張力 kg/mm <sup>2</sup>	伸 %
第一種	41—55	20 以上
第二種	45—57	15 以上
第三種	47—61	12 以上

**第十條** 前條ニ規定セル抗張力ノ制限ハ伸及破断面ノ状況良好ニシテ註文者又ハ検査員ニ於テ使用ノ目的ニ適スルモノト認メタルトキハ上限ニ於テ 1.5 kg 以内ヲ増シ下限ニ於テ 1.5 kg 以内ヲ減スルコトヲ得

**第十一條** 屈曲試験ニ在リテハ幅 25 mm 厚 19 mm ノ断面ヲ有スル試験片ヲ用キ常温ノママ次表規定ノ内側半径ニテ同表規定ノ角度タケ屈曲スルモ裂底ヲ生セサルコトヲ要ス

此ノ場合ニ於ケル試験片ノ角隅ニハ半径 1.5 mm ノ丸味ヲ附スルモノトス

種 別	屈曲角度	内側半径 mm
第一種	120	25
第二種	90	25
第三種	60	25

**第十二條** 試験片ノ數及供試材ノ鑄造法ハ特ニ指定ナキ限リ次表ニ依ルモノトス

鑄鋼品 1 箇 / 仕上重量 kg	抗張試験片ノ數	屈曲試験片ノ數	供試材ノ鑄造法
150 以上	鑄鋼品毎ニ 1 箇但シ同形ノ鑄鋼品ヲ 1 鎔鋼ヨリ多數鑄造スル場合ニ於テハ註文者又ハ検査員ノ承認ヲ經テ試験片ノ數ヲ減スルコトヲ得 2 鎔鋼以上ヲ使用シ 1 箇ノ鑄鋼品ヲ鑄造スル場合ニ於テハ 4 箇	同 左	供試材ハ鑄鋼品ニ附着セシムルモノトス 但シ註文者又ハ検査員ノ承認ヲ經テ連結又ハ別箇ニ鑄造スルコトヲ得
150 未満	1 鎔鋼毎ニ 1 箇	同 左	供試材ハ鑄鋼品ト連結又ハ別箇ニ鑄造スルモノトス

**第十三條** 試験片ハ其ノ代表スル鑄鋼品ト共ニ焼鈍ヲ施シタル供試材ヨリ切取ルモノトス

**第十四條** 試験片ノ仕上不良ナルカ又ハ疵アルトキハ試験前之ヲ排却シ更ニ試験片ヲ製作スルモノトス

**第十五條** 抗張試験ニ於テ試験片カ標點間ノ中心ヨリ標點距離ノ  $\frac{1}{4}$  以外ニ於テ切断シタルトキハ更ニ試験片ヲ製作シ再試験ヲ行フコトヲ得

**第十六條** 抗張試験又ハ屈曲試験ノ成績カ規格ニ合セサル場合註文者又ハ検査員ニ於テ試験片カ適當ニ材質ヲ代表セサルモノト認メタルトキハ更ニ之ト同數ノ試験片ヲ製作シ再試験ヲ行フコトヲ得

**第十七條** 抗張試験又ハ屈曲試験ノ成績カ規格ニ合セサルトキハ更ニ其ノ鑄鋼品ニ焼鈍ヲ施シ試験ヲ行フコトヲ得 此ノ場合ニ於テハ新ニ抗張試験及屈曲試験ノ全部ヲ行フモノトス

### 第五章 落下試験及錠打試験

**第十八條** 本章ノ試験ハ特ニ指定セラレタル場合ニ限り之ヲ行フモノトス

**第十九條** 落下試験ハ次ノ一號又ハ二號ニ依ル

一、硬質ノ地面ニ於テ鑄鋼品(突起部アルモノニ對シテハ地面ニ適當ノ凹所ヲ設ク)ノ一端ヲ支點トシ原位體ヨリ約45度ノ角度ヲ爲ス迄他端ヲ揚ケ之ヲ落下スルコト

二、鑄鋼品ヲ約3mノ高ヨリ硬質ノ地面ニ落下スルコト 但シ鑄鋼品ノ形狀、重量ニ應シ註文者又ハ検査員ノ承認ヲ經テ其ノ高ヲ減スルコトヲ得

**第二十條** 特殊ノ形狀ヲ有スル鑄鋼品ニシテ前條ノ試験ニ依リ明カニ損傷フ蒙ル處アルモノニ付テハ註文者又ハ検査員ノ承認ヲ經テ本試験ヲ省略スルコトヲ得  
前項ニ依リ試験省略ノ場合ニ於テ特ニ註文者又ハ検査員ノ指定アルトキハ第四章ノ抗張試験及屈曲試験ヲ行フニ當リ成ルヘク隔リタル2箇所ヨリ各2箇ノ試験片ヲ採取シ其ノ試験ヲ行フモノトス

**第二十一條** 錠打試験ニ在リテハ鑄鋼品ノ形狀、重量ニ應シ3kg乃至7kgノ錠ニテ其ノ表面ヲ打チ缺點ノ有無ヲ試験スルモノトス

落下試験ヲ行フモノニ在リテハ錠打試験ハ落下試験ノ後之ヲ行フモノトス

### 第六章 檢 査

**第二十二條** 鑄鋼品ハ其ノ質均ニシテ有害ナル疵又ハ巢等ノナキコトヲ要ス

**第二十三條** 試験片、分析試料又ハ試験品ニシテ其ノ試験成績カ本規格ノ一部若ハ全部ニ合セサルトキハ其ノ代表スル鑄鋼品ヲ不合格トス

**第二十四條** 鑄鋼品ノ割レ又ハ疵ニシテ強サニ對スル影響ノ輕微ナルモノハ註文者又ハ検査員ノ承認ヲ經テ鑄掛ケ、電氣鎔接其ノ他適當ノ方法ニ依リ之ヲ修補スルコトヲ得

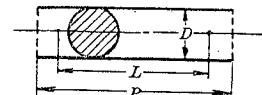
前項ノ加工後特ニ指定アルトキハ更ニ焼鈍ヲ行フモノトス

**第二十五條** 鑄鋼品ニハ検査前塗装其ノ他表面ノ検査ニ妨ケアル處理ヲ施スコトヲ得ス

**第二十六條** 本規格ニ合格シタル鑄鋼品ニハ種別、製造所名及検査済ノ證印ヲ刻シ且其ノ周圍ニ塗料ヲ施シ識別ニ容易ナラシムモノトス 但シ刻印ヲ施シ難キモノニ在リテハ適當ノ方法ニ依リ種別、製造所名及検査済ヲ表示スルモノトス

### 附 錄 (日本標準規格第1號抜萃)

#### 金屬材料抗張試験片第四號



標點距離  $L = 50 \text{ mm}$

平行部ノ長  $P = \text{約 } 60 \text{ mm}$

徑  $D = 14 \text{ mm}$

本試験片ノ斷面ハ圓形ナルヲ要ス

材料ノ都合ニ因リ上記ノ寸法ニ依ルコト能ハサルトキハ次式ニ依リ標點距離ヲ定ム  
ルコトヲ得

$$L = 4\sqrt{A} \quad (A \text{ハ試験片ノ斷面積})$$

### 鑄 鐵 品 (第 134 號)

#### 第一章 総 則

**第一條** 本規格ハ一般機械用及一般構造用鑄鐵品(以下單ニ鑄鐵品ト稱ス)ニ之ヲ適用ス 但シ特殊ノ用途ニ供スル鑄鐵品ニ付テハ此ノ限ニ在ラス

## 第二章 種 別

**第二條** 本規格ニ於テ規定スル鎔鐵品ハ之ヲ次ノ4種トス

- 第一種
- 第二種
- 第三種
- 第四種

## 第三章 製 造 法

**第三條** 鎔鐵品ハ特ニ指定ナキ限り「キュボラ」又ハ其ノ他適當ノ方法ニ依リ鎔造スルモノトス

**第四條** 鎔鐵品ハ鑄込タル後急激ナル冷却ニ依リテ生スル不當收縮其ノ他ノ障害ヲ避ケル爲必要ナル時間範型ヨリ取出サザルコトヲ要ス

**第五條** 鎔鐵品ハ註文者ニ於テ特ニ要求アリタル場合又ハ製造者ニ於テ必要ト認メ註文者ノ承認ヲ經タル場合ニハ適當ナル熱處理ヲ施スモノトス

## 第四章 化 學 試 験

**第六條** 本章規定ノ化學試験ハ註文者ニ於テ特ニ要求アリタル場合ニ限リ之ヲ行フモノトス

**第七條** 鎔鐵品ノ成分中燐及硫黃ノ含有量ハ次表ノ制限ヲ超過スルコトヲ得ス

種 別	燐 %	硫黃%
第一種	....	....
第二種	....	....
第三種	一號	....
	二號	0.40 0.10
第四種	一號	0.30 0.08
	二號	0.20 0.07

**第八條** 前條成分ノ検定ハ製造所ニ於テ 1 鎔鐵毎ニ採取セル試料ニ付之ヲ行フモノトス

1 鎔鐵トハ同一配合ニシテ且連續鎔融シタルモノヲ謂フ 但シ 10 銚ヲ超ユル場合ニハ 10 銚及其ノ端數毎ニ 1 試料ヲ採取スルモノトス 2 箇以上ノ端ヨリ抽出シタ

## 第一章 総 則

ル鎔鐵ヲ 1 取瓶ニ集メタル場合ハ之ヲ 1 鎔鐵ト看做ス

**第九條** 第七條規定ノ燐及硫黃ノ含有量ハ第五章以下ニ規定セル試験及検査ノ成績良好ニシテ註文者又ハ其ノ指定シタル検査員(以下單ニ検査員ト稱ス)ニ於テ使用ノ目的ニ適スルモノト認メタルトキハ其ノ 1 割以内ヲ超過スルコトヲ得

## 第五章 抗張試験、抗折試験及硬度試験

**第十條** 抗張試験及抗折試験ハ第二種、第三種及第四種ニ對シ之ヲ行フモノトス 但シ第二種ニ對スル抗張試験ハ註文者ノ指定アル場合ニ限リ之ヲ行フモノトス

**第十一條** 抗張試験ハ徑 30 mm = 鎔造シタル丸棒ヲ並行部ノ徑 20 mm, 長 25 mm = 仕上ケタル試験片ヲ用キテ試験ヲ行ヒ次表ノ規定ニ合符スルコトヲ要ス

種 別	抗張力	kg/mm <sup>2</sup>
第一種	10	以 上
第二種	14	以 上
第三種	19	以 上
第四種	23	以 上

## 備 考

第一種ニ對シテハ本條ニ規定ノ試験片ニ依ル標準抗張力ヲ参考トシテ示シタルモノナリ

**第十二條** 抗折試験ハ第二種ニ對シテハ徑 30 mm, 長 350 mm の鉛放シノママノ試

種 別	荷 重	kg	機 み	mm
第一種	800	以 上	.....	
第二種	1100	以 上	2.0	以 上
第三種	1350	以 上	2.5	以 上
第四種	1600	以 上	3.0	以 上

## 備 考

第一種ニ對シテハ第二種ト同様ノ試験片ニ依ル標準荷重ヲ参考トシテ示シタルモノナリ

## 第一章 総 則

試験片、第三種及第四種=對シテハ徑 37 mm、長 350 mm =鑄造シタル丸棒ヲ徑 30 mm =仕上ケタル試験片ヲ用キ支點距離 300 mm トシテ試験ヲ行ヒ次表ノ規定ニ合符スルコトヲ要ス

第二種ニ對スル抗折試験片ノ徑ハ 1 mm 以内ノ増減ヲ許ス

第十三條 鑄鐵品ニシテ特ニ薄キモノ又ハ特ニ厚キモノニ對シテハ註文者ト製造者トノ間ニ於テ豫メ協定ノ上第十一條及第十二條ノ規定ヲ變更スルコトヲ得ルモノトス

第十四條 抗張試験片及抗折試験片ノ數及供試材ノ鑄造方法ハ特ニ指定ナキ限り次表ニ依ルモノトス

鑄鐵品 1 箔 / 仕上重量 kg	抗張試験片ノ數	抗折試験 片ノ數	供試材ノ鑄造法
500 以上	各鑄鐵品毎ニ 1 箔 但シ同形ノ鑄鐵品ヲ 1 鑄鐵ヨリ多數鑄造スル場合ニ於テハ註文者又ハ検査員ノ承認ヲ經テ試験片ノ數ヲ減スルコトヲ得	同 左	供試材ハ鑄鐵品本體ニ連結シテ鑄造スルモノトス 但シ註文者又ハ検査員ノ承認ヲ經テ別箇ニ鑄造スルコトヲ得 此ノ場合供試材ノ鑄型ハ鑄鐵品ノ鑄型ト同一ノモノヲ用キ成ルヘク鑄鐵品ト同一條件ノ下ニ縱型ヲ用キ同一鑄鐵ヨリ鑄造スルコトヲ要ス
500 未満	1 鑄鐵毎ニ 1 箔 但シ 1 鑄鐵ニシテ 10 趾ヲ超ユル場合は 10 趾及其ノ端數毎ニ 1 箔	同 左	供試材ハ鑄鐵品ト連結又ハ別箇ニ鑄造スルモノトス

第十五條 硬度試験ハ第四種ニ對シ特ニ指定アリタル場合ニ限リ之ヲ行ヒ「ブリネル」

硬度 180 乃至 240 ナルコトヲ要ス 但シ第五章以下ニ規定セル試験及検査ノ成績良好ニシテ註文者又ハ検査員ニ於テ使用ノ目的ニ適スルモノト認メタルトキハ其ノ 1 割以内ヲ増減スルコトヲ得

硬度試験片ハ別ニ造ラス抗折試験片ノ支點外ノ部分ヲ用キテ試験ヲ行フモノトス

第十六條 試験片ノ仕上不良ナルカ又ハ疵アルトキハ註文者又ハ検査員ノ承認ヲ經テ試験前之ヲ廢却シ更ニ他ノ試験片ヲ以テ之ニ代フルコトヲ得

第十七條 試験ノ成績が規定ニ合符セサル場合註文者又ハ検査員ニ於テ試験片ガ適當ニ鑄鐵品ヲ代表セサルモノト認メタルトキハ更ニ 1 箔ノ試験片ヲ採リ再試験ヲ行フ

## 第一章 総 則

コトヲ得

## 第六章 檢 査

第十八條 破面検査ハ鑄鐵品第一種ニ對シ註文者ノ指定アリタル場合之ヲ行フモノトス

破面検査ハ鑄鐵品又ハ其ノ鋸臍、湯口等ヲ破壊シ其ノ破面ヲ檢シ適當ナル破面ヲ有スルコトヲ確ムモノトス

第十九條 鑄鐵品ハ其ノ質均一ニシテ有害ナル疵又ハ巣等ノナキコトヲ要ス

第二十條 鑄鐵品ノ形狀寸法及重量ハ模型或ハ圖面ニ基キ検査シ其ノ公差ハ必要ト認メタル場合註文者ニ於テ指定スルモノトス

第二十一條 試験片、分析試料又ハ試験品ニシテ其ノ試験成績カ本規格ノ一部若ハ全部ニ合格セサルトキハ其ノ代表スル鑄鐵品全部ヲ不合格トス

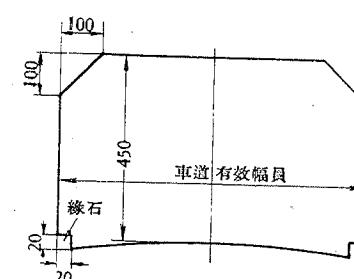
第二十二條 鑄鐵品ニハ検査前塗装其ノ他表面ノ検査ニ妨ケアル處理ヲ施スルコトヲ得ス

第二十三條 重要ナル鑄鐵品ニハ製造所名又ハ其ノ記號及種別其ノ他註文者ノ指定スル記號ヲ鏽出シ且本規格ニ合符シタルモノニハ検査済ノ證印其ノ他註文者ノ指定スル記號ヲ刻印スルモノトス 但シ註文者ノ承認ニ依リ適當ノ方法ヲ以テ鏽出シ又ハ刻印ニ代フルコトヲ得

## 建 築 限 界

第四條 橋面上ノ建築限界ハ次ニ掲クル甲ノ規格(第1圖)ニ依ルヘシ 但シ

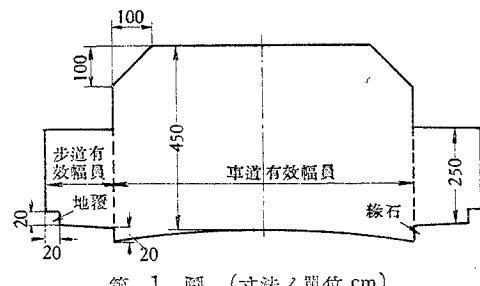
(甲) 1. 車道歩道ノ區別ナキ場合



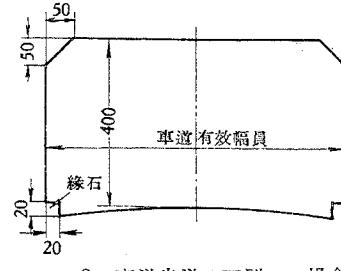
特殊ノ箇所ニ限リ乙ノ規格(第2圖)迄縮小スルコトヲ得

構造上已ムヲ得サル場合ハ横桁ノ取付部分ヲ第3圖ノ限度ニ於テ此ノ限界内ニ突出セシメ又主桁ノ端部ニ在リテハ支間 $\frac{1}{10}$ ノ範囲内ニ限リ其ノ端柱或ハ弦材ノ一部ヲ第4圖ノ限度ニ於テ幅25cm以内歩道部ノ限界内ニ突出セシムルコトヲ得

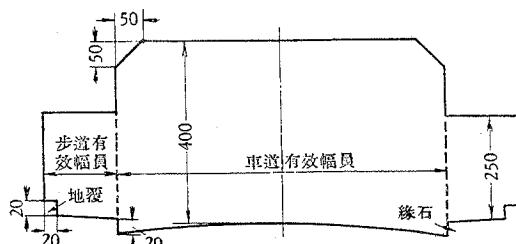
## 2. 車道歩道ノ區別アル場合



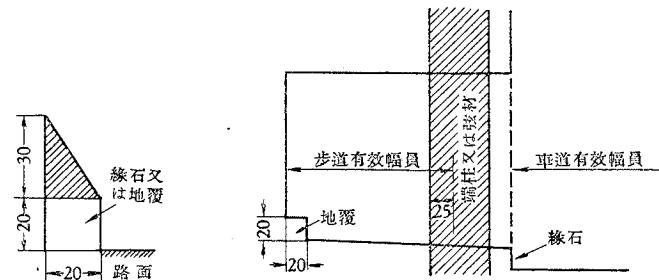
第1圖 (寸法ノ単位 cm)  
(乙) 1. 車道歩道ノ區別ナキ場合



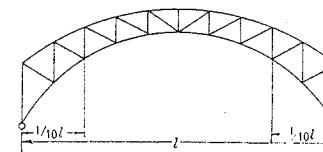
2 車道歩道ノ區別アル場合



第2圖 (寸法ノ単位 cm)



第3圖 (寸法ノ単位 cm) 第4圖 (寸法ノ単位 cm)



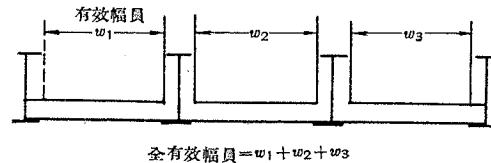
第4圖 (寸法ノ単位 cm)

## 〔解説〕

第四條は橋面上の建築限界を規定したのであるが、これは勿論道路構造令及び同細則街路構造令及び同細則に準據したものである。第二項に於て橋梁として構造上横桁取付部分が第3圖の限度に於て限界内に突出せしめることが出来ることにしたのは實用上此の部分は何等車轂と抵觸することなく、かくすることに依つて經濟上の利益は相當大なるものがあるので此の特例を設けたのである(車道部のみならず歩道に就いても同様)。又主桁の端部に於ては單純構の端柱、拱橋の弦材の一部等が幅25cmだけ歩道部の限界内に突出して差支ない事としたのであるが、此の範囲は第5圖に示す様に橋梁の支間 $\frac{1}{10}$ の範囲内に限るのであつて、拱橋の弦材も先づ此の範囲に普通は納るべきものと認めたのである。此の限界内に突出することは車道歩道の區別ある場合の歩道部に限るのであつて決して車道部に突出してはならない。此

第四條は橋面上の建築限界を規定したのであるが、これは勿論道路構造令及び同細則街路構造令及び同細則に準據したものである。第二項に於て橋梁として構造上横桁取付部分が第3圖の限度に於て限界内に突出せしめることが出来ることにしたのは實用上此の部分は何等車轂と抵觸することなく、かくすることに依つて經濟上の利益は相當大なるものがあるので此の特例を設けたのである(車道部のみならず歩道に就いても同様)。又主桁の端部に於ては單純構の端柱、拱橋の弦材の一部等が幅25cmだけ歩道部の限界内に突出して差支ない事としたのであるが、此の範囲は第5圖に示す様に橋梁の支間 $\frac{1}{10}$ の範囲内に限るのであつて、拱橋の弦材も先づ此の範囲に普通は納るべきものと認めたのである。此の限界内に突出することは車道歩道の區別ある場合の歩道部に限るのであつて決して車道部に突出してはならない。此

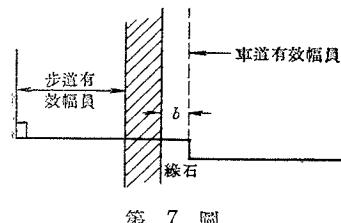
の第二項に依つて歩道部に設けられた照明柱の如きは主桁支間の  $\frac{1}{10}$  の範囲内に限らず歩道有效幅員内に含まれて差支ない。又第6圖の如く主構によつて車道有效幅員が幾つかに分れる場合も是等の合計が全車道有效幅員となること勿論である。但し  $w_1, w_2, w_3$  等の各は 2.75 m 以上である。

全有效幅員 =  $w_1 + w_2 + w_3$ 

第 6 圖

歩道車道の境界に近く歩道内に主構が設けられた場合には其の主構の車道

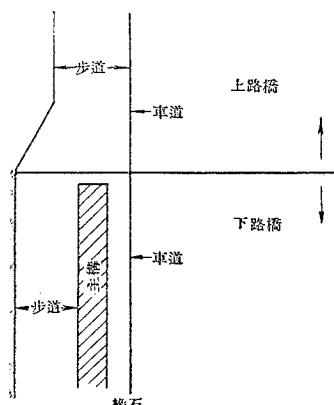
に接する堅面と車道有效幅員の限界線との間は下部に縁石が設けられ此の縁石に依つて主構が保護せらるゝだけの適當な間隔 ( $b$ ) を存置しなければならない。 $b$  は 15~20 cm が適當である（第7圖参照）。



第 7 圖

歩道車道の區別ある道路に於ては車道有效幅員中に縁石が出張らぬ事と定めてあるから、下路橋の如き場合で主構が第8圖の如くあつても又上路橋の如き場合で主構が出張らなくとも車道の有效幅員は一定に保つ事を原則としたのである。

尙歩道、車道の區別なき場合の道路有效幅員を車道有效幅員と稱したのは、歩道、車道の區別なき場所は道路有效幅員全部を車道と看做すからである。



第 8 圖

## 高 檻

### 第五條 橋梁ニハ高欄又ハ地覆ヲ設クヘシ

長 10 m 以上ノ橋梁ニ在リテハ路面ヨリ 60 cm 以上ノ高ヲ有スル高欄ヲ附スルモノトス

#### 〔解説〕

橋梁には高欄又は地覆を必ず設けることを規定し交通の安全を計つたのである。橋梁としての全長が 10 m 以上の場合は路面から 60 cm 以上の高を有する高欄を附けてはならない。此の事は橋梁の長が 10 m 以下であつても交通上危険なる場合、例へば深い谷間とか又は積雪の大なる處とか又風當りの大なる地方等にあつては相當高の高欄を附するを可とするのである。10 m 以下の橋梁で交通上左程危険でない場所に餘り高の大なる高欄を附することは外観上好ましくないこと考へられる。

## 縁 石

### 第六條 車道ノ兩側ニハ縁石ヲ設クヘシ

#### 〔解説〕

車道歩道の區別ある場合は勿論のこと車道、歩道の區別のないものは全部車道と看做して、兩端には必ず縁石を設けて車殻が縁石の外側にある構造物に激突するを避けなくてはならない。縁石は普通石材(花崗石)が最も多く用ひられるが勿論鐵筋コンクリート(外側面に鐵鋼を用ふるを可とす)、鋼材等で製作せられることもある。

縁石の大きさは高 15 cm、幅 15~20 cm 位を標準とする。

## 第二章 荷 重

### 荷 重 の 種 類

第七條 橋梁の設計に於て考慮すべき荷重ハ次ノ如シ

- 1 死荷重
- 2 活荷重
- 3 衝撃
- 4 風荷重及横荷重
- 5 雪荷重
- 6 制動荷重及遠心荷重
- 7 溫度變化の影響
- 8 支點移動の影響
- 9 地震の影響

#### 〔解説〕

橋梁の設計に於て考慮を要する荷重の種類を一應挙げたのであつて、此の9種の荷重を常に全部採用する譯ではない。設計橋梁の自重たる死荷重、交通による活荷重、活荷重の作用に因つて生ずる動的作用たる衝撃及び風荷重及横荷重（風荷重及横荷重に就いては必ず生ずるものとして取扱ふ）は常に必ず生すべき荷重であるが、其の他の荷重は土地の状況、橋梁の構造により生ずる場合と生ぜざる場合とがある。雪荷重は第十六條に示す如く積雪が特に多く、雪荷重を特に考慮しなくてはならぬと認めた場合にのみ用ひられ、制動荷重及び遠心荷重は第十七條第十八條に規定せらるゝ如く、主として橋梁が軌道を併用する場合であつて、自動車による制動荷重も普通は大なる影響なき場合が多いのである。溫度變化の影響に就いては第二十條に規

定せられ、橋梁の構造に依つて生ずるものであつて單純桁は勿論、外的に靜定構造である繋掛橋の如きには考慮せざるが普通である。

支點移動の影響は支點が移動するの虞れありと認められ此の移動に依つて構造の各部に悪影響を與へる應力を生ずるものと認められるものに限つて、技術者の判断に依つて考慮せらるものである。

地震の影響は第二十一條に規定せらるゝ如く架橋地點の状況を考慮して加減し得ることとなつてゐるが、常に一應は考慮しなくてはならないのである。

以上の他に可動支承の摩擦の如きも一應考へらるゝのであるが、普通考慮せざるが安全側となることが多いのでこゝには挙げないが、第41條に於て一應考慮することを求めてゐるのである。

### 死 荷 重

第八條 死荷重の算出=使用スル材料の重量ハ次ノ如ク假定スヘシ 但シ實重量ノ明カナルモノハ此ノ限ニ在ラス

材 料	単位重量(kg/m <sup>3</sup> )
鋼, 鑄	7 850
錬	7 800
鑄	7 250
鐵筋コンクリート	2 400
コンクリート	2 200
セメントモルタル	2 000
石 材	2 600
砂利又ハ碎石	1 700
砂	1 700
土	1 600
木 材	800

瀝青材(防水用)	1100
瀝青鋪装	2200
石塊鋪装	2600
煉瓦鋪装	2400
アスファルト塊鋪装	2800
木塊鋪装	1000

## 〔解説〕

死荷重の算出に使用する材料の単位重量の假定は橋梁設計に於て重要なものの一つである。種々の調査の結果本條に示す如き値を採用したのであるが、舊道路構造令に関する細則案による値とを對比すれば、次の通りである。舊細則案になき瀝青材(防水用)及びアスファルト塊鋪装を新に加へたこと及び將來設計せらるゝ鋼道路橋には、マカダム鋪装の如きは大體行はれないものとの見解の下に舊細則案にあつたが之を削除したのである。舊案に比し其の値の異なるものは、セメントモルタル、木材、瀝青鋪装及び煉瓦鋪装の4種である。内木材以外は實際調査の結果多少の修整を可と認めて訂正したものである。アスファルト塊鋪装は銅鑄滓を含む最大比重のものを摘記したのであるが、本條但書により實際使用すべき塊の實重量により加減すべきである。木材に就いては其の比重が樹種の切取部分、樹齡、含水率等により廣範囲に變化し、之を一概に決定することは困難である。含水率は立木又は伐採直後に於ては、100%以上に達するものも多いのであるが實際構造物設計に使用する氣乾材では15~20%が普通である。露天に於て實際使用するとき30~40%の含水率を見込めば十分と考へられ舊細則案の650は稍々過小の感があるので800kgとしたのである。次に各方面の資料を摘記すれば次表の如くである。

尙實際に使用する材料を計量して明瞭に其の重量の知られたるものに就いては、本條の假定に従はず其の實際重量を使用して差支ない事に規定した

復興局の試験		U.S. Department of Agriculture No.6		林業試験場報告 No.566		林業試験場		荷重			
樹種	含水率%	含水率30~40%の重	比重	樹種	含水率%	含水率30~40%の重	比重	樹種	含水率30~40%の重		
カラ松	14.41	0.516	0.59~0.63	米松海岸松	16	0.546	0.61~0.66	Douglas fir	15.80	0.48	0.54~0.58
トド松	13.64	0.539	0.45~0.48	米松森林松	16	0.482	0.54~0.58		16.1	0.51	0.57~0.62
エゾ松	14.48	0.447	0.51~0.55	Western Hemlock	16	0.449	0.50~0.54		14.0	0.42	0.48~0.52
檜	13.85	0.367	0.42~0.45	Western Cedar	16	0.353	0.40~0.45		16.0	0.52	0.58~0.63
杉	14.53	0.387	0.44~0.47	Yellow Cedar	16	0.449	0.50~0.51		16.1	0.53	0.59~0.64
赤松	13.99	0.524	0.60~0.64	Cypress	16	0.493	0.56~0.60		18.0	0.37	0.41~0.44
ヒバ	13.46	0.513	0.59~0.63	Port offord Cedar	16	0.430	0.48~0.52		19.4	0.45	0.49~0.53
ヒバ	15.20	0.423	0.43~0.51	杉	"	0.460	0.52~0.56		16.4	0.62	0.69~0.75
桧	12.46	0.518	0.60~0.65	檜	"	0.500	0.56~0.60		20.6	0.64	0.69~0.74
水	12.94	0.718	0.83~0.89	赤松	"	0.570	0.64~0.69		18.1	0.58	0.55~0.59
鹽地	14.92	0.567	0.65~0.70	落葉松	"	0.480	0.54~0.58		19.4	0.51	0.56~0.60
櫟	13.40	0.525	0.69~0.65	羅漢松	"	0.570	0.64~0.69		17.5	0.46	0.51~0.55
米	13.46	0.419	0.48~0.52	梅	"	0.520	0.58~0.63		14.6	0.36	0.41~0.44
米	11.89	0.463	0.54~0.58	櫻	"	"	"		15.7	0.38	0.43~0.46
米	14.72	0.499	0.57~0.61	松	"	"	"				
米	14.76	0.497	0.56~0.61	柏	"	"	"				

## 各種鋪装の単位重量表

	漆青乳剤鋪装	鋪装 $1m^2$ 当り 重量 (kg)
表面層	表面處理 厚1cm, 比重 2.20	22
3 cm	乳剤マダム又は 乳剤コンクリート 同上 厚3cm, 比重 2.35	71
5 cm	同上 厚5cm, 比重 2.35	118
高級漆青鋪装		
5 cm	粗骨材式 アスファルトコンクリート 厚5cm, 比重 2.25	113
5 cm	細骨材式アスファルト コンクリート(トベカ式) 厚5cm, 比重 2.12	106
アスファルトブロック鋪装		
石粉使用 ブロック厚2.5cm, 比重 2.17, ブロック重量 54kg 1:3モルタル補層(厚1.5cm)重量 30kg	84	
砂, 石粉使用 ブロック厚3.8cm, 比重 2.19, ブロック重量 83kg 1:3モルタル補層(厚1.5cm)重量 30kg	113	
砕石, 砂, 石粉使用 ブロック厚5.0cm, 比重 2.25, ブロック重量 113kg 1:3モルタル補層(厚1.5cm)重量 30kg	143	
銅鐵溶, 石粉使用 ブロック厚2.5cm, 比重 2.90, ブロック重量 73kg 1:3モルタル補層(厚1.5cm)重量 30kg	103	
銅鐵溶, 石粉使用 ブロック厚3.8cm, 比重 2.90, ブロック重量 110kg 1:3モルタル補層(厚1.5cm)重量 30kg	140	
銅鐵溶, 石粉使用 ブロック厚5.0cm, 比重 2.90, ブロック重量 145kg 1:3モルタル補層(厚1.5cm)重量 30kg	175	
シートアスファルト 上層 厚4cm, 比重 2.05, 重量 62kg 下層 厚2.07, " 83 "	165	
塊鋪装		
クリンカー $9 \times 7.5 \times 20$ 目地幅 0.6 1:3モルタル 厚1cm 1:3モルタル	クリンカー鋪装 クリンカー 厚 7.5cm, 幅 9cm, 長 20cm. 49個, 重量 147kg 1:3モルタル補層(厚1.0cm)目地 (幅0.6cm)重量 25kg	172
目地幅1.0 1:3モルタル 石塊 $11 \times 12 \times 30$ 厚12cm 1:3モルタル	石塊鋪装 石塊 厚 12cm, 幅 11cm, 長 30cm 27個, 重量 284kg 1:3モルタル補層(厚3.0cm)目地 (幅1.0cm)重量 87kg	371
小錦石長幅( $10 \sim 7$ ) $\times$ 厚さ( $10 \sim 8.5$ ) 目地 1:3モルタル 厚8.5cm 1:3モルタル	小錦石鋪装 小錦石 厚( $10 \sim 8.5$ cm)長及び幅( $10 \sim 7$ cm) 113個, 重量 218kg 1:3モルタル補層(厚1.5cm)目地 重量 70kg	288
6cm 目地幅0.3 砂填充 コンクリート 平板 $36 \times 36 \times 6$ 厚3cm 砂	コンクリート平板鋪装 コンクリート平板 厚 6cm, 長及び幅 36cm 76個, 重量 129kg 砂, 補層及び目地用 $0.031 m^3$ , 重量 50kg	179
木塊 $7.5 \times 9 \times 15$ 目地幅0.3	木塊鋪装 木塊 松木塊 厚 7.5cm, 幅 9cm, 長 15cm 68個, 重量 56kg 目地用ブローンアスファルト, 重量 8kg	64

である。(使用材料の最悪条件の場合(最大比重)を考慮することを忘るべからず)

同表中 30~40% の含水率に對する比重を見るに大體次表の如き分類となる。

比 重	軟 木 類	硬 木 類
0.3~0.4	サワラ	桐
0.4~0.5	トド松, エゾ松, 杉	朴, 桂
0.5~0.6	檜, 赤松, アスナロ	ハリ桐, アキ櫻
0.6~0.7	榧, 黒松	鹽地, 梢, モミヂ, 櫻, 楓
0.7~0.8		楠, ハルヒメ, 檜, ウケ
0.8~0.9		大檜, 小檜, イチヒヅチ, 白櫻
0.9~1.0		柏, 赤松, ウバメガシ

獨逸木橋示方書に於ける木材の重量は次表の如し

木材一立方米の平均重量表 kg/m <sup>3</sup>		
木 材 の 種 類	乾燥せるもの	生のもの
軟材 エゾ松及び櫻	550	700
松及び落葉松	600	750
硬材 槗及びブナ	800	1 000

## 活荷重

第九條 活荷重ハ等分布荷重, 自動車荷重, 輪壓機荷重及軌道ノ車輛荷重トス  
〔解説〕

活荷重の種類として等分布荷重, 自動車荷重, 輪壓機荷重及び軌道の車輛荷重の4種類とした事を示したものである。

等分布荷重は舊細則案によれば群集荷重となつてゐたのであるが, 此の名稱は恰も人間群集のみを表したものとの誤解を生じ易いので, 改めたのである。群集のみならず, 自轉車, 自動自轉車, 荷車, 牛馬車等規定の重量を

有する自動車荷重、輶壓機荷重以外の總べての荷重を代表したものと考へるのである。

自動車荷重は衝撃を生すべき大なる集中荷重を代表し輶壓機荷重は他の諸荷重と同時に負載せず衝撃を生ぜざる場合の一橋梁に負載し得る最大の集中荷重として考慮されたものである。

軌道の車輛荷重は橋梁に軌道を併用する場合に限り考慮さるべきものなることは勿論である。相當の注意を拂へば軍用自動車、戦車、砲車等に就いても自動車荷重によつて設計すれば現在のところ一應安全であると考へられる。

### 等分布荷重

第十條 等分布荷重ハ次ノ定メニ依ルヘシ

支 間	一 等 橋	二 等 橋
30 m 未満	$\rho = 500$	$\rho = 400$
30 m~120 m	$\rho = 545 - 1.5 l$	$\rho = 430 - l$

$\rho$ =等分布荷重( $\text{kg}/\text{m}^2$ )

$l$ =支間(m)

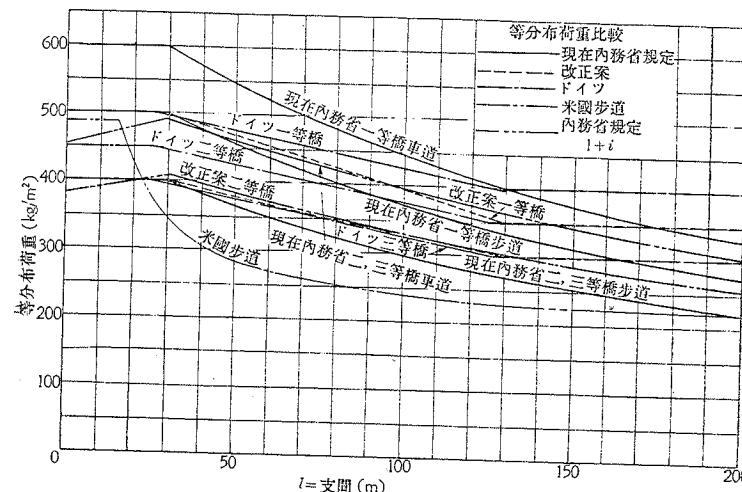
### 〔解説〕

舊細則案の群集荷重は車道と歩道とを問はず衝撃を生ぜざる取扱方であるが、その値は大であつて已に衝撃を含めたる値と看做すことが出来る。故に他の荷重と同様に衝撃を含まざる値となし、支間に相當する衝撃を別に考慮した方が合理的と考へて本條の如く改正したのである。舊細則案及びこれより衝撃を減じたる値、改正せる等分布荷重、米、獨の規定等を表示すれば第9圖、第10圖の通りである。

本條に於ける支間  $l$ (m) は主桁の應力計算には主桁の支間、横桁の場合は縦桁支間の2倍、縦桁に就いては其の支間である。主桁の支間に就いては突

桁橋の場合屢々疑問を生ずる虞れがあるが、此の場合橋脚又は橋臺の支點間距離と定めることにする。

歩道の床版床組には冬季の除雪作業又は架設時の輶壓等思はざる大なる集中荷重を受くる虞れがあるから特に注意を要する。此の場合床版床組等の設計荷重は上式中多くの場合 30 m 未満なる故、一等橋に在りては  $500 \text{ kg}/\text{m}^2$  となるのである。然るに主桁の設計に使用する歩道部分の等分布荷重は主桁の支間に依つて計算せる等分布荷重を使用することは勿論である。



$$\begin{aligned} \text{舊内務省規定} & \left\{ \begin{array}{l} \text{車道} \\ \text{歩道} \end{array} \right. \begin{cases} \text{一等橋 } w = \frac{120000}{170+l} \leq 600 \\ \text{二,三等橋 } w = \frac{100000}{170+l} \leq 500 \\ \text{一等橋 } w = \frac{100000}{170+l} \leq 500 \\ \text{二,三等橋 } w = \frac{80000}{170+l} \leq 400 \end{cases} \\ & l = \text{支間 (m)} \\ & w = \text{kg}/\text{m}^2 \\ \text{ドイツ規定} & \left\{ \begin{array}{l} \text{一等橋 } w = 525-l \\ \text{二等橋 } w = 475-l \\ \text{三等橋 } w = 425-l \end{array} \right. (w = \text{kg}/\text{m}^2) \\ & w = \text{lb}/\text{ft}^2 \\ & L = \text{載荷長 (ft)} \\ \text{米國歩道} & w = (40 + \frac{3000}{L}) \left( \frac{55-W}{50} \right) \\ & W = \text{幅 (ft)} \end{aligned}$$

