

第4編 細部構造

1 継手

1.1 まえがき

材料および細部構造分科会継手班では、高力ボルト継手、長い高力ボルト継手、引張ボルト継手および溶接継手について、文献調査、各国の規定の比較、実設計例の検討などを行ってきた。疲労に関する問題は今回の調査の対象外であるため除外したが、溶接継手や引張ボルト継手では疲労限界状態の検討が不可欠であり、何らかの形で検討される必要がある。

高力ボルト継手に関しては、現行の示方書の規定が“すべり耐力”を設計規準強度にとっており、また断面の寸法の決め方がリベット継手を踏襲していることから、終局強度を支配する要因と問題点を指摘することにした。また長い高力ボルト継手（力の作用方向にボルト本数の多い継手）では、せん断力の分布が均一になることが指摘されており、そのメカニズム、設計法の考え方と問題点について検討した。

高力ボルト引張継手については、これまで道路橋示方書などに規定がないことから、これまで行われたいくつかの実験について、主に終局強度の観点から調べた。高力ボルト引張接合に関する学協会の研究は、ここ数年の間にいくつかの機関で行われており、その成果が順次公表されていくものと思われる。すなわち、鋼橋技術研究会示方書研究部会海外設計規準研究分科会（分科会長 藤野陽三・東京大学）では各国の示方書・規準の調査、関西道路研究会・道路橋調査研究小委員会接合小委員会では引張接合事例の収集と実験が行われている。さらに、1989年より日本鋼構造協会橋梁用高力ボルト引張接合標準作成小委員会（委員長 西脇威夫・武蔵工業大学）では、資料収集と設計施工指針の作成などの活動が行われており、1991年度には成果が報告される予定である。この委員会では、形の上では許容応力度設計法にしたがった設計指針を検討しているが、終局限界状態設計法への移行も十分考慮しており、本継手班での高力ボルト引張接合に関する検討に大いに参考になるものである。

1.2 高力ボルト継手の終局強度について

1.2.1 高力ボルトの終局状態

(1) 高力ボルト摩擦・支圧接合継手の終局状態

まず、高力ボルト摩擦接合は、図 1.1(a) に示すように、ボルトに導入した軸力 N によって生じる接合材、被接合材間の摩擦抵抗力 R によって応力伝達を行うものである。すなわち、

$$R = m\mu N \dots\dots\dots (1.1)$$

ここに、 m ：摩擦面の数、 μ ：摩擦係数（すべり係数）である。

このような継手の荷重－変形曲線は、図 1.2 に示すようになる。すなわち、低荷重段階では、継手変位は小さいが、ある荷重段階で軟鋼の応力－ひずみ曲線の降伏棚に相当する主すべりが急に発生する（以下、このときの荷重をすべり荷重、あるいは、すべり耐力という）。そして、ボルト軸部がボルト孔の周辺に接触し、その後、ひずみ硬化に相当するボルトのせん断と部材の支圧によって、荷重はほぼ単調に増加していく。したがって、高力ボルトの終局強度を議論するにあたり、すべりが発

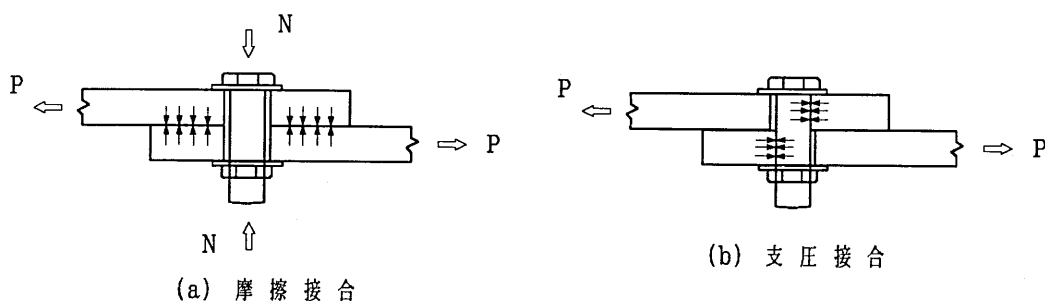


図 1.1 摩擦接合と支圧接合

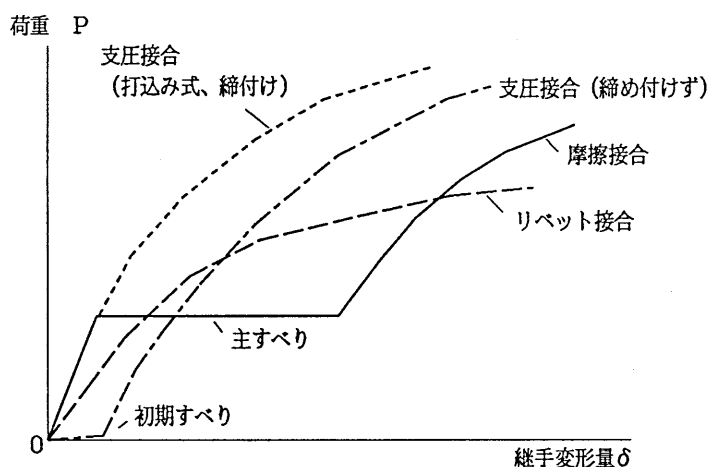


図 1.2 高力ボルト継手の荷重－変形曲線

生した後、荷重はボルトのせん断および支圧により増加していくという、図 1.1(b) の支圧接合型の継手に類似した変形挙動を示すと考えられる。

なお、すべり耐力は、ボルト軸力 N およびすべり係数 μ が明らかであれば、式 (1.1) によって簡単に求められる。しかし、継手母材の接触面の状態、強度、荷重の種類、ボルト軸力の変動、ボルト孔 (特に、過大孔) などの多くの要因によって影響を受けることがこれまでに明らかにされている。各要因の影響度については、文献 1) ～ 16) などの多数の研究結果があり、ここでは省略する。

(2) 継手の破壊形式

すべり発生後～終局状態に至るまでの継手部では、ボルト軸部がせん断状態、継手母材が支圧状態になり、その破壊形式は次のように分類してもよいと考える。

- ① 母材の有効断面での破断 (図 1.3(b) 参照)
- ② ボルト孔から荷重作用方向に向かっての母材の支圧破壊 (しりぬけ破断、同図 (c) 参照)
- ③ ボルト軸部のせん断破壊 (同図 (d) 参照)

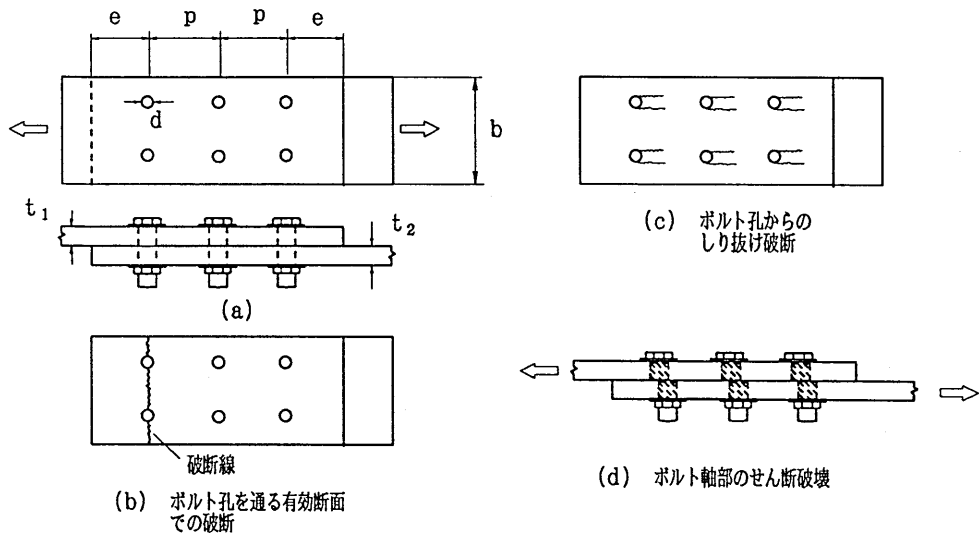


図 1.3 高力ボルト継手の破壊形式

(3) 継手長さによるボルト継手の崩壊形式

また、ボルト継手の崩壊メカニズムは、作用する力の方向の継手範囲の長さによって、次のように説明できる¹⁷⁾。

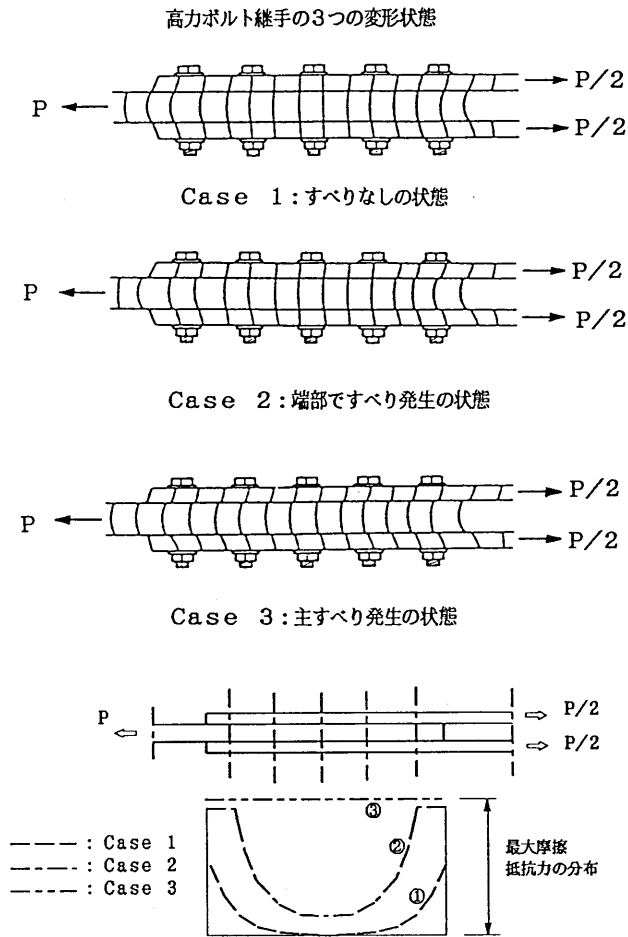
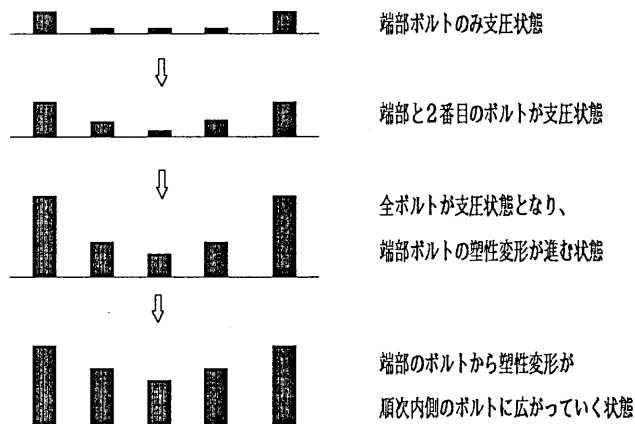
(a) 継手範囲が長い場合

まず、主すべりが生じるまで、以下の挙動が現れる (図 1.4 参照)。

- ① 継手端部のみの摩擦による力の伝達。
- ② 作用力の増大に伴う摩擦領域の継手中心方向への拡大。
- ③ 端部で摩擦力が最大摩擦力に達し、部分的なすべりが発生。
- ④ 作用力の増大に伴うすべり領域の継手中心方向への拡大。
- ⑤ 作用力が継手全体の有する摩擦抵抗力を越え、おおきなすべりが全体に発生 (主すべり) する。このときの作用力は "すべり耐力" に相当する。

さらに作用力が増大すると、継手部の主すべりが生じた後の挙動としては以下のようにまとめられる (図 1.5 参照)。

- ⑥ 主すべりが生じると、端部のボルトのみが母材および添接板に対して、支圧の状態になる。
- ⑦ 端部ボルトに隣接するボルトが支圧状態になるまで、ボルトとボルト孔が変形。

図 1.4 主すべりが生じるまでの摩擦接合継手の挙動¹⁷⁾図 1.5 主すべり発生後のボルトに作用するせん断力分布の変動¹⁷⁾

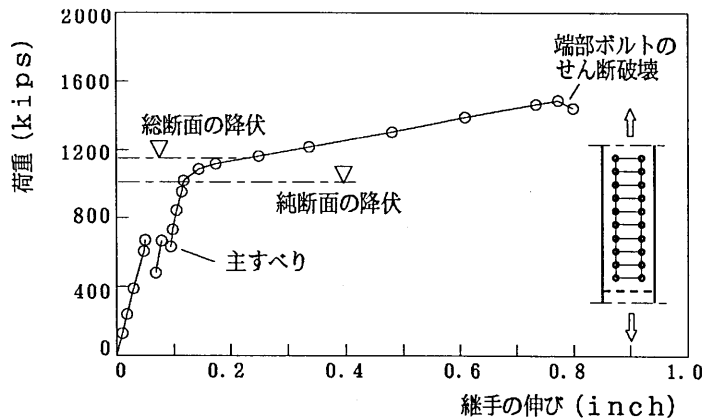


図 1.6 実験による摩擦接合継手の荷重 - 変形曲線の例¹⁷⁾

- ⑧ この状態は、すべてのボルトが支圧状態になるまで続き、作用力が増大すると、各ボルトがそれに応じて変形。
- ⑨ ボルトのせん断変形能力が大きければ、すべてのボルトに作用する力は均一になってくる。実際には、端部のボルト間では、大きな変形により母材の伸びと添接板の伸びとの差異が大きくなり、端部ボルトはせん断で破断する。