第 9 圖

		各國等分布荷重 kg/m <sup>2</sup>																					
		支間m	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
内務省規定	一等橋車道	600	600	600	600	571	545	522	500	480	462	444	429	414	400	387	375	364	353	343	333	324	
内務省規定	二等橋歩道	500	500	500	500	476	454	435	417	400	385	370	357	345	333	322	312	303	294	286	277	270	
内務省規定	二、三等橋歩道	400	400	400	400	381	363	348	333	320	308	296	286	276	267	258	250	243	235	239	222	216	
改正案	一等橋	500	500	500	500	485	470	455	440	425	410	395	380	365	350	350	350	350	350	350	350	350	
改正案	二等橋	400	400	400	400	390	380	370	360	350	340	330	320	310	300	300	300	300	300	300	300	300	
ド	一等橋	500	500	495	495	485	475	465	455	445	435	425	415	405	400	400	400	400	400	400	400	400	
ド	二等橋	450	450	450	445	445	435	425	415	405	395	385	375	365	355	350	350	350	350	350	350	350	
ド	三等橋	400	400	400	395	385	375	365	355	345	335	325	315	305	300	300	300	300	300	300	300	300	
米国歩道	488	488	415	342	303	283	269	259	249	244	239	234	229	229	225	225	220	220	220	215	215		
内務省規定	一等橋	462	467	480	491	476	461	448	434	420	408	395	384	373	362	352	342	334	325	317	308	301	
内務省規定	二等橋	385	389	400	409	397	384	373	362	350	340	329	320	311	301	293	285	280	271	264	256	251	
	支間m 25																						
	ド 一等橋 500																						
	ド 二等橋 450																						
	ド 三等橋 400																						
	支間m 12.5																						
	米国歩道 488																						

第 10 圖

## 自動車荷重

第十一條 自動車荷重ハ次ノ定メ=依ルヘシ

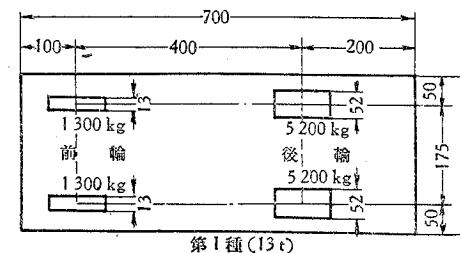
一等橋=在リテハ第一種、二等橋=在リテハ第二種トス(第 11 圖参照)

## 〔解説〕

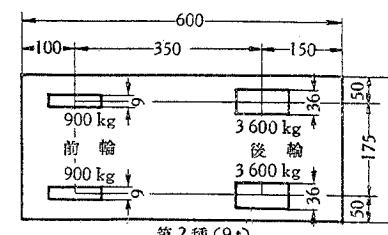
自動車荷重に就いては舊細則案が 12t, 8t, 6t の三種に對し 13t, 9t の二種としたのである。國道に就いては 8t から一躍 13t に、府縣道に就いては 6t から 9t になつた譯である。街路は 12t が 13t となつたので大なる變化はない。今日走行しつゝある自動車の實總重量調査の結果から考慮すれば此の改正も過大な荷重でなく寧ろ實總重量が次第に増加する傾向あるに鑑み適切なる重量と認めたのである。

自動車荷重は設計を左右する重要事項であるから既設の橋梁(舊細則案に基づく)に就いても一應調査をなし橋床部分には相當影響あるも主構には大なる影響なきを認めたのである。既設橋梁の取扱に就いては後述する。

車體の寸法に就いては重量と併せ考慮し相當大なる寸法を採用し前輪と後輪の荷重分布に就いては實例に依つて調査せる結果及び自動車構造が將來次第に 1:4 の比となりつゝあるに鑑み 1:4 と決定した次第である。



第 1 種 (13t)



第 2 種 (9t)

## 輪帶幅に就いては(輪帶幅 1 cm に付)

米國の規定 141 kg

我が國道路構造令 113 kg (1 寸に付 100 貫)

道路取締令 57 kg (1 寸に付 50 貫)

なるに鑑み 1 cm に付 100 kg として輪帶幅を決定したのである。

尙三軸を有する自動車に就き其の橋桁に及す調査をなしたが二軸車の場合に比して影響大ならざるを認めたのである。

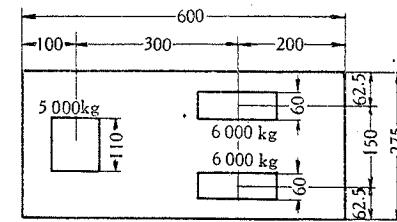
## 輥 壓 機 荷 重

第十二條 輥壓機荷重ハ次ノ定メニ依ルヘシ

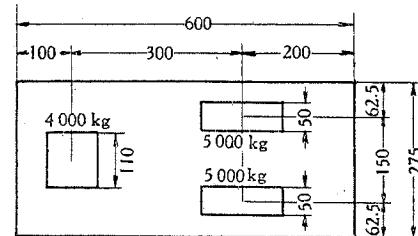
一等橋ニ在リテハ第一種、二等橋ニ在リテハ第二種トス(第12圖参照)

[解説]

輥壓機荷重は舊細則案によれば普通使用する必要なきこと多く設計を左右する活荷重は自動車荷重と群集荷重であつた。故に今回改正に當り輥壓機



第1種(17t)



第2種(14t)

第 12 圖 (寸法ノ単位 cm)

の現存するものに就いて調査し輥壓機荷重を設けざることに方針を定めたのであるが、第二十二條に定むる如く他の活荷重と同時に負載せざる場合に一橋梁に於ける最大の集中荷重を明瞭ならしめて置く意味に於て、本條を定めたものであつて、自動車荷重及び等分布荷重に依つて定められ、此の輥壓機荷重は使用する必要のない様に其の荷重を定めたものである。

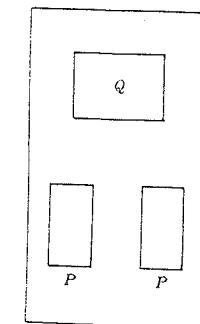
13t 自動車に對してより大なる影響を與へざる 17t 輥壓機、同じく 9t 自

動車に對して 14t 輥壓機を定めたのである。

輥壓機の寸法及び輪荷重の割合等は、實例に基づいて定めたものであり、輪帶幅は自動車荷重と同様に 1cm 幅に付 100kg としたのである。

今 1 車線幅 2.75m に就いて 13t 自動車及び等分布荷重に規定の衝撃を加算して各支間別に最大曲げモーメントを求め、之に等しき曲げモーメントを與へる輥壓機總延数を求むれば(輥壓機荷重の寸法を改正の寸法と同様とする)次表の如く支間 8m に對し 18t の結果を得る。

支 間	(t) 輥壓機總延数	$Q(t)$	$P(t)$
3	20		
5	20		
8	18	5.0	6.5
10	19		
20	25		
30	32		



實在する輥壓機により大體 18t のものに就いて調査すれば、 $Q: 5t, P: 6.5t$  となるが 13t 自動車の荷重に依りて設計せられたる床版厚よりすれば  $P$  は端部の剪断力から 6.5t 以上とすることが出来ない。故に 17t として本條の如き輥壓機荷重を定めたのである。

9t 自動車に就いても 13t 自動車の場合の如く輥壓機荷重の總重量を支間別に求むれば、

支 間	1	2	3	5	6	7	10
總重量	14.3	14.2	14.15	14.4	14.3	14.2	14.8

となり實例により  $Q: 2P=1: 2.1$  であつて、9t 自動車に依つて設計せら

る。床版厚では、端剪断力に依つて  $P$  は 4.5~5t 以上とすることは出来ないので、総重量を 14t とし、 $P$  を 5t  $Q$  を 4t としたのである。

### 軌道ノ車輛荷重

**第十三條** 軌道ニ於ケル車輛ノ占有幅及荷重ハ其ノ軌道ノ定メニ依ルヘシ  
〔解説〕

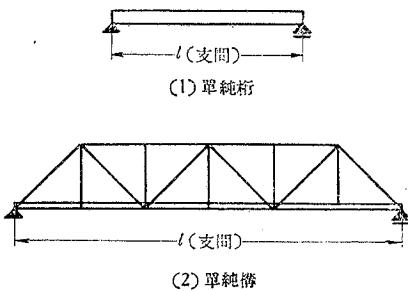
軌道を併用する橋梁の設計には軌道の車輛荷重を考慮しなければならない。車輛の占有幅及び荷重は各軌道に依つて定められてゐるから、其の定められた占有幅及び荷重を使用しなければならない。例へば東京市電を併用する橋梁は東京市電に於て定つた車輛の占有寸法及び荷重を採用するのである。

### 衝 撃

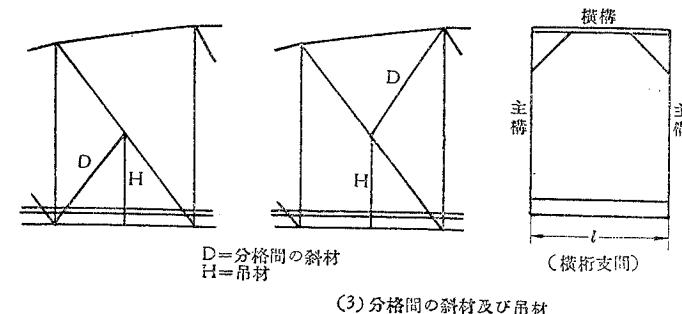
**第十四條** 車道ノ等分布荷重、自動車荷重及軌道ノ車輛荷重ハ衝撃ヲ生スルモノトシ、歩道ノ等分布荷重及輶壓機荷重ハ衝撃ヲ生セサルモノトス  
衝撃ニ因ル應力ハ衝撃ヲ生スヘキ活荷重應力ニ次式ノ衝撃係數ヲ乘シタルモノトス

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

上式中  $i$  ハ衝撃係數、 $l$  ハ單純構及其ノ支承ニ在リテハ支間(m)、單純構ノ弦材及其ノ支承ニ在リテハ支間(m)ヲ、下路構ノ吊材、上路構ノ支柱、分格間ノ斜材ノ類ニ在リテハ



横桁ノ支間(m)ヲ其ノ他ノ腹材ニ在リテハ支間(m)ノ75%ヲ採用スヘシ  
〔第13圖参照〕



第 13 圖

### 〔解説〕

車道の等分布荷重、自動車荷重及び軌道ある場合の其の車輛荷重は衝撃を生じ、歩道の等分布荷重と輶壓機荷重は衝撲を生じないと定めた事は、舊細則案に於て車道の群集荷重(等分布荷重に當る)が、已に衝撲を含める値をしてゐるので自動車荷重と軌道の車輛荷重のみが衝撲を生ずることゝしてあつた點が異なるのである。

此の改正に依つて衝撲による應力は衝撲を生すべき活荷重應力に衝撲係數を乗すればよい事を明記されたのである。衝撲係數とは舊細則案に依れば

$$i = \frac{20}{60+l}$$

であつて  $l$  は載荷弦の長をとるのであつた。

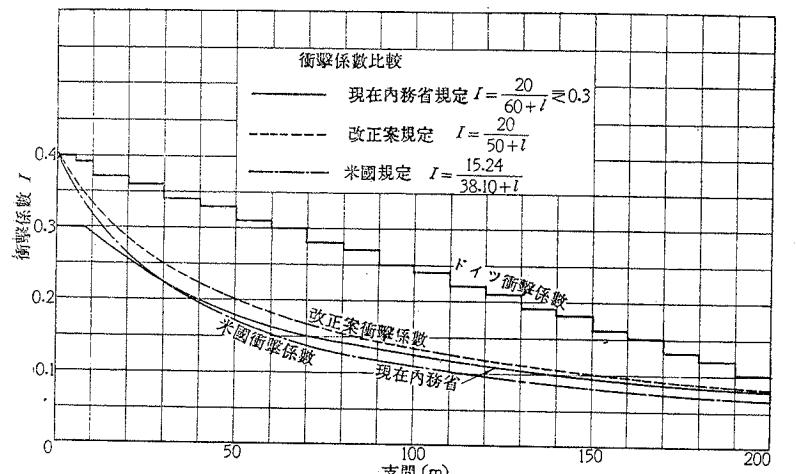
然るに改正示方書に依れば

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

とし  $l$  は大體支間を意味するのである。但し構造に依つて多少の修正をなすことは、本條の末項に記す通りである。衝撲は活荷重、許容應力と共に關

聯を有するものであり舊細則案に依れば、短支間のものに稍々過小であるから米國、獨逸等の示方書の如く最大を 40% とし彼此を比較考究の上本條の如き式を採用したのである。此の式と舊細則案及び米國、獨逸等の式との關係を圖示すれば第 14 圖の如くである。 $I$  は舊細則案の如く載荷重長を採るより載荷重の如何に不拘考ふる構造部分に依つて本條の如く定むることが合理的と考へる。

$I$  は單純桁の主桁及び其の支承の設計には支間を用ひ、單純構の上、下兩弦材と端支承の設計には  $I$  は支間、腹材には支間の 75% を採用するのである。縦桁の設計には縦桁の支間を、横桁には横桁の支間を採用するのである。



各國衝撃係數

支間 m	0	6.66	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
現在内務省	0.3000	0.3000	0.2850	0.2500	0.2220	0.200	0.181	0.166	0.153	0.142	0.133	0.125	0.117	0.111	0.105	0.100	0.095	0.090	0.085	0.083	0.080	0.076
改正案	0.400																					
米国	0.400																					
ドイツ	0.4000	0.390	0.37	0.36	0.34	0.38	0.31	0.30	0.28	0.27	0.25	0.24	0.22	0.21	0.19	0.18	0.16	0.15	0.13	0.12	0.10	

第 14 圖

然し下路構の吊材や上路構の支柱、分格間の斜材たる第 13 圖の D 又は吊材の H は横桁の支間を採用するのである。本條には基本たるべき單純桁及び單純構に於ける  $I$  の取方のみを述べたが、次に各種の構造物に對する  $I$  の取り方を説明する。

連續桁に於ては各支間に載る荷重に對して各其の支間に相當する衝擊係数

を採用する

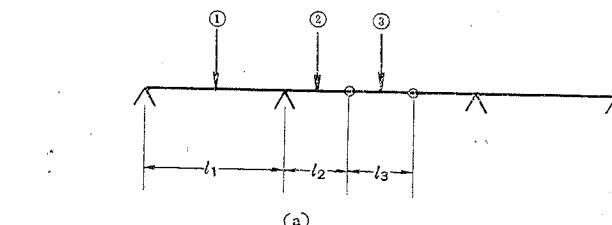
荷重①に對して支間  $l_1$  に相當する衝擊係数を

荷重②…  $l_2$

荷重③…  $l_3$  …を採用する。

(第 15 圖参照)

突桁(ゲルバー桁)の場合には、碇着桁上の荷重に對しては碇着桁の支間に相當する衝擊係数を、突桁上の荷重に對しては突桁の突出長に吊桁支間を加へたる長に相當するものを採用する。吊桁上の荷重に對しては目的が吊桁の應力計算にあるならば吊桁支間に相當するものを採り、突桁及び碇着桁の應力計算の爲ならば、吊桁支間に突桁突出長を加へた長に相當するものを採用するのである。



(a)

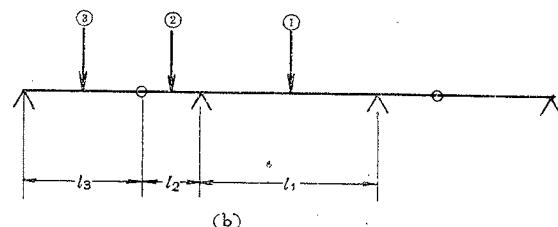
第 15 圖 突 桁

荷重①は  $l_1$ 、荷重②は  $l_2+l_3$

荷重③は 吊桁計算の場合は  $l_3$

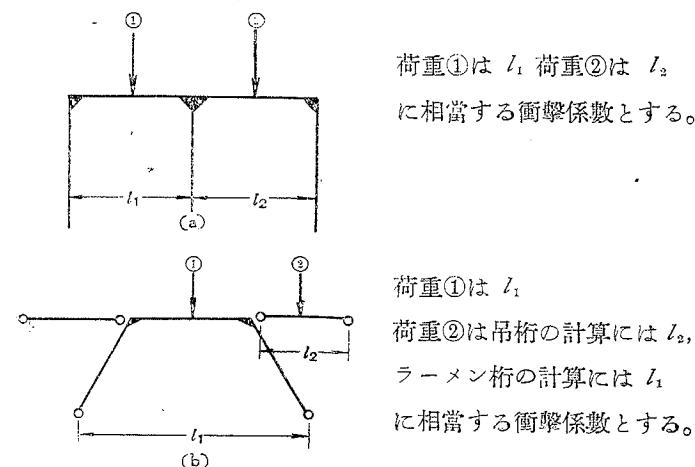
突桁又は碇着桁の場合は  $l_2+l_3$

に相當する衝撃係数を採用する(第16,17圖参照)。



第17圖 突 桁

ラーメン桁の場合は各荷重に對して其の荷重の載れる支間に相當する衝撃係数を採用する(第18圖参照)。

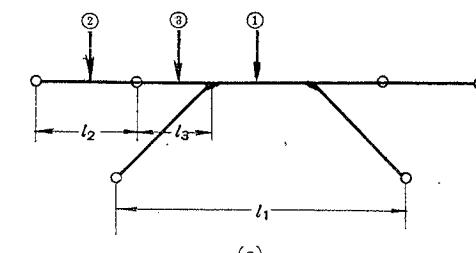


第18圖 ラーメン 桁

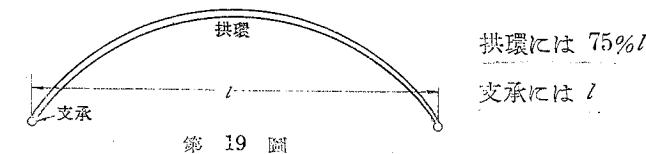
荷重①は  $l_1$ , 荷重②は  $l_1$  支間のラーメン桁の計算には  $l_1$ , 吊桁の計算には  $l_2$ ,  
突桁  $l_3$  支間の計算には  $l_2+l_3$ , 荷重③は  $l_1$  支間の計算には  $l_1$ , 突桁  $l_3$  支

間の計算には  $l_2+l_3$  に相當する衝撃係数を採用する。

次に鉄拱の拱環の計算には其の支間の 75% の長に相當するもの, 支承には支間に相當する衝撃係数とする(第19圖参照)。



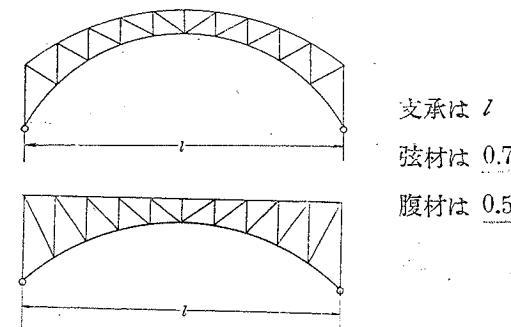
第18圖 ラーメン 桁



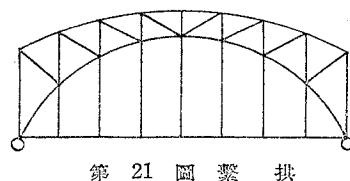
第19圖

此の場合もし上路拱なる場合の柱材又は下路拱の場合の吊材は横桁支間に相當する衝撃係数を採用すること勿論である。

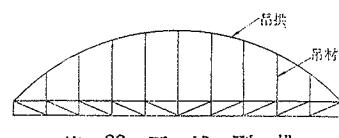
構拱の弦材にはその支間の 75% の長に相當する衝撃係数を, 腹材には其の支間の 50% の長に相當するものを採用する。吊材, 柱材に關しては前項同様である。但し繋拱の繋材及び補剛構架の吊拱と吊材は其の支間に相當する衝撃係数を採用する(第20~23圖参照)。



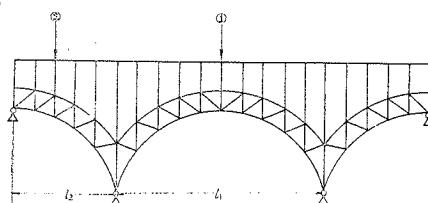
第20圖 構 拱



第 21 圖 素 拱



第 22 圖 补 剛 拱



第 23 圖 平 衡 拱

構脚、橋脚、橋臺、基礎等の設計に使用する上部構造より来る最大反力は普通支承の設計に使用する最大反力を其の儘採用すること多く特に橋脚、橋臺の爲に衝撃係数を算定することはないので規定しなかつたのである。

改正に際し當初は下部構造に對する衝撃は考慮しない事にしてゐたのであるが、以上の如き實情にあるので特に下部構造に關する衝撃係数に就いては記載しなかつたのである。

### 風荷重及横荷重

**第十五條 風荷重及横荷重ハ橋軸=直角=作用スル水平動荷重トシ次ノ定メ**

支承は  $l$   
繩材は  $l$   
弦材は  $0.75 l$   
腹材は  $0.5 l$

支承は  $l$   
吊拱及び吊材は  $l$   
弦材は  $0.75 l$   
腹材は  $0.5 l$

荷重①は  
支承に對し  $l_1$   
支間  $l_1$  及び  $l_2$  の弦材に對して  
は  $0.75 l_1$   
腹材に對しては  $0.5 l_1$   
荷重②は  
支承に對し  $l_2$ ,  
支間  $l_1$  及び  $l_2$  の弦材に對して  
は  $0.75 l_2$   
腹材に對しては  $0.5 l_2$

=依ルヘシ

### I 鋼 桁

上路鋼桁

$$w = 550 + 45 h^2 \geq 600$$

下路鋼桁

$$w = 500 + 30 h^2 \geq 600$$

$w$  = 風荷重及横荷重 (kg/m)

$h$  = 鋼桁の高 (m)

鋼桁 = 作用スル風荷重及横荷重ノ作用高ハ橋桁下端ヨリ上路鋼桁 = 在リテ  
 $\frac{h+1}{2}$ , 下路鋼桁 = 在リテハ  $\frac{h}{2}$  トス

### II 單 純 構

無載荷弦

$$w = 750 h \geq 300$$

載荷弦

$$w = 580 + 500 h^2 \geq 600$$

$w$  = 風荷重及横荷重 (kg/m)

$h$  = 弦材の高 (m)

其ノ他ノ場合 = 在リテ風荷重ヲ算出セントスルトキハ其ノ有效垂直接射面  
ニ對シ次ノ標準ニ依ル等分布動荷重ヲ考慮スベキモノトス

載荷狀態 = 對シ  $150 \text{ kg/m}^2$

無載荷狀態 = 對シ  $250 \text{ kg/m}^2$

### 〔解説〕

風荷重及び横荷重と稱したのは風荷重以外の、橋梁の横方向の水平荷重として、車輛の蛇行等が考へられるのであるから、之を含めた事を明瞭ならしむる爲に、風荷重及び横荷重と稱したのである。横荷重として本條の式中には何の項も入つてゐないが、風荷重に依つて横荷重は十分被ふ事の出来るも

のと認めたのである。

風荷重及び横荷重は、橋軸に直角に作用する水平動荷重と假定し、風壓を橋梁の堅面に無載荷の場合  $250 \text{ kg/m}^2$ 、載荷せる場合  $150 \text{ kg/m}^2$  とするを適當と認めたのである。無載荷状態に對する  $250 \text{ kg/m}^2$  なる風壓は風速約 56m の場合に相當し現に獨逸の示方書に採用しつゝあり、米國 A. R. E. A. に於ては  $30 \text{ lb/in}^2$  であつて、約  $150 \text{ kg/m}^2$  に當り我が國にては稍々過小と認められるのである。載荷状態に對しては偶々最大風壓に近いものが作用することは考ふる必要なしと認め、 $150 \text{ kg/m}^2$  に低下した次第である。今荷重に對しては高欄を堅面と假定せる上に出づる高を 2 m とし  $2 \times 150 = 300 \text{ kg/m}$  とし、高欄を高 40 cm の堅面とし地覆の部分を 15 cm 鋪装及び床版の厚を 25 cm と假定すれば 80 cm となり、上路飯桁の場合無載荷時に於て

$$250 \times 0.8 + 250 h = 200 + 250 h \text{ kg/m} \quad h \text{ は飯桁高}$$

$$\text{載荷時 } 300 + 150 \times 0.8 + 150 h = 420 + 150 h \text{ kg/m}$$

となる。又下路飯桁に於ける無載荷時に於ては

$$\text{無載荷時に於て } 250 h \text{ kg/m}$$

$$\text{載荷時に於て } 300 + 150 h \text{ kg/m}$$

勿論此の場合高欄其の他は主桁にて被はるものとする。

此の關係を飯桁高は上路の場合  $\frac{l}{12}$ 、下路の場合  $\frac{l}{10}$  と假定し支間別に以上の關係を圖示すれば第 24 圖の如くなる。小支間に於ては細則案の如く  $600 \text{ kg/m}$  とすることは風荷重のみならず他の横荷重の關係より是非必要と認めらるゝので  $600 \text{ kg/m}$  を最低限度とすれば飯桁高(支間も)の増大と共に無載荷時の値が大となることは圖示の通りである。故に無載荷の式を標準にとり高欄其の他の高 0.8 m は 1 m とし載荷時無載荷時の區別なく

$$\text{上路飯桁 } w = 250 h_1 \geq 600$$

$$\text{下路飯桁 } w = 250 h_2 \geq 600$$

$$w = \text{風荷重及び横荷重 (kg/m)}$$

$$h_1 = \text{飯桁高} + 1 \text{ (m)}$$

$$h_2 = \text{飯桁高} \text{ (m)}$$

此の風荷重及び横荷重の作用高は橋桁の下端から上路飯桁  $\frac{h_1}{2}$ 、下路飯桁  $\frac{h_2}{2}$  としたのである。舊細則案が構と飯桁と區別なく單に載荷弦、無載荷弦による荷重の區別ありしは飯桁に於ては不明瞭なる點多かつたのを明確にしたのである。

構の場合に於ては次の假定を設ける。

$$\text{高欄(4 cm)} + \text{地覆(15 cm)} + \text{鋪装及び床版(25 cm)}$$

$$+ \text{縦桁(40 cm)} = 1.2 \text{ m}$$

弦材の高を  $h$ 、格間長  $\lambda$  とし

斜材は其の幅を  $0.8 h$  とし長を  $1.4 \lambda$  とし此の半分が載荷弦或は無載荷弦の何れかに屬するものとする(第25, 26圖参照)。垂直材は其の幅を  $0.5 h$  とし、長を  $\lambda$  とし其の半分  $\frac{1}{2} \lambda$  をとれば一格間における構の有效垂直投射面は

$$h \lambda + 0.8 h \times 1.4 \lambda \times \frac{1}{2} + 0.5 h \times \lambda \times \frac{1}{2} = 1.85 h \lambda = 2 h \lambda$$

∴ 單位長につき  $2 h$  と假定する。

無載荷弦に就いては

$$250 \times 2 h \times 1.5$$

$$250(\text{風荷重 } \text{kg/m}^2) \times 2 h \text{ (高)} \times 1.5 \text{ (風下の構を考慮し50%増とする)} \\ = 750 h \text{ kg/m}$$

載荷弦(無載荷時)

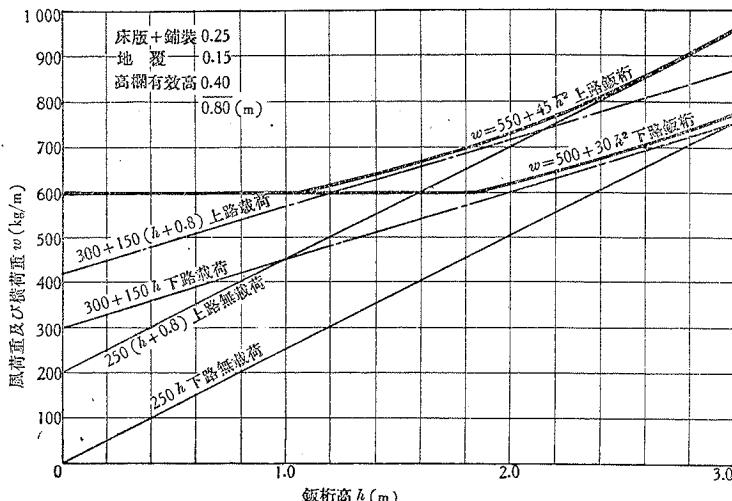
$$250 \times 1.2 \text{ (高欄其の他)} + 250 \times 2 h \times 1.5 \text{ (構)} = 300 + 750 h \text{ kg/m}$$

載荷弦(載荷時)

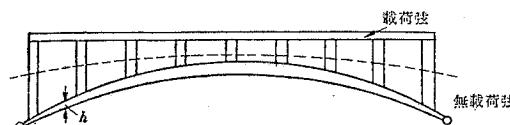
$$300(\text{荷重}) + 150 \times 1.2 \text{ (高欄其の他)} + 150 \times 2 h \times 1.5 \text{ (構)} \\ = 480 + 450 h \text{ kg/m}$$

以上により弦材高と荷重の關係を圖示すれば第 27 圖の如くなる。尙無載荷弦に對しては舊細則案が  $200 \text{ kg/m}$  を最低限度となすも風下の構を考慮し

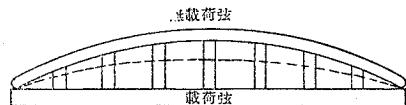
此の 50% 増しの 300 kg/m を最低限度となしたのである。載荷弦に就いては飯桁の場合と同様、弦高從つて支間の増加と共に、載荷時に於けるよりも無載荷時に大となるを以て、載荷時、無載荷時の區別を廢し簡単の爲無載荷時のものを採用し、舊細則案が 400 を以て最低限度とする構を考慮し 50% 増加して、600 としたのである。



第 24 圖 飯桁に作用する風荷重及び横荷重



第 25 圖



第 26 圖

無載荷弦  $w = 750 h \geq 300$

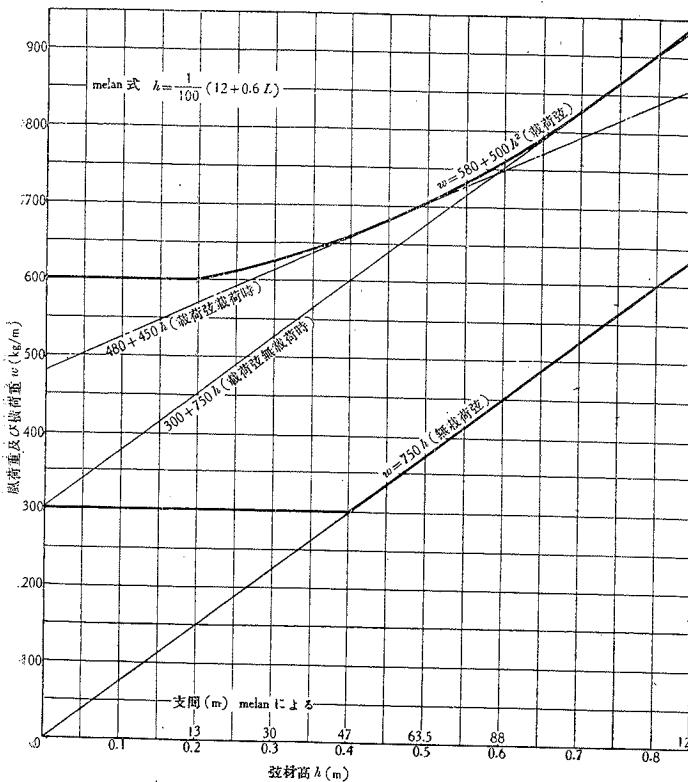
載荷弦  $w = 300 + 750 h \geq 600$

$w$  = 風荷重及び横荷重 (kg/m)

$h$  = 弦材の高 (m)

以上構の風荷重及横荷重は夫々の弦に作用するものとする。圖中 melan 氏による支間と弦材高の關係式により支間の關係を表してある。

以上は本示方書に於ては單純桁及び單純構を基本的に取扱つたのであるか



第 27 圖 構に作用する風荷重及び横荷重

ら、拱、ラーメン桁の如きは以上の計算方法に基づきて本條の末項に記載せられた荷重に依つて計算せられたい。

陸橋等の構脚、吊橋の塔の如き其の他これに類似の構造物に於ては、其の有效垂直投射面に對して載荷状態の場合  $150 \text{ kg/m}^2$  無載荷状態の場合  $250 \text{ kg/m}^2$  の等分布動荷重を標準として風荷重及び横荷重を考慮しなければならない。

## 雪 荷 重

**第十六條** 横雪特ニ多キ地方ニシテ雪荷重ヲ考慮スル必要アリト認ムル場合ニ在テリハ之ヲ  $100 \text{ kg/m}^2$  ト爲スヲ標準トス

### 〔解説〕

雪荷重に就いては舊細則案にも規定なく、米國 A. R. E. A. の示方書にも規定されてゐない。獨逸に於ては雪荷重を海拔上の高に従つて規定せられてゐる。

我が國に於ては普通雪荷重を特に考慮しないのであるが、これは橋梁上は雪降しをなす事多く大なる積雪あるまゝに放置することが少く、又冬季積雪大なる時規定の活荷重の交通も少い。即ち活荷重に依つて十分雪荷重をとり得ると考へられたのである。併し現に北海道廳其の他積雪が特に多く活荷重のみではとり得ないと考へらるゝ地方に於ては、特に雪荷重を考慮して設計しつゝあるのである。此の場合活荷重に加ふるに  $100 \text{ kg/m}^2$  の雪荷重を採用することを標準として定めたのであるから、此の必要なき地方は勿論考慮する必要はなく、又山間僻地にして容易に雪卸し等の出來ぬ場合であつて、活荷重にて到底とり得ないし又  $100 \text{ kg/m}^2$  以上を考慮する必要ありと認めた時は、勿論其の調査に基づいた大なる雪荷重を考慮しなくてはならない。

雪は地方により時により其の比重は種々變化し一定しないが

降りたての雪  $150 \text{ kg/m}^3$

稍々落付いた雪	$300 \text{ kg/m}^3$
壓縮せられた雪	$500 \sim 700 \text{ kg/m}^3$

位であつて、普通の場合橋梁上に  $2 \text{ m}$  以上の積雪は先づあり得ないと考へられるのであるが、念の爲本條により雪荷重を考慮する場合、標準を示し注意を促した次第である。

## 制 動 荷 重

**第十七條** 自動車制動荷重ハ自動車荷重  $10\%$  トシ路面上  $1.2 \text{ m}$  ノ高ニ於テ自動車ノ進行方向ニ作用スルモノトス、軌道車輛ノ制動荷重ハ輪荷重總和ノ  $10\%$  トシ軌條面上  $1.2 \text{ m}$  ノ高ニ於テ車輛ノ進行方向ニ作用スルモノトス  $25\%$

### 〔解説〕

舊細則案には、自動車制動荷重は考慮してゐなかつたのであるが、米國 A. R. E. A. 及び獨逸 D. I. N. に於ては、之を考慮してゐるのである。改正に際し軌道車輛に對してのみならず、自動車に對しても考慮し地震荷重以外の橋梁縦方向の荷重を定むることは端支承の設計等に必要であるから之を考慮するを至當と認めて本條の如く規定したのである。自動車及び軌道車輛共に、其の荷重の  $10\%$  をとるを適當と認め、舊細則案になかつた作用位置を明らかならしめたのである。何れも重心高を路面上  $1.2 \text{ m}$  或は軌條面上  $1.2 \text{ m}$  と假定し、此の點に自動車又は車輛進行の方向に作用するものとしたのである。

制動荷重は自動車に就いては、第 22 條の活荷重負載の方法に依れば、自動車は縦方向に一臺のみしか負載しない故に制動荷重は非常に小なるものであることも第三十八條の合成許容力の規定により、主荷重及び制動荷重に對して  $25\%$  許容力を増加し得るのであるから、此の制動荷重により特に断面を増加する等のことはないと考へられる。然し前述の如く橋桁端部支承

の設計又は構脚の設計の際の如き場合には此の規定によつて應力を求めることが必要である。

軌道を有する場合は相當大なる荷重となる場合も考へられるが、國鐵示方書にも同様の規定を有するのである。

### 遠心荷重

**第十八條 遠心荷重ハ曲線軌道ヲ有スル場合ニ限リ軌道ノ車輪荷重ノ7%トシ軌條面上1.2mノ高ニ於テ横方向ニ作用スルモノトス**

#### 〔解説〕

自動車の遠心荷重は、風荷重及び横荷重として第16條に於て考慮されてゐるから僅かな曲線状に進行するものは其の方に入る。遠心荷重は曲線軌道を有する場合に限つて考慮するのであつて、其の荷重は車輪荷重の7%が重心と假定せらるゝ軌條面上1.2mの高に横方向に作用することとしたのである。東京市電其の他の調査に依り又國鐵示方書に於ては1000m以下の半径の場合10%であること等を考慮し併用軌道に就いては7%の遠心荷重は適當な値なりと思ふ。

### 高 檻

**第十九條 高欄ニ作用スル推力ハ次ノ定メニ依ルヘシ**

1 車道歩道ノ區別ナキ場合 140 kg/m

2 車道歩道ノ區別アル場合 70 kg/m

前項ノ推力ハ高欄ノ頂上ニ於テ高欄ノ堅面ニ直角ニ作用スルモノトス

#### 〔解説〕

高欄に作用する推力は、從來橋梁の等級により推力を區別したのであるが、高欄の強度としては高速度重車輌の衝突に耐へ得る構造とすることは困難であつて單に群集の倚り掛り又は車輌の輕易なる接觸に對する保護として

*Curb or lateral load.*

役立てばよいと考へられるから、橋梁の等級別に依つて區別するより、寧ろ歩道車道の區別の有無を重視することが重要であると思はれる。歩道車道の區別なき場合を140 kg/mとした事は舊細則案に比して2倍の荷重であるが從来の70 kg/mは過小であり、少くとも140 kg/m位を必要とすると思ふのである。歩道車道の區別ある場合は全く群集の推力のみを考慮すればよいのであつて、從来の70 kg/mにて十分なりと思ふのである。

### 溫 度 ノ 變 化

**第二十條 最高最低ノ溫度差ハ 60°C トシ、溫度ノ昇降ハ各 30°C ヲ標準トス**

繫拱、ランガー桁等ニアリテ日光直射ニ因ル溫度上昇ヲ考慮スヘキ場合ハ之ヲ 15°C トス

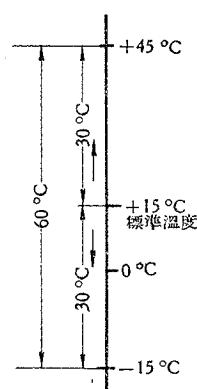
鋼ノ膨脹係數ハ 1°C =付 0.000 012 トス

#### 〔解説〕

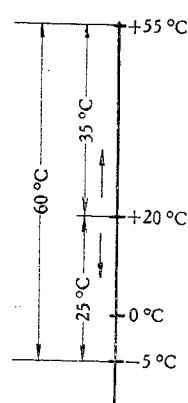
第一項は溫度變化の範囲(range)を示したのであつて舊細則案が±30°Cとすと規定せられてあることは零度から上昇が30°Cであつて、最高溫度が+30°Cとなり零度からの下降が30°Cであつて最低溫度が-30°Cであるとの誤解を生じ易いのである。又或平均溫度を標準として、其の溫度からの上昇30°C、下降30°Cと定めて了ふ事も地方に依つては適當でない事がある。

故に改正に際して最高溫度と最低溫度との差を60°Cと先づ定めて溫度の昇降については第28圖の如く或標準溫度から上昇30°C、下降30°Cを標準としたのである。標準としたことは地方に依つては或平均溫度からの上昇、下降は等分でない事もあり得る譯であつて、地方に依つては第29圖の如く上昇を35°、下降を25°とするを適當とするかも知れないが一般には昇降を30°Cづゝとする事を示したのである。

繋拱は桁材のみ路面下となり拱部は上部に日光の直射を受ける場合多く、



第 28 圖 一般の場合



第 29 圖 特別の場合

ランガー桁にありては吊掛、吊材は上部に露出して日光の直射を受け補剛桁は路面下にある事が多い。斯くの如き場合、温度の差による應力を計算しなければならぬ時、此の温度差を上昇 15°C と規定したのである。勿論土地の状況、殊に塗装の色等により區々である譯であるが、斯くの如き計算をなす場合の温度差を 15°C と定むるを適當と認めたのである。

第三項は温度変化に基づく應力の計算又は温度変化に基づく可動支承の移動量を計算するに必要な鋼材の膨脹係数は物理的の定数であつて、之を 1°C に付 0.000 012 であることを示したのである。

## 地 震

### 第二十一條 地震ノ影響ハ無載荷ノ状態ニ於テ考慮スルモノトス

地震ノ水平加速度ハ重力=因ル加速度ノ 20%、鉛直加速度ハ重力=因ル加速度ノ 10%ヲ標準トスヘシ 但シ架橋地點ノ状況ヲ考慮シテ之ヲ増減スルコトヲ得

### 〔解説〕

最强の地震の影響を生すべき場合偶々橋梁が計算の如き最悪の載荷状態にあることは稀なりとの假定の下に無載荷の状態に於て考慮するを至當と認めめたのである。舊細則案に於ては地震荷重は、橋梁の所在地方に於ける最强地震力に依り、橋梁の各部に最大應力を生ずるものを用ふべしと規定せられ、條文のまゝにては如何なる方法にて計算すべきかが全然不明である。地震の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る力  $F$  を假定し、質量は橋梁の無載荷状態に於ける自重  $W$  を重力の加速度  $g$  にて除したものであり、 $\alpha$  を地震の加速度とすると

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

地震の加速度は水平方向に作用するものには  $0.2g$ 、鉛直方向に作用するものには  $0.1g$  をとることを標準として規定したのである。併し架橋地點の状況に依つては、此の加速度を適當に増減することになつてゐる。即ち架橋地點が古來屢々大地震の記録を有するとか、地質軟弱にして地震の被害特に大なるべき箇所、又は地震の記録も在せず地盤強固なる箇所等に依つてこの標準値を變更し得るのである。

### 第三章 活荷重負載ノ方法

#### 活荷重負載ノ方法

第二十二條 活荷重負載ノ方法ハ次ノ定メニ依ルヘシ

- 1 自動車ハ縦ノ方向ニハ一臺トシ、横ノ方向ニ在リテハ負載シ得ル限度迄負載スルモノトス
- 2 輪轤機ハ一橋梁ニ付一臺トシ他ノ活荷重ト同時ニ負載セサルモノトス
- 3 軌道ノ車輛ハ輪數ニ制限ナキモノトス
- 4 等分布荷重ハ自動車及軌道車輛ノ前後左右ニ等分布スルモノトス 但シ  
車道ノ床版及縦桁ノ設計ニハ等分布荷重ヲ考慮セサルモノトス

#### 〔解説〕

活荷重負載の方法を規定したものであつて、

1. 自動車は橋梁の縦の方向には一臺に限り横の方向には負載し得られるだけ、負載するのである。縦の方向に一臺として其の前後は 4 に規定する如く、全部等分布荷重を満す譯であつて、斯くの如き負載方法に依るときは、米國 A. R. E. A. 示方書の如く或間隔を保つ一列の自動車群を考へるよりも計算上便利であること、影響も過少ならざることに依るのである。等分布荷重は既述の如く群集による荷重に非ずして自動車其の他の車輛群を代表するものと考へるのである。
2. 輪轤機は一橋梁に付一臺とし衝撃を生ぜず、即ち相當の注意を拂つて進行し他の活荷重と同時に負載しない。輪轤機に就いては第十二條の輪轤機荷重に於て述べた如く橋梁に通じ得る最大集中荷重を示す意味に於て規定したものであつて、勿論設計に際しては此の荷重を使用しなくてよい。
3. 軌道の車輛荷重は輪數に制限なく負載するものとする。第十三條に於て

軌道の車輛の占有幅及び荷重は其の軌道の定によることを規定したのであるが、軌道の車輛が自動車荷重、等分布荷重等より大なる影響を生ずる場合は、軌道には軌道の車輛荷重を輪數に制限なく負載することを規定し、最悪の條件にも安全ならしめたものである。

4. 等分布荷重は自動車及び軌道の車輛の前後左右に等分布するものとしたのである。前項と關連して設計に際しては最悪の影響を考慮すること勿論であつて、例へ軌道を有する橋梁であつても軌道車輛の荷重を負載するよりも自動車及び等分布荷重のみを負載した方が大なる影響を生ずる場合は、之を探り、軌道車輛を負載しないのである。

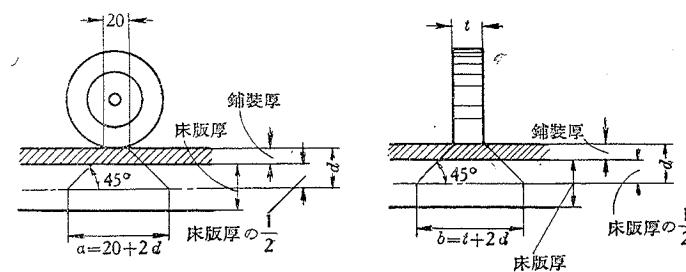
但書は車道の床版及び縦桁の設計は、主として自動車の集中荷重に依つて定まるのであるが、時としては一部分等分布荷重を負載し得る場合があるが此の場合等分布荷重の影響は極めて小であつて、徒に計算を煩雑ならしむるので、此の等分布荷重は考慮しなくてよい事に規定したのである。

## 第四章 荷重ノ分布

### 活荷重ノ分布

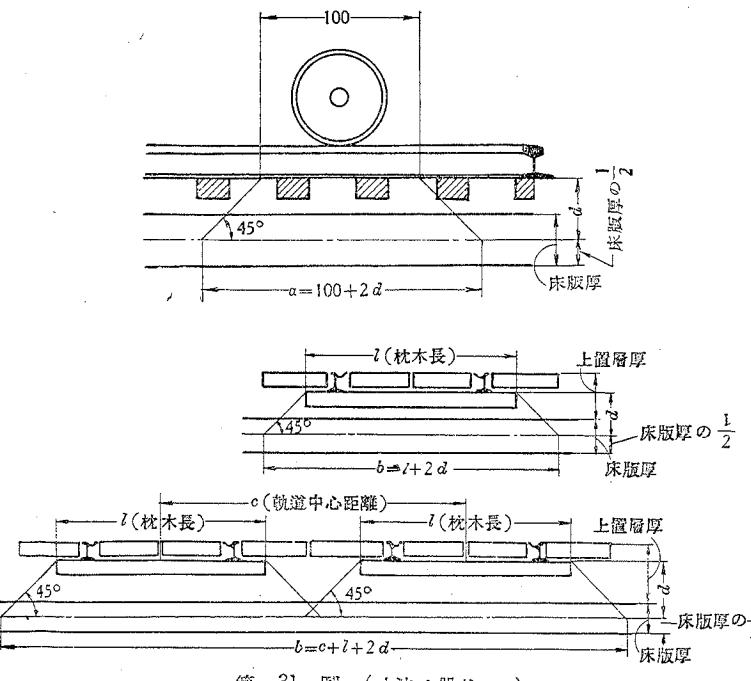
第二十三條 鐵筋コンクリート床版=於ケル活荷重ノ分布ハ次ノ定メ=依ル  
ヘシ

- 自動車ノ輪荷重カ路面=作用スル面積ハ長 20 cm ト其ノ輪帶幅トヲ兩邊トセル矩形トシ床版=於ケル分布ハ第 30 圖=依ル

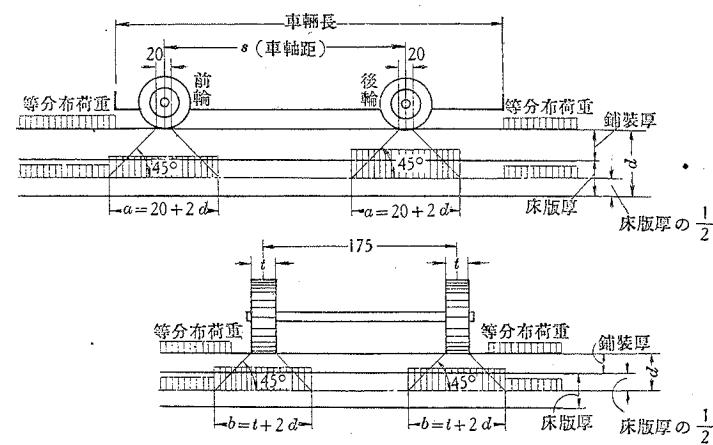


第 30 圖 (寸法ノ單位 cm)

- 軌道=於ケル車輛ノ輪荷重カ軌條下面=作用スル面積ハ長 100 cm ト枕木ノ長トヲ兩邊トセル矩形トシ床版=於ケル分布ハ第 31 圖=依ル 此ノ場合枕木長ハ 210 cm, 軌條ノ高ハ 18 cm ヲ標準トス



第 31 圖 (寸法ノ單位 cm)



第 32 圖 (寸法ノ單位 cm)

- 3 輪荷重ノ分布面上ニ重ナル等分布荷重ハ輪荷重ノ分布面上ニ等分布スルモノトス(第32圖参照)

〔解説〕

本條は鐵筋コンクリート床版に於ける活荷重の分布を定めたものである。道路橋に於ける床部は殆ど總べて鐵筋コンクリート床版より成ると考へて差支ない。板張の場合又は凹鉄、張鉄等の場合は稀であるが本條項を準用することは出来る。

1. 自動車の輪荷重が路面に作用する面積は實驗の結果によれば非常に複雑であるが、實用上此の項に假定した方法で差支ない。即ち長20cmと假定し、幅は輪帶幅をとつて此の兩邊より成る矩形なりと假定する。此の接觸せる面積は第30圖の如くに床版上の鋪装を通して45°に開いて床版厚の1/2までの深さに擴がつたものと假定して計算する。從來接觸面積の上置層を通じての擴がり方は45°として、床版の上部に於て止められたのであるが、45°の擴がり方は大體土砂を標準とした場合に近く剛性を有する鋪装の如き場合は30°位に擴げた方が實際に近いと思考せられるのである。然し鋪装の種類も剛いものと限定することは困難であり、矢張り分布の開き方は45°とするこゝし、床版厚の半分まで分布せしめた廣さとすることは鐵筋コンクリート床版の強度が實驗上現在の假定に立脚する計算方法に依るものより相當強い事は認められてゐる處である故此の意味に於て、舊細則案より廣い分布面積をとらしむることとしたのである。

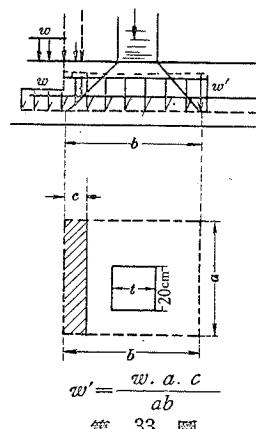
第30圖に於て自動車の車輪が相接して並ぶ時に、分布幅が重り合ふ場合を示してある。普通の鋪装厚と床版厚を有する場合は、此の様な重り合せは生じないのであるが、路面の計畫の必要上相當の上置層を生ずる場合もあるので、此の圖を挿入しておいた次第である。

2. 軌道に於ける車輛の輪荷重が、軌條下面に作用する面積を長100cmと枕木長とを兩邊とした矩形とし床版に於ける分布は前同様45°に擴がるものと

して第31圖の如くする。此の場合の枕木の長を210cm、軌條の高は18cmとすることを標準とすると規定したのである。勿論是等の數字は標準であるが、其の軌道々々に依つて異なる數字が定まつて居れば、これに従ふ譯である。今参考として四大都市に使用せらるゝ枕木長及び軌條高を示せば次の如くである。

	ゲーデ(m)	枕木長(m)	軌條高(cm)
東京	1.372	2.120	17.8
	1.372	2.440	17.8
大阪	1.435	2.400	17.8
	1.435	2.100	17.8
名古屋	1.067	2.000	17.8
	1.067	2.134	17.8
横濱	1.372	2.134	17.8

3. 輪荷重の分布面上に重る等分布荷重は輪荷重の分布面上に等分布することを規定したのである。



第33圖

第33圖の如く  $w$  なる等分布荷重が  $c$  だけ重るものとすれば此の荷重  $wac$  が  $ab$  の面積に等分布する事を意味する。

此の事は要するに計算の便宜の目的に定められたものであるが、普通の床版厚と鋪装厚より成る場合には此の様な重りを生ずることはなく、特別な厚い上置層を通して分布する場合の外は起らない。

こゝに輶壓機荷重の車輪の分布のこととは一言も觸れてないが、輶壓機は事實上

設計には使用しないとの建前から述べてないのである。若し必要ある場合は自動車の車輪荷重と同様に長20cmと其の輪帶幅を兩邊とする矩形として計算すればよい。

## 床版ノ有效幅

第二十四條 輪荷重ハ鐵筋コンクリート床版ノ支間ニ直角ナル方向ニ於テ次式ニ依リテ算出セラレタル有效幅上ニ等分布スルモノトス

## I 曲げモーメント

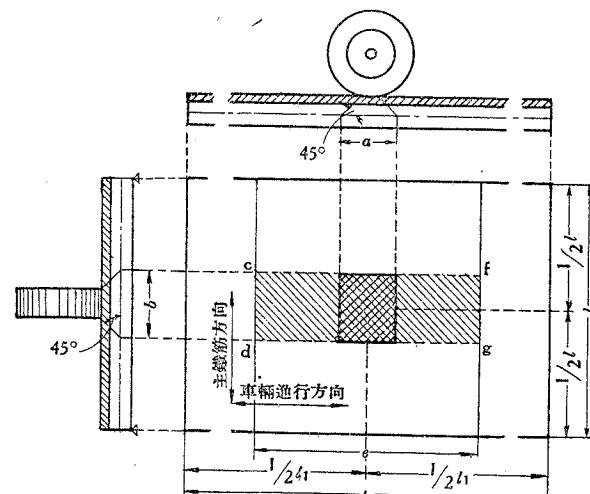
1 主鐵筋カ車輌進行ノ方向ニ直角ナル場合

(イ) 單純版又ハ連續版ナル場合(第34圖参照)

$$e = 0.7l + \alpha$$

$$\leq 200 + \alpha$$

$$\leq l_1$$



第34圖 (寸法ノ単位 cm)

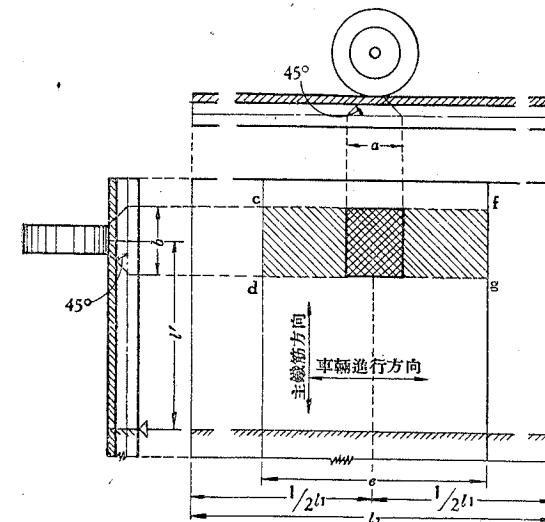
(註. 鐵筋コンクリート床版ノ計算ニ際シテハ輪荷重ヲ先ツ床版ノ中央ニ置キテ第34圖ニ示ス矩形cdgf上ニ等分布スルモノトシ、此ノ等分布セラレタル荷重ヲ床版ノ曲ケモーメントカ最大トナル様床版ノ支間上ニ移動セシムルモノトス)

(ロ) 片持版ナル場合(第35圖参照)

$$e = 1.4l + \alpha$$

$$\leq 200 + \alpha$$

$$\leq l_1$$



第35圖 (寸法ノ単位 cm)

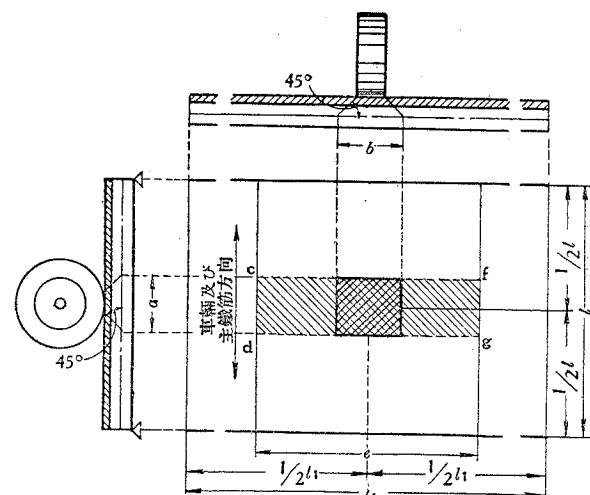
2 主鐵筋カ車輌進行ノ方向ニ平行ナル場合

(イ) 單純版又ハ連續版ナル場合(第36圖参照)

$$e = 0.7l + b$$

$$\leq 200 + b$$

$$\leq l_1$$



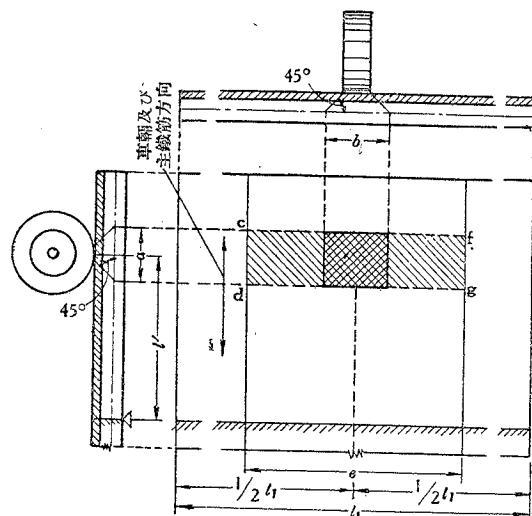
第 36 圖 (寸法ノ単位 cm)

(口) 片持版ナル場合(第 37 圖参照)

$$e = 1.4 l' + b$$

$$\leq 200 + b$$

$$\leq l_1$$



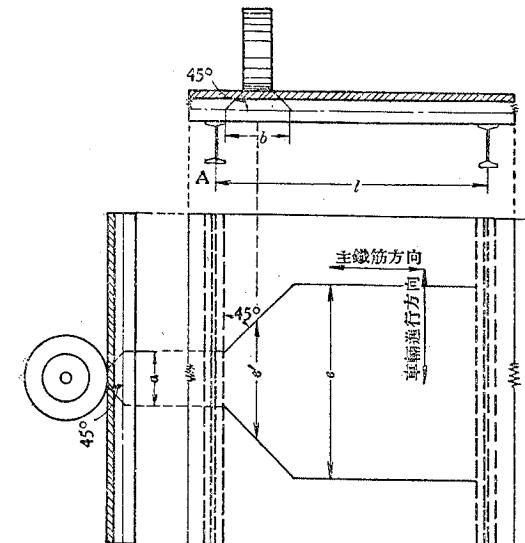
第 37 圖 (寸法ノ単位 cm)

## II 剪断力

## 1 主筋筋カ車輪進行ノ方向=直角ナル場合

## (イ) 單純版又ヘ連續版ナル場合

第 38 圖=依ル

(註. 床版ノ支點 A = 近接セル箇所ノ有效幅  $e'$  ハ輪荷重ノ位置ニ從ヒ支點 A ヨリ  $45^\circ$ ニ擴カルモノトシ其ノ最大ハ  $e$  トス(輪荷重カ第 38 圖ニ示ス如キ位置ニアル場合ノ有效幅ハ  $e'$  トス)

第 38 圖 (寸法ノ単位 cm)

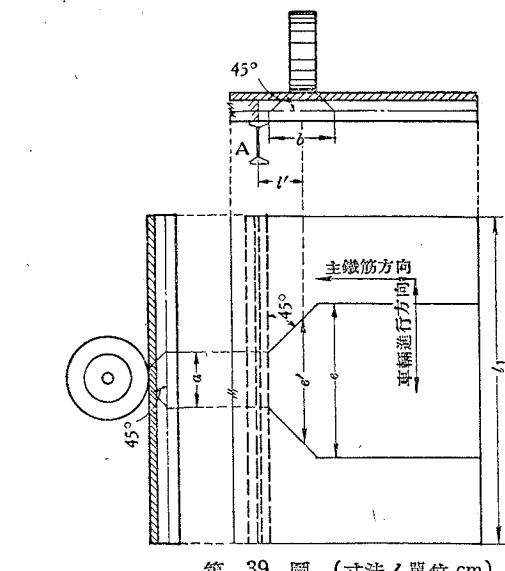
$$e = 0.7 l + a$$

$$\leq 200 + a$$

$$\leq l_1$$

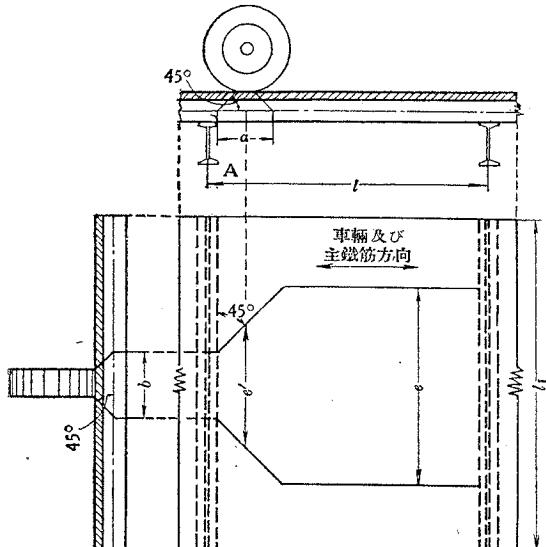
(口) 片持版ナル場合

第 39 圖=依ル



第 39 圖 (寸法ノ単位 cm)

$$\begin{aligned}e &= 1.4 l' + \alpha \\&\leq 200 + \alpha \\&\leq l_1\end{aligned}$$

第 40 圖 (寸法ノ単位 cm)  
 $e = 0.7 l + b$ 

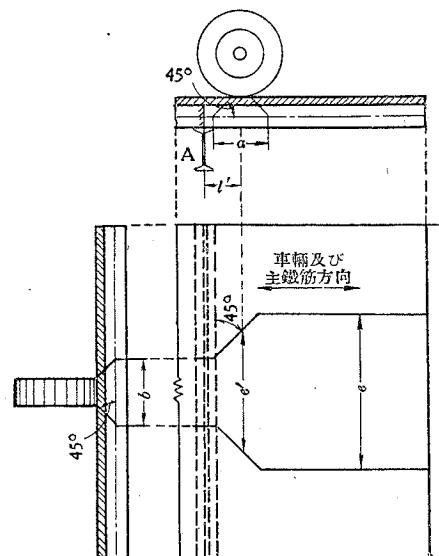
2 主鐵筋が車輌進行  
ノ方向=平行ナル場  
合  
(イ) 單純版又ハ連  
續版ナル場合

第 40 圖=依ル

$$\begin{aligned}&\leq 200 + b \\&\leq l_1\end{aligned}$$

(ロ) 片持版ナル場合

第 41 圖=依ル



第 41 圖 (寸法ノ単位 cm)

$$\begin{aligned}e &= 1.4 l' + b \\&\leq 200 + b \\&\leq l_1\end{aligned}$$

## 〔解説〕

一方向に主鐵筋を有する鐵筋コンクリート床版は、主鐵筋の方向に直角なる支點に支持せられる。輪荷重は此の支間に直角な方向に於て次式で計算せられる有效幅上に等分布するものと考へて計算する。曲げモーメント計算の場合と剪断力計算の場合とでは、此の有效幅の計算方法を異ならしめたので I と II に分けたのである。

## 1 曲げモーメント

## 1) 主鉄筋が車輌進行の方向に直角なる場合。

縦桁が横桁に支へられ縦桁間に床版を設ける場合此の主鉄筋が車輌進行の方向に直角に置かれた場合に相當する。計算法は床版が單純版として計算せられる場合と、連續版として計算設計せられる場合とあるが、有效幅に関しては何れの場合に於ても同一とするのである。又床版が片持版となる場合は前者と有效幅の計算は異ならなければならぬ。

## (a) 單純版又は連續版なる場合

$$\epsilon = 0.7 l + \alpha \quad \text{Bleich: -s. 345 参照}$$

$$\leq 200 + \alpha$$

$$\leq l_1$$

式は Bleich 著 Theorie und Berechnung der Eisernen Brücken s. 345 によつた近似式である。

$l_1$  は橋梁の縦方向に於ける支点又はこれに類似するものを設けられたる距離であり有效幅  $\epsilon$  は  $l_1$  を越えず又  $200 + \alpha$  (cm) を越えざることとしたのである。 $l_1$  は床版の縦方向に於ける幅に相當するものであつて斜橋の場合に床版主鉄筋が車輌の進行方向と斜となるときは第42圖 (a) を (b) の如く直したものとして計算すればよい。

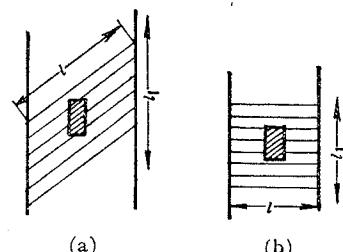
註に就いては第34圖にある c d g f なる車輌荷重の等分布せられしものを  $l$  支間上に最大の曲げモーメントを得る様に移動せしめればよいのであつて普通支間の中央である。

## (b) 片持版なる場合

$$\epsilon = 1.4 l' + \alpha$$

$$\leq 200 + \alpha$$

$$\leq l_1$$



第 42 圖

片持版に對する有效幅は近似計算により上記の如く定めたのである。

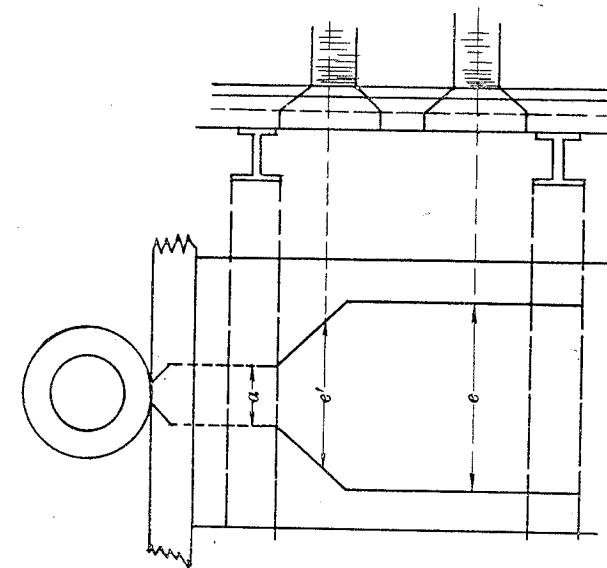
## 2) 主鉄筋が車輌進行の方向に平行なる場合

此の場合は縦桁を有せず床版が横桁のみによつて支へられてゐるのである。

$\alpha$  と  $\beta$  の扱ひ方が異なるのみであつて (1) の場合と同様である。註は特につけてないが (1) の註と同様なものである。

## 2 剪断力

舊細則案は曲げモーメント計算にも剪断力の計算にも同一の有效幅を使用して居たのであるが、曲げモーメントの場合の有效幅を其のまゝ剪断力の場合に適用することは過大の値を與へるから今回剪断力に對する有效幅の取方を異ならしめたのである。最大の有效幅に對しては曲げモーメントに對すると同一の有效幅  $\epsilon$  を用ひ、支點に近接するに従ひ車輌の剪断力の計算に使用する有效幅を減少せしめたのである。



第 43 圖

第38圖に見る如くA桁に近接する車輪による剪断力を求むるにはA桁の一端に車輪荷重の分布 $\alpha$ をとり、 $\alpha$ は兩端より $45^\circ$ に擴がるものとし最大が曲げモーメントに對する有效幅に達せしむるのであつて、圖の如き位置に車輪ある場合は車輪の中心に於ける有效幅 $e'$ をとる譯である。若し此の時第43圖に示す如く此の支間中に今1個の車輪ある場合は、此の車輪によるA桁端の剪断力の計算には $e'$ を使用すること勿論である。

片持版の場合は主鐵筋の方向が、車輪の進行方向と同一の場合等、いづれも以上と同様に考へたものである。

## 2 方向ニ主鐵筋ヲ有スル床版

**第二十五條** 2方向 $x$ 及 $y$ ニ主鐵筋ヲ有スル矩形床版ニ於ケル荷重ノ $x$ 方向ニ作用スル割合ハ $\frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$ トシ、 $y$ 方向ニ作用スル割合ハ $\frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$ トス  
但シ短支間カ長支間ノ $\frac{1}{2}$ 以下ナル場合ニハ全荷重カ短支間ニノミ作用スルモノト假定スヘシ

$$l_x = x \text{ 方向} = \text{於ケル床版ノ支間 (m)}$$

$$l_y = y \text{ 方向} = \text{於ケル床版ノ支間 (m)}$$

### 〔解説〕

矩形版が其の短邊の長が長邊の長の $1/2$ 以下なる場合には、版に加る荷重の殆ど全部が短邊の方向の主鐵筋に依つて受けられる事は已に理論的に證明せられてゐることであつて、従つて但書の如き假定をなしたのである。短邊の長が長邊の長の $1/2$ 以上である場合には、版に加る荷重は總べての方向に曲げモーメントを生じ鐵筋を二方向以上に配置しなければならないのである。此の場合の計算は、極めて煩雑であり實用上不便なるが故に種々の近似計算式が使用せられてゐる。

今回は考究の結果集中荷重及等分布荷重に對し土木學會鐵筋コンクリート標準示方書と同様に4次式を採用したものである。

## 縦桁ヘノ輪荷重ノ分布

**第二十六條** 輪荷重カ鐵筋コンクリート床版ヲ經テ曲ケ剛サノ同一ナル縦桁ニ及ホス反力ハ床版ヲ單純桁ト假定シテ計算セル反力ニ次ノ係數ヲ乘シタルモノトス

### I 曲ケモーメント

#### 1 内側ノ縦桁

(イ) 一車線ノ場合	$\frac{b}{1.75}$
(ロ) 二車線以上ノ場合	$\frac{b}{1.375}$

$b$ =縦桁ノ間隔 (m)

縦桁間隔カ(イ)ノ場合=1.75 m, (ロ)ノ場合=1.375 m ヲ超過スルトキヘ床版ヲ單純桁ト假定シ係數ヲ乘セサルモノトス

#### 2 外側ノ縦桁

外側縦桁ニ在リテハ前號ノ係數ヲ乘セサルモノトス

#### 3 縦桁ノ強サノ總計

1 格間又ハ隣接スル主横桁間ニ於ケル縦桁ノ強サノ總計ハ此ノ間隔中ニ於ケル活荷重及死荷重ヲ支持スルニ足ル強サヨリ小ナルヲ得ス

### II 剪 断 力

剪断力ノ計算ニハ上記ノ係數ヲ乘セサルモノトス

### 〔解説〕

鐵筋コンクリート床版の(連續性)曲げ剛さと縦桁の彈性を考慮して車輪荷重を負載する曲げ剛さの同一の縦桁群が荷重を分擔するものとして、縦桁設計上の荷重負擔を輕減する目的として規定したのである。此の規定は米國A. R. E. A. 又は米國州道路局聯合會(A. A. S. H. O.)の示方書に採用せられつゝあるもので理論的のものでなく便宜上の方法である。本邦に於ける耐久的の道路橋は殆ど橋床は總べて鐵筋コンクリートであるから、鐵筋コンクリート床版に就いてのみ規定としたのであるが、木版に於ても此の規

定に準じて適當に定めてよい筈である。又鐵筋コンクリート床版を縱桁なる弾性支承による連續桁として計算するならば一層完全な計算であるが、こゝには此の方法によらない簡便法を講じようといふのである。

床版は縱桁に支承せらるゝ單純桁と假定して床版上の車輪荷重による縱桁上の反力を求める。此の反力を係数を乗じて事實上連續性ある床版に依つて生ずる反力に等しい様なものに減じようといふのが趣旨である。

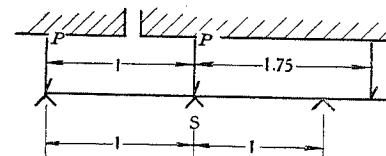
此の場合並列せる縱桁は曲げ剛さの同一のものであることを要する。各縱桁間に曲げ剛さの異なる主桁の入つて来る様な場合は、此の主桁をはさんで本條を適用することは出來ない。

以上と同様なことが縱桁を有する各横桁間にも考慮せらるゝ譯であるが、橋の縱方向に縱桁と縱桁間又は各縱桁と横桁間の連結方法が普通行はれる様に、各縱桁を單純桁と考へ端反力による剪断力のみをとる連結方法で、連續性を考へた曲げモーメントに抵抗し得る構造でなくては出來ないのである。故に横桁に就いては縱桁の様な便法を考慮しない事としたのである。

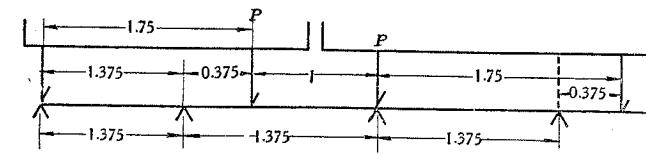
### I. 曲げモーメントに對し

1) 内側の縱桁には 1 車線の場合即ち自動車が一臺しか載らない事とした場合には床版が單純桁として縱桁上に及す反力に  $\frac{b}{1.75}$  なる係数を乘ずる。 $b$  なる縱桁の間隔が 1.75 m (自動車の車輪間距離) 以下の場合は S 縱桁に及す反力を  $\frac{b}{1.75} < 1$  以下の係数を乗じ減少せしむることが出来る。併し  $b$  が 1.75 m を超過すると此の係数は 1 以上の値を有し使用することが出来ない事となる。更に 1 個の車輪が入つて來て S に反力を生じ 1 以上の係数がかかる事となり更に又床版の支間の増大は其の曲げ剛さから言つても床版の連續性による他の縱桁の分擔程度は減じて来るものと考へなくてはならない事等により、1.75 m を超過する時には此の係数は使用せず、全く床版は單純桁として計算した反力を縱桁が受けるものとしたのである。

2 車線以上の場合には第 44 圖に示す如く縱桁間隔が 1 m を超過せざる場合は、S 桁の反力は單純桁のとき  $P$  のみでこれに  $\frac{1}{1.375}$  なる係数が乗せられて反力は減少して考へることが出来る。第 45 圖に示す如く  $b$  が 1 m を超



第 44 圖

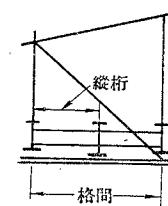


第 45 圖

過すると他の輪荷重が S に反力を及し單純桁としての反力は  $P + \frac{0.375}{1.375}P = 1.273P$  となり乗すべき係数は 1 となる。  $b$  が 1.375 m を超過すれば勿論係数が 1 以上となるので係数を乗せず單純桁としての反力をそのまま採用しなければならない。

2) 外側の縱桁に就いては、内側の縱桁の如く係数を乗じて床版の連續性による縱桁負擔の減少を計ることは相隣る縱桁が只 1 本しかない場合には危険である爲に考慮しないこととしたのである。

3) 以上の如くして計算した各縱桁が其の支承する主横桁間に於ける死荷重及び活荷重を支持するに十分な總計の強さがなくてはならぬことは勿論である。



第 46 圖

$$(死活荷重等合) \leq (縦桁の合計抵抗 M)$$

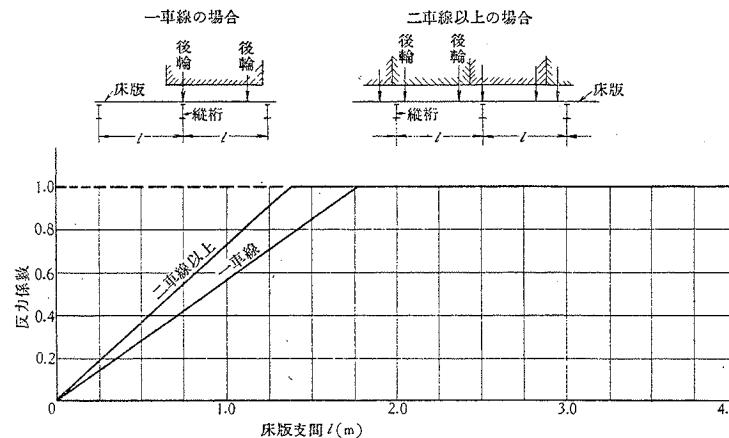
曲げ剛さの同一の縦桁間に於けるの意なり。

こゝに主横桁と稱したのは第 46 圖の如く横桁と稱しても縱桁の支承とはなつてゐるが格點に於て支承せられぬ横桁があるからこれを除いた格點に置かれた横桁の意味で主横桁と稱したのである。

## II. 剪断力

縦桁の剪断力を計算する場合は床版を橋梁縦方向に連續性あるものと假定しない事は前述の通りであり従つて係数を乗じて減少せしめぬ事としたのである。

縦桁への輪荷重の反力係数を圖示すれば第 47 圖の如し。



第 47 圖 縦桁への輪荷重の反力係数

## 横桁への輪荷重の分布

**第二十七條** 縦桁ヲ有セス横桁ニ直接鐵筋コンクリート床版ノ接スル場合ニハ輪荷重ノ横桁ニ及ホス反力ハ床版ヲ單純桁ト假定シテ計算セル反力ニ次ノ係数ヲ乘シタルモノトス

### I. 曲ケモーメント

$$\frac{\lambda}{1.75}$$

$\lambda$ =横桁ノ間隔 (m)

此ノ場合等分布荷重ハ考慮セサルモノトス

横桁間隔カ 1.75 m ヲ超過スルトキハ係數ヲ乘セサルモノトシ 且等分布荷重ヲモ考慮スヘシ

## II. 剪断力

剪断力ノ計算ニハ上記ノ係數ヲ乘セサルモノトス

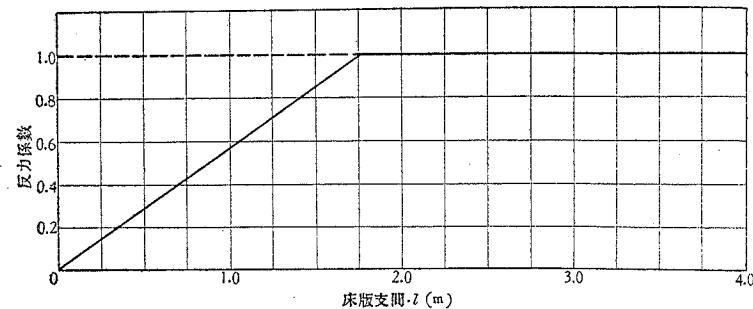
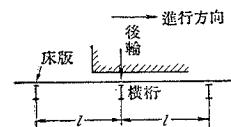
[解説]

縦桁なく横桁に直接鐵筋コンクリート床版の接する場合は丁度前條の縦桁相互間に於けると同様主鐵筋は勿論横桁間に橋梁の縦方向に配列される場合であつて車輪の方向が異なるのみである。前條同様に便宜上  $\frac{\lambda}{1.75}$  なる係數を床版が單純桁と假定して計算せる反力に乗じて横桁間隔が 1.75 m 以下の場合に限つて其の負擔を減少しようとの趣旨である。

此の場合には車線數に關係なく横桁間隔が 1.75 m 以下のとき係數をかけて横桁の荷重負擔を輕減し、且等分布荷重を載せてても影響は小であるから、此の場合に限り考慮しない事としたのである。1.75 m を超過するときは前條同様の理由により係數を乗せず又自動車の前後に等分布荷重が載り得る事となつて、相當横桁に影響を與ふるから此の場合には等分布荷重を考慮しなくてはならない。

又端横桁は端縦桁同様に係數を乗することは出來ない。

横桁への輪荷重の反力係数を圖示すると第 48 圖の如くである。



第 48 圖 横柵への輪荷重の反力係数(曲げモーメント)

## 第五章 許容應力

### 許容應力

第二十八條 死荷重、活荷重及衝擊ニ因ル各部材ノ應力ハ次ニ規定スル許容應力ヲ超過スルコトヲ得ス。

曲線軌道ヲ有スル橋梁ニ於ケル遠心荷重及外的不靜定構ノ類ニ於ケル  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  の溫度變化ニ因ル各部材ノ應力ハ前項ノ應力ニ之ヲ加算シ次ニ規定スル許容應力ヲ超過スルコトヲ得ス。