このように、作用力方向のボルト本数が多い継手では、各ボルトが全強に達する前に、端部ボルトのせん断変形がその限界に達して破壊する。そして、残りのボルトは、それ以上の作用力に耐える能力はない。これに伴って、端部では、ボルトに大きなせん断変形が生じ、ボルト孔は拡大する (図 1.6 参照)。

(b) 継手領域が短い場合

作用する力の方向にボルト本数が少ない、いわゆる短い継手では、各ボルトの作用せん断力はほぼ均等となり、継手に作用する力が摩擦せん断抵抗力を上回ると、すべてのボルトでほぼ同時に主すべりが生じて支圧状態になり、最終的にすべてのボルトが同時にせん断破壊する。

ちなみに、ECCS の Recommendation¹⁸⁾ では、作用力方向のボルト間隔を d 、継手長さを L とすると、 $L/d > 15$ の継手は、いわゆる長い継手 (Long connection) であるとし、上記 (a) に示した作用力方向のせん断力の変動を考慮して、ボルトのせん断耐力・支圧耐力の算定に必要な材料強度に低減係数 β を乗じるようにしている (図 1.7 参照)。

1.2.2 各国示方書による高力ボルトの規定の比較

従来の部材の弾性限度をもとにした許容応力度設計法¹⁹⁾ では、継手部の許容すべり耐力がボルト孔を控除した有効断面に基づく許容耐力より大きいという照査が行われてきた。

ここで、一つの資料とするため、摩擦・支圧接合タイプの高力ボルトに関する道路橋示方書¹⁹⁾、北海道・鋼道路橋・設計指針²⁰⁾、AASHTO (米国)²¹⁾、および、DIN 18809 (西独)^{22), 23)} の規定を

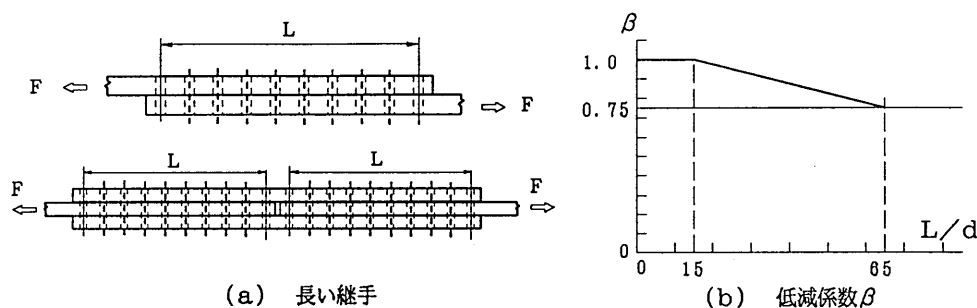


図 1.7 長い継手に対する材料強度の低減係数 β ¹⁸⁾

表 1.1 に比較する。ただし、高力ボルト摩擦接合では、道路橋示方書の F10T クラス、支圧接合では B10T クラスのもので比較している。これらの内、北海道・鋼道路橋・設計指針は、ボルトに導入する軸力を低減して摩擦と支圧による荷重伝達を期待して開発された接合法である。

この表から、摩擦接合継手に関するボルト孔のクリアランスは、道路橋示方書の規定が、標準で 2.5 mm と最も大きくなっていることがわかる。また、支圧接合の際の許容せん断応力度 τ_a の値は、各規定において、かなりの差異がある。

1.2.3 Eurocode 3³⁹⁾ によるせん断・支圧接合型ボルトの終局強度

上記の他に、欧州鋼構造協会 (ECCS) では、1985 年にボルト継手に関する Recommendation¹⁸⁾ が示され、また、1990 年には、Eurocode 3 ドラフト³⁹⁾ がまとめられている。Eurocode 3 のボルトの終局強度照査法を抜粋し、わが国の現行規定と主な点を比較すると、以下のとおりである。

(1) ボルトの等級と基本強度

ボルトの等級と基本強度についてまとめると、表 1.2 のとおりである。わが国の道路橋示方書で規定している F8T および F10T は、同表において、それぞれ、等級 8.8 および 10.9 に相当する。

(2) せん断・支圧接合型ボルトの終局強度照査法

Eurocode 3 では、摩擦・支圧接合型のボルト継手を 3 つのタイプに分類し、使用限界状態および終局限界状態における強度照査法を明確にしている。それらの分類の内訳とそれぞれに対応する終局強度照査式を表 1.3 にまとめる。

(3) 各種抵抗強度の算定方法

上記の表 1.3 の終局強度照査に必要な、せん断・支圧抵抗強度を表 1.4 に示す。また、摩擦接合継手における高力ボルトのすべり抵抗強度の算定には、以下の諸式が示されている。

表 1.1 各国の道路橋示方書のボルトの設計基準の比較³⁸⁾ (F10T 級)

示方書または指針	日本 (道路橋示方書) ^{1) 1980}	日本 (北海道における 国道路橋の設計及び 施工指針1983) ^{1) 28)}	USA (AASHTO) ^{1) 21) 1983}	西ドイツ (DIN18809) ^{1) 22)} 1987.9
各接合法の使用状況	一般には摩擦接合として設計・施工される。 支圧接合では、打込式を対象としており、過去に十数例施工されたが今では、施工性や騒音の問題から施工されていない。	『高力ボルト支圧接合設計施工指針』についてのみ示す。 接触式支圧接合が可能である。 施工例数例あり。	常時荷重に対し、摩擦接合の考えで設計し、地震などの非常時荷重に対しては、摩擦耐荷力のほかに支圧耐荷力も期待して、支圧接合の考えで設計する。ほとんどの橋がこの考えで設計されている。	Passschraben (パスボルト) を使用するクリアランスが0.3mmのSLPとGV Pおよび2mmのクリアランスを許すGV (摩擦接合) が許されている。
接合の種類	摩擦接合 支圧接合	支圧接合	摩擦接合 支圧接合	SLP (せん断支圧接合) GV P GV
指定された高力ボルト	F10T	F10T	AASHTO M253 (ASTM A490)	高力ボルト (DIN7968)
クリアランス (mm)	2.5mm (3.0mm)	0mm (0.3mm)	1.6mm	0.3mm
標準 (最大)	121~124	186	138 黒皮除去 214 プラスト	2.0mm
τ_a (MPa) (公称断面積に対する)	Ae/Aの値により少し変動	186	規定されていない	304
σ_s	規定されていない	$0.848 \sim 0.875 \sigma_y$	規定されている	281
荷重	特に制限なし	規定なし	1.35 σ_s 又は1 $\sigma_s/2.2d$ の小さい方の非常時荷重	1.33 σ_y (10%) 1.75 σ_y (50%) 特に制限なし
疲労規定	軌道・鉄道を敷設する場合は別途照査	規定なし	規定あり	規定なし
軸力	0.75 σ_y (200.8kN)	F6T程度 (約0.68 σ_y)	0.84 σ_y	0.71 σ_y (190kN)
力	100%	100%	100%	約10% (50%) 100%

表 1.2 Eurocode 3³⁹⁾ ボルトの等級と基本強度

等 級	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub} (N/mm^2)$	400	400	500	500	600	840	1000

注) f_{yb} : 降伏点強度、 f_{ub} : 終局引張強度

表 1.3 Eurocode 3³⁹⁾ におけるせん断・支圧接合型ボルトの終局強度照査法

分 類	終局強度照査式	備 考
A (支圧接合)	$F_{v.Sd} \leq F_{v.Rd} \dots\dots\dots (1.2)$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd} \dots\dots\dots (1.3)$	・ 軸力を導入しないボルト (等級 4.6 ~ 10.9)
B (摩擦接合)	$F_{v.Sd.ser} \leq F_{v.Rd.ser} \dots\dots (1.4)$ $F_{v.Sd} \leq F_{v.Rd} \dots\dots\dots (1.5)$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd} \dots\dots\dots (1.6)$	・ 軸力を導入する高力ボルト ・ 使用限界状態ですべりを 認めない
C (摩擦接合)	$F_{v.Sd} \leq F_{s.Rd} \dots\dots\dots (1.7)$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd} \dots\dots\dots (1.8)$	・ 軸力を導入する高力ボルト ・ 終局限界状態ですべりを 認めない

ここで、 $F_{v.Sd}$: 終局状態におけるボルト 1 本あたりの設計せん断力
 $F_{v.Sd.ser}$: 使用限界状態におけるボルト 1 本あたりの設計せん断力
 $F_{s.Rd}$: 終局状態におけるボルト 1 本あたりの設計せん断抵抗強度
 $F_{s.Rd.ser}$: 使用限界状態におけるボルト 1 本あたりの設計せん断抵抗強度
 $F_{v.Rd}$: ボルト 1 本当たりの設計せん断抵抗強度
 $F_{b.Rd}$: ボルト 1 本当たりの設計支圧抵抗強度

(a) せん断のみ作用する場合

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{Ms}} F_{p.Cd} \dots\dots\dots (1.13)$$

$$\text{ここに、} F_{p.Cd} = 0.7 f_{ub} A_s \dots\dots\dots (1.14)$$

$F_{p.Cd}$: ボルトの設計時導入軸力

μ : すべり係数 (= 0.2 ~ 0.5 の値をとり、通常 0.5)

n : 摩擦面の数

1.0 … 標準ボルト孔クリアランス

(M12 ~ M14 : 1 mm, M16 ~ M24 : 2 mm, M27 以上 : 3 mm)

k_s : 0.85 … 過大孔 (Oversize hole)

0.7 … 長孔 (Slotted hole)

表 1.4 Eurocode 3³⁹⁾ のボルトの設計抵抗強度の算定式

適 用	ボルトの等級	算 定 式
せん断面がボルト 軸部にある場合の せん断抵抗強度	4.6, 5.6, 8.8	$F_{v.Rd} = \frac{0.6f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} \dots\dots (1.9)$
	4.8, 5.8, 6.8, 10.9	$F_{v.Rd} = \frac{0.5f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} \dots\dots (1.10)$
	すべての等級	$F_{v.Rd} = \frac{0.6f_{ub}A}{\gamma_{Mb}} \dots\dots (1.11)$
せん断面がボルト ネジ部にある場合 のせん断抵抗強度	すべての等級	$F_{b.Rd} = \frac{2.5\alpha f_{ud}t}{\gamma_{Mb}} \dots\dots (1.12)$ α は、 $e_1/3d_o$, $p_1/3d_o - 0.25$, f_{ub}/f_u , 1.0 の内、最小の値

ここに、 γ_{Mb} : ボルトに対する部分安全係数 (= 1.25)
 A : ボルト軸部の断面積
 A_s : ボルトネジ部の有効断面積
 d : ボルトの径
 d_o : ボルト孔径

γ_{Ms} : 分類 B のボルトの終局限界状態に対して、 $\gamma_{Ms} = \gamma_{Ms.ult}$
 $\gamma_{Ms.ult} = 1.25$ 、ただし、過大孔に対しては、1.40
分類 B のボルトの使用限界状態に対して、 $\gamma_{Ms} = \gamma_{Ms.ser}$
 $\gamma_{Ms.ser} = 1.1$

(b) せん断と引張の組合せ力を受ける場合

・分類 B の継手に対する使用限界状態におけるすべり抵抗強度

$$F_{s.Rd.ser} = \frac{k_s n \mu (F_{p.Cd} - 0.8 F_{t.Sd.ser})}{\gamma_{Ms.ser}} \dots\dots\dots (1.15)$$

ここに、 $\gamma_{Ms.ult}$: = 1.25 (終局限界状態)
 $F_{p.Cd}$: 式 (1.13) によるすべり抵抗強度
 $F_{t.Sd.ser}$: 使用限界状態において、ボルトに作用する引張力
 $\gamma_{Ms.ser}$: 1.10

・分類 C の継手に対する終局限界状態におけるすべり抵抗強度

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p.Cd} - 0.8 F_{t.Sd})}{\gamma_{Ms.ult}} \dots\dots\dots (1.16)$$

ここに、 $F_{t.Sd}$: 終局限界状態において、ボルトに作用する引張力

$\gamma_{Ms,ult}$: 1.25、ただし、過大孔に対しては、1.40

γ_{Ms} : = 1.10 (使用限界状態)

(c) 長い継手に対する抵抗強度の低減係数 β

さらに、継手範囲が長いロング継手に対する設計抵抗強度の低減係数として、次式で与えられる β_{Lf} を与えている (図 1.7 参照)。

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d} \dots\dots\dots (1.17)$$

ただし、 $0.75 \leq \beta_{Lf} \leq 1.0$

(4) Eurocode 3 と鋼構造設計指針³⁵⁾ とにおける摩擦接合用ボルトの設計軸力および基本抵抗強度の比較

以上の Eurocode 3 ドRAFTの規定とわが国の鋼構造設計指針³⁵⁾ において、摩擦接合用ボルトの設計軸力および基本抵抗強度に関して、以下のような相違点が見られる。

(a) ボルトの設計軸力 N , $F_{P.cd}$

鋼構造設計指針では、摩擦接合用高力ボルトの設計軸力 N を次式で与えている。

$$N = \alpha \sigma_Y A_e \dots\dots\dots (1.18)$$

ここに、 α : 保証降伏点強度に対する比率で、F8T に対して 0.85、F10T に対して 0.75、 σ_Y : ボルトの降伏点強度、 A_e : ボルトネジ部の有効断面積である。

上式と式 (1.14) とを比較すると、

- ① 両式右辺の係数値に差異がある (Eurocode 3 : 0.7、鋼構造設計指針 : 0.75 あるいは 0.85)
- ② ボルト耐力の取り方に差異がある (降伏点強度 σ_Y と引張強度 f_{ub})

Eurocode 3 と鋼構造設計指針のボルト導入軸力を、具体的に M22 ボルトを用いて図 1.8 に比較する。ここに、 $A_e = A_s = 303 \text{ mm}^2$ 、 σ_Y : F8T に対して 627 N/mm^2 、F10T に対して 882 N/mm^2 としている。この図からわかるように、F8T および F10T に対して、Eurocode 3 と鋼構造設計指針との差異は約 6% であり、式 (1.14)、式 (1.18) のいずれも同程度の軸力を与える。

(b) 摩擦接合ボルトのすべり抵抗強度の比較

まず、式 (1.1) に示したように、鋼構造設計指針では、摩擦高力ボルトに対するすべり耐力を次式で求めるようにしている。

$$P_u = \mu n N \dots\dots\dots (1.19)$$

ここに、 μ : すべり係数 (= 0.4)、 n : 摩擦面の数、 N : 式 (1.18) による設計導入軸力である。

上式と式 (1.13) とを比較すると、

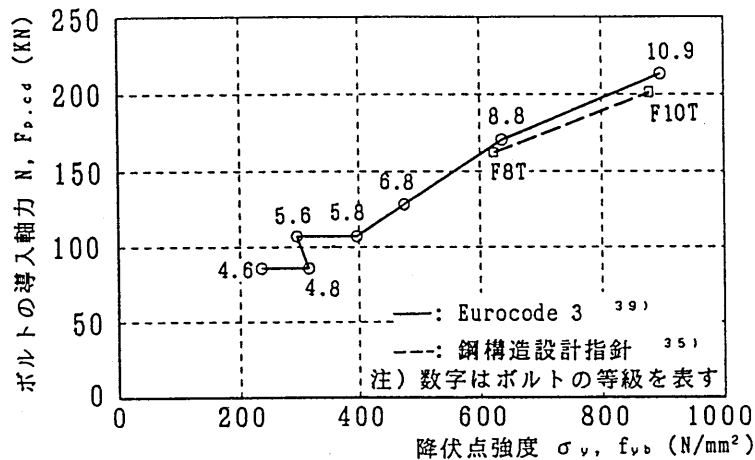


図 1.8 Eurocode 3³⁹⁾ および鋼構造設計指針³⁵⁾ によるボルト (M22) の導入軸力と降伏点強度との関係

- ① 上述したように、設計導入軸力 N と $F_{p.cd}$ との間に約 6% の差異がある。
- ② すべり係数 μ に 20% の差異がある (Eurocode 3 : $\mu = 0.5$ 、鋼構造設計指針 : $\mu = 0.4$)
- ③ Eurocode 3 では、低減係数 k_s を導入し ((3) 参照)、すべり抵抗強度に過大ボルト孔の影響を考慮できるようにしている。

これらの諸点を比較するために、M22 ボルト (ボルト孔は標準) を用いて、Eurocode 3 と鋼構造設計指針によるすべり抵抗強度を比較し、その結果を図 1.9 に示す。同図には、参考のため、表 1.4 に示されるボルトのせん断抵抗強度 $F_{v.Rd}$ の値も示す。

この図からわかるように、すべり抵抗強度についても、鋼構造設計指針による値は Eurocode 3 よりも、約 6% 小さな値を推定しており、両者の間には顕著な差異は見られない。これは、設計軸力、すべり係数、部分安全係数 (式 (1.13) の γ_{Ms}) の間で、上記 ① および ② の差異が相殺されたためである。したがって、鋼構造設計指針によると、Eurocode 3 とほぼ同程度のすべり抵抗強度を与えると考えてよい。

(c) せん断と引張を同時に受けるボルトの抵抗強度の比較

鋼構造設計指針³⁵⁾ によると、せん断と引張とを同時に受けるボルトの強度照査には、式 (1.19) によって求めたすべり耐力 P_u を次式によって低減している。

$$P_o = P_u \left(1 - \frac{N_o}{N} \right) \dots\dots\dots (1.20)$$

- ここに、 P_o : 引張力を同時に受ける摩擦接合高力ボルト 1 本、1 摩擦面あたりのすべり耐力
 N_o : 高力ボルト 1 本に加わる引張力
 P_u : 式 (1.19) によるすべり耐力
 N : 式 (1.18) による設計ボルト軸力

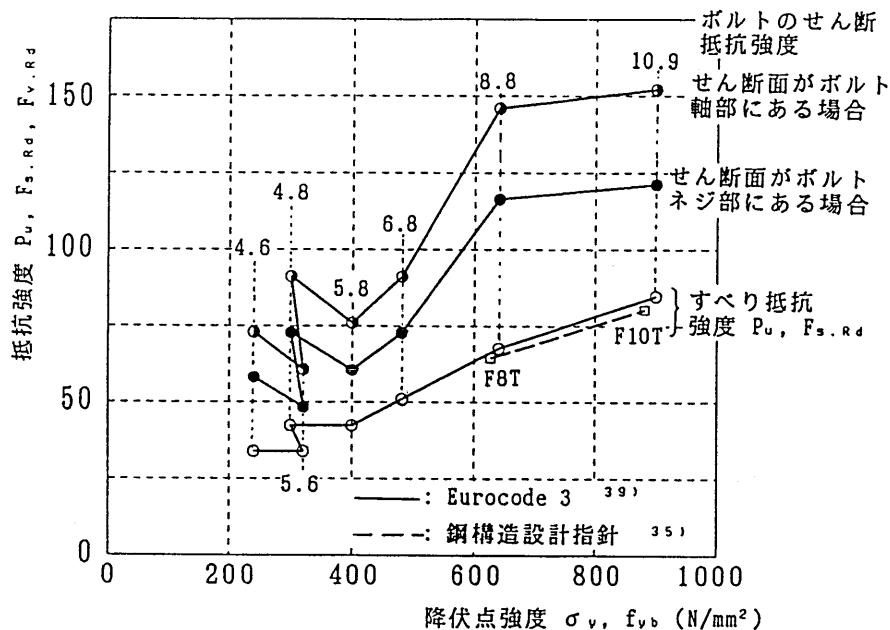


図 1.9 Eurocode 3³⁵⁾ および鋼構造設計指針³⁵⁾ による摩擦接合用ボルト (M22) の各種抵抗強度

上式と式 (1.16) とを比較すると、Eurocode 3 では、作用引張力 $F_{t,Sd}$ に係数 0.8 を乗じており、鋼構造設計指針に比べて、作用引張力を 20% 小さくとっている。

1.2.4 今後の検討課題

わが国では、鋼構造物のボルト継手部の設計に際しては、継手部の許容すべり耐力がボルト孔を控除した有効断面に基づく許容耐力より大きいという照査を行ってきた。しかし、継手部はすべり以後も大きな耐荷力と変形能力を持っており、すべり現象が構造物に対して必ずしも致命的な損傷を与えとは限らない。そのため、ボルト継手部の終局強度設計法を進めていくに際して、以下の諸点を今後検討していく必要があると考える。

(1) 摩擦継手部におけるすべり耐力と最大耐力の関係

すべり現象が生じた後の継手部の挙動に関する研究は少なく、最大耐力とそれに至るまでの挙動を実験・理論の両面から定量的に把握する必要がある^{24)~26)}。

(2) すべりが生じた部材の連続性

すべりが生じると、継手部に大きなスリップ変形が生じ、その継手を有する部材の連続性が損なわれ、構造全体の変形性状に影響を与えることが考えられる^{27),21)}。また、実験室レベルでは大きなすべりが認められるが、実構造物ではすべりによる変形は問題にならないとの考え方もあり¹⁷⁾、実験および解析による検討が必要である。

(3) 終局状態におけるボルトの照査方法の検討

現行の摩擦接合継手では、すべり耐力に対するボルトのせん断強度の寄与が小さくなっている。そのため、現行規定をそのまま終局状態における強度照査法に持ち込むと、ボルト本数が増加し、不経済な設計につながる可能性がある。したがって、終局状態においては支圧による荷重伝達を期待したような接合法について検討する必要がある^{20),32)~34)}。

1.3 高力ボルト引張接合について

1.3.1 概要

高力ボルトの引張接合は、HTBの普及にともない摩擦接合とほぼ同時期に検討が始まっている。通常の摩擦接合の場合には継手端部付近のボルトのみが力の伝達に有効であるのに対し、引張接合ではほとんどのボルトが有効に働くため継手当たりのボルト本数を減らせるという特性もあるが、継手の力学的性状に不明確な部分も多く大きく普及するに至っていない。しかしながら、引張継手はHTBの引張り強さを活かした力学的に合理的な継手であるため、建築分野においては柱梁接合部や鋼管のフランジ継手等に使用され(図1.10)、それに関わる研究も多い。

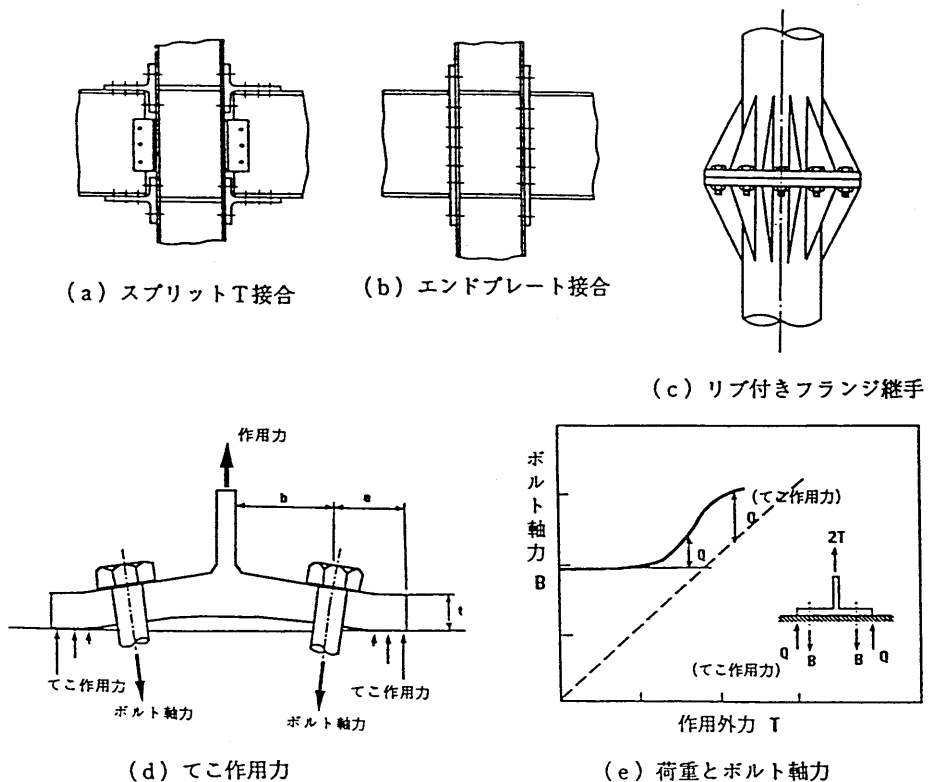


図 1.10 短縮め形式による引張接合

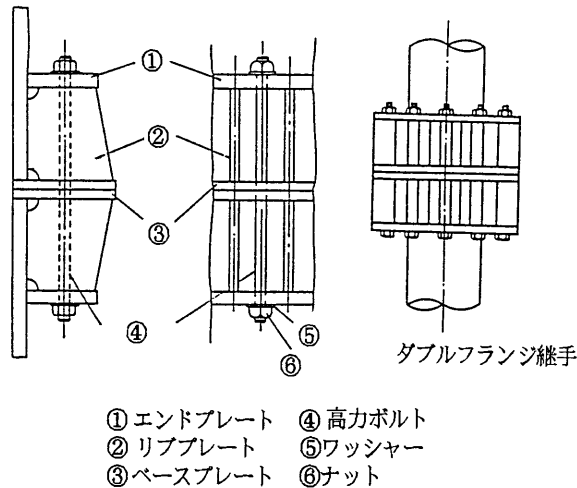


図 1.11 長締め形式の引張接合

建築で柱梁接合部に使用されるのは、短締めと呼ばれる接合する板どうしを直接締め付ける手法であり、てこ作用 (図 1.10(d) 参照) などの解析が面倒であるにもかかわらず、施工上の簡便性から比較的に利用されている。建築の柱梁接合部の解析や設計法については研究報告も多くその結果は「高力ボルト接合設計施工指針 (日本建築学会)³⁶⁾」に集約されている。

柱梁接合法には、Split Tee 型と End Plate 型があり、前者は米国様式、後者はドイツ様式とすることができるが日本では両者の中間的な考えを取り入れているものもある⁴⁷⁾。基本的に引張接合ではボルトにプレストレスを導入し、外力による作用軸力はそれ以下になるように管理する。これにより、ボルト自身には外力による付加軸力はほとんど作用せず高い剛性、疲労強度が確保できる。

このような短締め形式の接合は、その施工上の簡便さから土木分野でも橋梁の付属物の取付などにおいて利用が期待されている。しかしながら、主要部材の接合においては荷重強度が大きいためなかなか実施には結び付かないようである。そのため土木分野では、建築の短締めに対し長締め形式が適当と言われている⁶⁶⁾。これは、てこ作用がなく解析がしやすいこと、また接合部の剛性が比較的柔で外的要因によるプレストレスの減少が小さい、被圧縮部の断面積を大きくすることで高強度のボルトが使える、変形性能が大きくエネルギーの吸収が大きい、などの特徴による。

土木分野での適用としてまず考えられるのは、吊橋や斜張橋の主塔の接合部であろう。これは前述の特徴に加え、美観上や施工期間などの上で摩擦接合や現場溶接に比べ優れているからである。最近ではイラクのアダミヤ橋^{85),86)}や第2ボスボラス橋⁸⁷⁾の例や、国内でも荒津大橋⁸⁸⁾の例がある。また、塔のアンカーボルトも長締め形式の引張ボルト接合と考えることが出来る。こちらは実施例はかなり多くあるものの、その設計法を明確に規定したものはなく現在いくつかの機関で検討中のようなものである。海外の例では、同じアダミヤ橋で縦桁のブラケットと主桁との接合に長締め形式の引張ボルト接合を用いている。国内ではラーメン隅角部⁶¹⁾や、実験レベルではあるが主桁の連結に支圧・引張接合として用いようとした試み⁷¹⁾がいくつかあるが、実施例はまだ多いとはいえない。特に細部