#### 〔解説〕

許容應力は活荷重の取り方、衝擊の定め方と共に關聯する今次改正に際しての最も重要な事項の一つである。已に活荷重に對しては時勢の進展と共に増大する自動車荷重等を増大して、之に適應せしめ、衝擊も亦動的作用を覆ふべく定めたのである。許容應力に於ては舊細則案に定められて以來、已に十年を経過し、本邦に於ける鐵鋼材製作、橋柵製作等の進歩目覺しきものあり、St 37 を使用する獨逸に於て  $1400 \text{ kg/cm}^2$  を採用し、St 38 の米國道路橋示方書に於ても死荷重に  $1689$ 、活荷重に  $1125 \text{ kg/cm}^2$  といふ値をとつてゐる。我が國に於ては略々 SS 41 なるに  $1200 \text{ kg/cm}^2$  は少くとも現在の状勢よりして  $1400$  位としてよいといふ議論も大分前からあつたのであるが、一方又製作技術に於て全體が米、獨並には至つてゐない事及び舊規定の自動車荷重と、實際走行しつゝある自動車荷重との間に懸隔のある事も相當あるので未だ當分  $1200 \text{ kg/cm}^2$  を越すことは出來ぬと主張するものもある。

舊細則案制定當時と現在に於ける諸般の状勢を比較し、活荷重に於ては實際状況に近き様改め、橋梁の等級による區別を改め、尙製作の現況に照す等

各般の事情を総合し  $1300 \text{ kg/cm}^2$  の許容應力を採用するを適當と認めたのである。

許容應力の増大方法には一様に 1200 を 1300 に引上げた今次の改正方法の如きものと、米國流に死荷重に對する許容應力と活荷重に對する許容應力を違へて定むる方法との二種あるが、米國流の方法は死荷重に對して大なる許容應力を許して、道路橋にとつては合理的であると共に大いに有利なる方法であるが、設計計算に煩雜を來す懼があるので、死荷重、活荷重の區別なく一様に  $1300 \text{ kg/cm}^2$  に引上げたのである。

本條の第一項は、主荷重たる死荷重、活荷重、衝擊による各部材の應力が、第 30 條に示す許容應力を超過してはならぬことを規定したのである。第二項は曲線軌道を有する橋梁に生ずる遠心荷重は主荷重と考へる。曲線軌道を有する橋梁は鐵道橋の外道路橋としては多く其の例を見ないのであつて、普通に起り得るものでないが、此の場合は應力の性質上主荷重と考ふるのである。又繫拱の如き內的不靜定拱は溫度變化に因つて、各部材に應力を生じない(日光直射による場合を除く)が、外的不靜定拱の如き構造物は溫度變化に因つて部材に應力を生ずる。舊細則案に於ては條文に溫度變化は從荷重の如くにも思はれ明確を缺く點があつたのであるが、改正に際し此の點を明確ならしめんと試み、此の様な構造物と溫度變化による性質に鑑み  $\pm 30^\circ\text{C}$  の溫度變化の中半分を主荷重、半分を從荷重とするを適當と認めたのである。

斯くて遠心荷重及び  $1/2 (\pm 30^\circ\text{C})$  の溫度變化ある場合は是等に依つて生ずる各部材の應力は前項の死荷重、活荷重、衝擊による部材の應力に加算して尙且第三十條の許容應力を超過してはならぬことに規定したのである。

参考の爲各國の示方書に規定する許容應力を次に掲ぐる。

各國許容應力比較表

		內務省 改正案	鐵道省 現行	內務省 現行	米國道路橋(1929)		ドイツ道路橋(1931)	
					活荷重	死荷重	主荷重*	主荷重* 及從荷重
材料	構造用鋼 鋼	SS 41 SS 34	St 39 St 34	St 39 St 34	St 38.67 St 32.34	St 37 St 34		
引張	軸方向(純斷面=付) ボルト(谷斷面=付)	1300 kg/cm <sup>2</sup>	1200 kg/cm <sup>2</sup>	1200 kg/cm <sup>2</sup>	1125 kg/cm <sup>2</sup> 703	1687 kg/cm <sup>2</sup> 1055	1400 kg/cm <sup>2</sup> 1000	1600 kg/cm <sup>2</sup> 1100
壓縮	軸方向(總斷面=付)	$\frac{l}{r} \leq 100$ $1100 - 0.04(\frac{l}{r})^2$ $\frac{l}{r} \geq 100$ $7000000(\frac{r}{l})^2$ 添接材	$\frac{l}{r} < 40$ $40 \leq \frac{l}{r} < 100$ $1200 - 5\frac{l}{r}$ $\frac{l}{r} \geq 100$ $\frac{21000000}{3}(\frac{r}{l})^2$ 1200	$1500(1 - 0.0055\frac{l}{r}) \leq 1000$	$1125$ $1 + \frac{1}{13500}(\frac{l}{r})^2$ 1125	$1687$ $1 + \frac{1}{13500}(\frac{l}{r})^2$ 1687		第49圖參照
曲げ	桁ノ引張線(純斷面=付) 桁ノ圧縮線(總斷面=付)	1300 $1150 - 0.5(\frac{l}{b})^2$ 1150 1900	1200 $1150 - 15\frac{l}{b}$ $1150 - 10\frac{l}{b}$ 1600	1200 $1200(1 - 0.012\frac{l}{b}) \leq 1100$ 1800	1125 $1 + \frac{1}{2000}(\frac{l}{b})^2$ 1687	1687 $1 + \frac{1}{2000}(\frac{l}{b})^2$ 2531	1400	1600
斜張力					1125	1687		
剪断應力	鋼桁ノ腹部(純斷面=付) ビン工手現仕アン上カーボル 揚打揚打 上ボルト筋	1000 950 950 800 800 600	950 900 900 750 750 750	900 900 850 750 750 750	703 844 844 703 703 900	1055 1265 1265 1055 1055 1055	1120	1280
支壓應力	工ビ現仕上揚打 上ボルト 面支承 (kg/cm <sup>2</sup> )	1900 1900 1600 1600 45 d 6000	1800 1800 1500 1500 40 d	1700 1800 1500 1500 45 d	1687 1687 1406 1406 42.2 d	2531 2531 2109 2109 63.3 d	2800	3200
鑄鋼	材全曲支承 ゲ 支承及 支球面 部應力 力	構造用鋼 1150 1900	同様 1100 1800		Stg 42.19 構造用鋼 1/4		Stg 53.81	
					支承及ビ鉄 球面支承	1800 1800 8500	2000 2000 10000	
鑄鐵	材軸方 曲 剪 面 向 壓 引 縮 斷 承 支	800 400 800 300			844 211 211	G.E. 1000 450 900	14.91 1100 500 1000	
						5000	6000	

\*主荷重(死荷重、活荷重、溫度變化=因ル應力)。從荷重(風荷重、制動荷重、高欄=加ハル推力、可動支承ノ摩擦力、雪荷重、支點沈下ノ外力)。

第二十九條 鋼ノヤング係數ハ  $2100\ 000 \text{ kg/cm}^2$  トス

〔解説〕

應力計算上大切な鋼のヤング係數を示したのである。

尙特別の場合に使用される鋼の諸係數を参考のため記載すれば次の通りである。

剛性係數	$810\ 000 \text{ kg/cm}^2$
ボアソン比	$\frac{3}{10}$

## 構造用鋼

## 第三十條 構造用鋼ノ許容應力ハ次ノ如シ

1 軸方向引張應力(純斷面=付)  $1300 \text{ kg/cm}^2$ 

2 軸方向壓縮應力(總斷面=付)

$$\frac{l}{r} \leq 100 \quad 1100 - 0.04 \left( \frac{l}{r} \right)^2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{l}{r} \geq 100 \quad 7000\ 000 \left( \frac{r}{l} \right)^2 \text{ kg/cm}^2$$

 $l$ =部材ノ長(cm) $r$ =部材斷面ノ最小回轉半徑(cm)壓縮添接材(總斷面=付)  $1200 \text{ kg/cm}^2$ 

## 3 曲ケ應力

桁ノ引張緣(純斷面=付)  $1300 \text{ kg/cm}^2$ 

桁ノ壓縮緣(總斷面=付)

$$1150 - 0.5 \left( \frac{l}{b} \right)^2 \text{ kg/cm}^2$$

鐵筋コンクリート床版カ直接壓縮突緣ニ固定サレタリト認メ得ル場

合ノ桁ノ壓縮緣  $1150 \text{ kg/cm}^2$  $l$ =突緣固定點間ノ距離(cm)

$b$ =突縁ノ幅(cm)ビン 1900 kg/cm<sup>2</sup>

## 4 剪断應力

鋸柄ノ腹部(純断部=付) 1000 kg/cm<sup>2</sup>工場鋸及ビン 950 kg/cm<sup>2</sup>現場鋸及仕上ボルト 800 kg/cm<sup>2</sup>アンカーボルト 600 kg/cm<sup>2</sup>

## 5 支壓應力

工場鋸及ビン 1900 kg/cm<sup>2</sup>現場鋸及仕上ボルト 1600 kg/cm<sup>2</sup>

ローラ 45 d kg/cm

 $d$ =ローラノ直徑(cm)

## 其ノ他

一點又ハ一直線ニテ接觸スヘキ支承ノ許容最大支壓應力

6000 kg/cm<sup>2</sup>

## 〔解説〕

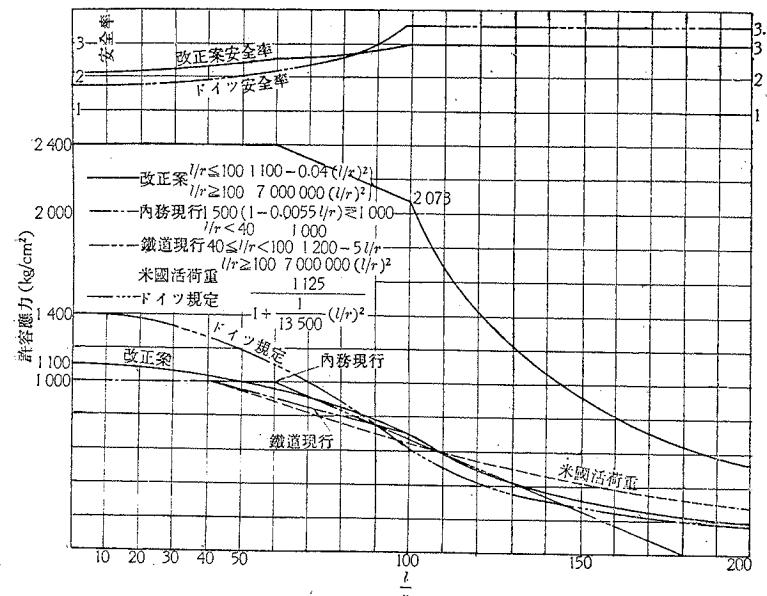
鋼材の許容應力を代表すべき軸方向引張應力を純断面に付 1200 kg/cm<sup>2</sup> を 1300 kg/cm<sup>2</sup> に改正したことは前述の通りである。此の引上率に伴つて他の各種應力を一様に引上げ、多少數字を取扱ひよき様訂正したものである。

## 1. 軸方向引張應力

鋸孔の部分を差引いた純断面とし 1300 kg/cm<sup>2</sup> とする。

## 2. 軸方向壓縮應力

壓縮應力に就いては、挫屈應力を Euler 及び Tetmajer の公式に従つて表示し尙之を獨逸、米國我が國鐵道省示方書、舊細則案等によるものと改正示方書によるものと對比すれば第 49 圖の如くなる。



第 49 圖 壓縮材の許容應力

舊細則案による最大許容應力 1000 kg/cm<sup>2</sup> は軸方向引張應力が 1300 kg/cm<sup>2</sup> に増大せるに伴つて 1100 に改め、舊細則案が  $l/r=60$  に於て急折し鐵道省示方書に於ても 40 と 100 に於て急折するは不適當と認め  $\frac{l}{r}$  が 100 なるまでを一曲線となし 100 以上のものは鐵道省のものと相等しくしたのである。100 の點に於て多少滑さを缺くも大體滑曲線と看做し得る式となしたのである。安全率は圖に示す如く獨逸の示方書に比して 80 以下に於て大であり、以上に於て低いが、全體として  $\frac{l}{r}$  の增大に伴つて増大せしめるを適當と認めたのである。

尙壓縮應力を受くる添接材に就いては(純断面に付) 1200 kg/cm<sup>2</sup> を許すこととしたのである。併し添接部分に於て  $\frac{l}{r}$  の  $r$  が、原部材の  $r$  より小ならざる様注意しなければならない。

### 3. 曲げ應力

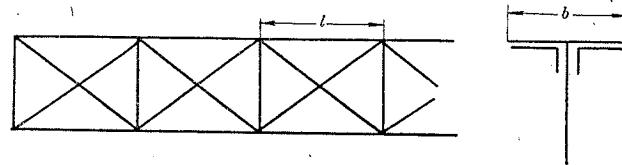
桁の引張縁(純断面に付)に就いては軸方向引張應力を同様に  $1300 \text{ kg/cm}^2$  を許すことが出来る。桁の壓縮縁(純断面に付)次式により算定した許容應力とする。

$$1150 - 0.5 \left( \frac{l}{b} \right)^2 \quad \text{kg/cm}^2$$

上式中  $l$  = 突縁固定點間の距離 (cm)

$b$  = 突縁の幅 (cm) (第 50 圖参照)

$l$  なる固定點間の距離は補剛材間の距離ではなく、横桁の取付部(下路橋では此の部分に隅控が設けられる。)又は横構の取付部分の如き支點間の距離



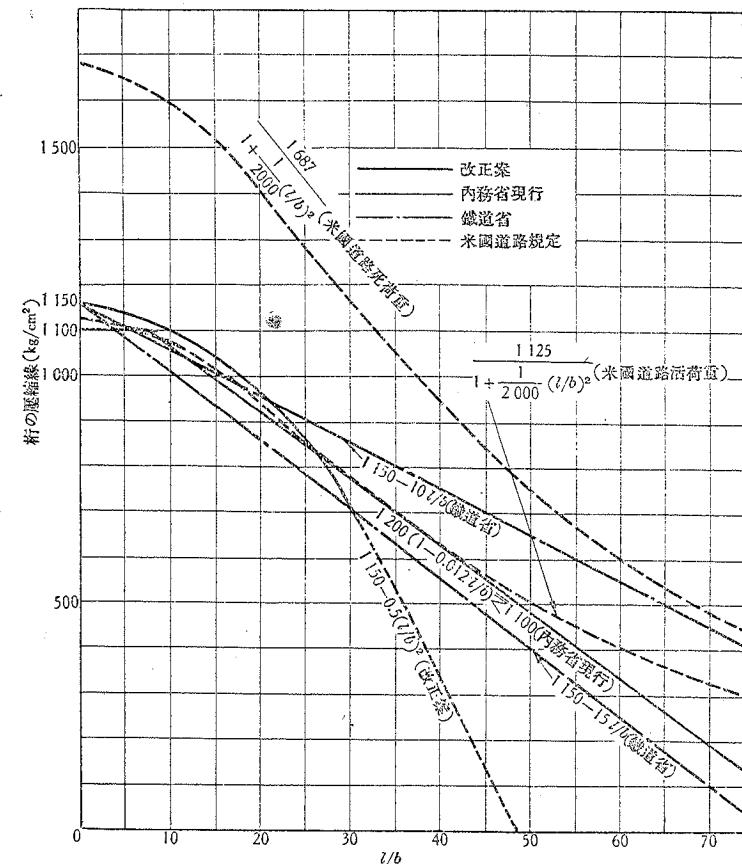
第 50 圖

である事を注意せられたい。

上路橋の場合の如く鐵筋コンクリート床版に依つて壓縮側の突縁が全長に亘つて固定せらるゝと認め得るときは、上式中の  $l$  を  $l=0$  とし、 $1150 \text{ kg/cm}^2$  を許容應力とすることが出来る。

上式を  $\frac{l}{b}$  に従つて圖表に示せば第 51 圖の如くである。 $\frac{l}{b}=0$  なる場合の最大許容應力を  $1150$  とし、舊細則案の直線式を改めて  $\frac{l}{b}$  の二次式として  $\frac{l}{b} < 30$  に於て舊案より大なる値をとらしめたのである。 $\frac{l}{b} > 30$  は先づない事と考へたからである。

ピンの曲げ應力に於ては  $1300 \text{ kg/cm}^2$  の約 50% 増となし、 $1900 \text{ kg/cm}^2$  とした。



第 51 圖 桁の壓縮縁許容應力

### 4. 剪断應力

鋸歯腹部(純断面に付)に就いては  $1000 \text{ kg/cm}^2$  とし、ピン及び工場鉄に對しては  $950 \text{ kg/cm}^2$ 、工場鉄に比して比較的不完全なる場合 多き現場鉄及び鉄を打ち得ない仕上ボルトを用ふる如き場合の剪断應力を  $800 \text{ kg/cm}^2$  とする。

アンカーボルトは剪断力のみにて計算すること多く他の計算せられざる應

力を受くる機會も多く安全率を大とする必要上  $600 \text{ kg/cm}^2$  としたのである。

### 5. 支 壓 應 力

工場鉄及びピンに對して  $1900 \text{ kg/cm}^2$ , 現場鉄及び仕上ボルトに對し  $1600 \text{ kg/cm}^2$  とした。

ローラに對しては  $45 d \text{ kg/cm}$   $d = \text{ローラの直徑 (cm)}$

今 Hertz の公式より求めて見ると最大許容支壓應力  $\sigma$  は

$$\sigma = 0.418 \sqrt{\frac{P E}{l r}} \quad P = 45 d l = 90 \text{ とせば}$$

$$\sigma = 5750 \text{ kg/cm}^2 \text{ となる。}$$

$$\sigma = 6000 \text{ kg/cm}^2 \text{ とせば } P = 49 d l \text{ となる。}$$

我が國の構造用鋼の SS 41 に對して、許容支壓應力を  $6000$  とすると上述の如く  $P = 49 d l$  となるが今回は安全の爲  $P = 45 d l$  と決めたのである。

一點又は一直線に接觸すべき支承の最大許容支壓應力は  $6000 \text{ kg/cm}^2$  とし、獨逸 D. I. N. に使用されつゝあるものを採用したのであるが、支承としては相當厚の大なるものなる事が肝要である。詳細に就いては Bleich. S. 563. を見られたい。

一點又は一直線にて接觸すべき支承の最大許容支壓應力を  $6000 \text{ kg/cm}^2$  poisson's ratio =  $\frac{3}{10}$ ,  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$  として Hertz の公式により許容荷重を求むれば次の如くなる。

#### 1) 球面と球面(凸と凸)



$$P = 0.83 \left( \frac{r_1 r_2}{r_1 + r_2} \right)^2 \text{ (kg)}$$

#### 2) 球面と球面(凸と凹)



$$P = 0.83 \left( \frac{r_1 r_2}{r_1 - r_2} \right)^2 \text{ (kg)}$$

#### 3) 球面と平面



$$P = 0.83 r^3 \text{ (kg)}$$

#### 4) 圓墻面と圓墻面(凸と凸)



$$P = 98 \left( \frac{r_1 r_2}{r_1 + r_2} \right) \text{ (kg/cm)}$$

#### 5) 圓墻面と圓墻面(凸と凹)



$$P = 98 \left( \frac{r_1 r_2}{r_1 - r_2} \right) \text{ (kg/cm)}$$

#### 6) 圓墻と平面



$$P = 98 r \text{ (kg/cm)}$$

$$= 90 r \text{ (kg/cm)}$$

### 鑄 鋼

**第三十一條** 鑄鋼ノ許容應力ハ第三十條ノ規定ヲ準用ス  
〔解説〕

鑄鋼の許容應力は前條(第 30 條)に規定せられた許容應力を其のまゝ準用するのである。

## 鑄 鐵

## 第三十二條 鑄鐵ノ許容應力ハ次ノ如シ

軸方向壓縮應力	800 kg/cm <sup>2</sup>
曲げ縫應力 引 張	400 kg/cm <sup>2</sup>
曲げ縫應力 壓 縮	800 kg/cm <sup>2</sup>
剪 斷 應 力	300 kg/cm <sup>2</sup>

## 〔解説〕

鑄鐵は橋梁の主要部分には使用しないのが原則であつて、主として高欄材で稀には支承に使用せられる。短支間の鋼桁支承に使用された場合、許容應力を如何にすべきかに付今まで困つた事もあるので、日本標準規格に規定せらるゝ様な材料であることを標準として定めた値である。許容應力が規定せられたからといつて、此の許容應力以内であればどんな部分に鑄鐵を使用してもよいといふ趣旨ではないので、此の點よく注意せられたい。

軸方向壓縮應力を 800 kg/cm<sup>2</sup> とし、軸方向引張應力に就いては許してない。曲げ縫應力に對しては引張に 400、壓縮に 800 kg/cm<sup>2</sup> を許した。此の曲げ應力も支承の計算又は高欄材の如きものに生ずる場合の曲げ應力の意味である。剪断應力には 300 kg/cm<sup>2</sup> を許容することとしたのである。

鑄鐵、鑄鋼の間を行くべきセミスチールがある。此の材料は製造せられたる製品に種々の差別を生じ一様に許容應力を定めることが困難があるので、こゝに規定しないが、鑄鋼、鑄鐵の許容應力から製品に對して適當に判定せらるゝ事を希望する。

## コンクリート

## 第三十三條 鐵筋コンクリート用コンクリート（配合 1:2:4 級）ノ許容應力ハ次ノ如シ

軸方向壓縮應力 35 kg/cm<sup>2</sup>

試験ヲ行フ場合ニ在リテハ軸方向壓縮應力ヲ  $\frac{\sigma_{28}}{4} \leq 50 \text{ kg/cm}^2$  ト爲スコトヲ得

$\sigma_{28}$  = 材齡 28 日ノコンクリート標準試験體ノ壓縮強サ (kg/cm<sup>2</sup>)

コンクリート標準試験ハ内務省土木試験所ノ定ムル所ニ依ル

曲ケニ因ル壓縮縫應力（軸方向壓縮應力ヲ伴フ場合ヲ含ム）

45 kg/cm<sup>2</sup>

試験ヲ行フ場合ニ在リテハ曲ケニ因ル壓縮縫應力ヲ  $\frac{\sigma_{28}}{3} \leq 65 \text{ kg/cm}^2$  ト爲スコトヲ得

押貫剪断應力 9 kg/cm<sup>2</sup>

剪 斷 應 力 4.5 kg/cm<sup>2</sup>

附 着 應 力 5.5 kg/cm<sup>2</sup>

支 壓 應 力 40 kg/cm<sup>2</sup>

試験ヲ行フ場合ニ在リテハ支壓應力ヲ  $\frac{\sigma_{28}}{3.5} \leq 55 \text{ kg/cm}^2$  ト爲スコトヲ得

支承面ニ螺旋鐵筋等ヲ挿入スル場合ニハ 支壓應力ヲ 55 kg/cm<sup>2</sup> ト爲スコトヲ得

## 〔解説〕

鋼道路橋の設計に於て鐵筋コンクリート床版に觸れぬ事は出來ない。本示方書は鋼道路橋であり鐵筋コンクリート橋に就いては別に定める豫定である爲に、鐵筋コンクリートとしては床版の設計に必要な許容應力を規定したに過ぎぬのである。詳細に就いては今後定むる鐵筋コンクリート橋の設計示方書を參照せられたい。

鐵筋コンクリート用コンクリートは、原則として配合を 1:2:4 級のものとし、其の許容應力を定めたのである。

軸方向壓縮應力を 35 kg/cm<sup>2</sup> とする。これは試験を行はぬ場合には、常

にこれだけの許容應力をとつて差支ない。又試験を行ふ場合には  $\sigma_{28}$  (材齡 28 日のコンクリート標準試験體の壓縮強さ) の  $\frac{1}{4}$  にとることが出来るが、其の最大値を  $50 \text{ kg/cm}^2$  に制限せらるゝのである。此の場合のコンクリート標準試験は内務省土木試験所に於て定めた方法に従ふものとする。

曲げによる壓縮緣應力(軸方向壓縮應力を伴なふ場合も含む)  $45 \text{ kg/cm}^2$ 。これは試験を行はぬ場合は常にこれだけの値をとつて差支ない。試験をする場合は  $\frac{\sigma_{28}}{3}$  とし、最大値は  $65 \text{ kg/cm}^2$  に制限せらるゝのである。押貫剪斷應力  $9 \text{ kg/cm}^2$ 、剪斷應力は  $4.5 \text{ kg/cm}^2$ 、附着應力  $5.5 \text{ kg/cm}^2$  とすることは土木學會の示方書等に同じである。

支壓應力に就いては試験をしない場合は  $40 \text{ kg/cm}^2$  までとつて差支ない。試験をなした場合は  $\frac{\sigma_{28}}{3.5}$  とし、 $55 \text{ kg/cm}^2$  となすことが出来る。支承面に螺旋鐵筋を挿入して支壓應力を高め得る場合には試験を行ふ場合、行はざる場合に不拘  $55 \text{ kg/cm}^2$  をとつて差支ない。

## 第六章 部材ノ設計

### 部材ノ極限長

**第三十四條** 壓縮材ノ長ハ其ノ總斷面ノ最小回轉半徑ノ 120 倍ヲ超過スルコトヲ得ス 但シ横構及對傾構ニ在リテハ此ノ限度ヲ 150 倍ト爲スコトヲ得  
壓縮材ノ長ハ構ノ弦材及端柱ニ在リテハ其ノ骨組長、腹材ニ在リテハ構面外ヘノ挫屈ニ對シテハ其ノ骨組長トシ、構ノ平面内ノ挫屈ニ對シテハ骨組長ノ 0.9 倍トス

桁ニ於ケル壓縮突緣ノ隣接固定點間ノ距離ハ突緣ノ幅ノ 30 倍以下ト爲スヘシ

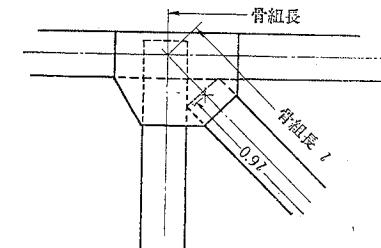
引張材ノ長ハ其ノ總斷面ノ最小回轉半徑ノ 200 倍以下ト爲スヘシ 但シニアバーノ類ニ在リテハ此ノ限ニ在ラズ

引張材ノ長ハ骨組長トス

#### 〔解説〕

主要部材の壓縮材に於ける  $\frac{l}{r}$  は 120 以下なることを規定したのである。横構、對傾構の類は二次的部材と考へられ、此の場合は  $\frac{l}{r}$  を 150 以下としたことは舊細則案と同じである。

壓縮材の長を考ふるに、構の弦材及び端柱は其の骨組長を採る。腹材に於ては構のある平面の外に挫屈する場合は骨組長をとり、構の平面内の挫屈に對しては繫釦がある故骨組長の 9 割をとる(第 52 圖参照)。



第 52 圖

此の 9 割と定めた事は既設の諸橋梁に就いて調査の結果腹材の取付鉄群の

重心間の長が大體骨組長の 9 割となるからである。桁の圧縮突縫の隣接固定點間の距離は突縫の幅の 30 倍以下即ち  $\frac{l}{b}$  が 30 以下としなければならない。

引張材の長は  $\frac{l}{r}$  を 200 以下とし引張材と雖も、相當の剛性を有せしめた事は舊細則案と變らない。但しアイバーの如きものは此の規定を適用することが出來ないから除外したのである。

引張材の長は骨組長を探るのである。

### 相反應力部材

**第三十五條** 引張應力及壓縮應力ヲ受クル部材ニ在リテハ各應力ニ對シ所要断面積ヲ算出シ其ノ大ナル方ヲ使用スヘシ

〔解説〕

一部材が引張應力及び壓縮應力を受くる場合、この部材を相反應力を受くる部材と稱する。この場合には引張、壓縮の各應力に對して所要断面積を算出しその大なる方を使用しなければならない事は勿論である。

主構に於ける腹材は、支間の中央附近に於て相反應力を受けるから、その各應力に對し所要断面積を算して大なる方を使用するのである。但しこの應力の算出方法は相反應力が死荷重及び活荷重の各々に依つて應力の性質が相反する (+ と - と) 場合には次の第 36 條の方法に従つて應力の算出をなし、その所要断面中大なるものを使用する。然し横構の腹材の如き風の向に依つて + 又は - となる部材は矢張り相反應力を受くる部材であるが、死、活兩荷重による應力の性質を異にするものでないから第 36 條に依らず、風向による +, - の各應力に對する所要断面を算出し、その大なる方を用ふればよろしい。

### 相反應力

**第三十六條** 一部材ニ於テ死活兩荷重ヨリ生スル應力ノ性質相反スルトキハ死荷重應力ノ 70 %ヲ有效トス

〔解説〕

本條は相反應力を受くる部材の一つとして一部材が死荷重、活荷重に因つて生ずる應力が引張、壓縮といふ風に相反する應力を生ずるときには、死荷重應力の 70 % が有效なものとして計算するのである。死荷重は過大に見積られる傾向にあるのでこの 70 % を採つて計算を安全側ならしめたものである。舊細則案に於ては“2/3 を有效とす”とあつたものを使用に便なる様 70 %としたものである。

例 1. 死荷重應力 + 100 t

活荷重應力 { + 80 t  
                  - 40 t

引張合成應力 + 180 t

壓縮合成應力 + 100 × 0.7 - 40 = + 30 t

例 2. 死荷重應力 + 20 t

活荷重應力 { - 80 t  
                  + 60 t

引張合成應力 + 80 t

壓縮合成應力 + 20 × 0.7 - 80 = - 66 t

この場合の活荷重應力は衝撃を含むものとする。

### 交番應力

**第三十七條** 特殊ノ橋梁ヲ除クノ外交番應力ノ影響ヲ考慮セサルモノトス

〔解説〕

軌道を有せざる普通の道路橋にあつては活荷重に依つて或部材（腹材の中橋梁の中心に近き敷格間に於けるもの）に連續的に引張壓縮を繰返す様な場合はない。軌道を有する橋梁も普通の市街電車の如き場合に於てはこの現象

はない。たゞ道路橋に高速度鐵道の如きものが併用される場合のみに起り得るのである。特殊の橋梁とはこの高速度鐵道の如きを併用する橋梁を指したものである。こゝに交番應力といふのは列車（高速鐵道の如き）の通過に際して或部材に連續的に引張、壓縮が交互に生ずる場合であつてこの應力も相反應力の一種であるが特に交番應力と稱する。

以上の如き特殊の橋梁を除くの外は普通橋梁に就いては交番應力を生ずることが極めて少いので、この爲特に材料の疲労を考慮した規定をなさぬこととしたのである。

### 合成許容應力

**第三十八條** 主荷重及從荷重ノ作用スル場合第五章=規定セル許容應力ハ次表ノ率ニ依リテ增加スルコトヲ得

主荷重へ死荷重、活荷重、衝擊、遠心荷重及  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  の溫度變化ノ影響トシ、從荷重へ風荷重及横荷重、制動荷重及更ニ加算セラルヘキ  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  の溫度變化ノ影響トス

荷 重	増加率
主 荷 重	0 %
主荷重及 $\pm 15^{\circ}\text{C}$ の溫度變化ノ影響	10 %
主荷重、風荷重及横荷重	25 %
主荷重及制動荷重	25 %
主荷重、 $\pm 15^{\circ}\text{C}$ の溫度變化ノ影響、風荷重及横荷重、制動荷重	35 %

部材ノ使用斷面積ハ各場合ニ算出セラレタルモノノ内最大ノモノタルヲ要ス

### 〔解説〕

主荷重と稱するのは死荷重、活荷重、衝擊、遠心荷重及び  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  の溫度

變化の影響を指していふのである。荷重の解説に記した様に曲線軌道を有するものに限つて遠心荷重が作用するのであるから、曲線軌道を有せざる橋梁には此の作用はない筈である。又單純桁（鉄桁）及び單純構等に於ては溫度變化に依つて部材に溫度應力を生じないので、外的不靜定構造（拱の如き）のものゝみが溫度變化に依つて部材に應力を生ずるのであるから、單純桁、單純構に於ては考慮する必要はない。溫度變化に依つて溫度應力を生ずる外的不靜定構造とは繋拱、ランガー桁等に非ざる固定拱、二鉄拱、三鉄拱、鎮碇を有する吊橋、框構桁にして外的不靜定應力を有するもの等である。溫度昇降の標準たる  $\pm 30^{\circ}\text{C}$  の半分  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  を主荷重と考へるのであり残の半分を從荷重と考へる。

從荷重といふのは主荷重以外の風荷重及横荷重、制動荷重及び更に加算せらるべき  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  の溫度變化の影響である。こゝに更に加算せらるべき  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  の溫度變化の影響といふのは溫度の昇降を  $30^{\circ}\text{C}$  を標準とするとき  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  だけは主荷重に於て考慮し残の  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  分だけが更に主荷重に加算せられて總計  $30^{\circ}\text{C}$  の昇降となることをいふのである。

主荷重に對しては第五節に規定せる許容應力をそのまま使用し許容應力を増加しない。

主荷重に  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  の溫度變化の影響のみが加つた場合許容應力は 10 % 増加し得る。前述の如くこの主荷重中には已に  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  の溫度變化の影響は入つてゐるのでこゝに更に  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  の溫度變化の影響を加算した場合で總計  $\pm 30^{\circ}\text{C}$  の溫度變化の影響を取扱つた場合となる譯である。

次に主荷重に風荷重及横荷重のみが加つた場合は許容應力は 25 % 增加し得る。

又主荷重に制動荷重のみが加つた場合は 25 % 增加することが出来る。

最後に主荷重に從荷重全部が同時に加つた場合 35 % 增加することが出来る譯である。

こゝに掲記してない組合せの場合、例へば單純桁、單純構の場合の如く溫度變化の影響なき場合

(主荷重+從荷重) 中には溫度變化が全然起らなければ勿論溫度變化の影響のみを缺く場合であつて 35 % の増加が認められる譯であることは勿論である。

繫拱、ランガー桁等に於て日光直射による溫度上昇を考慮した場合は、これを 15°C とする旨が第二十條に規定せられてゐる。繫拱及びランガー桁は內的靜定構造であつて一般にこの日光直射以外には溫度變化の影響はない譯であるからもし日光直射による溫度上昇を考慮した場合は

主荷重及び 15°C の溫度上昇	10 %
------------------	------

主荷重、風荷重及横荷重、制動荷重及び 15°C の溫度上昇	35 %
-------------------------------	------

と考へるべきである。

外的不靜定構造(連續桁を除く)にして溫度變化の影響の外に更に日光直射の溫度上昇を考慮する場合は他の從荷重と共に考慮して許容應力を 35 % 増加する場合に抱含すべきである。

以上の如くして各場合に部材斷面を算出其の最大なるものを使用すべきである。

**第三十九條 死荷重及地震ノ作用スル場合ニ在リテハ第五章ニ規定セル許容應力ハ鋼材ニ對シテハ 80 %、鐵筋コンクリート構造ノ鐵筋及びコンクリー**

**トニ對シテハ 60 % 迄增加スルコトヲ得**

部材ノ使用斷面積ニ關シテハ前條第三項ノ規定ヲ適用ス

#### 〔解説〕

地震の影響は第二十一條に規定せる如く無載荷の状態に於て考慮するのであるから死荷重と地震の影響が組合はせられるのである。此の場合鋼材に對してはその許容應力は 80 %、鐵筋コンクリート構造の鐵筋及びコンクリー

トに對しては 60 % まで増加することが出来る。舊細則案に依ればこの地震の影響を考慮した場合には鋼材、鐵筋コンクリートと共に一様に 60 % 増加し得ることになつてゐたのである。

然し實例に従するに地震の影響を特に考慮せざる鋼道路橋が既往の大震災に於て上部構造自體に大なる被害は生ぜず、何れも下部構造に基づくものゝみであつた事に鑑み極めて稀に生ずる最大記録とも稱すべき地震に際しては彈性限度を超ゆる部分あるも支障なしとの見解の下に 80 % 増加し得ることに改めたのである。然るに鐵筋コンクリート構造に於ける鐵筋及びコンクリートに就いては既往の實例に従するに從來の如く 60 % 以上の増加を認めるることは困難であると認めたのである(此處には主として鋼道路橋に使用すべき鐵筋コンクリート構造物は床版のみである)。

部材の使用斷面に關しては前條第三項と同じく夫々の場合に算出せられたものうち最大なるものたることが必要である。

## 第七章 設計細目

### 第一節 総則

#### 一 般

**第四十条** 構造ノ各部ハナルヘク單純ニシテ製作，運搬，架設，検査，塗工，排水，掃除等ニ便ナル設計ト爲スヘシ 特ニ必要アリト認メラルル場合ニハ添架物ノ添架ニ付考慮スヘシ

#### 〔解説〕

構造の各部は成る可く単純なものがよろしい。複雑な構造となすときは製作に運搬に検査に塗工に掃除に種々支障を生ずる事もあり、應力計算も明確になし得ないし種々の二次應力を生ずる等の不都合を生ずる場合が多い。單純といふ意味は決して單純桁、單純構をこゝで推奨してゐる意味でなく、高級構造物にあつても構造の設計細目に就いて各部分が単純なる構造となすこととを要求してゐるのであることで此の點を誤解してはならない。

製作に不便な構造であつては良い製作は望まれないし、又運搬に不便なものは運搬中に破損を生じたりする原因ともなる。検査に不便な箇所は検査が充分に行届かぬ爲に缺點を残す懼がある。又塗工には出来るだけ便利な構造でなければ塗残し等の原因になり構造物を早く腐蝕せしむる原因をなすのである。鋼構造物は常に排水に意を用ひ滯水箇所はそこから腐蝕の原因を作る譯であるから、常に排水に便なる構造となすことを念頭に置かなくてはならない。又鋼橋が出来上れば掃除は不要である木橋の如きは年と共に腐朽して危険であるからとて木橋のみは維持に意を用ひ、耐久的な鋼構造物等は何等維持は要せぬものといふ考を以てのぞむならば大變な心得違である。ペイントの剥落、塵芥と共に滯水を生ずること等いづれも鋼構造物の壽命を減少す

るものであることはよく心得て置かなくてはならない。

本條は細目の設計に際して注意すべき事項を一通り述べたものである。又特に必要ありと認めらるゝ場合には添架物の添架に就いても考慮しなくてはならない。添架物とは水道管、電纜等をいふのであるが、本條に依つて橋梁には添架物を添架すべく義務づけられたものと考へるのではなく、設計者に只一應の注意を喚起したに止まるのである。

以上の外尙海風、鹽水、有毒瓦斯、煤煙等の如きものにも注意を要する。

**第四十一条** 構造ノ各部ハ部材ノ偏心、格點ノ剛性、横桁の撓、部材ノ變長ニ起因スル床組ノ變形、自重ニ因ル部材ノ撓、桁ノ可動端ノ摩擦等ヲナルヘク小ナラシムル設計ト爲スヘシ

#### 〔解説〕

構造の細部を設計するに際して部材の偏心は成る可く避けなければならないが、已むを得ざる場合にもこの偏心による影響を成る可く小ならしむる様に設計しなければならない。又部材に比して格點の構造を餘り剛ならしむることは二次應力を増大する結果となるから部材に相應した格點の設計をしなければならない。横桁の撓の大なる場合はその端部の連結方法にもよるが主構の面を變形せしむる結果となり、二次應力を大ならしむる故になるべく撓を小とする様にしなければならない。此の場合横桁の撓はその支間の何分の一といふ事に限定することは實際設計上種々困難を來す場合もあるのでこの限度は今回規定しなかつたのであるが、事情の許す限り横桁の撓を小ならしむる構造とすることが必要である。

部材は應力を受けてその長を變ずるのであるが、この影響により床組に變形を生ずることは成る可く避けなければならない。例へば支間大なる繫拱の如きは繫材に大なる引張應力を生じ爲に床組は之と剛結せらるゝ場合は一部繫材と共に伸長を來し豫期せざる變形を來すのである。但し本示方書に於

て規定する支間 120 m 以下の鉄筋の繋合ではこの變形を考慮して縦桁の一部に伸縮装置を設ける必要は先づないと考へられる。然し繋材が眼釘(アイバー)より成る場合は特にこの装置を設くる必要がある。何れにしても床組の變形を成るべく小ならしむる如き設計をなす様心掛けなければならない。