構造が若干複雑になるため(図 1.11 参照)、未だ不明確な点も多い。

このような中で、武蔵工業大学西脇、増田らのグループは継続的にこのテーマの基礎的な研究に取り組んでおり^{62)-70),72),80)}、また一部のファブリケータでも具体的な構造についての研究がなされ⁷¹⁾、この分野での研究成果が着実に蓄積されつつあると言える。また、最近まえがきにも述べたように鋼橋技術研究会⁸¹⁾⁻⁸³⁾、関西道路研究会、鋼構造協会⁸⁴⁾などで各国基準の比較や実施例調査などの研究が活発に行われている。

本節では以下に、海外における引張接合の現状等を紹介するとともに、終局状態設計法を確立す

表 1.5 引張接合に関する各国基準の比較⁴⁰⁾

表 1.5 (a) 許容応力度 (t/cm^2)

(長期荷重または主荷重時)

荷重の種類	国 別	ボルト鋼種	摩 擦 接 合	支 圧 接 合		引 張 接 合
				せん断面がねじ部以外の場合	せん断面がねじ部にある場合	
静的荷重 (建築物)	日本 (建築)	8T	1.2	-	-	2.5
		10T	1.5	-	-	3.1
		11T	1.6	-	-	3.3
	アメリカ	A325	1.05	1.55	1.05	2.81
		A490	1.41	2.25	1.58	3.79
	西ドイツ	10K	2.0	3.5		4.5
			2.2	3.7		
	イギリス	general grade	M12~M24 : 1.7 M27以上 : 1.55	-	-	M12~M24 : 2.8 M27以上 : 2.5
		higher grade (p.s)	μ の値に応じて変わる	-	-	-
		higher grade (w.s)		-	-	3.0
動的荷重 (橋梁、 クレーン)	日本 (土木)	8T	1.0	1.50	-	
		10T	1.25	1.90	-	
		11T	1.30	-	-	
	アメリカ	A325	0.95	1.41	0.95	2.53
		A490	1.26	2.04	1.41	3.37
	西ドイツ	10K	1.8	3.3		3.9
			2.0	3.5		
	イギリス	general grade	M12~M24 : 1.5 M27以上 : 1.35	-	-	M12~M24 : 2.5 M27以上 : 2.1
		higher grade (p.s)	μ の値に応じて変わる	-	-	-
		higher grade (w.s)		-	-	3.0

注) 1. 西ドイツの規準では上段は $\mu=0.50$ 、下段は $\mu=0.55$ に対する値 (いずれも概略値)。

2. イギリスの規準 general grade bolt では $\mu=0.45$ としたときの値。

表 1.5 (b) 引張接合の許容耐力 (B_0 に対する割合)

適用範囲	国 別	長期荷重時 (主荷重時)	短期荷重時 (従荷重時)
静的荷重が支配的な場合 (一般建築構造物)	日 本	0.6	0.9
	アメリカ	0.52~0.60*	-
	西ドイツ	0.7	0.8
	イギリス	0.6	-
動的荷重が作用する場合 (橋梁、クレーン)	日 本	-	-
	アメリカ	静的荷重の場合の90%	-
	西ドイツ	0.6	0.7
	イギリス	0.5	-

注：アメリカの規準では、 $0.375B_0$ (B_0 ：ボルトの引張強さ最小規定値) となっており、 B_0 と B_0 との関係はボルト径に応じて $B_0=1.41\sim 1.58B_0$ となっている。

表 1.5 引張接合に関する各国基準の比較 (つづき) 40)

表 1.5 (c) 許容力 (せん断、引張、支圧、組み合わせ応力)

(応力度: 単位t/cm²、軸断面積に対する値)

日本 日本建築学会 鋼構造設計規 準(1972)〈1983〉		せん断	引張	長期荷重に対する値、短期荷重に対しては1.5倍とする。										
	F8T	1.2	2.5	支圧に対する規定なし。										
	F10T	1.5	3.1	せん断と引張の組み合わせに対して										
	F11T	1.6	3.3											
日本 日本道路協会 道路橋示方書 (1972)〈1990〉		せん断	支圧	引張に対する規定なし										
	8T	1.0	1.5	支圧に対する板の許容応力度										
	10T	1.25	1.9	板の鋼種	SS41	SM41	SMA41	SS50	SM50	SM50Y	SM53	SMA50	SM58	SMA58
	11T	1.30		許容応力度	2.4			2.8	3.2	3.6			4.6	
日本 土木学会 鋼鉄道橋設計 標準(1974)		せん断	すべり係数 0.4、すべりに対する安全率 $\nu=1.7$											
	9T	0.95												
	11T	1.25												
アメリカ AISC (1974) 〈1980〉			引張	せん断			板の支圧 応力	静的な荷重のみに適用 F_v ：鋼材の規定最小降伏点						
				摩擦型	支圧型せん断 面にねじ部	支圧型 ねじ外		組み合わせ応力に対しては $f_{st}=f_{so}(1-\sigma_t\cdot A_b/B_o)$						
	A325 橋梁	2.53	0.95	0.95	1.41	1.22 F_v								
	建築	2.81	1.05	1.05	1.55	1.35 F_v								
	A490 橋梁	3.37	1.26	1.41	2.04	1.22 F_v								
建築	3.79	1.41	1.58	2.25	1.35 F_v									
アメリカ AASHTO (1974) 〈1983〉			引張	支圧	せん断		せん断と引張の組み合わせ応力に対して 下記の許容力をもちいる。							
				板	摩擦型	支圧型	$f_{st}=0.95-0.22\sigma_t$							
	AASHTO M164 (A325)	2.53	3.81	0.95	1.41*	ここで σ_t ：外力による引張応力								
	*) 板の降伏点が2.95t/cm ² 以下の材では端部ボルトから24inch(60cm)以上離れていない時は 20% 低減する。													
西ドイツ DAST010 (1974)	摩擦： $z_{ut}F_s=\mu B_o/\nu$ クリアランスを1~3mmとした時はこの0.8倍の値とする。													
	引張：主荷重に対して $z_{ut}F_s=0.7B_o$ (建築)、 $0.6B_o$ (橋梁)、従荷重に対し $z_{ut}Z=0.8B_o$ (建築) $0.7B_o$ (橋梁) 支圧：クリアランスを0.3mm以下とすれば、上記 $z_{ut}F_s$ の約1.7~1.85倍の値をとることができる。 ただし板の支圧許容応力は St37で H-4.8、HZ-5.4、St52でH-72、HZ-8.1t/cm ² とする。													
イギリス BS4604 (1970~1973)	せん断に対して：許容応力=slip factor/load factor×摩擦面の数× αB_o (general grade bolt $\alpha=$ 1.0、higher grade bolt $\alpha=0.85$)、load factorは 1.4 (風に対しては 1.2でも可)、 fatigueに対してもOK。													
	引張に対して：ボルトの作用力を 0.6 B_o 以下 (fatigueに対して 0.5 B_o 以下)。 組み合わせ応力：ボルトに作用する軸方向外力の1.7倍を B_o から差し引いて式を使う。													
ECCS ヨーロッパ 鋼構造連合 (1975) 〈1985〉	せん断に対して： $\bar{F}_s=\gamma_o\mu B_o$ 、 γ_o =割増し係数 (一般建築物1.15、クレーン、橋梁等1.00)。													
	引張に対して： $\bar{F}_t=B_o$ 。 組み合わせ応力に対して： $\bar{F}_s=\gamma_o*\mu(B_o-0.7F_t)$ 、 F_t ：ボルト軸方向への作用力。および $F=B_o$ 。 支圧：クリアランスを0.3mm以下とした場合、摩擦の許容応力の1.5倍とする。この場合の孔壁の許容 支圧力は接合されるべき材の許容引張応力度の3倍とする。													

注) < >は最新版の改訂年度を示す。

上記以外に西ドイツでは DIN 18800(1981)、イギリスでは BS5400(1982)がある。

るために今後検討すべき課題について述べる。

1.3.2 従来の設計法 (各基準の比較)

文献 40) には高力ボルト接合に関する各国基準の比較が詳しく紹介されている。そのうち引張接合に関するものを表 1.5 に示す。ここに紹介されている各国基準の多くはその後改訂されており、一

表 1.6 各種基準で取り扱っている引張接合に関する項目一覧表⁸⁴⁾

項 目	・鋼構造設計規準* ・高力ボルト接合 設計施工指針	DIN	Eurocode No.3 Part.1	AASHTO	BS	備 考
1 引張接合で許容される 高力ボルトの種類	○	○	○	○	○	
2 設計ボルト張力 (導入軸力)	○	○	×	○	○	
3 軸力のみが作用する場合 のボルトの許容応力度 又は耐荷力	○	○	○	○	○	
4 軸力とせん断力が同時に 作用した場合のボルトの 許容応力度又は耐荷力	○	○	○	○	○	
5 疲労に対する取り扱い	○	×	○	○	○	
6 てこ反力	○	×	○	○	○	
7 引張力を受ける リベット接合	×	×	○	○	×	
8 引張力を受ける Countersunk Bolts 接合	×	×	○	×	×	

Notes ; ○ : 規準中に規定又は解説等がある、 × : 規準中では一切取り扱っていない。

* : " 鋼橋技術研究所 海外設計基準研究分科会 昭和63年度報告書" も参考とする。

部変更になっているものもある。

文献 82), 84) では最近の基準について解説を加えながら比較紹介している。これら基準には、軸方向許容引張応力度のみならず、せん断と同時に作用する場合や疲労強度について述べているものもある。また、てこ作用が働くと考えられる場合にはそれを外力として考慮するように述べられているものが多い(表 1.6 参照)。

てこ作用力の評価については、多くの算定方法が示されている。短縮め形式のスプリット T 接合ではこのてこ作用力の評価方法が設計そのものに関わっているといっても過言ではない。文献 17) にはてこ作用力のメカニズムとその算定方法について詳しく述べられている。また、それを考慮した推奨設計法も提案されている。しかしながら、DIN では、てこ作用は生じないものとしている。なお、長縮め形式の引張接合について言及しているものは現在のところ残念ながら全くない。

1.3.3 終局強度設計について

(1) 各国基準

各国基準の中で AASHTO は荷重係数設計法、BS は部分安全係数を用いた限界状態設計法を、また ECCS や EC 3 も終局限界状態設計法の考えを採用している。わが国では、土木学会編「鋼構造物設計指針³⁵⁾」に「7.4.2 高力ボルト継手の照査 (3) 引張接合の場合」として条項が盛り込まれているが「十分な配慮のもとに……安全性の照査を行う」とのみあり、解説にも前述の建築学会高力ボルト接合設計施工指針の方法を紹介するにとどまっている。ただし、限界状態設計法の考え方で記述されていることは新しい試みであり、今後発展させる上で参考となる。

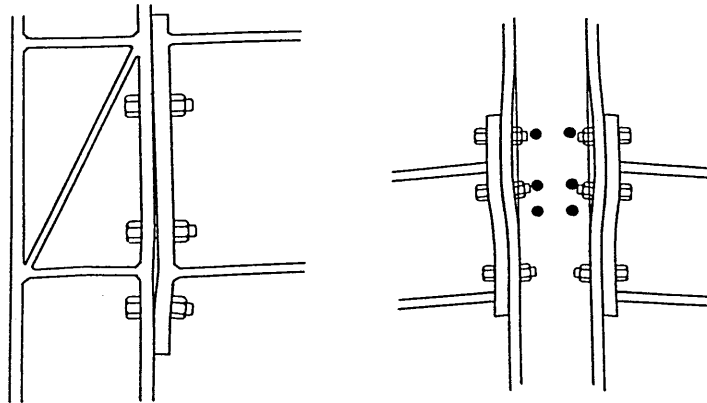


図 1.12 エンドプレート形式継手部の変形の例¹⁷⁾

(2) 終局限界状態設計法

本来の終局限界状態設計法を考えるには、引張接合部の終局状態について解明されなければならないが、接合部のディテールにはバリエーションが多く構造的にも複雑で応力状態には不明確な点が多く今後の研究が期待される。例えば、柱-梁接合などの短縮め形式の場合には、ボルト自身やてこ作用力だけでなく、周辺のフランジの局部座屈やウェブの問題なども関与してくる。EC 3 ではフランジ有効幅についても言及しており、また文献 76) でもフランジ応力状態について述べられている。図 1.12 にエンドプレート形式であるが、スティフナーのある場合とない場合の継手部の変形の実例を示す。また、長縮め形式でもエンドプレート、リブプレート、および、アンカープレートの板厚による変形状態や接触面の仕上げ精度と軸力の影響も実験および解析により報告されている^{66)–70),76),80)}。

このような現状において、構造物の安全度を確保するために必要な種々の値を定めるほどの確率的根拠は未だ得られるに至っていない。すなわち、使用限界状態および終局限界状態をどのように評価するのか、そのときの応力状態の算定方法はどうか、など研究課題は多い。

1.3.4 今後の課題

高力ボルト引張接合は建築分野で活発に研究されてきており、設計式もいくつか提案されてきている。しかし、土木構造物に適用可能にするための設計・施工指針をとりまとめるためには、以下に述べるような多くの点についてさらに検討を行う必要があると思われる。

(1) 短縮め形式の場合

(a) 終局強度設計について

引張接合・短縮め形式の破壊様式としては、a) ボルトが破断して破壊にいたる、b) フランジ板が破断して破壊にいたる、の 2 つが考えられる。しかし、ボルトが破断する前にフランジ板が破断

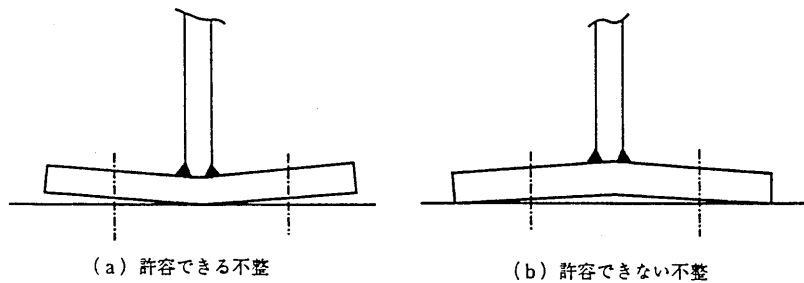


図 1.13 T 部材の不整

するような接合部では、高力ボルトの持つ長所である高い引張強度が最大限に生かされないことになる。したがって、少なくとも接合部の破壊がボルトの破断で決まるように設計することが望ましいといえ、これが保証されるような細部構造の制限を明らかにすることが必要である。

例えば、短締め形式の大きな問題であるてこ作用に影響する b/a 、板厚 / ボルト径など (図 1.10 (d) 参照)。

(b) 疲労強度について

建築構造物と比較すると、土木構造物の活荷重は非常に大きいので、引張接合を適用する箇所によっては疲労について十分考慮する必要がある。短締め形式の疲労に関する研究を系統的に実施した例はそれほど多くなく、文献 (60), (77), (78) があげられる程度である。

(c) 継手面の初期不整について

引張接合は基本的に面タッチによって応力を伝達するが、継手面形状の不整は接触圧力の分布状態を本質的に変化させてしまうので、接合部の応答も継手面形状に依存したものとなる。

文献 (60) は、継手面形状の影響を考慮した最初の研究であり、継手面形状が疲労強度に著しい影響を与えることを実験的に示している。また、文献 (62) では数値解析によって継手面形状と力学的挙動の関係を詳細に調べており、現象説明はほぼなされている。継手面の平坦度は、T 部材を溶接組み立てする際に損なわれる。図 1.13(a) のような、いわゆる角変形は、ボルト軸力の変動量および T フランジの応力変動量を低減させる効果がある。また、図 1.13(b) のように逆に反った形状は、てこ作用を増大させるとともにボルトに曲げもおよぼすので接合部の耐力を低下させることになる。これは特に疲労強度の面で顕著である。

(d) 設計式について

建築分野を中心にいくつかの設計式 (主としててこ作用を考慮した最大荷重の算定式) が過去に提案されている。仮定のおきかた、式の簡便さなどを考慮すると、設計式の基本的形式としてはほぼつきていられると思われる。しかし、これらの設計式の特徴 (例えば、実現象を良く表わし得るパラメータの範囲など) については不明な点が多い。今後さらに、実験値や数値解との系統的比較を行い、設計式の適用範囲を明かにした上で、改良・修正を施してゆくのが一つの研究の方向であろう。最近では

数値解析技術および電子計算機が著しい進歩を遂げたので、従来解くことが困難とされてきた接触問題を含む引張接合の挙動も比較的簡単に解析可能となった⁶²⁾。このような数値解析法を用いて従来提案された設計式の精度および特性を系統的に調べることも可能である。

(2) 長締め形式の場合

(a) 終局強度設計について

短締め形式の場合と同じ思想から、少なくとも接合部の破壊がボルトの破断で決まるように設計することが望ましいといえる。特に長締め形式の場合は、アンカープレート、リブプレート、エンドプレートからなり、それらの寸法諸元など、短締めの場合より検討する要素が多い。

(b) 継手面の不整について

長締め形式は初期ボルト軸力導入によってリブプレートおよび母材内にプレストレスを発生させ、接合部に作用する荷重はこのプレストレスと釣合って伝達される。継手面に凹凸があると、プレストレスの発生が期待される断面積（有効圧縮断面積）が減少して、接合部の剛性が低下し、その結果付加ボルト軸力の増加を招く^{63),64)}。また、施工面では継手面の平坦度が確保されていないと、部材の鉛直度などが保証されなくなるという問題点も生じる。

(c) 接合部（ボルト）の長さおよびボルト配置について

接合部あるいはボルトの長さおよびボルトの配置は、設計上重要な因子である。長締め接合部あるいは長締めボルトの長さについての目安は従来明かでなかった。長締め形式の最大の利点の一つは、てこ作用が生じず付加ボルト軸力が非常に小さく抑えられることである。継手面の接触圧力が初期ボルト軸力および荷重の何れによっても一様に分布すると、てこ作用を完全に消し去ることができる。この効果が期待できる最小の長さが無次元化パラメータで示されれば、てこ作用が生じないという長締め形式本来の利点を発揮しうる接合部を設計することが可能となる。文献 65) はこのアプローチで設計法に言及し、さらに多数ボルトを用いる場合のボルト間隔を、剛性、変形の一様性、継手面の離間量の観点から決定する指標を示している。具体的には $\ell_{RIB}/L > 2$ でリブプレート内の応力分布はほぼ一様と見なすことができ、また、ボルト間隔については $w/\ell_{RIB} \leq 0.75$ とすることが望ましいことが示されている（図 1.14 参照）。

(d) 長締め接合部を構成する各板の溶接形式について

長締め形式接合部は、ナットを固定するアンカープレート、リブプレート、継手面を有するエンドプレート、そして本体（母材）からなる。これらの板相互の溶接部には、場所によっては大きな応力が生じるために十分な検討が必要である。特に疲労を考慮しなければならない箇所に長締め形式を適用する場合には、このような細部構造は非常に重要となる。

(e) 接合部が偏心载荷を受ける場合について

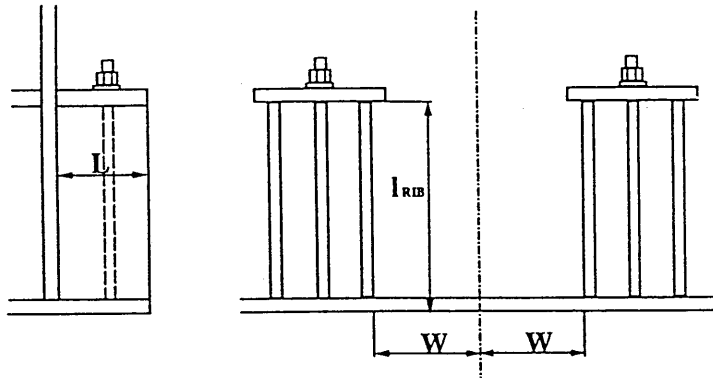


図 1.14 長締め形式の長さとはボルト間隔

例えば、吊橋の主塔ブロック間の接合部に長締め形式を適用する場合、塔壁（母材）の内側のみにボルトを配置することになる。すると、荷重は塔壁を通して長締め接合部に作用するので、接合部単体に着目すると、それはボルトに対して偏心荷重を受けることになる。通常、塔内部には縦リブが配置されかなり剛な構造であるので、それほど偏心の影響は大きくないものと考えられるが、この点は検討すべき課題であろう。

1.4 溶接継手の終局強度について

1.4.1 溶接継手の終局状態

溶接継手の設計では、静的荷重に対しては、溶接部の強度を十分確保して力を伝え、溶接部から破壊が生じないようにすることが基本原則となっている。現行の許容応力度設計法も、その点では終局強度を基準に設計基準が定められている。また、通常溶接金属の強度や伸びを母材のそれより大きくするような、いわゆるオーバーマッチングの溶接継手とすることで、溶接部から破壊しない構造としている。したがって「溶接される鋼種に適合する溶接棒を使用し、かつ溶接技量資格者により十分な施工管理、品質管理が行われる場合」接合される母材の設計強度を設計に用いることができる。

溶接継手に繰り返し荷重が作用する場合には、溶接部に疲労き裂が発生し、それが進展して破損、破壊に至るいわゆる疲労が問題になる。応力集中部をもつ溶接継手が静的荷重下で終局強度に至るまでは、応力再配分を生じるに十分な塑性変形を生じる。そのため応力集中は、終局強度にそれほど影響を与えない。しかしながら高サイクル疲労を生じる荷重によって発生する応力は一般に小さく、このような応力再配分を生じないため、応力集中の影響をまともに受ける。そのため繰り返し荷重作用を受ける溶接継手に関しては、別に疲労限界状態を考える必要がある。

ここでは、溶接継手に対して静的な荷重作用による終局強度設計式を示すとともに、溶接と他の連結法との組合せ強度について示す。

表 1.7 溶接部のせん断強度 τ_u (単位: MPa)

鋼 種	SS400, SM400, SMA400, STK400, STKR400, SSC400, SWH400,SWH400L	SM490, STK490, STKR490, SCW490-CF	SN490Y, SM520, SMA490	SM570, SMA570	適用範囲
せん断強度	136	181	204	261	

1.4.2 溶接継手の照査

応力を伝える溶接部の強度は、溶接される鋼材に適合した溶接棒を使用し、溶接技量有資格者により十分な施工管理、品質管理が行われる場合、基本的には母材と同等な終局強度が期待できる。溶接継手の終局強度 $P_u(N)$ は、すみ肉溶接とグループ溶接にわけて次のように与えられる。

(1) すみ肉溶接継手

力を伝える隅肉溶接の抵抗値は、作用力による応力をすべてせん断応力と見なし、次式で与えられる。

$$P_u = \tau_u \sum a \ell \dots\dots\dots (1.21)$$

ここで、 τ_u : 溶接部のせん断強度(MPa)

a : 溶接の有効のど厚(mm)

ℓ : 溶接の有効長(mm)

τ_u は、溶接部の強度が、母材のそれと同等と考えせん断ひずみエネルギー一定説を用いて、 $\tau_u = \sigma_u/\sqrt{3}$ を用いる。このようにすると、溶接部のせん断強度は、表 1.7 のようになる。

Eurocode 3 では溶接強度に対する部分安全係数 $\gamma_{MS} = 1.25$ と、母材の材質によって変わる相関係数 β_w を考慮して、設計せん断強度を次式で求めている。

$$\tau_u = \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}\gamma_{MS} \cdot \beta_w} \dots\dots\dots (1.22)$$

この結果、たとえば板厚 40 mm 以下の鋼材に対して表 1.8 のようになる。

(2) グループ溶接

グループ溶接では、完全溶込グループ溶接と部分溶込グループ溶接に分けて考える。

応力を受ける完全溶込グループ溶接の場合、溶接部の抵抗値 P_u は、次式で与えられる。

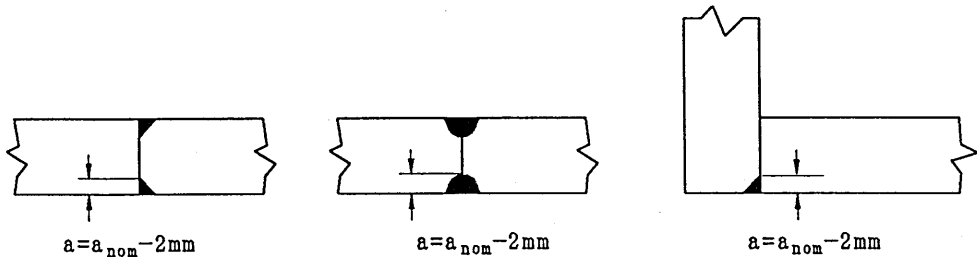
$$P_u = \sigma_u \sum a \ell \dots\dots\dots (1.23)$$

ここに、 σ_u : 溶接部の強度 (MPa) である。

表 1.8 Eurocode 3 に示される溶接部の強度

鋼 種	σ_Y	σ_u	γ_{MS}	β_w	$\gamma_{MS} \cdot \beta_w$	τ_u
Fe E235	235	360	1.25	0.8	1.0	200
Fe E275	274	429	1.25	0.85	1.063	224
Fe E355	355	510	1.25	0.9	1.125	252

注) σ_Y, σ_u および τ_u の単位: MPa

図 1.15 部分とけ込み突合せ溶接³⁹⁾

σ_u は、母材と同等以上の強度と伸びを有する溶接棒を使い適切な溶接施工を行うことで、静的荷重作用下では、母材の強度と同じとすることができる。異種の鋼材をグループ溶接する場合には、低い強度を有する鋼種にそった溶接を行い、低い強度の方の強度を σ_u として用いる。

応力を受ける部分溶込グループ溶接は、すみ肉溶接と見なして設計することが多い。Eurocode 3 では、有効のど厚を図 1.15 に示すように 1つの部分溶込グループ溶接から 2 mm を引いた値として、溶込み量の不完全性に対処している。また、図 1.16 に示すような T 継手では、不溶着部が小さい場合には、完全溶込グループ溶接として取り扱い、不溶着部が大きい場合のみ 2 mm を引いた値を有効のど厚としている。