次に構橋の部材の如き軸方向の應力のみを以て設計する部材にあつては、部材の自重に基づく曲げ應力を小ならしむる事及び軸方向應力が完全にその軸に働く様撓を成る可く小ならしめなくてはならない。即ち斷面を形成する場合に高さに比して比較的幅を大とするときは自重による曲げモーメントに依つて曲げ緣應力が比較的大となるし、幅に比して高さを大とするときは撓も曲げ緣應力も小となる。然しこの場合第二に述べた格點の剛性も考慮することを忘れてはならない。徒に斷面をして高さのみ大とすることは格點の剛性を大とし格點の二次應力を増大せしむる結果となるのである。

桁の可動端に於ける摩擦が大なる場合には部材にそれだけ應力を生ずることになるから出来るだけ摩擦を小とし部材に生ずるこの應力を減じなければならない。第七十一條の規定に従へば大體支障なきものと考へられる。

可動端の摩擦の影響は一種の荷重とも考へられ、第七條に一項加ふべきものと考へられるのであるが、普通安全側の影響となること多く、荷重と考へず本條に於て注意を促す程度としたものである。

## 曲ケ剛サ

**第四十二條** 主桁ノ曲ケ剛サハ死荷重及等分布荷重(衝撃ヲ考慮セス)ニ因ル撓カ鉄桁ニ在リテハ其ノ支間ノ $\frac{1}{600}$ 以下、構ニ在リテハ其ノ支間ノ $\frac{1}{800}$ 以下タルヲ標準トス

併用軌道ヲ有スル橋梁ニ在リテハ其ノ車輌荷重(衝撃ヲ考慮セス)ヲモ考慮スルモノトス

〔解説〕

橋梁の主桁は單に應力が許容應力以内であるからそれのみでよいといふ事は出來ない。全體として或程度の曲げに對する剛さが必要である。この曲げ剛さに缺くる構造物のよい例は吊橋である。普通の吊橋は單純桁、單純構に比して曲げ剛さに於て劣るのである。曲げ剛さに於て劣る構造物はその撓が大となり走行車輌に依つて大なる振動を生じ靜力學的の計算には缺點なくもこの振動に依つて構造物に危険を生ずる懼がある。故に曲げ剛さの程度を撓に依つて表し、死荷重及び等分布荷重(衝撃を考慮せず)のみを負載せる場合に主桁の撓が鉄桁に於てその支間の $\frac{1}{600}$ 以下、構に於てはその支間の $\frac{1}{800}$ 以下とすることを標準としたのである。この程度の撓を限度とすることは普通の鉄桁又は構に於ては困難なことではなく、米國 A. R. E. A. の道路橋の示方書が、支間と鉄桁の高さに於て表す曲げ剛さ、又は獨逸 D. I. N. に規定せらるゝものに比して適當の値と認めたのである。

前述の如く吊橋は特別の構造物であつて曲げ剛さに對しては本條は勿論適用されない。

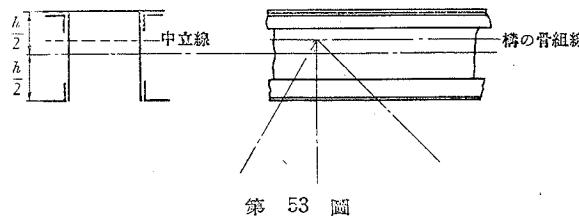
併用軌道を有する橋梁では、前記の撓の計算に於て死荷重及び等分布荷重(衝撃を考慮せず)のみならず、軌道部分に車輌荷重(衝撃を考慮せず)を負載することが大なる影響を與ふる場合にはこの車輌荷重をも考慮しなければならない。

## 部材ノ中立線

**第四十三條** 部材ノ中立線ハナルヘク構ノ骨組線ト一致セシムヘシ  
〔解説〕

部材の中立線は構の骨組線と一致せしむることが必要である。計算に於ては骨組線に基づいて行ふのであつて部材の中立線に骨組線が合致してゐる時は部材斷面に偏心に因る應力は働かないが、一致しない場合は偏心に因つて

生ずる應力が働く譯である。故に出来るだけ部材の中立線は構の骨組線に一致せしめなくてはならない(第 53 圖参照)。



第 53 圖

然し構の上弦材の如き場合に應力の大小により断面が異なるときは上弦材全部をその中立線が構の骨組線に一致せしむることは出来ない事が多い。それで出来るだけ(成る可く)一致せしめよといふのである。最も多く使用されてゐる部材、又は全體として出来るだけ多くの部材が一致して、且一致しないものもその偏心が少い様にしなければならない。

### 部材ノ連結

**第四十四條** 主要部材ノ連結ハ其ノ全強ニ依リテ設計スヘシ 但シ綾構部材ハ此ノ限ニ在ラス

部材ノ連結ハ其ノ軸ニ對シナルヘク對稱ナラシメ 且鉄3本以上ヲ使用スルヲ標準トス 但シ綾片及高欄ハ此ノ限ニ在ラス

#### 〔解説〕

構橋に於ける主要部材たる弦材、腹材、端柱等の連結をなすには、その應力に依つて連結をなさず部材の有する断面の全部の力を發揮し得る様な連結方法としなければならない。普通に應力に丁度一致した断面を使用することが伸び出來ない。常に多少の餘裕ある断面が使用されることになる。そこで將來活荷重の増大を來した場合、應力に依つて連結を設計すれば直に断面は支障なくも連結部分に於て不足する結果となるので、この事に備えて全強に依つて設計する事を規定したのである。

以上は主要部材に對していふのであつて、横構に使用せらる部材の連結には以上の事を適用しない。この事は横構は主として風荷重及横荷重に對して働くものであつて將來の活荷重の増加等に備へる必要もなく又部材断面に比して應力は極めて小なる場合が多いからである。

鋸桁橋に於ても主桁たる鋸桁の連結に對しては腹板、突縁共に以上の如く全強によらなくてはならない。

部材の連結をなすに當つてはその部材の軸に對して對稱でないと部材に働く應力と連結する鉄群の重心との間に偏心を生じ、鉄は一樣な應力を受けない事となるからなる可く部材の軸に對稱に連結しなくてはならない。又横構に於ける部材の如きは應力が極めて小である場合多く計算上の鉄數は1本又は2本といふ事もあるが鉄は最小3本以上を打つ事を標準とする。この事は維持の悪い場合の腐蝕の事も考慮し又架設時に少くとも2本の鉄孔に假ボルトにて締結して他の1本を打つ事が必要であるからである。

併し部材の開放側に設くる綾片とか高欄の類には3本以上の鉄を打つ事を標準とするといふ事は實際上全くその必要なく適用することは出來ない。

### 鋼材ノ厚

**第四十五條** 鋼材ノ厚ハ8mm以上トシ工形鋼、溝形鋼ノ腹部ノ厚ハ7.5mm以上トス 但シ凹鉄、張鉄、墳材、高欄用材等ニ在リテハ此ノ限ニ在ラス

#### 〔解説〕

使用すべき鋼材はその維持が悪い爲の腐蝕を考慮し又は製作、加工に際しての必要上から鋼材の最小の厚を規定する必要がある。米國A.R.E.A.道路橋の示方書が $\frac{5}{16}$ " (7.94 mm) であり、我が國鐵道省に於ける示方書が9 mmであることを參照して8 mmと定めたのである。工形鋼、溝形鋼の腹部の厚は7.5 mmを限度として緩和した事により使用に便ならしめたのである。

凹鉄、張鉄の如きは鐵筋コンクリート床版に代つて橋床一面に張渡す特

別の材料であるからこれを除外し、材料の厚は制限しない事としたのである。又墻材は構造上の必要から面の喰違を直す目的に主として使用せられるものであるから之も除外し、高欄用材の如きも除外するを適當と認めたのである。

### 純断面積

**第四十六條** 引張材ノ純断面積ノ算出ニハ應力ノ方向ニ直角ニシテ最モ多數ノ鉄孔ヲ含ム断面ヲ假定シ總断面積ヨリ鉄孔ニ因リテ失ハルヘキ断面積ヲ控除シタルモノトス

引張材ノ純断面積ノ算出ニ於ケル鉄孔ノ直径ハ鉄ノ公称径 = 3 mm ヲ加ヘタルモノトス

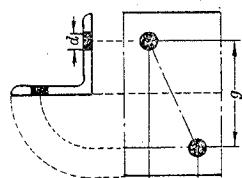
く字形鉄結ニ在リテハ假定断面外ノ鉄孔ニ對シ順次ニ控除スヘキ幅  $w$  ハ次式ニ依リテ算出スヘシ 但シ山形鋼脚ニ於ケルく字形鉄結ニ在リテハ第54圖ニ示ス如ク之ヲ展開シテ算出スルモノトス

$$w = d - \frac{p^2}{4g}$$

$d$  = 鉄孔ノ直径(鉄ノ公称径+3) (mm)

$p$  = 鉄距 (mm)

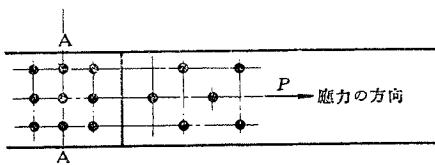
$g$  = 鉄線間距離 (mm)



第 54 圖

### 〔解説〕

引張材の純断面積の算出をなすには第 55 圖に於て先づ部材の受くる應力の方向に直角であつて最も多數の鉄孔を含む一つの断面(A-A)を假定して見る。この假定断面に於て部材の總断面積から假定断面中に含まる



第 55 圖

、鉄孔に依つて失はる断面積を控除したものが部材の純断面積となる。この際の鉄孔の直径は鉄の公称径に 3 mm を加へたもので計算する。製作に於ては鉄孔は鉄の公称径 + 1.5 mm であるが事實は鉄孔の吻合よろしからざるもの等があり安全ならしむる爲に鉄孔による純断面積の計算をなす場合には公称径 + 3 mm とするのである。

次にく字形に鉄結せられた場合の純断面積の計算方法は、初づ前記と同様に應力の方向に直角であつて最も多數の鉄孔を含む断面を假定する譯であるが、く字形鉄結の場合にはこの假定断面内にある鉄の鉄線中に入らぬ鉄孔が出來て来る。この鉄孔に對しては假定断面からの離れた距離に應じて控除すべき鉄孔幅  $w$  は便宜上次の式に依つて算出することにしたのである。

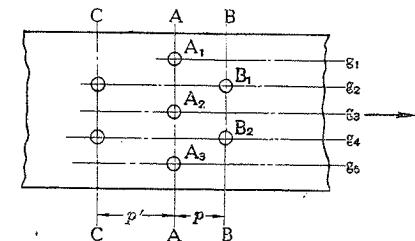
$$w = d - \frac{p^2}{4g}$$

$d$  = 鉄孔の直径(鉄の公称径+3) (mm)

$p$  = 鉄距 (mm)

$g$  = 鉄線間距離 (mm)

その適用方法を第 56 圖の例に就いて説明すれば断面 A-A は應力の方向に直角にして最も多數の鉄孔を含む故假定断面と考へ、断面 A-A に對する  $g_1, g_4$  鉄線の影響を考へるのである。右圖の如き鉄の配置では C-C 断面のものより B-B 断面の方が  $p < p'$  である故影響が大となるので B-B 断面の A-A 断面に及ぼす影響を考慮する。鉄  $B_1$  の影響を考へるに當り鉄線  $g_1, g_3$  より等距離になれば問題は無いが鉄線間距離の異なる場合は影響の大なる方を探るのである。鉄  $B_2$  に對しても同様に鉄線  $g_2, g_5$  に對し大なる影響を與へるも



第 56 圖

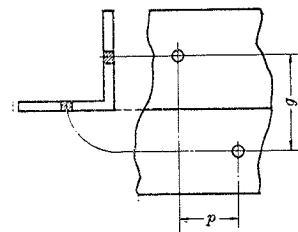
のを考へるのである。結局鉄  $B_1, B_2$  により控除すべき幅を夫々  $w_1, w_2$  とすると、純断面積は

$$[断面 A-A] - 3d - w_1 - w_2$$

となる。

この假定断面外の幾割かの差引くべき鉄孔幅がこの式に依つて計算する譯である。

山形鋼脚に於けるく字形鉄結に於て差引くべき鉄孔を計算する場合には第



第 57 圖

57 圖の如くに展開して計算する。

この場合厳格に計算すれば  $a$  部分の断面缺如の爲  $g$  を減少せしめて考ふべきであるがそれ程厳格に計算を煩雑にせしめてまで考慮する必要なし

と認め、本條の通り  $a$  部分缺如による修正を行はね事としたのである。

### 圧縮應力ヲ受ケル鉄

**第四十七條** 圧縮材ノ腹鉄ノ厚ハ之ヲ突縁ニ連結スヘキ鉄線間距離ノ  $\frac{1}{33}$  ヨリ小ナルヲ得ス

壓縮材ノ蓋鉄及鉄桁ノ壓縮突縁ノ蓋鉄ノ厚ハ之ヲ突縁ニ連結スル鉄線間距離ノ  $\frac{1}{40}$  ヨリ小ナルヲ得ス

#### 〔解説〕

單純構の上弦材の如き壓縮材の腹鉄の厚は之を突縁に連結すべき鉄線間距離の  $\frac{1}{33}$  より小であつてはならないと規定したのであるが、これは腹鉄が壓縮を受けて挫屈を生ずるのでこれを考慮して定めたものである。尙從來の示方書に於ては  $\frac{1}{30}$  を限度としたに對し  $\frac{1}{33}$  に幾分なりと緩和したものである。

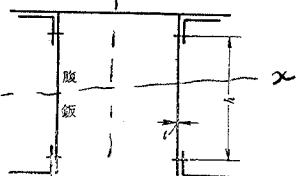
$\frac{1}{60}$  for solid ribs and  
 $I_y > I_x$  のとき  
103.

$$t \geq \frac{h}{33} \quad (\text{第 } 58 \text{ 圖})$$

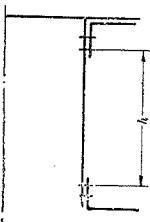
$t$  = 腹鉄厚 (mm)

$h$  = 鉄線間距離 (mm)

突縁の鉄線が第 59 圖の如く複列なる場合は内側の鉄線間距離をとつて然る可きである。

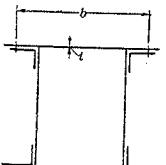


第 58 圖

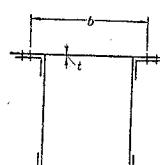


第 59 圖

又此の場合蓋鉄に就いても腹鉄同様に壓縮を受けて挫屈することを考慮して厚の限度を規定したのである。蓋鉄の厚は第 60 圖の如く之を突縁に連結する鉄線間距離の  $\frac{1}{40}$  より小ならしめてはならないと規定せられたのであつて之の  $\frac{1}{40}$  は從來使用せられし値であつて米國の示方書 (A. R. E. A.) に於ても同様である。



第 60 圖



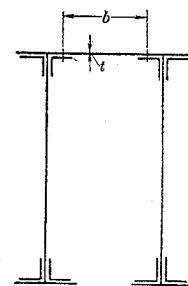
第 61 圖

$$t \geq \frac{b}{40}$$

$t$  = 蓋鉄厚 (mm)

$b$  = 鉄線間距離 (mm)

第 61 圖の如く鉄線複列なる場合は内側の鉄線距離をとつてよい事は腹鉄の場合と同様である。



第 62 圖

鉄桁の壓縮突縁に於ても同様に規定せられてゐるがこの場合は鉄桁が凸型をなす場合である (第 62 圖参照)。

以上の  $\frac{1}{33}$  又は  $\frac{1}{40}$  等の數値は實際嚴格な計算を行つた場合に比較すれば適當な値であることが確め得られる。(Bleich:—S.232~239)

### 山形鋼ノ突出脚

**第四十八條** 壓縮應力ヲ受クル山形鋼ノ自由突出脚ノ幅ハ次ノ限度ヲ超過ス

ルコトヲ得ス

飯桁突縁ニ在リテハ厚ノ 12 倍

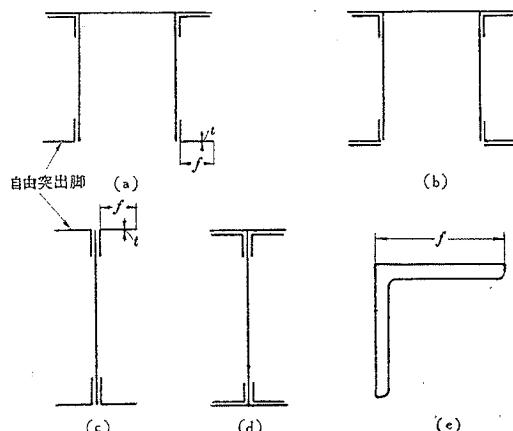
軸方向壓縮應力ヲ傳フル主要部材ニ在リテハ厚ノ 12 倍

其ノ他ノ部材ニ在リテハ厚ノ 16 倍

#### 〔解説〕

山形鋼の自由突出脚と稱するのは第 63 圖の (a), (c) の如く山形鋼自身の脚のみが獨り突出してゐる場合であつて、(b), (d) 圖の如く飯で補剛されてゐる様な場合を除くのである。

(c) 圖の如き自由突出脚の幅  $f$  は飯桁の場合山形鋼の脚の厚  $t$  の 12 倍を



第 63 圖

越えてはならない。

$$f \leq 12t$$

軸方向の壓縮應力を傳ふる主要部材、例へば構橋の上弦材の如き場合には

$$f \leq 12t \text{ (a 圖)}$$

その他の部材、例へば構橋の横構部材の如き場合には

$$f \leq 16t$$

この山形鋼の自由突出脚の幅をその厚に關して制限した事は壓縮材にあつては、壓縮應力により挫屈を生ずる懼があるからこの事を考慮して規定したものであり、比較的嚴格な計算を行つてもこの限度は適當と認められるのであり、尙米國 A. R. E. A. 示方書も同様の數字を採用してゐる。

(Bleich:—S.236)

### 鉄　　徑

**第四十九條** 鉄徑ハ其ノ公稱徑ヲ以テ示シ 19 mm, 22 mm 又ハ 25 mm タルヲ標準トス

應力ヲ傳達スヘキ山形鋼ノ鉄徑ハ鉄結スヘキ脚ノ幅ノ 0.26 倍ヲ超過スヘカラス 但シ重要ナラサル部分ニ於テ 75 mm 山形鋼脚ニ 22 mm 鉄、65 mm 山形鋼脚ニ 19 mm 鉄ヲ使用スルコトヲ得

鉄ノ有效面積ノ計算ハ公稱徑ニ依ルモノトス

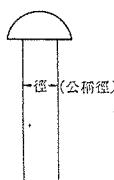
鉄、ピン及ボルトノ有效支壓面積ハ其ノ徑ト支承セル鋼材ノ厚トノ相乘積トス

皿鉄ノ有效支壓面積ノ計算ニ於テ厚 9 mm 以上ノ鋼材ニ在リテハ皿部ハ其ノ長ノ半分ヲ有效トシ、厚 9 mm 未満ノ鋼材ニ接觸スル皿部ハ應力ヲ傳達セサルモノトス

#### 〔解説〕

本條は鉄徑に關する規定であつて、鉄徑と稱するのは日本標準規格にいふ公稱徑を以て示すのである（第 64 圖参照）。橋梁に於ては特別の場合は別

として一般に一橋梁中に多種の鉄径を使用することは禁物である。成るべく種類を少くしたいのである。それで一般に使用する鉄径を19, 22, 25 mm の三種類とすることを標準としたのである。



第 64 圖

應力を傳達すべき山形鋼の鉄径は鉄結すべき脚の幅の0.26倍（普通0.26倍は $\frac{1}{4}$ なるも75 mm脚に19 mm鉄が打てないので0.26倍としたのである）を超過してはならない。脚の幅を有效に使用する爲には、幅に比して餘り大なる鉄を使用しても有效ではない。そこで普通は脚の幅の $\frac{1}{4}$ を限度とするのであるが $\frac{1}{4}$ とすると75 mm 山形鋼脚に19 mm 鉄を使用し得ない事となるので、これを緩和して0.26倍としたのである。

以上は應力を傳達すべき重要な部分に就いての制限であるが、重要でない部分横構、高欄等に就いては75 mm 山形鋼脚に22 mm 鉄 65 mm 山形鋼脚に19 mm 鉄を使用することが出来る。

次に鉄の有效面積の計算、例へば鉄の支壓面積の計算又は剪斷力に対する鉄の断面積の計算には公稱徑を以てするのである。

鉄、ピン及びボルトの有效支壓面積は、鉄に於ては鉄の公稱徑とそれに支承する鋼材の厚との相乘積を以てし、ピンとボルトに於てもピン又はボルトの徑と支承せる鋼材の厚との相乗積を以て計算するのである。厳格な計算をすれば鉄孔縁には大なる應力を生ずるが鋼の強靱性により應力の平均を生じて彈性限界を著しく超過することは決してなく構造物に危険を生ずることの決してない事は確められてゐる所である（Bleich:—S.252.）。部分的に多少彈性限界に近づく應力も發生し得るのであるが實用上この規定の計算によつて差支ない事は確められてゐる所である。

皿鉄の有效支壓面積の計算には厚9 mm 以上の鋼材に於ては全部が有效

でなく幹部の全部と皿の部分の半分が有效であると假定する（第65圖参照）。即ち皿部がこの鋼材と支承する面積の半分は無効とするのである。厚9 mm 未満の鋼材に於ては皿鉄の皿部とこの鋼材とが支承してゐる支壓面積は全部無効とするのである。即ち應力を傳達しないと考ふるのである。

この事は皿鉄が丸鉄に比して頭部が鋼材中に埋込まれて幹部より大なる支壓面積を有することになるが鉄としては丸鉄に比して劣ることがあつても優ることはないと考へられるのでこの規定となつたものである。

9 mm 未満の鉄が皿鉄に依つて鉄結された時は

この鉄の應力はこの皿鉄が傳達しないと考へる。

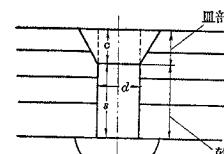
9 mm 以上の厚の鋼材が鉄結された時には、皿部はその長の半分しか有效でないと假定する。勿論支壓面積は皿部は幹部より大であるけれども幹部の徑で計算する。

各鉄は厚9 mm 以上の場合

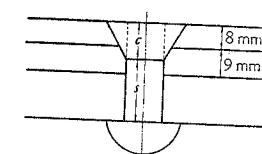
$$\text{有效支壓面積} = \left( s + \frac{c}{2} \right) d \quad (\text{第 66 圖})$$

9 mm 未満のある場合

$$\text{有效支壓面積} = \left( s + \frac{c-8}{2} \right) d \quad (\text{第 67 圖})$$



第 66 圖



第 67 圖

### 力鉄ノ鉄距

**第五十條 鉄ノ最小鉄距ハ鉄径ノ3倍トス 但シ次ニ示ス鉄距ヨリ小ナラサルヲ可トス**

25 mm 鉄=對シ	85 mm
22 mm 鉄=對シ	75 mm
19 mm 鉄=對シ	65 mm
16 mm 鉄=對シ	55 mm

應力ヲ傳達スヘキ鉄ノ最大中心間隔ハ應力ノ方向ニ度リ最薄外側鉄又ハ山形鋼ノ厚ノ 16 倍 又ハ 25 mm 鉄=對シテハ 170 mm, 22 mm 鉄=對シテハ 150 mm, 19 mm 鉄=對シテハ 130 mm ヲ超過スヘカラス 山形鋼ノ鉄線複列ニシテく字形鉄結ト爲ス場合ハ各列ニ於ケル鉄ノ最大中心間隔ハ上記限度ノ 2 倍ト爲スコトヲ得 但シ最大中心間隔ハ 260 mm ヲ超過スヘカラス

#### 〔解説〕

力鉄といふのは應力を傳達する目的として打つた鉄であり、次の第五十一條の綴り鉄といふのは數枚の鋼板を綴り合はせる目的を以て打つた鉄のことといふのである。

本條の第一項は最小の鉄距を規定したもので、鉄が有效に作用し得る爲にはこの鉄距を守らなければならない。力鉄たると綴り鉄たると問はず打つた鉄を有效に作用せしむるが爲には最小鉄距は鉄径の 3 倍とする。鉄の間をいづれの方向に度つても  $3d$  以上なければならぬ。 $d$  は鉄径とする。

併し  $3d$  といふのは第 68 圖に示す如く最小限度であつて一般には次に示す様な鉄距より小ならざる方がよいのであつて實際上この鉄距を採用してゐるのである。

25 mm	85 mm
22 mm	75 mm
19 mm	65 mm

16 mm  
55 mm  
應力を傳達する目的の鉄である以上はその鉄間の最大中心間隔は應力の方向に於て度つた分に對しては兩外側面の内薄い方の鉄又は山形鋼の厚の 16 倍を限度とする。

第 69 圖 (a) の場合最薄外側鉄は 8 mm で山形鋼の脚のない區間は  $8 \times 16 = 128$  を限度とする。最薄外側の山形鋼は 10 mm であるから山形鋼の脚部に於ては  $10 \times 16 = 160$  mm が限度である。然し 22mm 鉄のときは 150 mm を超過してはならない。

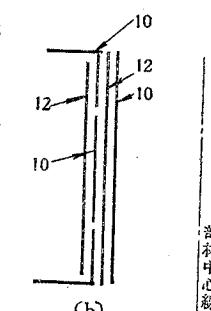
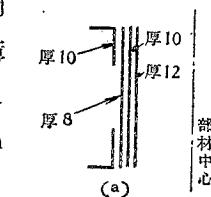
(b) の場合の最薄外側鉄は 10 mm である。

以上は鉄を打たる鋼材の厚に依つて最大中心間隔を限定した場合であるが一方鉄径に依つて次の限度がある。この限度を超過してはならない事を規定したものである。

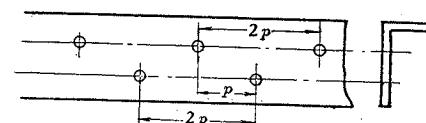
25 mm	170 mm
22 mm	150 mm
19 mm	130 mm

この事は各鋼材片間の密着と應力の關係の兩方面から實用上規定せられたものである。

又山形鋼の鉄線が複列であつてく字形の鉄結をなした場合には各鉄線内に於ける鉄距は上記の限度を 2 倍とする事が出来る。但し最大中心間隔は 260 mm であつてこれを超過してはならない。(第 70 圖参照)。



第 69 圖



第 70 圖

鉄　　徑	2φ
25 mm 鉄	$170 \times 2 = 340 \cdots \leq 260$
22 mm 鉄	$150 \times 2 = 300 \cdots \leq 260$
19 mm 鉄	$130 \times 2 = 260$

この 2 倍にしてよいといふ事は一般の鉄の場合に適用することは出来ない。山形鋼の脚に鉄線を複列に設ける場合にはこの鉄線間距離は非常に近い譯あるから許されたものである。

この事からして一般の鉄の場合でも山形鋼脚に於ける鉄線間の様に非常に近い場合には當然準用し得られる譯である。

### 綴り鉄ノ鉄距

**第五十一條** 壓縮材ニ於テ相接スル 2 枚以上ノ板ヲ結合スル綴り鉄ノ鉄距ハ、  
應力ノ方向ニハ最薄外側板ノ厚ノ 12 倍以下トシ 150 mm ヲ超過スヘカラス。  
應力ニ直角ノ方向ニハ最薄外側板ノ厚ノ 24 倍以下トシ 300 mm ヲ超過  
スヘカラス。

引張材ニ在リテハ應力ノ何レノ方向ニ於テモ最薄外側板ノ厚ノ 24 倍以下  
トシ 300 mm ヲ超過スヘカラス。

相接セル 2 山形鋼ヨリナル引張材ノ綴り鉄ノ鉄距ハ 300 mm 以下ト爲ス  
ヘシ

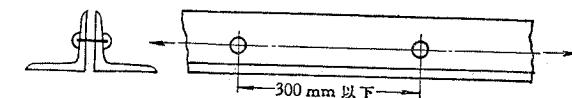
### 〔解説〕

壓縮材に於て相接する 2 枚以上の板を結合する綴り鉄の鉄距は應力の方向には最薄の外側板の厚の 12 倍以下とし 150 mm を超過してはならない。この事は材片を組合はせるに必要な鉄であつて應力を傳達することのみが目的ではないが、壓縮材の材片は壓縮應力に依つて個々の部材片は挫屈を生ずる懼れであること及び部材の密着、雨水の侵入すること等を考慮して規定した鉄距である。又應力に直角の方向には最薄外側板の厚の 24 倍以下とし 300 mm を超

過してはならない。即ち丁度應力の方向の場合の 2 倍の値をとつてゐるのである。應力の方向に就いては挫屈及び材片間の密着を考慮して鉄距を細かくしなければならないが、これと直角の方向に就いてはそれほど重要でないが、主として部材片間の密着、間隙よりの雨水の侵入等のみを考慮した結果である。

引張材又は板桁に於ては應力の何れの方向に就いても最薄外側板の厚の 24 倍以下とし、300 mm を超過してはならない事を規定したのであるが、引張材は前記壓縮材の様に挫屈等を考慮する必要はないが材片間の密着、雨水の侵入等を考慮して定められた寸法であり、板桁に於ても單に部材片を結合する爲の目的であるならば、此の規定の程度でよいと認めたのである。

相接する 2 山形鋼(第 71 圖)より成る引張材の綴り鉄の鉄距は 300 mm 以下としなければならない。引張材であるから挫屈等の懼は全然ないのである。



第 71 圖

が、2 山形鋼が相接して一部材として働く以上は適當間隔毎に鉄打をして偏心による剪断力等にも抵抗しなければならないので、此の間隔を 300 mm 以下と限度を設けたのである。

### 壓縮材端部ノ鉄距

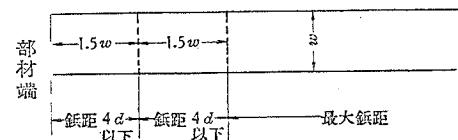
**第五十二條** 組合せ壓縮材ノ端部ニ於テ部材應力ノ方向ニ度リタル鉄距ハ其ノ部材ノ最大幅ノ 1.5 倍ノ區間ニ在リテハ鉄径ノ約 4 倍以下ト爲スヘシ

### 〔解説〕

組合せ壓縮材の端部に於ては成る可く速に此の組合せ壓縮材の材片全部に均等に力を傳達せしめなくてはならない。そこで部材端部に於ける鉄距は或

區間を限つて鉄距を細かくしてやることを規定したのであつて部材最大幅の1.5倍の區間を其の區間とし、鉄距を鉄径の4倍以下とすることとしたのである。

此の部材最大幅の1.5倍の區間を越えて第72圖に示す如く更に1.5倍の區間をとつて此の區間に内を次第に鉄距を粗くし、部材端部から部材最大幅の3倍の區間から先は最大鉄距に達せしむることも出来るのである。



第72圖

### 鉄下縁トノ距離

#### 第五十三條 鉄ノ中心ヨリ剪断縁ニ至ル最小距離ハ次ノ如シ

25 mm 鉄ニ對シ	42 mm
22 mm 鉄ニ對シ	37 mm
19 mm 鉄ニ對シ	32 mm
16 mm 鉄ニ對シ	28 mm

#### 壓延縁又ハ仕上縁ニ至ル最小距離ハ次ノ如シ

25 mm 鉄ニ對シ	37 mm
22 mm 鉄ニ對シ	32 mm
19 mm 鉄ニ對シ	28 mm
16 mm 鉄ニ對シ	24 mm

鉄ノ中心ヨリ縁端部ニ至ル最大距離ハ最薄外側板ノ厚ノ8倍トス 但シ  
150 mm ヲ超過スヘカラス

### 〔解説〕

鋼材の縁部から鉄の中心に至る最小距離は鉄が十分其の強度を發揮し得るだけのものでなければならない。此の距離が餘り近いと鉄が其の強度を十分發揮し得ざるに先立つて鉄と鋼材縁との間で切斷する懼がある。そこで鉄径に依つて鋼材の縁端に至る距離を實用上定めたものが此の規定である。剪断縁は壓延縁又は仕上縁に比較して端部の材質を荒されてゐることは勿論であるから後者に比して餘裕を存せしめなければならぬのである。そこで鉄径別に且縁端の種別に従つて規定せられたのである。從來使用せられつゝある値であつて何等改正をほどこしてはしない。

又鉄中心から縁端部に至る最大の距離は第五十條及び第五十一條に鉄距として規定せられたものゝ外に特に縁端部に於ては相接觸する鋼材片間の密着を計り間隔より雨水等の侵入を避け壓縮材に於ては又挫屈に就いて特に考慮を要するので前五十、五十一條より其の距離を小としなければならない。そこで最薄外側板の厚の8倍として前五十條の半分の値を採用して居り、最大を150mmに限定したのである。

### 働長

第五十四條 應力ヲ傳フル鉄ノ働く長カ鉄径ノ4.5倍ヲ超ユルトキハ超過1mm=付鉄ノ所要數ヲ0.7%増加スヘシ 働長カ鉄径ノ6倍ヲ超ユル場合ニ在リテハ設計上特別ノ考慮ヲ爲スヘシ

### 〔解説〕

鉄径に比して働く長が或限度以上に大となる場合には、曲げによる鉄の應力を考慮しなければならない。此の限度は鉄径の4.5倍と規定せられたのである。働く長が鉄径の4.5倍を超過するに至るときは曲げによる應力を考慮して鉄數を増加することにし、此の増加の割合は働く長の4.5倍なる限度を超ゆること1mmに付鉄の所要數を0.7%宛増加するのである。此の値は實用上

決定せられた數値であつて A.R.E.A. も此の値を採用しつゝあるのである。

働く長が鉄径の 6 倍を超過する様なことは實際上宜敷ないが已むを得ざる場合には設計上特別の考慮を拂ふ様規定してある。これは鉄敷の割増の外に曲げを小ならしむる様鉄の配置又は應力の傳達に又は製作にも鉄打にも特別の注意を拂はなければならない。

特に鉄打が樂に出来る様設計しなければならぬ。それには薄鉄を數多くすると困るから鉄の枚数をなるべく減すること、鉄は正しく丸く打易きこと、現場鉄を避けて工場鉄とすること等である。

### 引張應力ヲ受クル鉄

**第五十五條** 直接引張應力ヲ受クル鉄ハ使用セサルヲ可トス 但シ已ムヲ得サル場合ニ在リテハ次ノ許容應力ヲ採用スヘシ

工場丸鉄(幹断面=付)	500 kg/cm <sup>2</sup>
現場丸鉄(幹断面=付)	400 kg/cm <sup>2</sup>

皿鉄ハ引張應力ヲ受クルコトヲ得ス

### 〔解説〕

鉄には直接引張應力を作用せしめぬ様にするがよい。鉄は實驗の結果に依れば相當直接引張應力に對する抵抗力を有するのであるが鉄打の出來不出来に關係し、相當の缺點があるので以前は米國邊りでも我が國に於ても絶対に禁止しつゝあつたのであるが、獨逸邊りでは許容剪斷應力の半分位を許容應力として許して居つたのである。

我が國に於ては依然として直接引張應力を受くる鉄は禁止する方針である。併し構造に依つてはどうしても使用しなければならぬ場合もあるので、かような已むを得ない場合には本條に示した様な許容應力をとる事にしたのである。此の値は鉄の許容剪斷應力の値の半分を標準としたのである。皿鉄に於ては頭部が丸鉄と異なり不完全なるを免れぬ故引張應力を受ける事が出

來ぬと規定せられたのである。

歩道突柄の取付の如き場合には第 78 條に規定せらるゝ通り引張片を使用し取付鉄に引張應力を受けさせぬ様にしなければならない。歩道突柄に於ては設計活荷重は衝撃なき等分布荷重のみであるに不拘、屢々架設時には鋪装用の輶壓機を通し、冬季の降雪時には排雪のためトラック等を乗入れる危険がある。

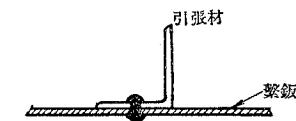
### 引張山形鋼ノ有效斷面積

**第五十六條** 1 本ノ山形鋼ヨリナル引張材或ハ 1 枚ノ繫板ノ同側ニ背中合セニ取付ラレタル 2 本ノ山形鋼ヨリナル引張材ノ有效斷面積ハ 繫板ニ連結セラレタル脚ノ純斷面積=連結セラレタル脚ノ總斷面積ノ  $\frac{1}{2}$ ヲ加ヘタルモノト假定スヘシ

2 本ノ山形鋼ヨリナル引張材カ繫板ノ相反スル側ニ背中合セニ取付ラレタル場合ハ其ノ全純斷面積ヲ有效ナリト假定スヘシ

### 〔解説〕

1 本の山形鋼より成る引張材は之が繫板に取付けらるゝ場合には繫板に取付けられた脚と取付けられぬ脚とが出来る。此の場合引張材が全斷面均等に應力を傳達するならば其の合力と繫板に取付けられた脚の面との間に偏心による應力が加ることになる。此の偏心に對して本條の如き規定が設けられたのである。繫板に取付けられた方の脚の純斷面は其のまゝ有效に働くとし繫板に連結せられぬ方の脚は半分は無効であると假定することにしたのである（此の規定は A.R.E.A. 道路橋の規定にあることであつて適當と認められるのである）（第 73 圖）

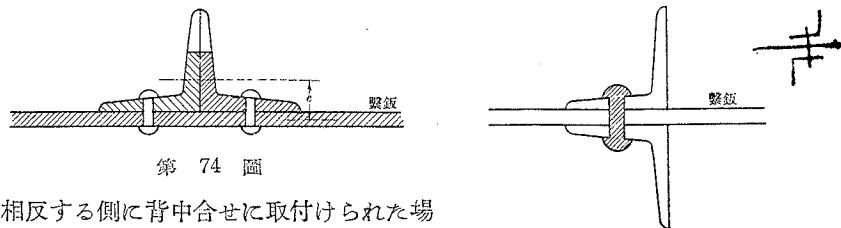


第 73 圖

又 1 枚の繫板の同側に背中合せに取付けられた 2 本の山形鋼より成る引張材に就いても矢張上記と同様に偏心を考慮して繫板に連結せられし脚の純斷

面積に連結せられざる脚の半分を加へたものを有效とすることに假定するを至當と認めたのである。(第 74 圖参照)

然るに第 75 圖の如く 2 本の山形鋼より成る引張材が 1 枚の繋板を挟ん



第 74 圖

第 75 圖

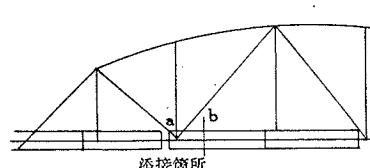
で相反する側に背中合せに取付けられた場合は偏心を生ずることはなく全断面積を有效なりと假定することが出来る。但し部材の  $\frac{1}{r}$  算定の場合は  $r$  は此の部材の全断面をとつて計算してよいことは勿論である。

### 添接

**第五十七條** 主要部材ノ添接ハ該部材ノ全強ヲ以テスヘシ 添接部ハナルヘク格點ニ接シ部材應力ノ小ナル側ニ設クヘシ

#### 〔解説〕

本條は或部材の添接をなす場合の規定であつて第 44 條は一部材を繋板等に連結する場合の規定である。一部材が添接を必要とする場合に其の部材の有する全強を以て添接すべき事を規定したのである。此の事は第 44 條と同様の理由によるものである。添接部は成る可く格點に接し部材應力の小なる



第 76 圖

側に設けなくてはならない。例へば第 76 圖の如き構の下弦材に於て添接箇所として a の如き位置を選ばなくてはならない。b 點に添接箇所を選ぶときは小なる應力に對して設計せられし部材が、大なる應力を受くべき格間に延長せらるゝ事となるから

である。

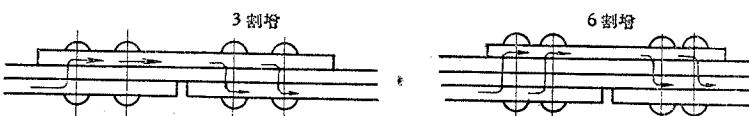
曲弦構に於て第 76 圖の如き上弦材に於ては格點に於て上弦材の添接を必要とするが此の場合應力に依らず上弦材の添接は其の部材の斷面積に許容應力を乗じた全強に依つて添接の設計をしなければならない。