1.4.3 他の継手との併用

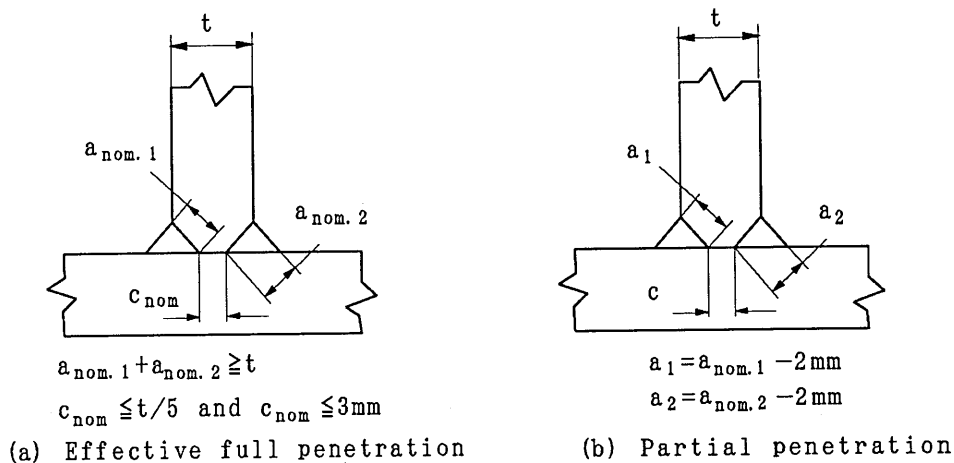
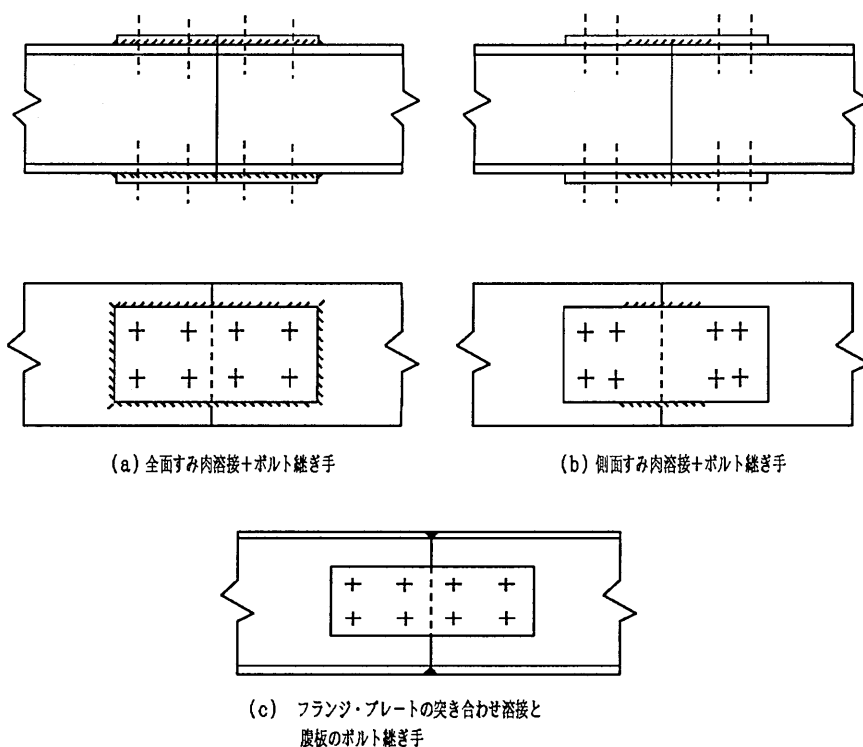
現行の道路橋示方書では、溶接と高力ボルトの併用は次の場合に許されており、力の分担の状態に十分な検討を加えれば、応力の分担を考慮できる。

a) グループ溶接を用いた突合せ溶接と高力ボルト摩擦接合の併用

b) 応力に平行なすみ肉溶接と高力ボルト摩擦接合の併用

このうち、a) は完全溶込グループ溶接を用いた突合せ溶接の挙動が母材のそれと同等であるので、部分溶込グループ溶接の場合に適用される。静的な荷重作用のもとでの終局限界状態においては、高力ボルト継手のすべり量と溶接の伸び変形量との関係で、力の分担が変わってくることも考えられるが、変形量が小さいうちは、両者が力を分担すると考えて差し支えないであろう。

上記 b) については、高力ボルト摩擦接合が終局限界状態ですべると考えると、すべり量とすみ肉溶接のずれ量との関係で、やはり力の分担がかわることが考えられる。また、応力方向に長いすみ肉

図 1.16 T 継手³⁹⁾図 1.17 溶接継手とボルト継手の併用 (Eurocode 3³⁹⁾)

溶接では応力分布が不均一性になり、端部でのひずみ量が大きくなる。このような状態での終局限界状態での力の分担を含めて検討が必要である。

現行の道路橋示方書では、応力に直角なすみ肉溶接と高力ボルトの併用、および溶接と高力ボルト支圧接合の併用は、力の伝達機構と変形挙動が明瞭でないため許容されていない。Eurocode 3 で

は、他の継手との併用に関しては、片方の継手の強度で設計を行うことを原則としている。ただし、終局限界状態ですべてとして設計された高力ボルト摩擦接合の場合だけ、図 1.17 に示すような継手に対して溶接との力の分担を認めている。この場合、高力ボルトは溶接後に所定の軸力で締め付けられる。図 1.17 に示す継手形状のうち、a) の添接形状は、現行の道路橋示方書では認められていない。これは、添接板の前面すみ肉溶接止端に応力集中が生じて疲労強度を低下させるからである。

参考文献

- 1) 日本鋼構造協会接合小委員会編：鋼構造接合資料作成－リベット接合・高力ボルト接合－、技報堂、1977.
- 2) 小西一郎編：鋼橋、基礎編 I、6 章部材接合法、丸善、昭和 52 年 7 月、pp.199-272.
- 3) 西村 昭、盛岡純一、石渡正夫：現場締め高力ボルト導入軸力のばらつきについて、第 30 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-277、昭和 50 年.
- 4) 西村 昭、盛岡純一、宮田 隆：大型鋼部材の摩擦接合、第 31 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-196、昭和 50 年.
- 5) 石渡正夫、松尾弘一、菊川泰三：各種表面処理をした高力摩擦継手の強度について、第 31 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-197、昭和 50 年.
- 6) 石渡正夫、松尾弘一、菊川泰三：摩擦面を表面処理した高力ボルト継手の長期載荷試験、第 32 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-330、昭和 52 年.
- 7) 山田友久、西村 昭、岡本忠夫：摩擦接合の耐荷力に及ぼすボルト孔のバリ処理の影響について、第 32 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-331、昭和 52 年.
- 8) 藤沢政夫、西村 昭、加藤 寛：高力ボルト摩擦大型継手のボルト配置と耐荷力について、第 34 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-144、昭和 54 年.
- 9) 菊川春三、村田勝弘、西村 昭：実構造物の高力ボルト摩擦継手耐力の経年変化、第 34 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-115、昭和 54 年.
- 10) 加藤 寛、西村 昭、皆田 理：高力ボルト摩擦接合大型継手のボルト配置と耐荷力について（続報）、第 35 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-109、昭和 55 年.
- 11) 菊川春三、田中淳之、寺田 弘：防錆処理した高力ボルト摩擦継手挙動の経時変化に関する実験的研究、第 35 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-110、昭和 55 年.
- 12) 村田省三、牛尾正之、西村 昭：塗膜・溶射膜を接合面にもつ高力ボルト継手の耐力とその経年変化、第 35 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-111、昭和 55 年.
- 13) 西村 昭、富永佳明、梶谷義昭：実橋摩擦接合高力ボルト軸力の経年変化、第 35 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-112、昭和 55 年.
- 14) 西前博一、田原文雄、西村 昭：15 年経過した高力ボルトの軸力測定、第 35 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-113、昭和 55 年.
- 15) 西村 昭、内田昭太郎、中谷光夫：プレート・ガーダー腹板摩擦接合添部の力学的特性、第 36 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-100、昭和 56 年.
- 16) 西村 昭、堀川 勲、西前博一：磁気軸力計による高力ボルトの現場で軸力管理、第 36 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-101、昭和 56 年.
- 17) G.L. Kulak, J.W. Fisher and J.H.A. Struik: Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints, Second Edition, Research Council on Structural Connections, 1987.
- 18) ECCS-Technical Committee 10: European Recommendations for bolted connections in structural steelwork, Forth edition, n°38, 1985.

- 19) 日本道路協会：道路橋示方書、II 鋼橋編、丸善、昭和 55 年 2 月。
- 20) 北海道における鋼道路橋の設計および施工指針、1983。
- 21) The American Association of State Highway and Transportation Officials: Standard Specifications for Highway Bridges, 1983.
- 22) DIN 18809: Stählerne Straßen und Wegbrücken – Bemessung, Konstruktion, Herstellung, September 1987.
- 23) 伊藤鉰一：DIN 規格の鋼構造用ボルト接合に関する規定、橋梁と基礎、1989 年 5 月、pp.36–43.
- 24) J.W. Fisher and J.L. Rumpf: Analysis of Bolted Butt Joints, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.91, ST5, Oct. 1965.
- 25) J.W. Fisher: Behavior of Fasteners and Plates with Holes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.91, ST6, Dec. 1965.
- 26) 長島文雄、伊藤文人：すべりを考慮した高力ボルト摩擦接合継手のシュレーションモデル、第 38 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-166、昭和 58 年。
- 27) 沼田明樹：すべり荷重を上回る動的繰返し荷重を受ける高力ボルト摩擦接合部のボルト摩擦接合部のボルト軸力低下特性、日本建築学会論文報告集、第 324 号、昭和 58 年 2 月、pp.63–72.
- 28) 金多 潔、西澤英和、今木繁行：高力ボルト摩擦接合継手を有する架構の地震応答解析、日本建築学会論文報告集、第 330 号、昭和 58 年 8 月、pp.78–84.
- 29) 谷口英武、高梨晃一、田中 尚：電算機－試験機オンラインシステムによる構造物の非線形地震応答解析、その 5 – 高力ボルト摩擦接合部にすべりが生ずる多層骨組の地震応答解析、日本建築学会論文報告集、第 295 号、昭和 55 年 9 月、pp.71–82.
- 30) 谷口英武、高梨晃一、田中 尚、田中淳夫：電算機－試験機オンラインシステムによる構造物の非線形地震応答解析、その 4 – 高力ボルト摩擦接合部にすべりが生ずる骨組の地震応答解析、日本建築学会論文報告集、第 295 号、昭和 55 年 5 月、pp.33–43.
- 31) 金多 潔、西澤英和：高力ボルト摩擦接合部を有する架構の地震応答解析、第 2 報－エネルギー応答に関する考察、日本建築学会論文報告集、昭和 59 年 12 月、pp.91–100.
- 32) 渡辺 昇、佐藤浩一、高橋 渡：接触式高力ボルト支圧接合法に関する研究－プレート・ガーダー接合部の設計耐荷力について、第 40 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-471、昭和 60 年。
- 33) 渡辺 昇、高橋 渡、吉田鉰一、岩瀬徹也、高橋幸紀：接触式高力支圧接合法による実橋の架設について、第 40 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-283、昭和 61 年。
- 34) 三ツ木幸子、永津省吾、山田健太郎：軸力を 50% に低減した場合の高力ボルト継手の静的載荷試験と疲労試験、第 42 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-241、昭和 62 年。
- 35) 鋼構造物設計指針：Part A 一般構造物、土木学会、鋼構造シリーズ 3A、1987 年 11 月。
- 36) 日本建築学会：高力ボルト接合設計施工指針、1983。
- 37) J. Scheer, W. Maier, M. Klahold und K.Vajen: Zur "Lochleibungsbeanspruchung" in Schraubenverbindungen, Der Stahlbau 5/1987, s.129–136.
- 38) 寺尾 幸子：支圧状態にある高力ボルト継手の力学的特性に関する研究、名古屋大学学位請求論文、1990 年 2 月。
- 39) Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1 – General Rules and Rules for Buildings, Edited draft, Issue 3, April 1990.
- 40) 日本鋼構造協会接合小委員会：「鋼構造接合資料集成」、昭和 52 年。
- 41) DIN 18800 Part I: Steel structures, Design and Construction, March 1981.
- 42) BS 5400: Steel, Concrete and Composite bridges, Part 3 Code of practice for design of steel bridges, British Standards Institution, 1982.

- 43) AISC: Manual of Steel Construction, Part 4 Connectors, 1980 8th Hanger Type Connections (Fasteners loaded in tension).
- 44) Eurocode No.3: Common unified Rules for Steel Structures, Industrial processes Building and Civil Engineering, Commission of European Communities, 1984.
- 45) 日本鋼構造協会: 高力ボルト接合の現状と今後の課題、4. 引張接合, JSSC, Vol.2, No.12, 1966 年 12 月.
- 46) 高田: 高力ボルト引張接合について、JSSC, Vol.3, No.24, 1967 年 12 月.
- 47) 吉本、脇山、阿部: 高力ボルト引張接合部の設計における基本的問題、JSSC, Vol.3, No.24, 1967 年 12 月.
- 48) 橋本、藤本: End Plate 形式および長締め形式の引張り接合、JSSC, Vol.3, No.24, 1967 年 12 月.
- 49) 加藤: 高力ボルト引張接合部の設計式 (スプリット T 接合)、JSSC, Vol.5, No.46, 1969 年 10 月.
- 50) 田中、田中: 高力ボルト引張接合部の設計式について (Design Formulas for the Strength of T-stub Connection), JSSC, Vol.11, No.120, 1975 年 12 月.
- 51) 田中: 鋼構造物への高力ボルトの適用、ドイツ鋼構造委員会基準 010 (1974.1), JSSC, Vol.12, No.127, 1976 年 7 月.
- 52) 藤本、橋本、佐藤: アメリカにおける高力ボルト接合の現状、JSSC, Vol.12, No.129, 1976 年 9 月.
- 53) 橋本: 高力ボルト引張り接合の設計式について、JSSC, Vol.13, No.141, 1977 年 9 月.
- 54) 小西、山川: 高張力ボルト引張継手の力学性状について、第 12 回橋梁構造工学研究発表会、1965 年 11 月.
- 55) 仲、加藤、田中、森田: 高張力ボルト引張接合に関する研究、第 12 回橋梁構造工学研究発表会、1965 年 11 月.
- 56) 加藤、田中: 高力ボルト引張接合に関する研究、(その 1) ボルト初張力の影響、日本建築学会論文報告集、第 146 号、昭和 43 年 4 月.
- 57) 加藤、田中: 高力ボルト引張接合に関する実験的研究、(その 2) 単純引張力を受ける接合部の性状、日本建築学会論文報告集、第 147 号、昭和 43 年 5 月.
- 58) 藤本、橋本: 高力ボルト引張り接合に関する研究、第 2 部 Split-Tee 型引張接合の解析 (その 1)、日本建築学会論文報告集、第 190 号、昭和 46 年 12 月.
- 59) 藤本、橋本: 高力ボルト引張り接合に関する研究、第 2 部 Split-Tee 型引張接合の解析 (その 2)、日本建築学会論文報告集、第 191 号、昭和 47 年 1 月.
- 60) 脇山、平井、浜田: 高力ボルトを用いたスプリット・ティー接合部の疲労に関する研究、日本建築学会論文報告集、第 296 号、昭和 55 年 10 月.
- 61) 田島、阿部、大宮、三木、熱田: 引張ボルト接合によるラーメン隅角部に関する実験的研究、土木学会誌、昭和 52 年 4 月.
- 62) 黒田、増田、皆川、西脇: 接触面平坦度を考慮したスプリット・ティー接合部挙動の解析的検討、土木学会論文集、第 416 号 /I-13、1990 年 4 月.
- 63) 西脇、黒田、増田、鈴木: 高力ボルト引張接合・長締め形式におけるばねモデルによるボルト付加軸力、土木学会論文集、第 416 号 /I-13、1990 年 4 月.
- 64) 西脇、黒田、増田、鈴木: 継手面状態に依存する高力ボルト引張接合・長締め形式の荷重伝達機構、土木学会論文集、第 428 号 /I-15、1991 年 4 月.
- 65) 西脇、黒田、増田: 高力ボルト引張接合・長締め形式の接合部長とボルト配置について、土木学会論文集、No.464、1992 年 7 月.
- 66) 堀江、西脇、増田、皆川、鈴木: 高力ボルト引張り接合・長締め形式に関する研究、第 39 回土木学会年次学術講演会概要集、I-155、昭和 59 年.
- 67) 堀江、西脇、増田、皆川、鈴木: 高力ボルト引張り接合・長締め形式に関する研究 (その 2)、第 40 回土木学会年次学術講演会概要集、I-465、昭和 60 年.

- 68) 西脇、増田、皆川、鈴木：高力ボルト引張り接合・長締め形式に関する研究 (その 3)、第 41 回土木学会年次学術講演会概要集、I-282、昭和 61 年。
- 69) 西脇、増田、皆川：高力ボルト引張り接合・長締め形式に関する研究 (その 4)、第 42 回土木学会年次学術講演会概要集、I-240、昭和 62 年。
- 70) 黒田、西脇、増田、皆川、鈴木：長締めボルト引張り接合部の応力挙動、第 43 回土木学会年次学術講演会概要集、I-253、昭和 63 年。
- 71) 山中、利守遠藤、渡部：長締め高力ボルト引張り接合による梁継手に関する研究、第 43 回土木学会年次学術講演会概要集、I-254、昭和 63 年。
- 72) 西脇、増田、皆川、鈴木：高力ボルト引張り接合・長締め形式に関する研究、第 17 回日本道路会議論文集、1987 年。
- 73) 西脇、増田、皆川、黒田、鈴木：長締めボルト引張接合のボルト軸力、構造工学論文集、Vol.35A, 1989 年 3 月。
- 74) Y.L. Yee, R.E. Melchers: Moment-Rotation Curves for Bolted Connection, Journal of Structural Div., Proc. of ASCE, ST10, Vol.112, No.3, March 1986.
- 75) R.T. Dooty and W. McGuire: High Strength Bolted Moment Connection, Journal of Structural Div., Proc. of ASCE, No.ST2, Vol.191, April 1965.
- 76) J.A. Packer, L.J. Morris: A Limit state design method for the tension region of bolted beam-column connection, The structural Engineer, No.10, Vol.55, Oct. 1977.
- 77) Lacher, G.: Dauerschwingversuche an axialbeanspruchten schrauben 10.9-i. Tverbindungen, Stahlbau 9, 1987.
- 78) Bouwman, L.P.: Fatigue of bolted connections and bolts loaded in tension, Delft Univ. of Tech. Stevin Laboratory, Report 6-79-9, 1979.7.
- 79) J. Stark, F. Bijwaard and G. Sedlacek: Bolted and Welded Connections in Steel Structures, May 1987.
- 80) NISIWAKI, MASUDA, MINAGAWA, KURODA and SUZUKI: Stress Behaviours of Tension-Type Connections by Long Bolt, International Colloquium, May 1989.
- 81) 鋼橋技術研究会示方書研究部会：「引張ボルトの実用計算式について」、第 11 回国内設計基準研究分科会成果報告書、昭和 62 年。
- 82) 鋼橋技術研究会示方書研究部会海外設計基準研究分科会：昭和 63 年度分科会成果報告書、「4-2. 高力ボルト引張接合に関する各国の基準・設計式の調査」、昭和 63 年。
- 83) 鋼橋技術研究会示方書研究部会国内設計基準研究分科会：第 26 回研究分科会資料、平成元年 3 月。
- 84) 日本鋼構造協会：Phase I 中間報告書「引張接合に関する各種基準比較表」、1990 年 2 月、および、「引張接合使用例の調査表」、橋梁用高力ボルト引張接合標準作成小委員会、1990 年 2 月。
- 85) アダミヤ橋プロジェクトチーム：アダミヤ橋 (イラク共和国) の設計・製作と施工 (上)、橋梁と基礎、Vol.18, No.3, 1984 年 3 月。
- 86) アダミヤ橋プロジェクトチーム：アダミヤ橋 (イラク共和国) の設計・製作と施工 (下)、橋梁と基礎、Vol.18, No.4, 1984 年 4 月。
- 87) 山崎、逸見、原：第 2 ポスプラス橋の設計と施工、橋梁と基礎、Vol.23, No.10, 1989 年 10 月。
- 88) 浜田、梶：メタルタッチ継手を用いた斜張橋・塔現場継手の設計と製作、横河橋梁技報、No.16, 1987 年 1 月。

2 格点構造

2.1 トラスとアーチの格点構造

2.1.1 トラスの格点

(1) まえがき

トラス格点部では、複数のトラス部材が連結される。したがって、格点部では部材間の力の伝達が円滑に行なえるよう注意する必要がある。格点部ガセットの板厚決定についてこれまでに規定されている設計法を紹介するとともに、構造詳細決定上の項目を紹介する。

(2) 格点部の設計

トラスの格点部は、我国では道路橋示方書¹⁾ (以後、道示と呼ぶ) の経験式を用いて設計が行われている。その後、本四公団により格点部の集中的な研究が行われ、詳細な規定が示された²⁾。表 2.1 に、トラス格点部の関連規定を整理したものを示す。板厚決定、フィレット半径、局部座屈を中心に整理した。

AASHTO³⁾ では、局部座屈の照査式が与えられる。B.S.⁴⁾ では、応力照査と局部座屈の照査が行われる。我国の道示¹⁾、国鉄建造物設計標準⁵⁾ (以後、国鉄設標と呼ぶ) では板厚照査と最小板厚およびフィレット半径が規定されている。文献 5) は道示より若干厳しい規定になるが、同じスタイルでともに局部座屈の照査がみられない。また、鋼構造物設計指針⁶⁾ は道示に準じており、鋼道路橋設計便覧⁷⁾ は道示をうける形で、局部座屈の照査式と構造詳細が示されている。

道示また国鉄設標のように経験式に基づく板厚決定では、トラスの終局状態での格点部の挙動とか、その役割が不明であるが、本四公団で行われた一連の研究により、その挙動が明らかにされてきた^{8),9)}。文献 10) では、黒之瀬戸大橋を対象に本四基準と道示の用いたガセット厚の比較結果が示されている。そこでは、道示の結果が本四基準に比して幾分安全側 (但し、交番部の一部について若干板厚不足の結果が得られている) になったことが説明されている。一般道路橋での一例ではあるが、道示の経験式が多少安全側にあるといえる。

次に、一体構造の格点部を対象に本四基準について説明を行うこととする。まず、腹板力を伝達するのに必要な板厚が規定される。軸力とともに 2 次曲げモーメント (応力比 30%) が考慮される。また、ガセット内の最大合成応力 (弦材とガセットプレートの境界近傍) の照査式が与えられ、応力最大の位置が両者で異なることから、同時に満足する必要がある。いずれも降伏応力に対して 1.7 程度の安全率を有するよう規定されている。後者の場合、若干の割増しがあるが、局部的な塑性域の広がりが耐荷力にあまり影響を及ぼさない点を考慮したものである。

フィレット部の応力集中については、フィレット半径 (r_f) を弦材高さ (h) の 1/5 以上とすることで対処している (くり返し荷重等の動的応答を考慮しない場合)。フィレット部にはかなりの応力集中が生じていると予想されるものの、格点部の破壊を考える上で、その影響が小さいという立場をとっている。そこで、応力集中率が r_f/h で 1/5~1/10 の範囲から漸増することを考慮して決定される。

最後に、局部座屈に対する規定が示される。ガセットプレートの自由縁が長くなると、局部座屈の恐れがあり補強規定が設けられる。また、弦材の近傍については、実験から、ガセットプレートが

表 2.1 トラス格点部の規定比較

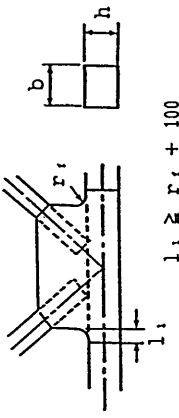
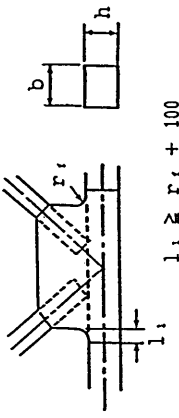
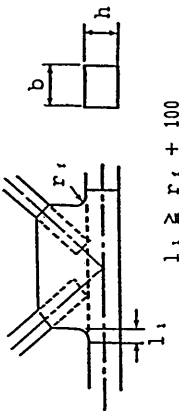
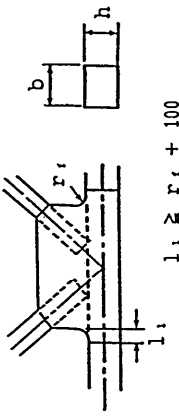
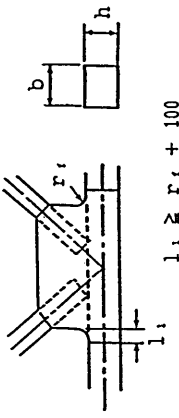
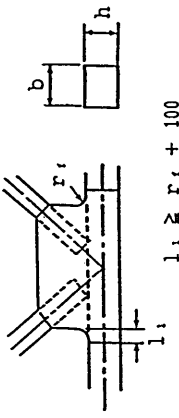
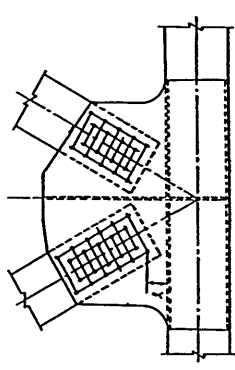
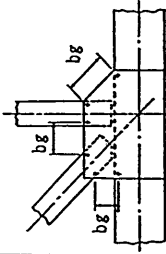
規 準	板 厚 (t)	ファイルット半径 (r_f)	局 部 座 屈	構 造 詳 細 及 び 式 の 記 号
道路橋示方書	$t = 20 \frac{P}{b}$ $t \geq 9 \text{ mm}$ P: 端または腹材に作用する最大部材力 (t)	$r_f \geq h/5$		ボルトはリベット、部材との配置は部材軸に垂直な面全体にわたって均等に配列されるようにする。 
国鉄建造物設計標準	$t = 22 \frac{P}{b}$ $t \geq 11 \text{ mm}$ P: 最大作用力 (t)	$r_f \geq h/5$		
鋼構造設計指針	道路橋示方書と同じ	$r_f \geq h/5$	$l \geq 80t \rightarrow l/r = 80$ 程度の補強が必要 (びわがノットの有効幅=12t) $l'/t \geq \sqrt{\pi^2 E / 12 \sigma_y}$ 適当な補強が必要 	
本州四国連絡橋 公団・トラス格 点構造設計指針	1) 一体構造形式 $t \geq \frac{P_1 \times 10^3}{b \cdot \sigma} \left(\frac{1}{2} + \frac{I_1}{A_1} \frac{1}{b^2 + d^2} \right) \dots \textcircled{1}$ $t \geq 11 \text{ mm}$ I₁: 腹材の断面二次モーメント (cm⁴) σ: 許容引張応力 (kg/cm²) 他は構造詳細参照 (図-1, a) 2) 添板ガセット形式 式①及び式②を満足する必要がある。 $t \geq \frac{3 \times 10^3 \cdot \Sigma P_1 \times \cos \theta_1}{4} \frac{B \cdot T}{B \cdot T}$ $= \frac{3 \times 10^3 \cdot P_s - P_L }{4} \frac{B \cdot T}{B \cdot T}$ $t \geq 11 \text{ mm}$ T: ガセット材の許容せん断応力度 (kg/cm²) 他は構造詳細参照 (図-2)	次式より応力を照査する。 $\sqrt{3(k \cdot \tau)^2 + \sigma_0^2} \leq 1.2 \sigma_y$ $\tau = \frac{\Sigma P_1 \cos \theta_1 \times 10^3}{ P_s - P_L \times 10^3}$ $= \frac{2 \cdot B \cdot t}{2 \cdot B \cdot t}$ $\sigma_0 = \frac{P_s \times 10^3}{A_c + A_s} \quad (P_s > P_L \text{ とはし})$ A_c: 添板材終断面面積 A_s: ガセット材終断面面積 k: 図1に示す断面形状の角 α: 図1に示す断面形状の角 表に示す値とする。		

表 2.1 トラス格点部の規定比較 (つづき)