### 間接添接

**第五十八條** 添接板ヲ間接ニハ所要鉄數ヲ板 1 枚ヲ隔ツル毎 = 3 割ツツ増加スヘシ

#### 〔解説〕

添接板を添接せらるべき材片に直接に接せずに第 77 圖の如く間に他の材片が挟まれて間接に使用せらるゝ場合にはこゝに使用する板は隔てられたる材片に依つて板の働く長さは長くなり板に曲げ應力を生ずる結果となるから、板



第 77 圖

數の割増をなして此の缺點を補ふ意味のものである。此の割増の方法は板 1 枚を隔つる毎に所要板數を 3 割宛増加することに規定せられたのである。此の増數は從來使用せられし實用上の規定であつて A.R.E.A. 其の他の示方書に比して適當なものと認めたのである。

### 墳材

**第五十九條** 連結セラルヘキ材片間ニ墳材ノ介在スル場合ニハ墳材ノ厚 10 mm 以上ナルトキハ所要板數ヲ 5 割増加シ、其ノ厚 10 mm 未満ノトキハ 2 mm 減スル毎ニ其ノ増加率ヲ 1 割ツツ減スルモノトス 但シ墳材ノ厚 8 mm 以上ノ場合ニハ其ノ増加シタル板ハナルヘク墳材ト部材トノ連結ニ使

用スヘシ

〔解説〕

前條は添接鉄を使用するに際して直接に添接が出来ず間に實際應力を受けてゐる材片のある場合であつたが、填材は全く他の必要から生ずる應力を受けぬ材片であることが前條と異なる所である。他の必要といふのは第 78 圖の如く添接部材の一方の部材片の厚の異なる場合に厚を揃える爲に填材を挿入する様な場合である。

填材が挿入せらるゝ場合でも、鉄の作用は間接的となり曲げを受けることとなるから此の曲げ應力が鉄に働く

く爲に鉄の直徑を大とするか又は



第 78 圖

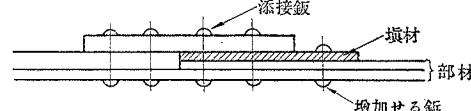
が一般に鉄径は異ならしめない方が製作にも架設にも便利であるから、此の爲に鉄径を變化せしめずに鉄數を増加するの方法をとるのである。鉄數の増加方法としては、填材の枚數に依らず填材の合計の厚に就いて規定したのである。即ち填材の厚が 10 mm 以上の場合には所要鉄數を 5 割増加し、厚 10 mm 未満の場合は 5 割なる割増を適當に減少せしめる。

其の方法は 10 mm から 2 mm 減する毎に増加率は 1 割宛減少せしめるのである。

厚が 8 mm の場合は 4 割増、6 mm の場合は 2 割増となる理であつて、9 mm の場合は 5 割増、7 mm は 4 割増である。

但し書は填材の厚が 8 mm 以上といふ鋼材の最小厚以上のときは鉄の増加せる數は第 79 圖の如く

填材と部材との連結に使用



すれば鉄に働く曲げ應力を

緩和し、應力の分布を宜く

する利益があるので此の方法を推奨したのである。

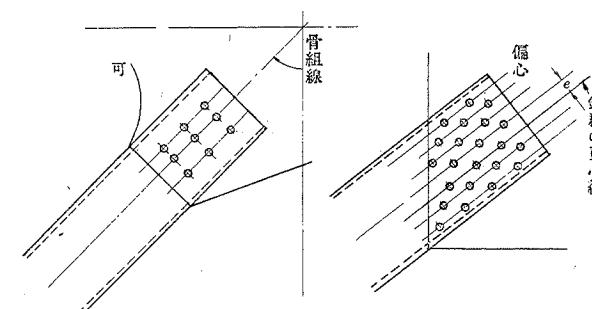
第 79 圖

繫 鋼

第六十條 各部材ヲ繫鋼=連結スル鉄ハ部材ノ軸ニナルヘク對稱ニシテ且部材各部ニ行亘ラシムヘシ。

〔解説〕

部材を繫鋼に連結する鉄は其の部材の軸（此の軸は構の骨組線に一致せしめなければならない事は勿論である。）に成る可く對稱に配置し尙其の部材の各部に行亘る様に配置しなければならない（第 80 圖参照）。軸に對稱でない



第 80 圖

鉄の配置をなす時は部材の應力の合力線と鉄群の重心線との間に偏心を生じ、所謂偏心鉄結となるからこれを避けなければならない。成る可くしたのは場合に依つてはこれを當行し得ない場合も出来るからであるが、此の際は偏心に依つて餘分の鉄數を打つ事を考慮しなければならない事は勿論である。

鉄の配置を部材の各部に行亘らしむることは應力の分布を可良ならしむるが爲である。

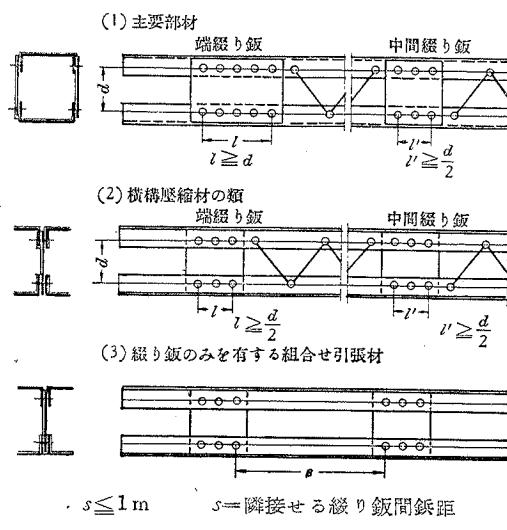
綴り 鋼

第六十一條 組合セ壓縮材ノ兩端ニハ出來得ル限リ端部ニ近ク端綴リ鉄ヲ配

穴すき蓋板

置シ 且中間ニハ綴工若ハ綴リ釣ヲ使用スヘシ 主要部材ノ端綴リ釣ノ兩端ニ在ル鉄ノ中心間距離 ( $l$ ) ハ該釣ト突縁トヲ連結スル外側鉄線間距離 ( $d$ ) ヨリ大トシ、中間綴リ釣ニ在リテ ( $l'$ ) ハ同距離 ( $d$ )  $\geq \frac{1}{2}$  以上ト爲スヘシ (第 81 圖参照)

横構ノ壓縮材ノ類ニ在リテハ端及中間綴リ釣ノ兩端ニ在ル鉄ノ中心間距離



第 81 圖

( $l$  及  $l'$ ) ハ該釣ヲ突縁ニ連結スル鉄ノ外側鉄線間距離 ( $d$ )  $\geq \frac{1}{2}$  以上ト爲スヘシ

組合セ引張材ノ各材片ノ連結ハ主要組合セ壓縮材ノ場合ニ準ス

組合セ引張材ニシテ綴リ釣ノミヲ有スル場合ハ隣接セル綴リ釣間鉄距 ( $s$ )

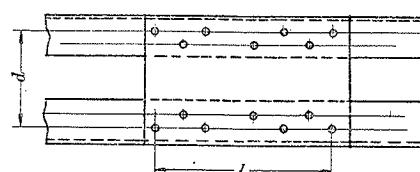
ハ 1 m ヲ超過スヘカラス

綴リ釣ノ厚ハ之ヲ突縁ニ連結スル内側鉄線間距離ノ  $\frac{1}{50}$  以上ト爲スヘシ

綴リ釣ハ各側共 3 本以上ノ鉄ニ依リテ連結スヘシ

〔解説〕

組合せ壓縮材の開放側に於ては、端部に端綴リ釣を配置して其の他の部分には綴工若しくは中間綴リ釣を使用するのである。此の端綴リ釣は壓縮材端部に於て各材片が均等に應力を分布し得る様構造上出來得る限り端部に設くるがよい。端綴リ釣及び中間綴リ釣の長さ及び厚を本條に於て規定したのである。主要部材の端綴リ釣に於ては第 82 圖に示す如くその外端にある鉄の



第 82 圖

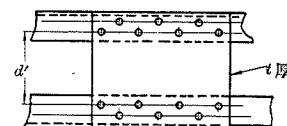
中心間距離 ( $l$ ) ハ此の釣と突縁とを連結する外側の鉄線間距離  $d$  より大でなければならぬ。又中間綴リ釣に於ては圖の  $l'$  を  $d$  の  $\frac{1}{2}$  以上としなければならない。

主要部材以外の横構の壓縮材の様なものは端部及び中間綴リ釣の兩端にある鉄の中心間距離 ( $l$  及び  $l'$ ) ハ此の釣を突縁に取付くる鉄の外側鉄線間距離 ( $d$ ) の  $\frac{1}{2}$  以上としなければならないとして主要部材に對する規定より緩和されてゐるのである。

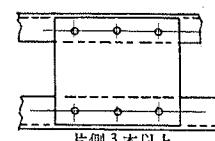
組合せ引張材に於ての各材片の連結は主要組合せ壓縮材の場合に準じて行ふべき事を第三項に於て規定したのである。

次に第四項として綴リ釣の厚を規定したものであつて、此の釣を突縁に取付くる内側鉄線間距離の  $\frac{1}{50}$  以上としなければならない。綴リ釣の長に就いては外側鉄線間距離であり厚に就いては内側鉄線間距離なることを誤らぬ様に御注意願ひたい (第 83 圖参照)。

綴リ釣を突縁に取付くる鉄の數は各側共 3 本以上なければならない。(第



第 83 圖



片側 3 本以上

第 84 圖

84 圖参照)。これは部材取付用の鉄が 3 本以上と規定せられた第四十四條の趣旨と同様である。此の時の鉄距は規定の最小鉄距以上なることは云ふまでもない。

組合せ引張材で綾工を用ひず綾り鋼のみを使用する場合は計算上差支なくとも綾り鋼間鉄距  $S$  は 1m を超過してはならないと規定せられた。1m を限度とした事は部材の剛性及び實際取扱上 1m を超ゆる様な事があると部材に損傷を生じ易いからである。壓縮材に就いても綾工を使用せず綾り鋼のみを以て形成する場合もある譯であるが原則として壓縮材の場合は綾工を使用するの建前でこゝには觸れない事としたのである。

上記の規定はいづれも從來使用せられつゝある實用上定められたものである。

A.R.E.A. 其の他は内側鉄線間距離の  $1\frac{1}{4}$  又は  $\frac{3}{4}$  倍なるも本條では外側鉄線間距離としてその 1 倍以上又は  $\frac{1}{2}$  以上としたのである。(從來の鐵道省示方書に同じ)

## 綾 片

**第六十二條** 壓縮材ノ綾片ハ次式=依リテ算出セラレタル剪斷力カ部材ト直角ニ作用スルモノトシテ設計スヘシ 但シ此ノ剪斷力ハ壓縮材ノ全強ノ 1.5% ヨリ小ナルヲ得ス

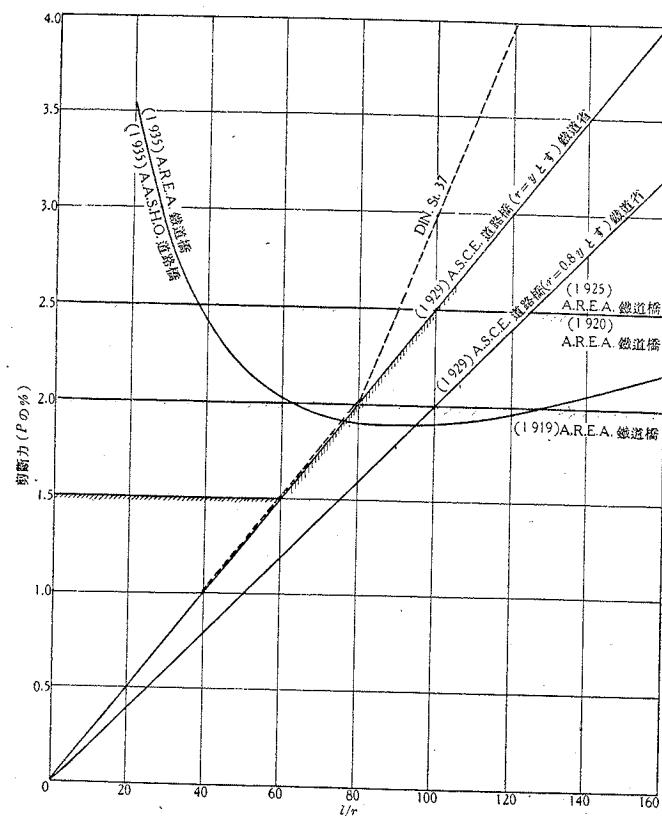
$$S = \frac{Pl}{4000y}$$

$S$ =剪斷力 (kg)

$P$ =壓縮材ノ全強 (kg)

$l$ =壓縮材ノ長 (cm)

$y$ =部材幅 (cm)  $\times \frac{1}{2}$



第 86 圖

蓋板ヲ使用セル場合ニハ上式ニ依ル剪斷力ノ  $\frac{1}{2}$  カ綾片ニ作用スルモノトシテ設計スヘシ

### 〔解説〕

壓縮材の開放側に綾片を使用した場合に此の綾片に作用する應力を計算するには本條に與へられた式に依つて算出した  $S$  なる剪斷力が部材の軸と直角に作用するものとして計算する。

もし第 85 圖の如く断面の相対する 2 面に綾片を組む場合には剪断力  $S$



第 85 圖

は各面に  $\frac{S}{2}$  宛かり合計  $S$  となるが一面が蓋鉄の場合には勿論綾片の面には  $\frac{S}{2}$  のみで計算するのである。

本條に與へられたる式は壓縮に因る部材の曲りを假定して求められたもので適當の數値を與へるものと認められる。

米、獨の規定を圖示すれば第 86 圖の如くである。

#### 第六十三條 綾片 = 壓延平鋼ヲ使用スル場合綾片ノ最小幅ハ次ノ如シ

25 mm 鉄ニ對シ 70 mm

22 mm 鉄ニ對シ 65 mm

19 mm 鉄ニ對シ 55 mm

16 mm 鉄ニ對シ 50 mm

綾片ノ最小厚ハ單綾工ノ場合ハ兩端ニ於ケル鉄ノ中心間距離ノ  $\frac{1}{40}$ , 複綾工ノ場合ハ同距離ノ  $\frac{1}{60}$  ト爲スヘシ 但シ 8 mm ヨリ小ナルヘカラス

壓縮材ノ綾工ハ綾片取付鉄間ノ突緣部分ノ細長比カ 40 以下ニシテ部材ノ細長比ノ  $\frac{2}{3}$  以下タラシムルコトヲ要ス

綾片ト部材ノ軸トノナス角ハ複綾工ニ在リテハ  $45^\circ$ , 單綾工ニ在リテハ  $60^\circ$  ヨリ小ナルヘカラス 突緣ニ於ケル鉄線間距離カ 400 mm 以上ニシテ綾片ノ連結 = 1 本ノ鉄ヲ使用スル場合ハ複綾工トシ其ノ交點ハ鉄結スヘシ 綾片ノ寸法相當大ナルトキハ之ト同等以上ノ強サヲ有スル形鋼ヲ使用スルヲ可トス 此ノ場合綾工ハ單綾工ト爲スコトヲ得

幅 125 mm 以上ノ突緣ヲ有スル部材ニ於テハ各端部ニナルヘク 2 本以上ノ鉄ヲ有スル綾片ヲ使用スヘシ

#### 〔解説〕

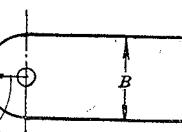
本條は綾片に壓延平鋼を使用した場合の綾片の最小幅及び最小厚を先づ規定したのである。幅に就いては平鋼なる場合は兩端部は壓延縁であつて從來慣用せられ來つた次の如き値を採用したのである。

25 mm—70 mm 22 mm—65 mm 19 mm—55 mm

仕上縁の場合は規定していないがこれに準ずることが出来る。剪断縁に就いては使用しない事が望ましい。已むを得ず使用するとしてもこゝに掲げた數値の最小より相當大なる數値を使用しなければならない。

一般には第 87 圖に示す如き場合

$$A \geq \frac{B}{2} + 6 \text{ (mm)}$$

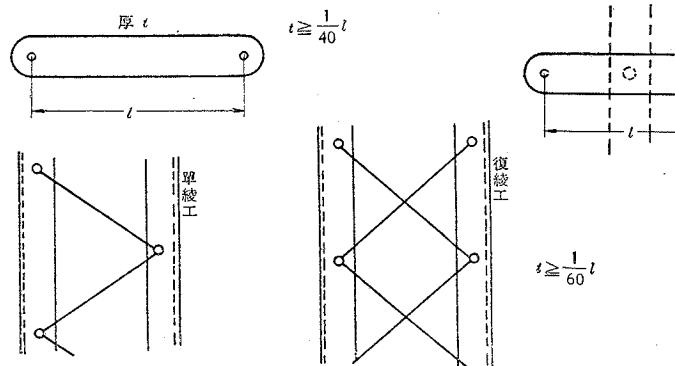


第 87 圖

とする。

次に最小厚に就いては單綾工の場合は兩端に於ける鉄の中心間距離の  $\frac{1}{40}$ , 複綾工の場合は同距離の  $\frac{1}{60}$  としなければならない。此の事は綾工が壓縮を受けて挫屈しない事と又運搬中に破壊し易からざる様にある程度以上の厚を保たしめる必要上規定したのである。複綾工は單綾工に比し其の交點は鉄結せられて長が 2 分される事等に依り單綾工の  $\frac{1}{40}$  に對し  $\frac{1}{60}$  とされたのである。是等の數値は從來の各示方書に於て慣用し來つたものであつて特に變更の必要なきのみならず適當なる數値なりと認めたのである（第 88 圖參照）。

何れにしても厚は鋼材の最小厚たる 8 mm より小であつてはならない事は勿論である。



第 88 圖

次に圧縮材が部材全體として挫屈を生ずる先に局部的に挫屈を生ずることを防ぐ爲に綾片の間に含む突縁部分の細長比が 40 以下であつて部材全體の細長比の  $\frac{2}{3}$  以下としなければならぬと規定したのである。例へば第 89 圖の如き 4 山形鋼と 2 鋼よりなる部材に於て綾片の含む突縁部分といふのは  $S$  の區間に於ける 1 山形の  $x-x$  軸の廻りの環動半径を  $r$  とした時

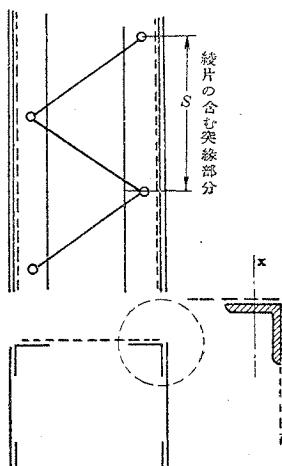
$$\frac{S}{r} \leq 40$$

又部材全體の細長比を  $\frac{l}{R}$  とすれば

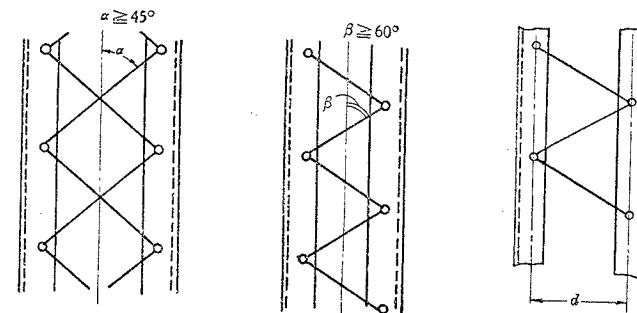
$$\frac{S}{r} \leq \frac{2}{3} \left( \frac{l}{R} \right)$$

なることである。

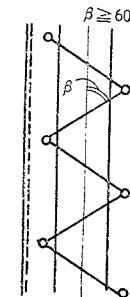
綾片と部材の軸との間の角度を定むるに綾片に働く應力を有效に經濟的に働くかしむる角度として本條に擧げた様に複綾工は第 90 圖の如く  $45^\circ$ 、單綾工は第 91 圖の如く  $60^\circ$  より小ではならぬと規定したのである。



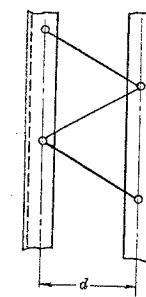
第 89 圖



第 90 圖



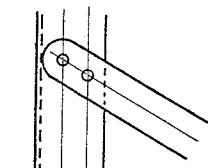
第 91 圖



第 92 圖

第 92 圖に示す如く突縁に於ける鉄線間距離  $d$  が 400 mm 以上であつて、綾片の取付に 1 本の鉄を使用する様な場合には、單綾工とせず複綾工となし其の交點は鉄結しなければならない。 $d$  が 400 mm 以上にもなる場合は應力計算から支障ないにしても運搬中等に損傷を生じ易い爲に複綾工としなければならない。又複綾工である場合は其の交點は鉄結して綾片の剛性を大ならしめなくてはならないのである。

以上はいづれも從來實用上慣行し來つた事であつて改めて新しい事もないが、次に最後の項として述べてあることは新しい事である。即ち綾片の寸法が相當大なる場合にはこれと同等以上の強さを有する形鋼を使用することを推奨したのである。形鋼に依つて平鋼よりも其の縁端部が剛となる故良好なりと認めたのである。此の場合には前項の様に  $d$  が 400 mm 以上となり 1 本の鉄で取付くる場合であつても形鋼を用ふることに依つて複綾工とせず單綾工となす事が出来る。幅 125 mm 以上の突縁を有する部材に於ては第 93 圖の如くなるべく各端部に 2 本以上の鉄を有する綾片を使用する。此の場合鉄中心間隔が最小鉄径の 3 倍以上なることを要することは勿論である。



幅 125 mm 以上の突縁 (150 以上)  
第 93 圖

## 組合せ引張材

**第六十四條** 組合せ引張材主要部分ノ設計細目ハ特ニ規定セルモノノ外組合セ圧縮材ニ準スヘシ

〔解説〕

組合せ引張材主要部分の設計細目は、組合せ圧縮材に準ずる。既述の組合せ圧縮材に規定せられたことが其のまゝ引張材主要部分に適用されるのであるが、然し特に引張材の設計細目に就いて規定せるもの例へば第 61 條第 4 項の如き場合は本條規定外である。

## ピ ン 鋼

**第六十五條** ピン孔ハ必要ニ應シピン鋼ニテ補強スヘシ ピン鋼ハ其ノ一枚以上ヲ突縁ニ達スル幅トシ突縁ト同側ニ配置スヘシ ピン鋼ハ十分ニ部材ニ鉛結シピンヲ通シテ作用スル力ヲナルヘク部材ノ全斷面ニ均等ニ傳達セシムヘシ

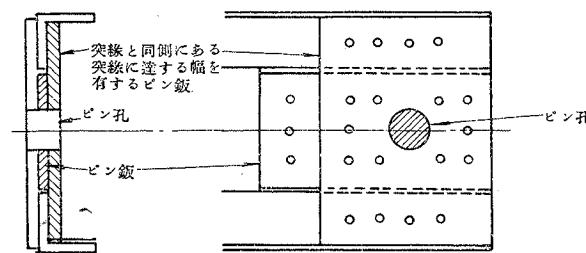
〔解説〕

本示方書は第一條に示す通り鉄結鋼橋を目標としピン結合の場合は除くのであるが、鉄結鋼橋にして一部にピンを使用する場合が往々ある。例へば端支承部とか又は繫拱に於ける繩材の端部連結等の如き場合等細部設計の必要上行ふピン結合に就いて説明を要する。であるからアイバーの構造には觸れず結合方法としてのピン結合の一端に觸れることにしたのである。

ピン孔に依つて純断面積が小となり断面積を補ふ必要のある場合にはピン孔の周邊にピン鋼を添付して補強する。此のピン鋼は單にピン孔の周邊のみとせず部材の全断面に成るべく力を均等に分布せしむる様にピン鋼の中 1 枚以上を突縁に達する幅として第 94 圖の如き場合には突縁のある方の側にこれを配置する。

ピン鋼は其の負擔すべき應力によつて十分に部材に鉛結しピンを通して作

用する力はピン孔の周圍に生ずる不均等な應力分布を成る可く部材の全断面に均等に傳達し得る様にしなければならない。



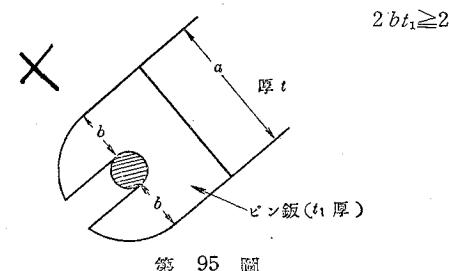
第 94 圖

## フ オ ー ク 端

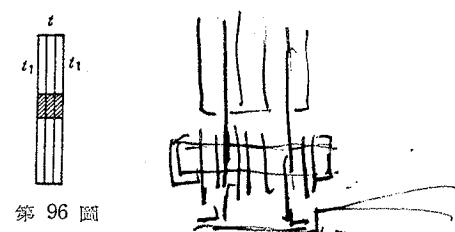
**第六十六條** 圧縮材ノ端ハフオーク形トセサルヲ可トス 己ムヲ得スフオーク端ヲ使用スル場合ニ於テハピン鋼ヲ使用シピン孔ヲ通シテノ断面積ハ該部材ノ断面積ノ 2 倍以上ナラシムヘシ

〔解説〕

2 鋸鍛拱、3 鋸鍛拱等の端支承部に於て屢々フオーク形の端部を使用して構造を簡にし架設に便ならしむる場合がある。併し此の様な構造は應力を傳達する上に於て疑問を生ずる懼があり、成る可く使用しない方がよい。もしも己むを得ずフオーク端を使用する様な場合は必ずピン鋼を使用してピン孔を通しての断面積を其の部材の断面積の 2 倍以上としなければならない。



第 95 圖



第 96 圖

應力の傳達に疑問が有り一部の叉端にのみ應力の集中することを恐れ 2 倍以上とした譯である(第 96 圖参照)。

尙ビン孔の位置は第 95 圖の如く鉢の縁より等距離とする事が必要である。

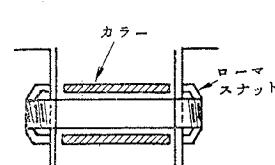
## ビン

**第六十七條** ピンノ直徑ハ 75 mm 以上ト爲スヘシ

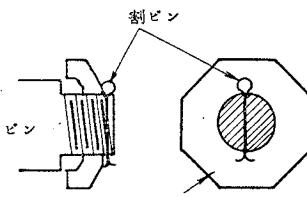
ピンニテ部材ヲ連結スル場合ニハ其ノ連結部ニ於テ部材ノ移動セサル裝置ヲ施シナツトハナルヘクローマスナツトヲ使用シ 必要アリト認メラルル場合ハ割ピンヲ使用スヘシ

### 〔解説〕

ピンを使用する場合にはピンの直徑は餘り小であつては橋梁工の如き場合には架設運搬等に破損し易いので、或程度以上の大きさたるを必要とし、其の最小径を 75 mm とするを適當と認めたのである。部材をピンで連結する場合には、其の連結部に於て部材の移動せざる裝置を施すことが是非必要である。部材の移動は衝撃の原因となり二次應力を生ずるので部材は其の定められた位置を移動してはならない。此の裝置としては一例を舉ぐれば部材の兩側間にピンを被ふカラーの如きをはめて部材片の位置を固定する方法である。ピンの端部にはナットを以て部材を止める必要があるが、此のナットには成る可く第 97 圖に示す如きローマスナットを使用しナットの回転により部材の位置移動を生ずる懼ある場合には第 98 圖の如く割ピンを使用するがよい。



第 97 圖



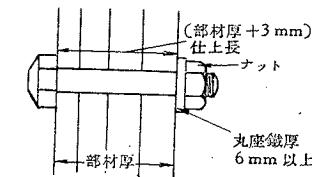
第 98 圖

## ボルト

**第六十八條** 部材ノ連結ニハ已ムヲ得サル場合ノ外ボルトヲ使用スヘカラス  
ボルトヲ使用スル場合ニハ丸座鐵付固捻仕上ボルトトシ、其ノ仕上部ノ長ハ部材ノ厚=3 mm ヲ加ヘタルモノニ等シク、丸座鐵ノ厚ハ 6 mm 以上ト爲スヘシ ボトル頭及ナツトハ六角形トシ必要アリト認メラルル場合ハ割ピンヲ使用スヘシ

### 〔解説〕

部材の連結は鉄を使用するのが原則であつて鉄をどうしても打得ない様な已むを得ない箇所の外、鉄の代りにボルトを使用してはならない。もし已むを得ない場合でボルトを使用するときにはボルトにも種々の仕上方の製品があり、ボルト周邊の仕上を行はない黒皮のまゝの黒皮ボルト、仕上をなした仕上ボルト等がある。こゝに鉄の代りに使用的ボルトは丸座鐵を使用する固捻仕上ボルトでなければならない。此の固捻といふのは仕上ボルトであるが鉄孔にぴたりと合致する様に仕上げられたボルトを指すのである。このボルト幹部周邊の仕上部の長は倒長となるべき部材の厚以上 3 mm までとし、丸座鐵の厚は 3 mm 以上のものを使用する。ボルト頭及びナットの頭部の形は六角形とし、もしナットの回転によるゆるみを生ずる懼ある場合には割ピンを使用するがよい(第 99 圖参照)。



第 99 圖

## 桁 端

**第六十九條** 單純桁ノ一端ハ必ス之ヲ固定シ、他ノ一端ハ溫度變化ノ影響及部材ノ歪ニ對シ主桁ノ水平投射影ノ長 1 m = 付少クトモ 1 mm 移動シ得ル裝置ヲ爲スヘシ 尚兩端ニ於テ横方向ノ全荷重ニモ抵抗シ得ル裝置ヲ爲スヘシ

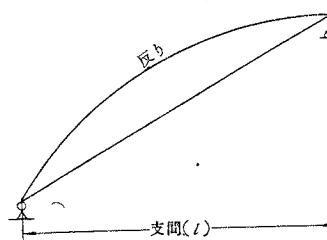
## 〔解説〕

單純桁（又は單純構）に於ては其の一端は必ずこれを固定し、他の一端は溫度變化による伸縮及び部材が應力を受けた結果生ずる歪による桁端部の伸縮變形に備ふる爲に主桁の水平投射影の長 1 m に付、最小 1 mm 移動し得る裝置をしなければならない。此の 1 mm は伸びと縮みとを合計せる最小値であり、伸び 1 mm、縮み 1 mm の意味ではない。尙又兩端に於て横方向の全荷重に對する支承としての役目を全ふする爲にこれに抵抗し得る裝置をしなければならない。

溫度變化 60°C とし 1 m の長の溫度變化に因る伸縮は

$$1000 \text{ mm} \times 0.000012 \times 60 = 0.72 \text{ mm}$$

であり、此の外に部材の歪に因る量としては主桁の撓度が  $\frac{1}{600} \sim \frac{1}{800}$  の程度に於ては溫度による伸縮に比して極めて小量であるが、之を加へて尙餘裕を見込んで 1 m に付 1 mm としたのである。A. R. E. A. 道路橋示方書に於ては 100 ft に付  $1\frac{1}{4}$  吋と規定してあり、これは 1 m に付 1.04 mm に相當するのである。こゝに水平投射影と稱したのは、兩端の支承が水平に置かれた伸縮の普通の橋梁に就いては橋梁に反りを有してをつても、其の弧長に就いて測らずに兩端支承を結ぶ水平線上の投射影なることを稱したものである。



第 100 圖

もしも第 100 圖の如く主桁と其の支承が或傾斜面上に置かれたる場合には、兩支承を結ぶ線に對する水平投射影は  $\checkmark$  となるのである。

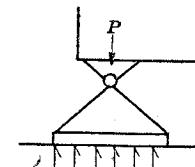
**第七十條** 支承ハ其ノ垂直荷重ヲ全支承面=均等=分布シ得ル設計ト爲スヘシ

鑄鋼製支承ニ在リテハ其ノ厚ヲ 25 mm 以上ト爲スヘシ

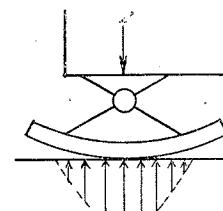
鑄鐵製支承ニ在リテハ其ノ厚ヲ 35 mm 以上トシ扶壁ヲ設ケサルヲ原則トス

## 〔解説〕

支承は其の支承面に來るべき垂直の荷重  $P$  を第 101 圖に示す如く其の全



第 101 圖

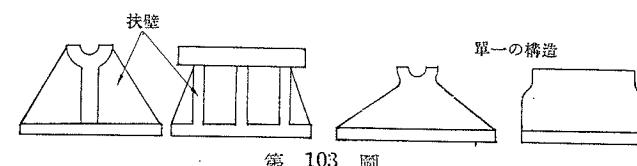


第 102 圖

支承面に均等に分布し得る設計となす事が必要である。厳格に考へるならば非常に支承の構造が剛ならざれば第 102 圖の如くなり厳格な意味の均等の反力を生ぜしむる事は難事であるが、そんな厳格の意味を言つたのではなく支承面が垂直荷重に依つて變形することにより不均等な反力分布となることを避ける主旨に基づくものである。

鑄鋼製の支承の設計に際し製作上餘り肉の薄いものは困るので、最小厚を 25 mm とすることが適當と認められて本條の様に規定せられたのである。

鑄鐵製の支承に於ても同様の主旨のもとに最小厚を製作上の關係から 35 mm を適當とし、第 103 圖に示す如くなほ扶壁を有せざる單一の構造となすことを原則としたのである。



扶壁の様な壁式の構造とすることが鑄鐵の場合には強度からも製作上から

いつても鑄鋼に比して良好でないからである。

### 伸縮支承

**第七十一條** 伸縮支承ハ支間 30 m 以下ノ鉄桁ニ在リテハ滑り支承ト爲スコトヲ得

支間 30 m ヲ超過スル鉄桁ニ在リテハローラ、ロツカーア又ハ青銅滑り支承ノ如キ装置ヲ設クヘシ

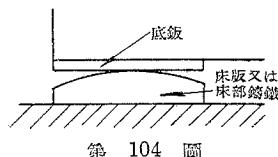
構ニ在リテハローラ又ハロツカーラ設クルヲ原則トス

ローラノ直徑ハ 75 mm 以上ト爲スヘシ

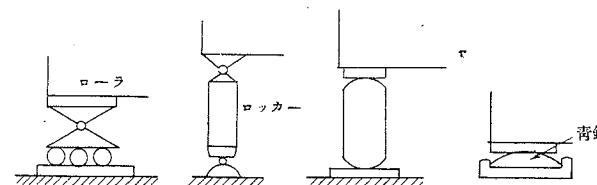
#### 〔解説〕

支間 30 m 以下の鉄桁に於ては伸縮支承に於ける伸縮量も僅かであるから

第 104 圖に示す如き滑り支承として差支ない。支間 30 m を超過する鉄桁に於ては第 105 圖の如きローラ、ロツカーア又は青銅滑り支承の如き装置としなければならない。



第 104 圖



第 105 圖

伸縮支承としては支間 30 m 以上の場合にはロツカーア、ローラが摩擦抵抗最も少く理想的であるが、滑り支承として鑄鋼或は鑄鐵等の間の滑り摩擦抵抗は、伸縮量の大なる場合には相等大なる値に達する。そこで滑り抵抗を小ならしむる目的を以て青銅を使用する。鉄桁の如き突縁断面の相当剛なるものとなる場合には青銅滑り支承として差支ないが構に於て断面小なる弦材より成る場合は、此の滑り抵抗の大なるために挫屈を生ずる場合あるを懼れ構

に於てはローラ、ロツカーアを使用することを原則としたのである。

青銅滑り支承を使用する場合には其の許容應力は本示方書に明記していないが鑄鋼の場合(即ち鋼材の場合)の値の半分を採用するが適當と思ふ。

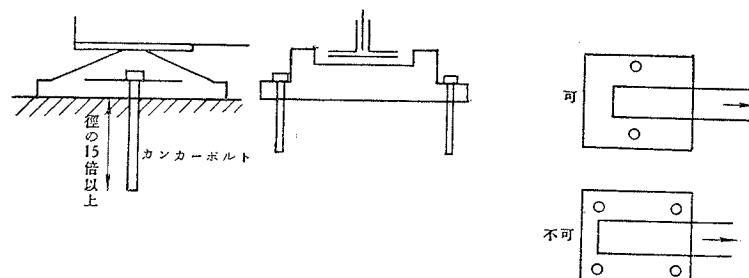
ローラの直徑は成る可く大とし數を少くする方が應力の分布に不平均を生ぜず、又製作上からも設計上からも或限度以下的小なる直徑のものは橋梁工の如き大荷重で衝撃を受くる構造物には適當でないので此の限度をピンと同じく 75 mm としたのである。

### アンカーボルト

**第七十二條** アンカーボルトハ沓ヲ固定シ縦横兩方向ノ全荷重ニ抵抗スルニ十分ナル斷面積ヲ有セシメ直徑ノ 15 倍以上ノ長ヲ下部構造ノ軀體中ニ挿入スヘシ

#### 〔解説〕

支承沓を下部構造に固定する爲にアンカーボルトが使用せられる。此のアンカーボルトは支承に作用する橋梁の縦方向及び横方面の全荷重に抵抗し得る斷面積(普通剪断力に依つて決定せらるゝ)を有せしめ、其の直徑の 15 倍以上の長を下部構造の軀體中に挿入することが必要である。直徑の 15 倍以上を挿入することにより此のアンカーボルトの引張強度に相當する附着應



第 106 圖

力が得られるからである。鋼桁の支承台の如きはなるべくアンカーボルトは第106図に示す如く1支承台につき2本とする可とする。ボルトの数を多くするときは反つて地震の影響により主桁自體を破壊することがあるからである。

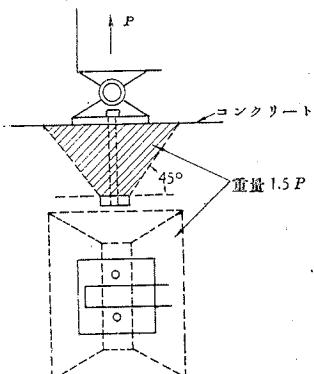
### のびせり

**第七十三條** 上揚力ヲ受クルボルトハ上揚力ノ1.5倍以上ニ耐フル様碇着スヘシ

〔説解〕

突橋（ゲルバー橋）の碇着桁端の如きが負反力によつて上揚力が働く場合こゝに使用すべきボルトは上揚力の1.5倍以上に耐ふる様に碇着しなければならない。普通支間のゲルバー橋程度を標準として碇着するに單にボルトと稱してゐるが構造に依つては相當大なる負反力に依つてボルトでなく組合せ部材となる場合もある譯であるが、此の時に於ても本條は準用される。

$P$ なる負反力を第107図の如きボルトを使用して碇着する場合には、ボルトの底にアンカープレートを附した場合とすれば此の鋼より上方に各々 $45^\circ$ で開いたコンクリートの重量が $1.5P$ 以上なければならぬ。 $45^\circ$ に開くといふ事は全然假定であるから構造と施工に依つては斯様な假定は許されぬかも知れないが設計者の適正な判断によるべきである。



第107図

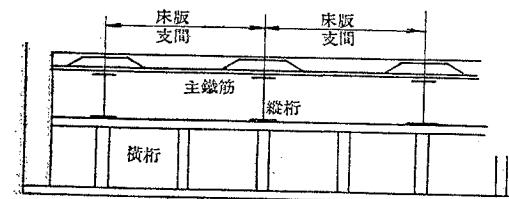
## 第二節 床組

### 支間

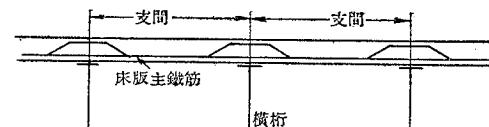
**第七十四條** 床版ノ計算ニハ主鐵筋方向ニ直角ナル縦桁又ハ横桁中心間隔ヲ、縦桁ノ計算ニハ横桁中心間隔ヲ、横桁ノ計算ニハ主桁中心間隔ヲ支間ト假定スヘシ

〔解説〕

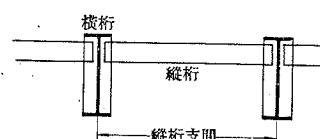
本條は床組の計算を行ふに際しての支間の採り方を規定したものである。床版の計算には第108図に示す如く主鐵筋の方向に直角なる縦桁の中心間隔を支間と假定する。又縦桁を有せず横桁のみを有する場合には第109図の如く主鐵筋は横桁に直角なる方向となり横桁の中心間隔を支間と假定する。



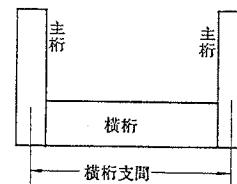
第108図



第109図



第110図



第111図

縦桁の計算には第110圖の如く横桁の中心間隔を支間とする。又横桁の計算には第111圖の如く主桁中心間隔を支間と假定すべしと規定したのである。

## 横 桁

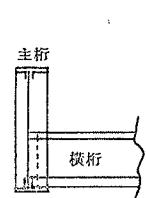
**第七十五條** 横桁ハ主桁ニナルヘク直角ニ配置シ 且ナルヘク之ニ直接鉄結スヘシ

端部連結ニハ 2 山形鋼ヲ使用シ其ノ長ハ横桁突縁ノ許ス限リ大ナラシメ其ノ仕上厚ハ 9 mm 以上ト爲スヘシ

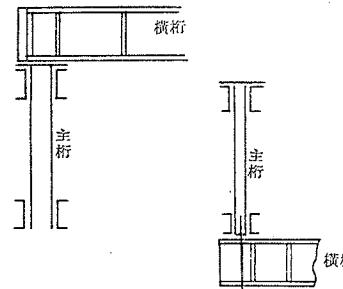
### 〔解説〕

横桁は主桁に直角に配置することが原則である。斜橋に於てもし主桁に對して横桁を斜に配置するときは細目の設計に無理を生じ製作を困難ならしめる等の缺點があるから、なるべく主桁に直角に配置しなければならない。

又横桁は主桁の面に成る可く直接鉄結しなければならない。直接に鉄結するとは第112圖の如く取付くるので直接鉄結しない例は第113圖の如く上路橋に於て主桁の上に支承せしめたり又は下路橋に於ては主桁から吊つたりすることを指すのである。



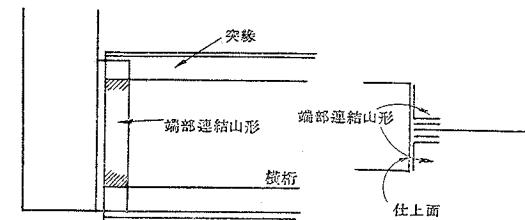
第 112 圖



第 113 圖

横桁の端部を主桁に連結するには 2 山形鋼を使用して其の 2 山形鋼は横桁の腹鉄を挟み他の脚は主桁と鉄結されるのである。此の山形鋼は突縁の許す限り長くし即ち上下兩突縁の山形鋼の水平脚に達する長とすることは横桁の

全端反力を腹鉄から均等に分布することとなるからである。此の端部連結の山形鋼の主桁と接觸する面は横桁長の不等に基づく主桁の曲りを生ぜしめぬ爲に仕上をなすのであるが、仕上りの山形鋼の厚は 9 mm 以上としなければならない。横桁端は反力が集中する箇所であるから使用鋼材の最小厚たる 8 mm では（横桁の撓による端部曲げモーメントを生ずる理であるから）不十分と認め 9 mm 以上と規定したのである。第41條に於て横桁の撓をなるべく小ならしむべしと規定したのも一つには此の爲である。



第 114 圖

而して第114圖に示す端部連結山形鋼の仕上厚を 9 mm とするのであるから、設計の場合には端部連結山形鋼の厚は少くとも 11 mm 又は 12 mm のものを選擇する注意が必要である。

## 縦 桁

**第七十六條** 縦桁ハ横桁間ニ鉄結スルヲ可トス

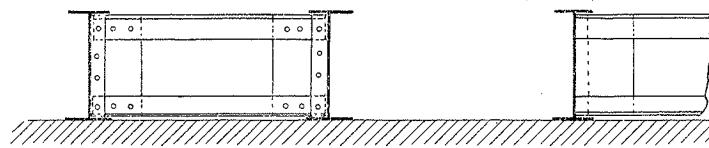
縦桁ヲ横桁間ニ鉄結スルニハ横桁ノ補剛材ト 1 山形鋼ヲ以テ其ノ長ハ縦桁突縁ノ許ス限リ大ナラシムヘシ 但シ縦桁ノ伸縮接手ニ在リテハ此ノ限ニ在ラス

縦桁ヲ横桁突縁上ニ取付タル場合ニハ縦桁ノ側方向ノ安定ヲ計ルヘキ相當ノ裝置ヲ爲スヘシ

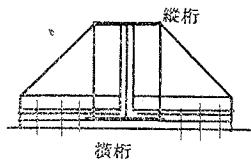
### 〔解説〕

縦桁を横桁の間に取付けるには前條の横桁を主桁に取付けるに成る可く主桁に直接鉄結すべしと規定せられたと同一の理由で、程度の差はあるが、此の場合にも直接鉄結する方がよいのである。此の取付方法として縦桁取付箇所の如き荷重が集中してかかる位置には、補剛材を置かなくてはならない（第93条）のであるから、此の補剛材を利用し更に縦桁の腹板の1側に山形鋼を取付けて補剛材の山形鋼と合はせて、2山形鋼を以て横桁に取付けるのである。補剛材でない1山形鋼の長は縦桁突縁の許す限り大ならしむることは前條の横桁と主桁の取付の場合と同様である。ゲルバー桁等に於て縦桁が主桁の鉄部分等に於て伸縮接頭とする必要のあることがあるが、此の場合は自ら以上の如き構造となし得ない事があるので此の場合は除外したのである。

又縦桁の取付に以上のように直接横桁間に鉄結せず縦桁を横桁突縁上に取付



第 115 圖



第 116 圖

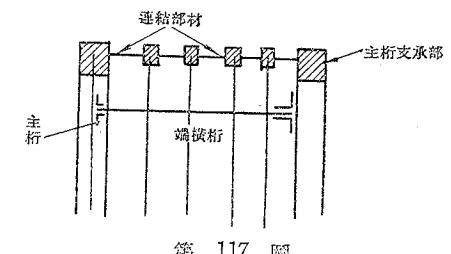
ける場合もあるが、此の時は縦桁は横方向に不安定であるから側方向の安定を計るべき相當の装置をしなければならない。一例を挙げれば第115圖の如く2縦桁間に圧縮材を取付くるとか又は第116圖の如き装置をなす。

**第七十七條** 端縦桁ヲ直接下部構造上ニ支承セシムル場合ニハ縦桁端ヲ連結シ且之ヲ主桁ト連結スルヲ可トス

〔解説〕

端横桁と下部構造との間に端縦桁を設けこれは一方は端横桁に取付けられ他端は下部構造上に直接支承せしむる様な場合がある。此の場合に端縦桁群

の各支承の摩擦抵抗が一様ならざる場合には端横桁に對し橋梁縦方向への曲りを生ぜしむることとなり且是等縦桁群が直接下部構造に支承してゐる爲に依つて主桁の變形に伴なはぬ懼があるから、是等の缺點を避くる爲に第117圖の如く縦桁群の端部は相互に部材を以て連結し主桁とも連結せしむる事がよいのである。



第 117 圖

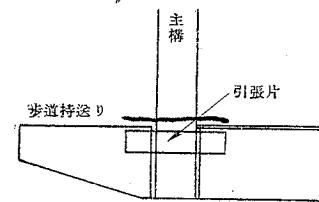
## 持 送 リ

**第七十八條** 橫桁及端縦桁ノ持送リ部分ノ引張突縁ハ引張片ヲ使用シテ横桁又ハ縦桁ニ鉄結スルヲ可トス

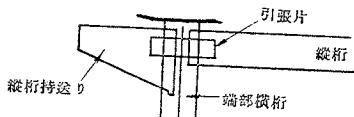
〔解説〕

横桁の持送り部分の引張突縁といふのは歩道部の持送り部分等で上突縁の引張應力を支持するに足る丈の引張片を用ひて、第118圖に示す如く之を車道部の横桁と連結しなければならない。此の構造をしなければ持送りと主構との取付部分の鉄は直接引張應力を受くることとなるからである。直接引張應力を受くる

鉄は第55條に依つて使用しないことを原則としなければならない。同様なことは縦桁に於ても端縦桁が持送りとなる場合には第119圖の如く之を持送りでない方の縦桁とを引張片で連結して鉄の直接引張應力を避くるのがよいのである。



第 118 圖



第 119 圖

### 第三節 橫構及對傾構

**第七十九條** 橫構及對傾構ノ部材ニハ山形鋼ノ類ヲ使用シ部材ノ交叉スル場合ニハ其ノ交點ヲ鉛結スヘシ

#### 〔解説〕

横構及び對傾構に使用する部材には山形鋼を使用するのが普通であり時にはI型鋼、溝型鋼、組合せ部材が使用せられる。板、平鋼のみを使用してはならない。使用部材を規定し同時に部材の交叉する場合は其の交點を鉛結しなければならない。交叉點を鉛結することにより少くとも其の交叉は固定點に近きものと看做され、圧縮材の撓屈を抑制するからである。

### 最 小 山 形 鋼

**第八十条** 橫構及對傾構ニ使用スル最小山形鋼ノ寸法ハ 75×65 mm ト爲スヘシ

#### 〔解説〕

本條は横構及び對傾構の部材に使用する最小山形鋼の寸法を 75×65 mm と規定したのである。横構、對傾構の部材應力は極めて小なる場合多く、概して  $\frac{1}{4}$  の制限に依つて寸法が定まるのであるが應力が小なりとして無制限に小なる山形鋼を使用することは使用鉄径の統一、剛度の方面からも本條の規定せる寸法のものを最小限度とするを適當と認めたのである。(此の山形鋼は勿論、横構なり對傾構を形成する一部材のことを云ふのであつて主要部材を形成すべき材片のことをいふ理ではない。)

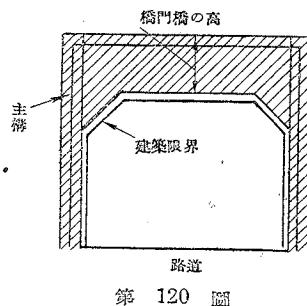
### 橋 門 構

**第八十一条** 下路構ニ於ケル橋門構ハ上弦ニ作用スル横方向ノ全荷重ヲ支點ニ傳達スルニ足ルモノトシ 空高ニ支障ナキ限り高ヲ大ナラシムルヲ可トス

#### 〔解説〕

下路構橋に於ける對傾構の作用は明瞭でないから普通上部横構にかかる横方向の全荷重は總て對傾構に依つて下部横構に傳達せられず上部横構のみが負擔することゝ假定し、其の最大反力は橋門構に於て抵抗するものと假定することが安全である。此の理由に依つて本條を規定したものである。

尙橋門構は第120圖に示す如く空高に支障なき限り高を大とすることが橋門構を堅固ならしめるので望ましいことであるから、大ならしむるを可とすと推奨した理由である。



第 120 圖

### 構 ノ 対 傾 構

**第八十二条** 構ニハ各格點ニ對傾構ヲ設クルヲ可トス

上路構ノ兩端對傾構ハ上弦ニ作用スル横方向ノ全荷重ヲ支點ニ傳達スルニ足ルモノト爲スヘシ 但シ上路拱ノ如キ場合ハ此ノ限ニ在ラス

構ノ高カ對傾構ノ取付ニ不十分ナルトキハ上部横構垂直材ニハ隅控ヲ附スヘシ 此ノ場合ニ於ケル上部横構垂直材ノ高ハ少クトモ主構上弦材ト同一ナラシムヘシ

#### 〔解説〕

構に於てはなるべく格點には全部對傾構を設けた方が不平均の載荷を緩和し非常に際しては一部材の破壊が全構の破壊とならぬ作用をなす等の效果があるから本條の様に推奨的に設けたもので必ずしも全部設けなくてはならないのではない。設計者は本條の主旨に基づきて適宜處置せられる事を望むものである。

上路構の兩端の對傾構は、前條の下路構の場合の橋門構に等しき作用をなすものであり同様の主旨に依つて此の第二項が書かれた理である。但し上路

拱の如く両端の對傾構が上弦又はこれに相當する床部に作用する横荷重方向の全荷重を支點に傳達するに足る構造とすることが高が大となることが多い關係上構造に困難を來すこと多く、此の場合は必ずしも本項に依らなくともよい。即ち各格點に設けられた對傾構が夫々其の分擔する横方向の荷重を拱に取付けられた横構に之を傳達してしまふものとすることが出来る。

### ボニー構ノ横力

**第八十三條** ボニー構ノ垂直材並ニ垂直材ト横桁トノ連結ハ次式ニ依リテ算出セル横力ニ抵抗シ得ル設計ト爲スヘシ 此ノ横力ハ構ノ上格點ニ作用スルモノトス

$$H = \frac{P}{100}$$

$H$  = 横力(kg)

$P$  = 上弦材ノ最大軸方向壓縮應力(kg)

#### 〔解説〕

下路橋にして建築限界の關係上、上部横構を設け得られない場合の構をボニー構と稱し上弦材は横方向に何等支持されない壓縮材であるから、横方向の挫屈を防止する爲に垂直材及び垂直材と横桁との連結部を相當剛ならしめる必要がある。已に設計せられしボニー構の上弦材の挫屈強度を調査して安全率を検する方法は Engesser, Zimmermann 其の他に依つて企てられたものがあるが、逆に設計に際して或横力を假定し此の横力に抵抗し得る様に設計すればよいといふ逆の方法は計算上から求め得られなかつたのである。A. R. E. A. 示方書に於ては

$$R = 10 F + 220 l$$

$R$  = 横力(kg)

$F$  = 上弦材の断面積( $\text{cm}^2$ )

$l$  = 格間長(m)

又獨逸 D. I. N. によれば

$$H = \frac{P}{100} \quad H = \text{横力(kg)}$$

$P$  = 上弦材の最大軸方向壓縮應力(kg)

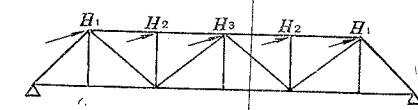
兩示方書に示された値の横力に抵抗し得る設計に就いて調査すれば、挫屈強度と安全率等はいづれも Engesser 又は Zimmermann 等による算式に依れば十分安全なることが確められたのである。

米、獨兩示方書に就いて比較するに獨の示方は上弦材最大軸方向壓縮應力の  $\frac{1}{100}$  で數値も簡単に覚え易く使用に便なる點から 獨逸示方によるを適當と認めたのである。

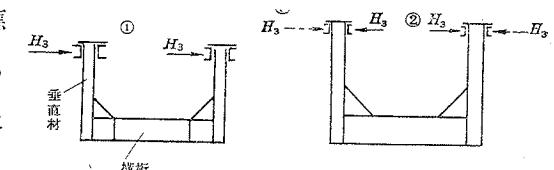
此の横力は勿論第121圖の如く各上格點毎に作用するのであつて各格點の横方向の剛度が此の横力に抵抗し得ればよいのであるから最大の軸方向壓縮應力を有する上弦材に就いて其の格點の垂直材及び垂直材と横桁連結の設計をなし、他はいづれもこれと同様にすれば安全である。

尙水平力の作用方向に

就ては第122圖の如く3個の場合があり最大の影響を與ふる場合をとること勿論である。此の横力を考慮せし場合の許容應力は第30條に規定せるものを超過してはならない。



第 121 圖



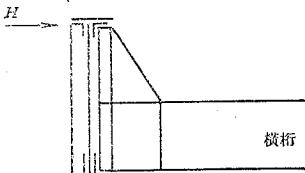
第 122 圖

### 下路鉄桁ノ横力

**第八十四條** 下路鉄桁ノ横桁ノ取付ハ前條ノ算式ニ依リ算出セル横力ニモ抵抗シ得ル設計ト爲スヘシ 但シ  $P$  ハ上突縁ノ最大壓縮應力(kg)トス

## 〔解説〕

下路鋼桁に於ける横桁の取付も前條と全く同様の主旨で第123図に示す如き水平力に對し取付部分の設計をしなければならない。算式も前條に於て與へられた算式を使用し得らるゝことは勿論である。但し算式中の  $P$  は上突縁の最大圧縮應力である。



第 123 圖

本條も横力を考慮せし場合の許容應力

は第30條に規定せる値を超過してはならない。

## 鋼桁ノ對傾構

**第八十五條** 上路鋼桁ノ端部ニハ之ニ作用スル横方向ノ全荷重ニ抵抗スヘキ

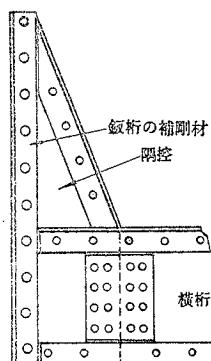
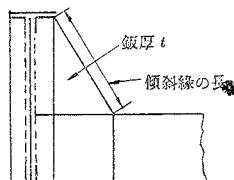
對傾構ヲ設ケ 且 6 m ヲ超エサル間隔ニ

中間對傾構ヲ設クヘシ

下路鋼桁ニ在リテハ 補剛山形鋼及横桁  
ニ取付ラレタル繫釘或ハ腹釘ヲ有スル隅  
控ニ依リテ横方向ノ變形ニ對シ補剛スヘ  
シ 隅控釘ノ傾斜線ノ長カ其ノ厚の 60  
倍ヲ超過スルトキハ其ノ縁ニ沿ヒテ山形  
鋼ヲ鉄結スヘン

## 〔解説〕

鋼桁に於ても第82條に述べたと同様な主旨に基づき端對傾構及び中間對傾構を設けなければならない。上路鋼桁の端部には横方向の全荷重に抵抗すべき端對傾構を設ける。又中間對傾構は横桁取付



第 124 圖

位置に全部設けることは鋼桁に使用する縦桁の支間が小であるから餘り密接する關係上、6 m を超えない間隔に中間對傾構を設くこととしたのである。

下路鋼桁に於ては對傾構を取付けることは出來ないので各横桁の取付位置に於て補剛山形鋼と横桁に取付けられた繫釘又は腹釘を有する隅控を特に設けて之に依つて其の格間の上突縁に作用する横方向の全荷重を下部横構に傳達せしめ、同時に前條に於ける横方向の上突縁の挫屈に備えての補剛となるのである。

隅控釘に於ては第124図に示す如く傾斜端の長が其の釘の厚の 60 倍を超過する場合には其の縁に沿ふて山形鋼を鉄結して壓縮を受くる場合の挫屈に抵抗せしめる必要がある。

## 第四節 鋼 桁

## 設 計

**第八十六條** 鋼桁断面ノ設計ハ其ノ總断面ノ中立線ノ周リノ慣性モーメントニ依ルヘシ

引張縁應力及壓縮縁應力ハ次式ニ依リテ算出スヘシ

$$\sigma_t = \frac{My_t}{I} \cdot \frac{A_g}{A_n}$$

$$\sigma_c = \frac{My_c}{I}$$

$\sigma_t$  = 引張縁應力 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$\sigma_c$  = 壓縮縁應力 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$M$  = 曲ケモーメント ( $\text{kg}\cdot\text{cm}$ )

$I$ = 鋼桁總断面ノ中立線ノ周リノ慣性モーメント ( $\text{cm}^4$ )

$y_t$ = 中立線ヨリ引張縁ニ至ル距離 ( $\text{cm}$ )

$y_c$ = 中立線ヨリ圧縮縁ニ至ル距離 ( $\text{cm}$ )

$A_g$ = 引張突縁ノ總断面積 (突縁山形鋼及蓋板断面積) ( $\text{cm}^2$ )

$A_n$ = 引張突縁ノ純断面積 (突縁山形鋼及蓋板断面積) ( $\text{cm}^2$ )

#### 〔解説〕

鋼桁断面の設計をなすには近似的には従来次式に依つて断面を算定したのである。

$$A = \frac{M}{\sigma h} - \frac{A_w}{8}$$

茲に  $A$ = 求むる 1 突縁の所要断面積 ( $\text{cm}^2$ )

$\sigma$ = 鋼材の許容應力 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$h$ = 突縁山形鋼背面間距離 ( $\text{cm}$ )

$M$ = 其の點の曲げモーメント ( $\text{kg}/\text{cm}$ )

$A_w$ = 腹板の断面積 ( $\text{cm}^2$ )

かくして求めたる突縁断面積にて設計せる鋼桁断面が曲げモーメントにより突縁の緣應力が許容應力以内にありや否やを精密に計算するには鋼桁断面の中立線の周りの慣性モーメントを求めて次式により緣應力を求めるのである。

$$\sigma_t = -\frac{My_t}{I}$$

$$\sigma_c = -\frac{My_c}{I}$$

$\sigma_t$ = 引張縁應力     $\sigma_c$ = 圧縮縁應力

$M$ = 曲げモーメント ( $\text{kg}/\text{cm}$ )

$I$ = 鋼桁断面の中立線の周りの慣性モーメント ( $\text{cm}^4$ )

$y_t$ = 中立線より引張縁に至る距離 ( $\text{cm}$ )

$y_c$ = 中立線より圧縮縁に至る距離 ( $\text{cm}$ )

然るに  $I$  なる慣性モーメントの計算は種々の方法が行はれた。其の一例を舉ぐれば

(1) 引張突縁及び腹板の全部は純断面を用ふ

(2) 中立線から引張側に位する全部の断面は純断面積を使用する

(3) 引張突縁には純断面積を腹板の断面積は鉄孔による計算をなさず 15 %が鉄孔により失はるものと假定して計算する方法

以上の三方法は共に引張側は純断面を用ひて中立線の位置を求め慣性モーメントを計算する方法であつて、計算がいづれも煩雑である。そこで此の計算の簡易化を試みた結果本條の如き計算方法をとれば計算は非常に簡易となり、實際計算を比較の結果大差なき事を認め得たのである。

鋼桁断面の設計には其の總断面の中立線の周りの慣性モーメントによればしと上下兩突縁が對稱であれば中立線は桁高の中央となり慣性モーメントも純断面でなく總断面で計算するのであるから非常に樂である。而して緣應力の計算に於ては次式を使用する。

引張縁應力  $\sigma_t$  を求むるには

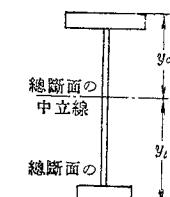
$$\sigma_t = -\frac{My_t}{I} \cdot \frac{A_g}{A_n}$$

本式中の  $\frac{M}{I}$  の値は  $I$  の値が引張側の純断面で計算せるものより大である爲に此の値は小となり、 $y_t$  の値も小となるからこれを補ふに  $A_g/A_n$  を乗じたのである。 $A_g/A_n$  は勿論 1 より大なる値となる。

かくして  $\sigma_t$  の値は純断面の慣性モーメントを用ひたる場合と略々同様な値となる。

壓縮縁應力  $\sigma_c$  を求むるには

$$\sigma_c = -\frac{My_c}{I}$$



第 125 圖

$I$  の値が總断面によるものなる爲に  $\frac{M}{I}$  は稍々小なる値となるが  $y_c$  が純断面の場合よりも稍々大であるから結局上式にて  $\sigma_c$  の値としては大差なきものが求められる。

尙  $y_t$ ,  $y_c$  は第 125 圖に示す如く勿論總断面の中立線より縁に至る距離である。

#### 第八十七條 鋼桁腹板ノ剪断應力ハ次式ニ依リテ算出スルコトヲ得

$$\tau = \frac{S}{A_{wn}}$$

$\tau$  = 剪断應力 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$S$  = 剪断力 ( $\text{kg}$ )

$A_{wn}$  = 腹板ノ純断面積 ( $\text{cm}^2$ )

#### 〔解説〕

鋼桁腹板に作用する 剪断應力は腹板に一様均一に作用するものとして  $S$  なる剪断力を腹板の純断面積  $A_{wn}$  で除したものを剪断應力  $\tau$  と便宜上考へてよい事を示したもので、嚴密な計算式に依る事は勿論差支へはないのである。

#### 第八十八條 腹板ノ厚ハ次式ニ依リテ算出セルモノヨリ大ナルヲ可トス

$$t = \frac{1}{12} \sqrt{h}$$

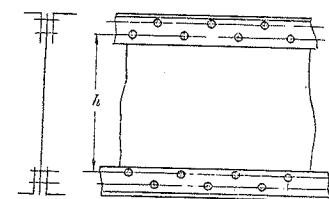
$t$  = 腹板ノ厚 ( $\text{cm}$ )

$h$  = 上下兩突緣山形鋼ヲ腹板ニ連結スル内側鉄線間距離 ( $\text{cm}$ )

#### 〔解説〕

鋼桁腹板の厚を決定すべき一標準として實用上の一式を示したものであつて A. R. E. A. 道路橋示方書に於ても同様の式が與へられてゐる。

腹板の厚は腹板の挫屈より決まるものである故突緣山形鋼の鉄線複列の場合は第 126 圖の如く内側鉄線間距離を探つて良い事としたのである。



第 126 圖

#### 突緣斷面

#### 第八十九條 突緣斷面ヲ形成スヘキ山形鋼ハナルヘク其ノ斷面積ヲ大ナラシメ且各蓋板ノ厚ハナルヘク相等シカラシムヘシ 但シ蓋板ノ厚ハ突緣山形鋼ノ厚ヨリ大ナラサルヲ可トス

上突緣カコンクリート等ニテ覆ハルル場合ノ外ハ少クトモ 1 枚ノ蓋板ハ鋼桁ノ全長ニ亘リテ使用スルヲ可トス

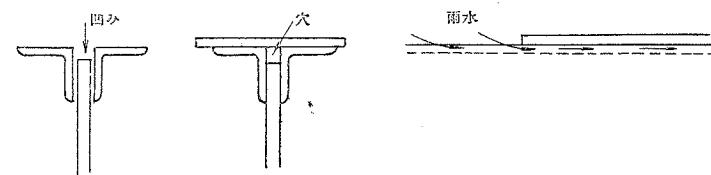
蓋板ハ計算上必要ナル長ニ兩端ニ各 2 鉄距ヲ加ヘタル長ト爲スヘシ

#### 〔解説〕

本條は鋼桁突緣断面を設計するに際して標準とすべき事項を述べたものであつて何れも強制的の事項ではない。先づ第一に突緣の断面を形成すべき山形鋼及び蓋板の内で山形鋼の断面を成る可く大ならしめることがよいので反対の山形鋼断面積が小にして蓋板の断面積が大部分を占むる如き不安定な断面としない方がよい。又各蓋板の厚は成る可く相等しい方が添接其他便利な場合が多くてよい。但し蓋板の厚は突緣山形鋼の厚より大としない方がよい。成る可くは突緣山形鋼も蓋板も同じ厚である方が添接の構造に便利である。

鋼桁の突緣山形鋼の背面間距離を規準の高とし、腹板の高はこれより 6~10 mm 小とすることが製作上必要なる爲に上突緣に於て蓋板を有せざる箇所は第 127 圖に示す如く凹みを生ずることとなる。此の凹から侵入する雨水は蓋板を有する突緣部分に至り、主として此の部分を腐蝕せしむる懼がある。

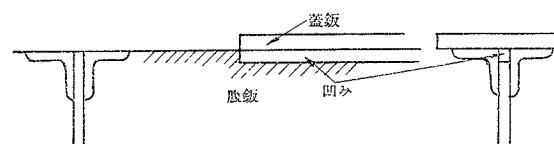
そこで上突縁が鉄筋コンクリート床版を直接支持するとか又はコンクリー



第 127 圖

トで被はるゝ様な場合には此の凹みから雨水の侵入することもないと普通考へられるので、此の場合には蓋板を是非共とりつけなくとも宜しい。然しそれ以外の場合には成る可く一枚の蓋板を全長に亘つて使用する方がよいのである。

コンクリートで被はれない場合の上突縁にてもし蓋板を全長に使用したくない場合で而も雨水の侵入よりする腐蝕を懼るゝ場合には第128圖に示す如く蓋板を使用せざる場所の腹板高を山形鋼の背面高として凹をつくりぬ様な構造上の注意が肝要である。



第 128 圖

上突縁がコンクリート等にて被はるゝといふ事は雨水の侵入せざることが前提であつて、もし龜裂等がある様な場合は雨水の防護にならぬ理である。普通鉄筋コンクリート床版等にて被はるゝ場合は龜裂を生じて困ることは殆どないのである。

蓋板は計算上求められた長による端部は謂所理論端と稱せらるゝが、此の端部にて直ちに其の蓋板の全強度を發揮することは出來ない。其の蓋板の全強度に相當する鉄が打たれた後初めて其の強度を發揮し得るのである。普通蓋板に打たれる鉄距によつて計算すれば理論端から 30 cm を延長すれば蓋板

の強度を發揮し得る鉄数を打つことが出来るのである。A.R.E.A. 示方書に於ては 1 呪としてゐる。併し一様に 30 cm と規定することは困難な場合もあるので 2 鉄距を有すれば十分なりと認め本條の如く定めたのである。

### 鉄ニ作用スル水平力

**第九十條** 鋼桁ノ突縁下腹板又ハ蓋板下山形鋼トヲ連結スル鉄ニ作用スル水平力ハ次式ニ依リテ算出スヘシ

$$H = \frac{SQ}{I} \phi$$

$H$ =鉄 1 本ニ作用スル水平力(kg)

$\phi$ =鉄 距(cm)

$I$ =桁ノ總断面ノ中立線ノ周リノ慣性モーメント( $cm^4$ )

$S$ =剪断力(kg)

$Q$ =桁ノ中立線ノ周リニトリカル鉄結外面ニ在ル 1 突縁總断面又ハ蓋板總断面ノ幾何モーメント( $cm^3$ )

### 〔解説〕

鋼桁の突縁と腹板とを連結する鉄には桁の水平剪断力による水平力と突縁上に負載する直接の荷重による垂直力の合成功が働く事となるのである。此の水平力は本條に規定する公式に依つて算出するのである。又蓋板と突縁山形鋼とを連結する鉄は水平剪断力に因る水平力のみが働く。此の場合の水平力の算出も本條の公式に依つて算出するのである。

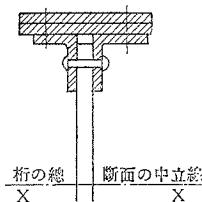
$$H = \frac{QS}{I} \phi$$

$H$ =鉄 1 本に作用する水平力(kg)

$\phi$ =鉄 距(cm)

$I$ =桁の總断面の中立線の周リの慣性モーメント( $cm^4$ )

$S$ =剪断力(kg)



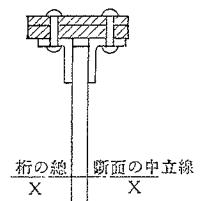
第 129 圖

$Q$ =桁の總断面の中立線の周りにとりたる鉄結面外にある 1 突縁總断面の幾何モーメント ( $\text{cm}^3$ )

この鉄結面外にあるといふのは此第 129 圖の如く例へば突縁と腹板とを連結する鉄の水平力の場合、圖中陰線をほどこしたる部分の断面の X-X 軸の周りの幾何モーメントである。

又蓋板と突縁山形鋼とを連結する鉄に作用する平力の算出の場合は第 130 圖の陰線部分の断面の X-X 軸の周りの幾何モーメントをとることを意味してゐるのである。

1 突縁といふのは考へる一方の突縁のみをとるので上下兩突縁の幾何モーメントをとるのでない事は勿論である。



第 130 圖

## 鉄ニ作用スル合成力

**第九十一條** 鉄ニ作用スル水平力ト垂直力トノ合成功ハ次式ニ依リテ算出スヘシ

$$R = \sqrt{H^2 + V^2}$$

$R$ =鉄 1 本ニ作用スル合成功 (kg)

$H$ =鉄 1 本ニ作用スル水平力 (kg)

$V$ =鉄 1 本ニ作用スル垂直力 (kg)

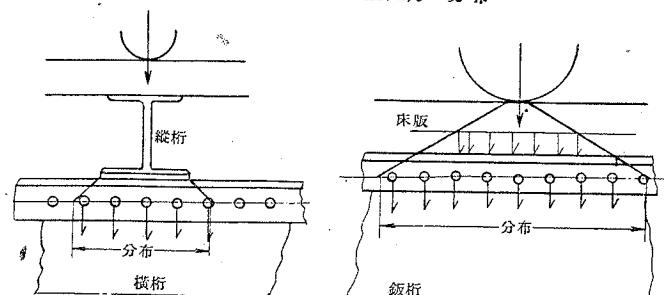
### 〔解説〕

前條の突縁と腹板とを連結する鉄に働く力は水平力と直接荷重による垂直力とが作用する様な場合の合成功の算出方法を示したものである。

此の直接荷重に依る分布は設計者に依つて適宜假定すればよいが、一例を

示せば第 131 圖の如く  $45^\circ$  位に開くものと假定すれば安全である。

直接荷重による垂直力の分布



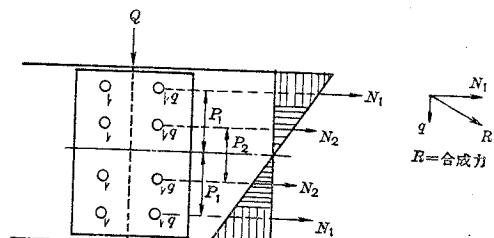
第 131 圖

## 腹板ノ添接

**第九十二條** 鉄桁腹板ノ添接ハ剪断應力ト曲ヶ應力トノ合成功ニ依リテ設計スヘシ 添接鉄ハ腹板ノ兩側ニ配置シ垂直添接ノ場合ハ接合線ノ各側ニ鉄 2 列以上ヲ使用スヘシ

### 〔解説〕

鉄桁腹板の添接を設計するには此の添接部分に於ける剪断應力と曲げ應力との合成功に依つてしなければならない。具體的に述べれば腹板の有する全強として曲げ抵抗應力に依つて添接鉄の厚を算定し、鉄を配置して此の鉄は腹板の厚により該剪断應力か又は腹板との支壓應力か、小なる方の値を以て、此の鉄群の曲げに對する抵抗應力が腹板の曲げに對する抵抗應力より大でなければならぬ。是の如く鉄を配置したものに最後に垂直の剪断應力は添接部の鉄の總べてに平



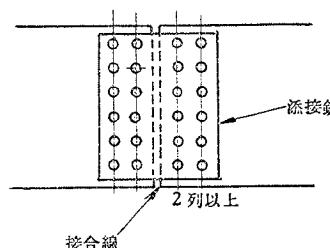
第 132 圖

均にかかるものとし、最大の應力を生すべき縫端部に打たるゝ鉄に作用した水平應力たる曲げによる應力と、此の垂直力を前條の式に依つて合成し合成應力を求めて鉄の許容應力以内なればよいのである（第132圖参照）。

添接鉄は必ず第133圖に示す如く腹板の兩側に對稱的に配置しなければならない。



第 133 圖



第 134 圖

又腹板の添接は多くは垂直の場合であつて（水平の場合も腹板高の大なる場合に生ずる），此の際には第134圖の接合線の各側に鉄2列以上を使用しなければならない。

鉄は水平方向の力を主として受くるに不拘1列とすれば水平方向に1本しか鉄がない事となり製作、架設等實際的に見て不安な事となるからである。

## 補 剛 材

### 第九十三條 鋼桁ノ支點ニハ必ス端補剛材ヲ設クヘシ

又横桁及縱桁ノ取付箇所ノ如キ荷重集中點ニハ必ス中間補剛材ヲ設クヘシ  
補剛材ハ第三十條=規定スル許容軸方向壓縮應力=依リテ設計スヘシ 此ノ場合端補剛材ニ在リテハ全反力ヲ受クルモノトシハ桁高ノ $\frac{1}{2}$ ヲ又中間補剛材ニ在リテハ之ニ集中スヘキ荷重ノ $\frac{1}{2}$ ヲ負擔スルモノトシハ桁高ノ $\frac{3}{4}$ ヲ採用スヘシ

補剛材ニハ山形鋼ヲ使用シナルヘク腹板ノ兩側=對稱ニ設ケ直接若ハ墳材ヲ挿入シテ連結スヘシ 但シ支點及横桁、對傾構等ノ取付箇所ニ於テハ必ス

### 墳材ヲ挿入シ補剛材ノ急曲ヲ避クヘシ

端補剛材ノ脚ハ突緣山形鋼ノ縁ニ達セシメ間隙ナキ様密着セシムヘシ  
端補剛材ニ在リテハ其ノ外方ニ突出スル脚ノ幅ハ厚ノ13倍以下トシ、中間補剛材ニ在リテハ其ノ外方ニ突出スル脚ノ幅ハ厚ノ17倍以下トシ桁高ノ $\frac{1}{30} = 50\text{ mm}$ ヲ加ヘタルモノヨリ大ナラシムルヲ可トス

補剛材ノ間隔ハ次式=依リテ求メタルモノヲ最大限トシ桁高ヨリ小ナラシムルヲ可トス 但シ上下兩突緣山形鋼間又ハ側板間ノ腹板ノ高カ腹板ノ厚ノ60倍以下ナルトキハ補剛材ヲ附セサルコトヲ得

$$d = 0.32t(950 - \frac{S}{A_{wg}})$$

$d$ =補剛材間隔ノ最大限(cm)

$t$ =腹板ノ厚(cm)

$S$ =最大剪斷力(kg)

$A_{wg}$ =腹板ノ總斷面積(cm<sup>2</sup>)

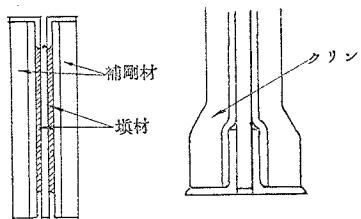
### 〔解説〕

鋼桁の支點は全反力の集中する所であるから必ず端補剛材を設けて荷重の鋼桁全體への分布を計らなければならないし、又同様の意味で横桁、縱桁等の取付箇所の如き荷重が集中してくる點には中間の補剛材を設けなければならない。

補剛材は上下兩突緣間にある柱と考へ、第30條に規定する許容軸方向壓縮應力に依つて設計するのであるが此の場合に端補剛材に於ては主桁の全反力を荷重として受け長柱公式中の $l$ には桁高の $\frac{1}{2}$ を採用する。此の事は補剛材は事實單純な柱でなくて腹板に依つて桁の方向には相當固定せられ、又其の直角の方向にも縱方向ほどではないが矢張り腹板が支持してゐるのであるから、こゝに單純な柱と假定して計算する上には $l$ を桁高の $\frac{1}{2}$ として計算して實際上差支ないのである。中間補剛材に於てはこゝに集中する荷重が其の儘全部が作用するのではなくて、突緣を通して分布し一部が補剛材にか

ることとなるのでこゝに集中する荷重の  $\frac{1}{2}$  が補剛材にかかると假定し、且端補剛材と同様實際は單純な柱でなく腹板に固定せられてゐるので單純な柱として計算するには、 $l$  を桁高の  $\frac{3}{4}$  として計算することとしたのである。

補剛材には形鋼を使用し(普通山形鋼)腹板の兩側に對稱に設け、腹板に直接取付けるか又は墳材を挿入して鉛結する。但し支點となる箇所や横桁、對傾構等の取付箇所の様な所に使用する補剛材を取付くるには必ず墳材を挿入して補剛材を急曲せしむることを避けなくてはならない。墳材を使用しない時は突縁山形鋼の垂直脚と腹板の面とは突縁山形鋼の脚の厚だけ段が出來てゐるから第135圖の如くクリンプして補剛材を急曲して取付くることとなり、荷重の集中點等には良好でない。

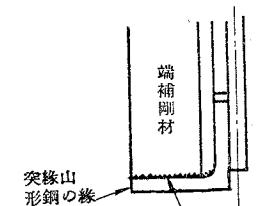


第 135 圖

端補剛材の脚は突縁山形鋼の縁に達せしめ、間隙なく密着せしめなくてはならない。桁の全反力を受くる柱として作用するのであるから、補剛材と突縁山形鋼の水平脚との間に間隙あつてはならない。よく支承しなければならぬ事は勿論である(第

136 圖参照)。

次に補剛材の厚と外方に突出する脚の幅との關係を規定し、此の脚幅が厚の割合に薄い場合には柱として局部的に挫屈するからである。端補剛材では外方突出脚の幅は厚の 13 倍以下とすること。中間補剛材では外方突出脚の幅は厚の 17 倍以下とし、又一方桁高の  $\frac{1}{30}$  に 50 mm を加へたるものより大とした方がよいのである。中間補剛材の外突出脚の幅は突縁山形鋼の縁までとする必要はないが、



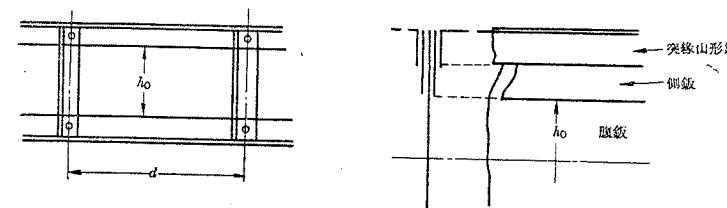
第 136 圖

上記の限度以上位の幅は是非なければならない。即ち桁高 1.2m にして 9 cm といふ様な小なるものである。

$$\frac{120}{30} = 4 \text{cm} \quad 4+5=9 \text{cm}$$

補剛材の間隔は上述の如く荷重の集中點に必ず設けるものであるが、其の外腹板に作用する水平剪斷力による挫屈を防ぐため次式に依つて計算した間隔を最小限とし、桁高より小ならしむるがよいのである。

但書は腹板の厚と高との關係から或限度以上の厚があれば腹板は挫屈を生ずる懼なく從つて中間補剛材は不要である。此の限度は第137圖に示す如く上下兩突縁山形鋼間又は側板間の腹板のみの部分の高  $h_0$  が、腹板の厚の 60 倍以下のときは中間補剛材が不要といふ事としたのであるが、これは A. R. E. A. 道路橋示方書に記載されつゝある實用上の規定であつて適當と認めたのである。實際今迄此の規定に従ひ不都合を認めないのである。



第 137 圖

$$d = 0.32 t (950 - \frac{S}{A_{wg}})$$

此の公式は Timoshenko 氏の導いた腹板挫屈の式から導かれたものと比較して大差なく實用上便宜な式として採用したものである。

### 水平補剛材

**第九十四條 支間特ニ大ニシテ腹板ノ水平壓縮應力ニ對スル安定度ヲ增大ス**

ル必要アル場合ニハ水平補剛材ヲ設クヘシ"

〔解説〕

支間特に大であつて腹板の水平圧縮応力に対する安定度を増大する必要ある場合には、水平補剛材を設くることを規定したのである。普通の支間 3~40m 以下の支間の鋼桁でこれに對応する厚の腹板を用ひ補剛材を規定通り用ふるならば水平補剛材を必要とする事はない。然し支間 40 m 以上であつて、成る可く腹板の厚も大としたくない場合であり、腹板に働く水平の圧縮応力が大である場合に水平補剛材を使用することは確に効果のあることであるので本條はたゞ一應の注意を喚起するに止めたのである。

反  
り

**第九十五條** 特別ノ場合ヲ除クノ外支間 25 m 以下ノ鋼桁ニハ一般ニ反リヲ附セサルモノトス

〔解説〕

桁下空間の關係等から反りを要する様な特別の場合を除くの外は支間 25 m 以下の鋼桁には反りを附しない事が原則である。支間 25 m 以上となると挠度も相當増大し實用上差支を生ずる場合があるが 25 m 以下のものに限り、反りを要しない事としたのである。

第五節 構

上弦材及端柱

**第九十六條** 上弦材、端柱等ノ組合セ壓縮材ノ断面ノ垂直軸ノ周リノ回轉半径ハ水平軸ノ周リノモノヨリ大ナラシムヘシ

ボニー構ニ在リテハ此ノ兩回轉半径ノ比ヲ 1.5 以上ト爲スヘシ

断面ノ中立線ハナルヘク骨組線ト一致セシムヘシ 但シ偏心ニ因ル曲ケヲ

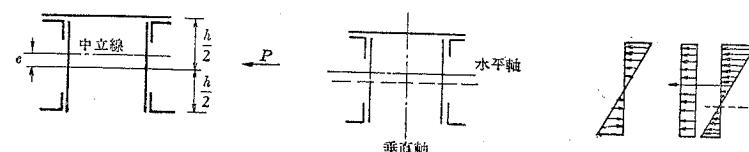
以テ部材ノ自重ニ因ル曲ケヲ減少セシメ得ル場合ハ此ノ限ニ在ラス

〔解説〕

上弦材、端柱等の組合セ壓縮材は其の断面の重心軸に成るべく断面を集中するのがよいのであるが、部材を剛ならしむる爲には部材を構成する部材片を、或程度重心軸より離れて配置しなければならない。此の場合成る可く両側に断面を置き上向の方向には置かない事が望ましい。即ち挫屈するにも構面外への挫屈は避けなくてはならない。故に垂直軸の周りの回転半径は水平軸の周りのものより大ならしむる様本條を規定したのである。普通採用せらるゝ形の上弦材断面は特に蓋板の厚を大とせざる限りは此の目的を達するものである。

特にボニー構に於ては上下の方向への構面内挫屈は腹材に支へられるが、横方向には挫屈し易いのであるから此の両回転半径の比を 1.5 以上と規定したのである。

第 138 図に示す如く上弦材断面の如きは部材の高の中央に中立線はなく、蓋板による偏心を生じ中立線は中央より高い所に出来るのであるが、此の中立線を骨組線と一致せしめなくてはならない。骨組線と一致せしめないと其の結果による偏心を計算に算入しなければならないし、二次應力を増加することとなる。



第 138 図

然し中立線と骨組線とを一致せしめずして偏心による曲げ  $P_e$  が部材の自重による曲げと打消さる様に作用せしめ得る場合は此の限ではない。即ち

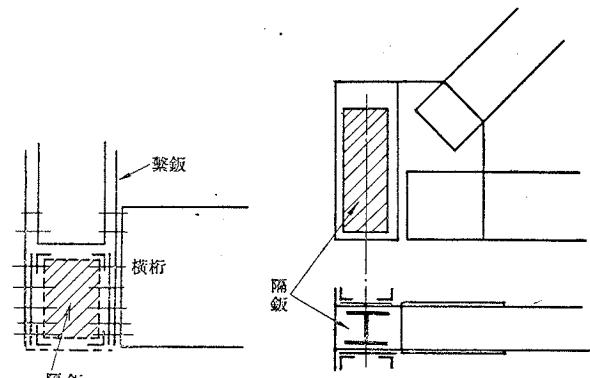
骨組線と中心線と一致せしめなくともよい場合なのである。

## 隔 鋼

### 第九十七條 構支承部ノ繫板及横桁ノ連結部ニハ隔鋼ヲ設クヘシ

部材端部綴り鋼カ部材ノ交點ヨリ 1m 以上離レタル場合ハ主要部材ヲ連結スル繫板ノ間ニハ隔鋼ヲ設クルヲ可トス

〔解説〕

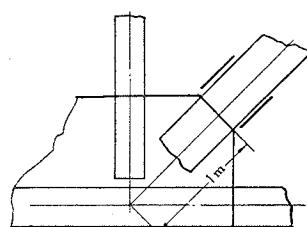


第 139 圖

構の支承部にある繫板とか横桁の連結部には第 139 圖に示す如く隔鋼を設けて応力の分布を計らなくてはならない。

部材端部の綴り鋼が第 140 圖の如く部材の交點から 1m 以上離れた場合は主部材を連結する繫板の間に隔鋼を

設け、2 枚の繫板間の連結を保ち剛性を與へる必要があるから設けた方がよいのである。



第 140 圖

## 對 材

### 第九十八條 構ニ對材ヲ使用スル場合ニ在リテハ對材ト主要斜材トノ交點ハ鉄結スヘシ

〔解説〕

構に對材を使用して斜材の相反應力をとらしむる場合は、對材と主要斜材との交點は之を鉄結して何れも纖細な部材である場合が多いから、構造物の剛性を保つ意味から交點を鉄結して部材の振動を防ぐのである。

## 反 リ

### 第九十九條 構ニハ反リヲ附スヘシ

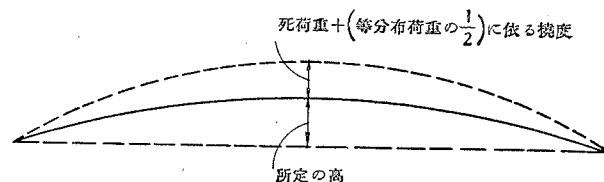
反リハ死荷重ノ全量及等分布荷重(衝撃ヲ考慮セス)ノ $\frac{1}{2}$ ヲ満載セル場合ニ所定ノ高トナルヘキヲ標準トス

反リハ上弦材ノ長ヲ加減シテ附スルモノトス

〔解説〕

鋼桁の場合と異なり構には反りを附さなくてはならない、構は一般に鋼桁より支間が大であり、従つて挠の量も大であるから其の必要のある反りを附さなければならぬ。

此の反りの量は何を標準とするかといふに死荷重と等分布荷重(衝撃を考慮しない)の $\frac{1}{2}$ を満載した場合に第 141 圖に示す如く所定の高となることを標準とするのである。



第 141 圖

活荷重満載の機会は極めて少く平常これを標準とした反り高を附するときは、反り高が高過ぎて平滑な路面高が得られないので、活荷重は等分布荷重の $\frac{1}{2}$ としたのである。反りを附するには上弦材の長を加減して附するのであるが、製作に際して原寸圖に依つて確かめることが必要である。

## 第八章 雜則

**第一百條 特別ノ事由アルモノニ限り道路構造令又ハ街路構造令ニ規定セラルモノヲ除クノ外前各條ノ規定ニ依ラサルコトヲ得**

〔解説〕

本條は特別の事由あるものに限り前各條の規定に依らぬことが出来るとして、一般的の除外例を認めたのであるが、此の特別の事由といふのは當然誰しも特別の事由なりと認め得るものであつて、單に経済的事情等は特別の事由とはなり得ない。又道路構造令又は街路構造令に規定せらるゝものを除いての意味であることを勿論であり、是等に相反する場合は監督官廳の認可を要するのである。本示方書では荷重の條項第9條～第12條、第4條の建築限界の一部等である。

### 鋼道路橋製作示方書案に就いて

製作示方書は設計示方書と共に不可分のものであつて、製作上の要件が具備せられて始めて設計示方書が定るとも云ひ得るのであるが、道路橋には從来一定せる基準となるものなく、各施工者に於て必要な都度區々に定められてゐたのである。設計示方書に於て許容應力の増加をなしたことも畢竟、製作監督の信賴に俟つ次第であつて、今度設計示方書を定めると共に基準となる可き製作示方書を定めたのである。

本示方書は從来我が國に使用せられつゝあつた、A. R. E. A.（米國鐵道協會）其の他の示方書を參照し、且我が國製作工場の現況をも參照して制定されたのである。第一に總則及び製作監督に關する事項であるが、製作監督はその監督員に相當廣汎なる權限を與へて其の技術的良心に信賴し、次に製作上の細部に涉るものであつて、鋼材の保存方法、鉄孔、鉄打、部材の組合せ、假組立に至るまでを、最後に發送、塗工、架設、銘板等に至るまでが規定せられてゐるのである。

## 附 錄

### 鋼道路橋製作示方書案

#### 第一章 總 則

一 般 第一條 橋桁ノ製作ハ本示方書及設計圖ニ依ルヘシ 但  
シ不明ノ點ニ付テハ製作監督員（以下監督員ト稱ス）  
ノ指示ニ從フヘシ  
第二條 製作請負人ハ製作着手前設計圖、材料表ヲ十分  
照査スヘシ

本工事ニ當然必要ナルモノハ設計圖及材料表ニ明示  
ナキ場合ト雖モ請負人ノ負擔トス

材 料 第三條 橋桁製作用壓延鋼材ハ日本標準規格第430號一  
般構造用壓延鋼材第二種 SS 41 鋼材ハ同第432號鋼  
用壓延鋼材第一種甲 SV 34 A 鑄鋼ハ同第6號鑄鋼品  
第一種 鑄鐵ハ同第134號鑄鐵品第二種ノ規格ニ依ル  
ヲ標準トス

#### 第二章 製 作 監 督

着 手 報 告 第四條 請負人ハ鋼材到着、原寸圖、橋桁ノ製作、鑄鋼  
品及鑄鐵品ノ鑄造、鋼製作等ノ着手ノ期日ヲ豫メ監督  
員ニ報告スヘシ

監 督 第五條 監督員ハ橋桁製作ニ關係アル總テノ工場ニ自由  
ニ出入シ得ルモノトス  
請負人ハ監督員ニ對シ鋼材竝ニ製作ノ監督上必要ナ  
ル便宜ヲ取計フヘシ

試験片ノ製作 第六條 請負人ハ監督員ノ命スル所ニ依リ指定ノ材料ヨリ材料試験ニ必要ナル試験片ノ製作ヲ爲シ試験ヲ行フヘシ 之ニ要スル總テノ費用ハ請負人ノ負擔トス

廢棄 第七條 監督員ハ其ノ不合格ト認メタル材料並ニ製作物ノ廢棄ヲ命スルコトヲ得  
請負人ハ材料ノ取換、製作物ノ改作等ヲ命セラレタルトキハナルヘク迅速ニ之ヲ行フヘシ

### 第三章 製 作

一般 第八條 製作ハ正確、丁寧ニ行フヘシ

原寸圖 第九條 請負人ハ製作着手前原寸圖ヲ作成シ監督員ノ検査ヲ受クヘシ 但シ監督員カ不必要ト認メタルモノニ在リテハ此ノ限ニ在ラス

材料保存 第十條 鋼材ハ加工セルト否トニ拘ラス 總テ地上相當高ノ臺上ニ保存シ塵埃、油類等ノ異物ニ因リ汚損セシムルコトナク 出來得ル限り腐蝕防止ノ方法ヲ講スヘシ

曲り直し 第十一條 鋼材ハ加工ニ際シ真直ナルヘシ 輕易ナル屈曲ヲナシタル鋼材ハ豫メ材質ヲ害セサル方法ニ依リテ曲リ直シヲ爲スヘシ 但シ甚シキ捩レ又ハ曲リヲナシタル鋼材ノ整正使用ハ之ヲ禁ス

仕上げ 第十二條 仕上ゲハ丁寧、正確ニ手際ヨク行フヘシ 剪断、タガネハツリ等ニハ十分ナル注意ヲ拂フヘシ

鉄孔 第十三條 厚 20 mm 未満ノ材片ニ於ケル鉄孔ハ豫備穿孔

— 2 —

孔ヲナシタル後仕上リ大ニ擴孔スルヲ標準トス 但シ監督員ノ許可アル場合ニ限リ仕上リ大ニ穿孔スルコトヲ得  
厚 20 mm 以上ノ材片ニ於ケル鉄孔ハ鑽孔スヘシ

**パンチ及ダイス**

第十四條 鉄孔ヲ仕上リ大ニ穿孔スル場合ノパンチノ直徑ハ鉄徑ヨリ 1.5 mm 大ト爲スヘシ  
ダイスノ孔徑ハパンチノ直徑ヨリ 2.5 mm 以上大ナルヘカラス

穿孔ハ手際ヨク行ヒ偏心、裂ケ目ヲ生セシムヘカラス

**穿孔ノ精度**

第十五條 穿孔ニヨル鉄孔ハ部材ヲ組合セタル際鉄徑ヨリ 3 mm 小ナル直徑ノドリフトピンカ任意ノ連續セル 100 箇ノ鉄孔中 75 箇又ハ同率以上ヲ 又 5 mm 小ナル直徑ノドリフトピンハ 90 箇又ハ同率以上ヲ通過スルヲ要ス 然ラサルトキ不良鉄孔ヲ有スル材片ノ取換ヲ命スルコトアルヘシ

**豫備穿孔**

第十六條 豫備穿孔ノ大サハ次ニ據ルヘシ

鉄徑 25 mm = 對シ	20.5 mm
鉄徑 22 mm = 對シ	17.5 mm
鉄徑 19 mm = 對シ	17.5 mm
鉄徑 16 mm = 對シ	16 mm

**擴孔**

第十七條 豫備穿孔セル鉄孔ハ部材ヲ構成スル材片ヲ各接觸面ニ間隙ナキ様十分ボルトニテ締結セル後鉄徑ヨリ 1.5 mm 大ナル徑ニ擴孔スヘシ 但シ鉄徑 16 mm

— 3 —

- 以下ノモノニ在リテハ  $1\text{ mm}$  大ナル徑ニ擴孔スヘシ  
擴孔後ノ外面鉄孔縁ハ面取ヲ爲スヘシ  
擴孔ヲ終了セル材片ハ交換使用スルヲ得ス
- 孔** 第十八條 鑽孔セル鉄孔ノ徑ハ鉄徑ヨリ  $1.5\text{ mm}$  大ト爲スヘシ 但シ鉄徑  $16\text{ mm}$  以下ノモノニ在リテハ  $1\text{ mm}$  大ト爲スヘシ  
材片組合セノ後鑽孔スル場合ニハ材片間ニ間隙ナキ様十分之ヲ締結スヘシ
- 擴孔及鑽度** 第十九條 仕上リノ鉄孔ハ正シク圓墳形ニシテ其ノ方向ハ部材ノ表面ニ垂直ト爲スヘシ
- 部材ノ製作** 第二十條 鋼材ノ接觸面ハ組合セニ先チ十分清掃スヘシ 各材片ノ組合セニハ其ノ鉄孔ヲ正シク吻合セシメボルトニテ十分堅ク締結シ鉄孔ノ擴孔ヲ爲シタル後鉄打チニ着手スヘシ 組合セタル部材ニハ捩レ、曲リ其ノ他ノ變形ナカラシムヘシ 仕上リ大ニ穿孔セル鉄孔モ必要アル場合 鉄ノ挿入ヲ容易ナラシムル爲擴孔スルコトヲ得 但シ擴孔後ノ鉄孔徑ハ鉄ノ公稱徑ヨリ  $2\text{ mm}$  以上大ト爲スヘカラス
- 孔通シ** 第二十一條 組合セニ際シテノ孔通シハ材片ヲ適當ノ位置ニ引キ寄セル程度ヲ限度トシ 鉄孔ヲ擴大シ又ハ材質ヲ害スルノ程度ニ及フヘカラス 鉄ノ挿入ニ鉄孔擴大ノ必要アル場合ハ必スリーマーニ依ルヘシ
- 假組立及現場鉄孔ノ擴孔** 第二十二條 各部材ノ製作完了後工場内ニテ橋桁ノ假組立ヲ行ヒ 各部材ヲボルトニテ十分締結シタル後現場

— 4 —

鉄孔ノ擴孔ヲ爲シ 然ル後鉄孔縁ノ面取リヲ爲スヘシ  
監督員ノ許可アルトキハ主桁、主構、斜橋ノ橋門構以外ノ部分ニ付テハ假組立ヲ省略スルコトヲ得 但シ假組立ヲ省略シタル部分ノ擴孔ニハ鋼製型鉄ヲ使用スヘシ 橫構、對傾構ニ付テハ鋼製型鉄ノ使用ヲ省略スルコトヲ得

- 組立記號** 第二十三條 現場鉄孔擴孔ノ爲ニ假組立ヲ爲シタル部材ニハ其ノ分解ニ先チ現場組立ニ便ナラシムル爲豫メ 監督員ノ承認ヲ得タル組立記號ヲ刻シ 組立記號圖ヲ監督員ニ提出スヘシ

\* **鉄** 第二十四條 鉄ハ日本標準規格第 39 號ニ依ル形狀ヲ有シ其ノ公稱徑ハ鉄焼前ノ鉄幹ノ直徑トス

- 鉄ハ其ノ表面ニスケール、痘痕、裂け目、凸縁等ヲ有スヘカラス  $0,00 - 1200^{\circ}\text{C}$   
第二十五條 鉄ハ均一ニ橙黃色（約  $800^{\circ}\text{C}$ ）ノ程度ニ加熱シスケール等ノ附着物ヲ完全ニ拂ヒ落シタル後冷却セサル間ニ鉄打チヲ行フヘシ

鉄ハ完全ニ鉄孔ヲ填充シ 鉄頭ハ規定ノ形狀ヲ有シ軸ト同心ニシテ痘痕、裂け目、凸縁等ノ缺點ナク 且部材表面ニ完全ニ接觸セシムヘシ

弛ミ、燒過ギ、其ノ他前掲各種ノ缺點アル鉄ハ打換ヲ爲スヘシ コーキング及冷却後ノ追ヒ打チヲ爲スヘカラス

不良鉄ノ切取りハ部材ノ材質ヲ害セス（瓦斯ニ依ル

— 5 —

\* 小径管及既成の孔の大きさをもつて

- 切取リヲ許サス)附近ノ鉄ヲ弛緩セシムル處ナキ方法ニ依ルヘシ 此ノ場合ドリルヲ使用スルヲ可トス  
鉄打チハ出來得ル限り直働式ノ鉄打機ヲ使用シ鉄頭形成後モ暫時壓力ヲ保ツヲ可トス  
空氣鉄打機使用ノ場合ハ出來得ル限り空氣當盤ヲ使用スヘシ
- 縁 削 リ** 第二十六條 計算上ノ應力ヲ傳達スヘキ厚  $16\text{ mm}$  以上ノ剪斷緣及見エ掛リノ部分ノ剪斷緣ハ  $5\text{ mm}$  以上緣削リ盤ニテ緣削リヲ爲シ所定ノ寸法ニ仕上クヘシ
- 支 承 面 の 接 觸** 第二十七條 床鉄、底鉄、脊等ノ支承面並ニ之ト類似ノ部分及之等ト接觸スル他ノ構造部分ハ削成スヘシ  
工型鋼桁及鉄桁ノ底鉄ハ突緣ト全面接觸ト爲スヘシ  
鑄鋼或ハ鑄鐵製承臺ハ鋼材ト接觸スヘキ面ヲ削成スヘシ  
青銅滑リ支承ノ面ハ仕上ケヲ爲スヘシ  
伸縮支承面ノ削成ニ於ケル削リノ方向ハ伸縮ノ方向ト一致セシムルヲ原則トス
- 接 合 部** 第二十八條 壓縮材、鉄桁ノ突緣並ニ特ニ指定シタル引張材ノ突合せ接合面ハ平滑ニ削成スヘシ 突合セトセサル他ノ接合部ニ於ケル間隙ハ  $6\text{ mm}$  ヲ超過スルコトヲ得ス
- 端部連結山形鋼** 第二十九條 兩端ニ連結山形鋼ヲ有スル横桁、縱桁等ニ於テハ之等山形鋼ノ背面ハ正確ニ一平面トナル様其ノ背面ヲ削成シ正確ニ所定ノ寸法ト爲スヘシ 但シ

— 6 —

- 1.5 mm 以上ノ削成ヲ許サス
- 縫 片** 第三十條 縫片ノ端ハ特ニ其ノ形狀ヲ指定セサル場合ハ手際ヨク圓弧ト爲スヘシ
- 仕 上 リ 部 材** 第三十一條 仕上リタル部材ハ捩レ、曲リ、材片間ノ隙間等ノ缺點ヲ有スヘカラス
- 腹 鉄** 第三十二條 蓋板ヲ有スル鉄桁ノ腹鉄ノ幅ハ兩突緣山形鋼ノ背面間距離ヨリ  $10\text{ mm}$  以上小ト爲スヘカラス  
腹鉄ノ接合部ノ間隙ハ  $6\text{ mm}$  ヲ超過スルコトヲ得ス又腹鉄添接板ノ上下端ノ間隙ハ  $5\text{ mm}$  以下ト爲スヘシ
- 補 剛 材** 第三十三條 鉄桁補剛材ノ兩端ハ桁ノ突緣ニ正シク密着セシムヘン 桁ノ端補剛材並ニ直接集中荷重ヲ受クル補剛材ノ兩端ハ之ヲ仕上ケ突緣トノ接觸ヲ完全ナラシムヘシ  
補剛材ト腹鉄トノ間ニ用フル填材ノ上下端ノ間隙ハ  $5\text{ mm}$  以下ト爲スヘシ
- ビン及ローラ** 第三十四條 ピン及ローラハ其ノ寸法ヲ圖面指示ノ通り正確ニ仕上ケ真直ニシテ 且表面平滑ニ瑕疵ナキモノト爲スヘシ  
直徑  $180\text{ mm}$  以上ノピン材ハ鍛造シ 且焼鈍ヲ爲スヘシ
- ビン 孔** 第三十五條 ピン孔ハ指定ノ直徑ニ平滑 且真直ニ部材縱軸面ニ垂直ニ穿ツヘシ 孔ノ表面ノ仕上ケハ特別丁寧ニ行フヘシ  
ピング孔ノ直徑ハ徑  $125\text{ mm}$  以下ノピンニ於テハピング

— 7 —

熔接 第三十六條 鋼材ノ熔接ハ圖面ニ指示アル場合ノ外使用スヘカラス 但シ監督員ノ許可ヲ得タル場合ハ此ノ限ニ在ラス

ネチ山 第三十七條 ポルト及アンカーポルトノナットハ機械製モノヲ使用シネチ山ハナツトニ堅ク密着セシムルモノトシ日本標準規格第68號ウイツトウォースネチ第1號又ハ第13號メートルネチ第1號ノ規格ニ依ルヲ標準トス

バイロットナット及ドライビングナットハピンノ直徑カ異ナル毎ニ少クトモ各2箇ツツ供給スヘシ

#### 第四章 工場塗工

塗料 第三十九條 塗料ハ其ノ材種竝ニ配合ニ付豫メ監督員ノ承認ヲ受クヘシ

混合 第四十條 塗料ハ豫メ之ヲ混合シ使用ニ當リテハヨク攪拌シ顔料ノ沈澱ナカラシムヘシ

塗工條件 第四十一條 氣溫5°C以下ノトキ、濕氣甚シキトキ、塗料乾燥前ニ降雨ノ虞アルトキ、鋼材表面カ濕氣ヲ帶ヒ

タルトキ、炎天ニテ鋼材ノ溫度高ク塗工面ニ泡ヲ生セシムル虞アルトキ 其ノ他監督員ノ不適當ナリト認メタルトキ塗工ヲ行フヘカラス

塗工 第四十二條 塗工ニハペイント刷毛又ハスプレナーツ用ヒ手際ヨク色斑、刷毛斑等ナキ様均等ニ塗工スヘシ

清掃 第四十三條 鋼材ノ表面ハ塗工ニ先チ鋸、黒皮ノ膚ハナレセルモノ、塵埃、油類其ノ他ノ附着物ヲ完全ニ取り去リ清掃スヘシ 之等ノ取除キニハ金ブラシ、スクレーパー、金槌等ヲ用ヒ油類ノ拭キ取りニハガソリン又ハベンゼンヲ使用スヘシ

接觸面 第四十四條 鋼結セラルル鋼材ノ接觸面ハ工場打チナルト現場打チナルトヲ問ハス塗工ヲ行ハサルコトヲ得但シ監督員ノ指示アル場合ハ此ノ限ニ在ラス

工場塗工 第四十五條 製作終了後検査済ミノ鋼材ハ發送ニ先チ光明丹又ハ之ト同等以上ノ防錆塗料1回以上ノ塗工ヲ爲スヘシ

接觸面ニ在ラスシテ鋸打後塗工シ難キ部分ニハ豫メ入念ニ塗工ヲ爲スヘシ

機械仕上面 鋼材ノ發送ハ塗料ノ完全ニ乾燥セル後ニ行フヘシ  
第四十六條 部材ノ接合面 其ノ他之ニ類似ノ部分以外  
ノ機械仕上面ニハ検査終了後直ニグリース又ハ白鉛ト  
タローノ混合塗料ヲ施スヘシ

### 第五章 記號ト發送

發送通知 第四十七條 請負人ハ完成セル製作物ノ發送ニ先チ其ノ  
期日、材料ノ數量及重量ヲ明記セル通知ヲ監督員ニ提  
出スヘシ

記號 第四十八條 發送ニ先チ假組立ニ際シテ部材或ハ材片ニ  
刻シタル記號ヲ部材又ハ材片ノ兩側面ニ塗料ニテ明記  
スヘシ

重量 第四十九條 重量 2t 以上ノ部材ニハ其ノ重量ヲ塗料ニ  
テ明記スヘシ

現場鋤 第五十條 現場鋤ハ各種類毎ニ所要本數ノ外其ノ 1 割ニ  
10 本ヲ加ヘタル鋤數ヲ供給スヘシ

運送 第五十一條 鋤、ボルト等ノ小物ハ之ヲ同種類毎ニ一包  
ミト爲シ更ニ之ヲ總重量 100 kg 以下ノ箱又ハ樽詰ト爲  
シテ發送スヘシ 箱又ハ樽ニハ其ノ内容ヲ明示スヘシ

第五十二條 運搬中損傷ノ虞アルヘキ部分ニハ特ニ保護  
ノ方法ヲ講スヘシ

起重機ニ依ル部材ノ取扱ニ際シテハ綾工ヲ損セサル  
様特ニ注意スヘシ

運搬中ニ生シタル破損部材ノ處置ニ付テハ監督員ノ

— 10 —

指示ニ從フヘシ 損傷甚シキモノハ改作ヲ命スルコト  
アルヘシ

### 第六章 架設設

鋼材ノ保存 第五十三條 現場ニテ鋼材ノ取り置キヲ爲ス場合鋼材ハ  
地面上相當高ノ臺上ニ置クヘシ 鋼桁及桁類ハ之ヲ堅  
ニ据エ平置キスヘカラス 弦材、斜材等ノ長キ部材ハ  
保存中撓ノ爲ニ害ヲ受ケサル様十分ナル支ヘヲ爲スヘ  
シ

架設方法 第五十四條 架設方法並ニ之ニ使用スル架設用設備、機  
械並ニ工具ニ付テハ豫メ監督員ノ承認ヲ受クヘシ

假構 第五十五條 架設ニ要スル假構、足場、機械等ハ橋桁組  
立、材料運搬等ニ危險ノ虞ナキモノトシ豫メ其ノ設計  
圖ヲ提出シ監督員ノ承認ヲ受クヘシ

組立 第五十六條 橋桁ノ組立ハ組立記號ノ示ス所ニ依リ正確  
ニ行フヘシ 組立中ノ部材ハ入念ニ取扱ヒ之ヲ毀損セ  
サル様注意スヘシ 材質ニ害ヲ及ボスカ如キ甚シキ打  
擊ヲ與フヘカラス

部材ノ接觸面ハ組立ニ先チ清掃スヘシ

橋桁ノ假構上ニ組立ツル場合格點毎ニ所定ノ反リヲ  
與フヘキ承臺ヲ設クヘシ 承臺ノ取り外シハ引張材ノ  
鋤打ヲ終了シ其ノ他ノ連結ノ本締メ完了後ニ行フヘ  
シ 壓縮材衝頭接合部ノ鋤打ヲハ承臺ノ取り外シ後ニ  
行フヲ可トス

— 11 —

**假 ボルト** 第五十七條 橋桁ノ組立ヲ了シ假ボルトノ本締ヲ終リタルトキハ鉄打チニ先チ監督員ノ検査ヲ受クヘシ  
假ボルトノ本數ハナルヘク鉄數ノ $\frac{1}{2}$ 以上ヲ用ヒ締付十分強固ニシテ結合スヘキ材片ノ面間ニ間隙ナカラシムヘシ

組立ニ使用スヘキ假ボルトノ徑ハ鉄ノ公稱徑ト同一ト爲スヘシ

**鉄孔ノ整正** 第五十八條 本締メヲ終了シタルトキ鉄孔中ニ吻合良好ナラサルモノアルトキハ監督員ノ承認ヲ得テ鉄孔ノ整正ヲ爲スヘシ

整正ニハリーマーヲ用ヒ部材表面ニ垂直ニ行フヘシ

**鉄打チ** 第五十九條 現場鉄打チニハ空氣鉄打機ヲ使用シ出來得ル限リ空氣當盤ヲ使用スヘシ 已ムヲ得サル場合ニ限り監督員ノ許可ヲ得テ手打チト爲スコトヲ得 鉄打チニ關シテハ第三章ノ條項ヲ適用ス

**從業員** 第六十條 施工技術員ハ橋梁工事ニ経験アル者タルヲ要ス

職工、人夫ニハ技術優秀ナル者ヲ使用スヘシ  
監督員カ不適任ナリト認メタル從業員ハ其ノ更迭ヲ命スルコトアルヘシ

**假設物ノ取拂ヒ** 第六十一条 工事終了ト共ニ總テノ假設物ハ監督員ノ指示ニ從ヒ之ヲ取拂フヘシ

## 第七章 現場塗工

**一 般** 第六十二條 塗料竝ニ塗工ニ關シテハ第四章ノ條項ヲ適用ス

**塗工ノ回数** 第六十三條 橋桁ノ塗工ハ特ニ指示セサル限リ3回塗リトシ光明丹又ハ之ト同等以上ノ防錆塗料ニ依ル工場塗工1回、橋桁架設後ノ現場塗工2回トス

**塗工** 第六十四條 現場塗工ハ着手ニ先チ工場塗工ヲ施サレタル鋼材ノ表面ヲ清掃シ監督員ノ検査ヲ受クヘシ

現場鉄頭竝ニ運搬組立ニ工場塗工ノ剝落シタル部分ニハ豫メ工場塗工ニ用ヒタルト同質ノ塗工ヲ爲スヘシ

現場鉄頭竝ニ手直シ塗料ノ十分乾燥セルトキ現場塗工ニ着手スヘシ 塗工ハ下層ノ塗料カ完全ニ乾燥セル後ニアラサレハ上層ノ作業ヲ爲スヘカラス 各層トモ塗工完了ノ上ハ上層塗工着手前ニ監督員ノ検査ヲ受クヘシ

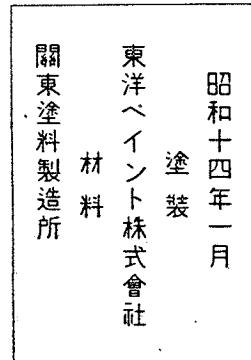
鉄頭ノ如キ塗料ノ附着十分ナラサル部分ハ1回餘分ノ塗工ヲ爲スヲ可トス

鋼材ノ間隙ニシテ水ノ浸入スル處レアル部分ハ監督員ノ指示ニ從ヒ現場塗工ニ先チ固練光明丹ヲ填充スヘシ

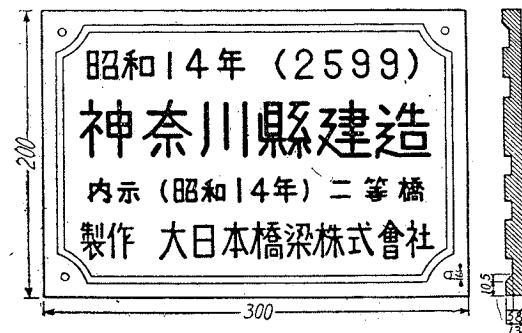
**塗工年月** 第六十五條 橋桁ニハ各支間毎ニ塗工年月、塗工請負人名ヲ桁ノ固定端ニ監督員指示ノ箇所ニ記入スヘシ(第1圖參照)

## 第八章 雜 則

銘  
板 第六十六條 橋桁ニハ各支間毎ニ第2圖ノ如キ銘板ヲ監督員ノ指示ニ從ヒ桁ノ固定端ニ取付ヘシ  
第六十七條 特別ノ事由アルモノニ限リ前各條ノ規定ニ依ラサルコトヲ得



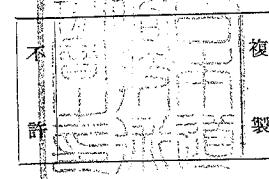
第 1 圖



第 2 圖 (寸法ノ單位 mm)

— 14 —

昭和十五年六月三日印刷  
昭和十五年六月五日發行

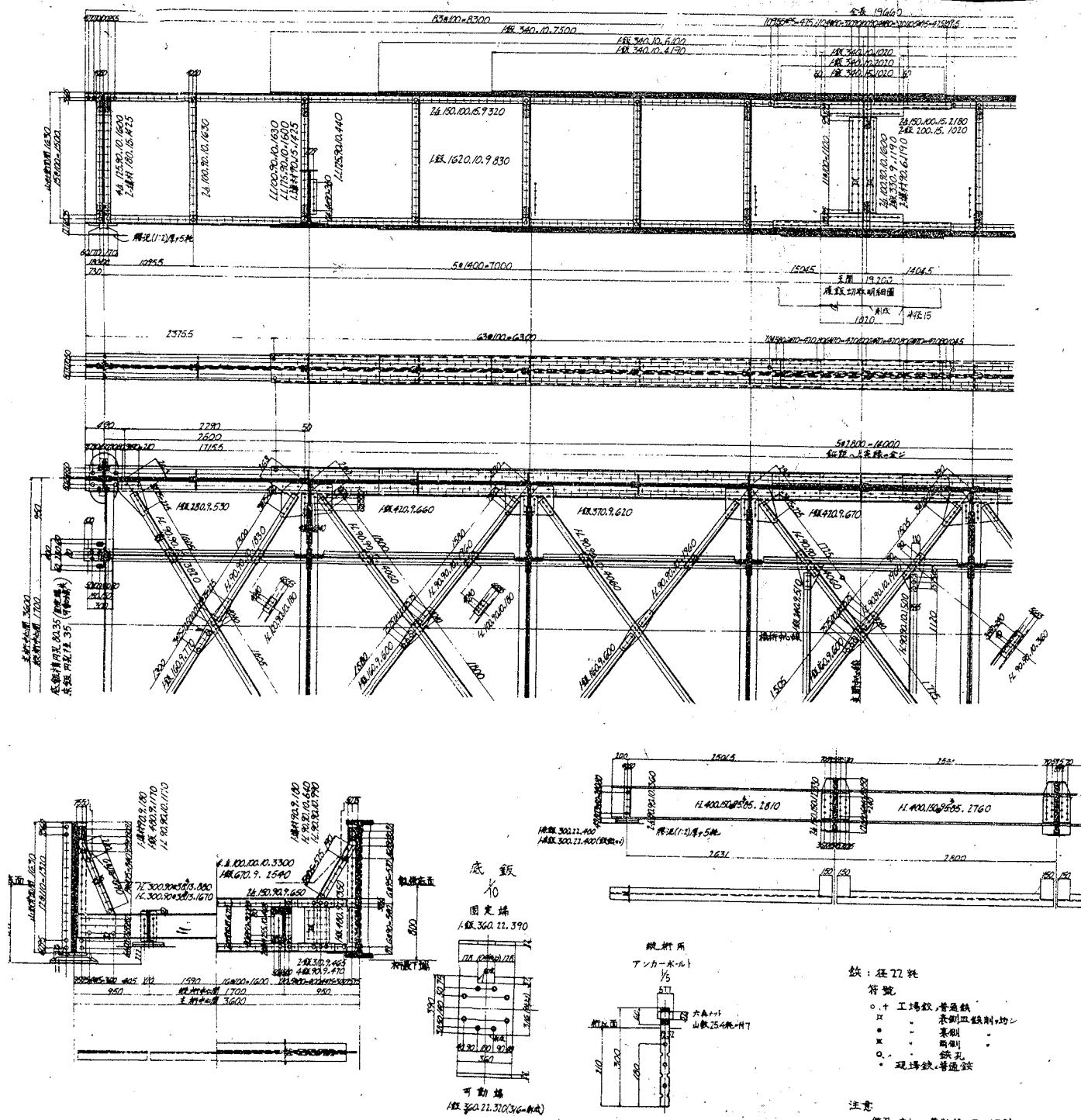


鋼道路橋設計示方書案解説 定價金貳圓四拾錢

編纂者 日本道路技術協會  
責任者 野村象一  
發行者 東京市神田區錦町二丁目九番地  
有限公司修教社書院代表者  
杉山銘太郎  
印刷者 東京市渋谷區猿楽町五十一番地  
並河三郎  
印刷所 合資真興社

## 發行所

東京市神田區錦町二丁目九番地  
有限公司修教社書院  
電話神田(25)四四二八番・振替東京三二〇六七番  
四四三七番



三

- |                             |                           |
|-----------------------------|---------------------------|
| 活筋直齒曲率 (cm/kg)              | 及管力 (kg)                  |
| 鑿<br>衝                      | "                         |
| 死荷重                         | "                         |
| 中立點, 周,                     | 線擴張二次率 (cm <sup>4</sup> ) |
| 中立點, 離邊緣, 距離 (cm)           | "                         |
| 線維張應力 (kg/cm <sup>2</sup> ) | "                         |
| 線維壓應力 "                     | "                         |
| 支壓力 "                       | "                         |

鉄孔・中心より導管・至る距離八  
三七m以上

下路鉸杆  
支間19.2米  
活荷重KS-15