規 準	板 厚 (t)	ワイレット半径 (r _r)	局 部 座 屈	構 造 詳 細 及 び 式 の 記 号												
鋼道路橋 設計便覧			λ は表中の値以下とする <table><tr><td>ガセットの座屈</td><td>SS41 SHA41</td><td>SH60</td></tr><tr><td></td><td>≤ 27t</td><td>≤ 24t</td></tr></table> <table><tr><td>ガセットの座屈</td><td>SH50V SHA50</td><td>SH68 SHA58</td></tr><tr><td></td><td>≤ 22t</td><td>≤ 20t</td></tr></table>	ガセットの座屈	SS41 SHA41	SH60		≤ 27t	≤ 24t	ガセットの座屈	SH50V SHA50	SH68 SHA58		≤ 22t	≤ 20t	
ガセットの座屈	SS41 SHA41	SH60														
	≤ 27t	≤ 24t														
ガセットの座屈	SH50V SHA50	SH68 SHA58														
	≤ 22t	≤ 20t														
AASHTO			$\lambda/t \leq 11,000/\sqrt{F_y}$ 36,000 psi Y.P. Min. 58 50,000 psi Y.P. Min. 49 60,000 psi Y.P. Min. 37 100,000 psi Y.P. Min. 35 λ: unsupported edge													
BS. PART 3	最大等価応力 (σ _e) $\sigma_e < \sigma_{cr} / \gamma_{m1}$ σ _{cr} : 降伏応力度 γ _{m1} : γ _m 係数の特性値に関する γ _{m2} : 応力分散係数 (γ _{m2} =1.05) γ _{m3} : 脆性破壊に対する安全係数 γ _{m4} : 脆性破壊に対する安全係数 γ _{m5} : 脆性破壊に対する安全係数		$\frac{bg}{t} \leq 50 \sqrt{\frac{355}{\sigma_e}}$ t: ガセット厚さ 													

全面降伏する以前に局部座屈をおこし全体が崩壊することが明らかにされている。したがって、全断面降伏まで安定を前提とした設計を保証するために局部座屈の規定が設けられている。

なお、トラス格点部には、以上の規定で考慮されていない応力(例えば、床組からのねじれモーメント、せん断力による応力)が生じる。したがって、これらの応力に対する検討も必要と考えられる。東神戸大橋(対傾構が設置できないダブルデッキトラス)では、この点を考慮した設計基準¹¹⁾が示される。

(3) 構造詳細

格点部の構造詳細の手引き¹²⁾を本節の最後に添付する。

(4) まとめと今後の課題

格点部について、板厚、フィレット半径の決定法、局部座屈の照査法、また構造詳細に関する注意事項について、各規準の紹介を行なった。我国では本四規準 2.2) によりかなり詳細な規定が示されている。今後の課題としては、格点部そのものの強度、剛性を適切に反映した部材強度の検討が課題と考えられる。

2.1.2 アーチの格点

(1) まえがき

トラスの格点同様、アーチの格点部は桁自重、交通荷重による吊材または支柱からの力をアーチ弦材に円滑に伝達する必要がある。また、アーチ起拱部で、弦材力を桁に円滑に伝達する必要がある。格点部の設計にあたり、構造詳細について注意すべき項目とともに照査法の説明を行なう。

(2) 格点部の設計

アーチ格点部の細部設計にあたり、応力集中や 2 次応力が生じないように配慮するとともに、構造解析上は、とくに端部で吊材、支柱が短くなると剛結の効果を反映する必要がある¹⁾。アーチ格点部の板厚決定法を明文化したものは見あたらないが、トラス格点部の板厚決定に準じた設計が行われているものと考えられる。

(3) 構造詳細

アーチ格点部の構造詳細の手引¹²⁾を本節の最後に添付する。支点部の構造が含まれるとともに、吊材、支柱の風琴振動に対する構造上の注意事項(発振風速と減衰能の向上対策)が示される。後者の問題は使用性に関係すると考えられる。照査にあたっては、発振風速を予測し疲労に対する検討が行われるが、現地の風速(ワイブル分布)、風向特性を知ることが困難を伴うし、疲労許容応力度の設定に今後の課題を残している。そのため、構造上の対策を行うことになる。また、道示¹⁾では、吊材、支柱、トラス部材に細長比の大きい鋼管が使用される場合の風に対する照査事項が与えられている。

(4) まとめと今後の課題

アーチ起拱部は複雑な応力状態が予想され、当然、通常設計で用いる構造解析モデルでは再現できない。そのため、主に FEM による応力解析から応力状態を把握し、構造上の対策がとられる。ここでは、板の局部座屈に対する検討が含まれる。また、その照査法は設計者の判断に委ねられることになり、既往の研究成果が利用される。

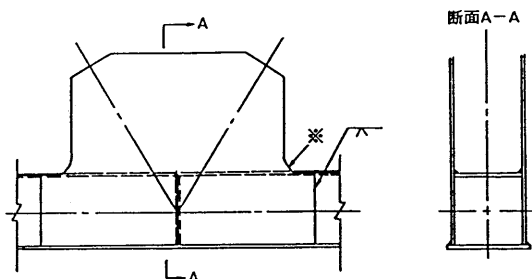
例えば、補剛材で囲まれる板パネルまた補剛板に対し、道示の規準の適用が考えられる。その際、照査用の板形状、応力状態は安全側に設定することになる。しかしながら、アーチ起拱部の構造は多様であり、統一的照査法の確立には困難が伴う。さらに、以上の検討を中小橋梁を含めて、すべてのケースに対して行うには無理が予想され、構造形式(板厚決定法、板の補剛方法)の提案が望まれる。一般に、起拱部の板厚は、アーチ弦材の腹板板厚より大き目に設計されている。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 1990.
- 2) 本州四国連絡橋公団：トラス格点構造設計指針(案), 1976.
- 3) AASHTO: DIVISION I DESIGN, SECTION 10 - STRUCTURAL STEEL, PART B - DESIGN DETAILS, 1983.
- 4) BSI: BS 5400, PART 3, 1982.
- 5) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説, 鋼鉄道橋, 1983.
- 6) 土木学会：鋼構造物設計指針, PART A, 一般構造物, 1987.
- 7) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧, 1980.
- 8) K. Yamamoto, N. Akiyama, T. Okumura: Elastic Buckling of Gusseted Truss Joints, Journal of ASCE, Vol.111, ST.No.12, 1985.
- 9) K. Yamamoto, N. Akiyama, T. Okumura: Buckling Strengths of Gusseted Truss Joints, Journal of ASCE, Vol.114, ST.No.3, 1988.
- 10) 小松定夫編：鋼構造の補剛設計, 1982.
- 11) 阪神公団：東神戸大橋上部工設計基準.
- 12) (社)日本橋梁建設協会：鋼構造詳細の手引き, 1983.

トラスの格点構造、支点構造¹²⁾

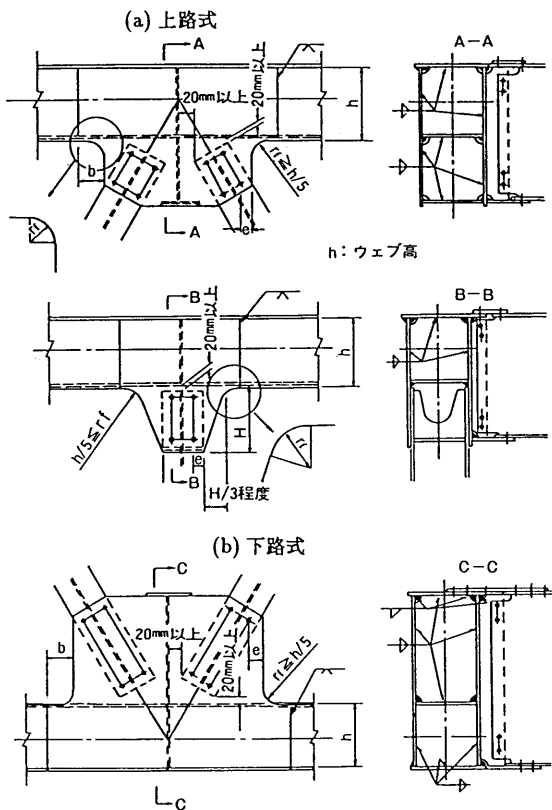
a) 格点構造形式



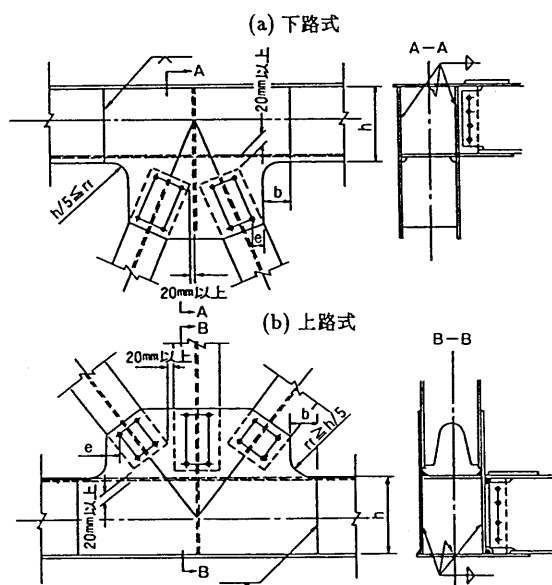
格点の構造形式としては、上図に示すように、ガセットプレートと弦材の腹板とを一体化した構造を標準とする。フィレット部※に応力集中が生じるため丸味をつけて応力の伝達を円滑にする必要がある。

b) ガセットプレート形状

1) 載荷弦のガセットプレート形状の決め方

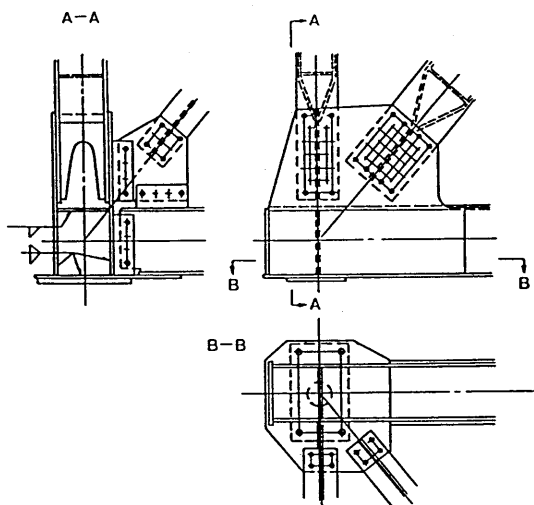


2) 無載荷弦のガセットプレート形状の決め方

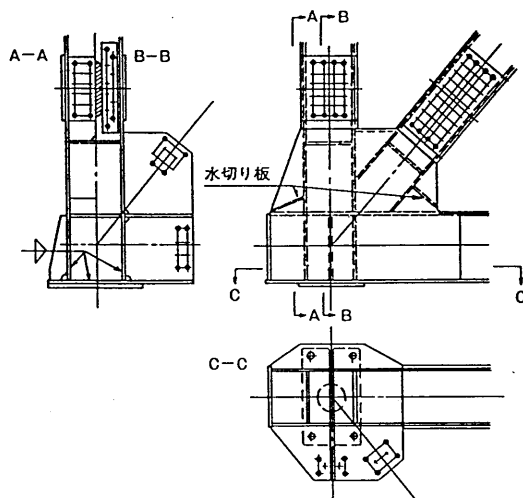
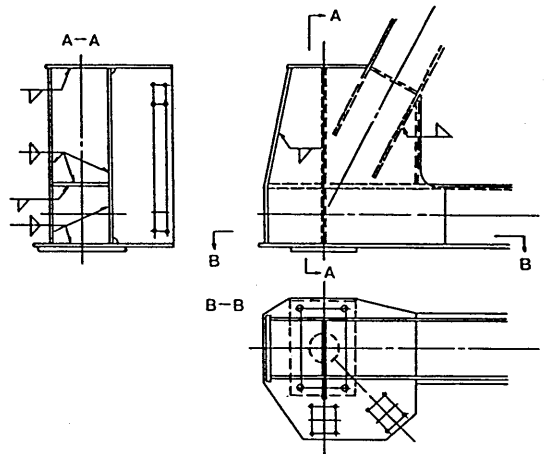


c) 端支点構造

1) 上路式端支点

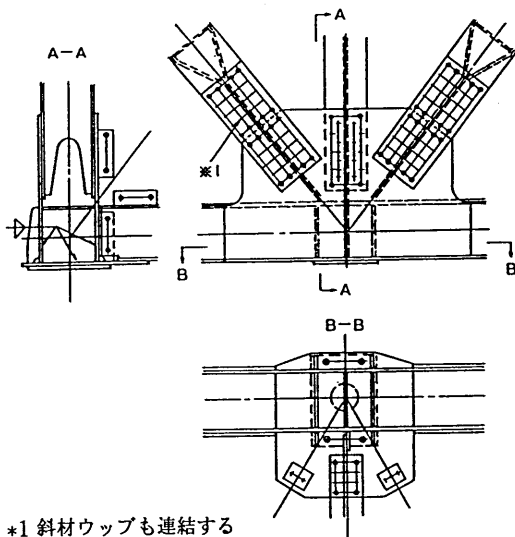


2) 下路式端支点

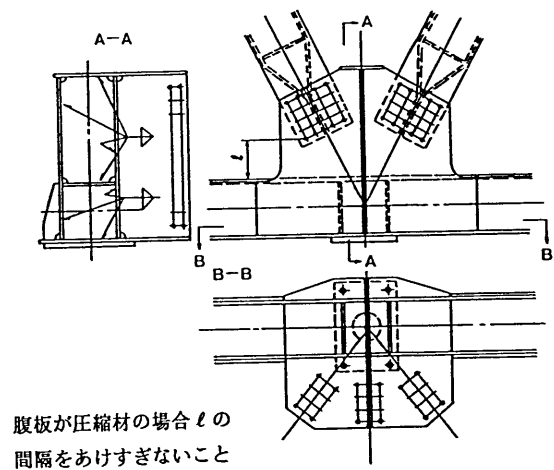


d) 中間支点構造

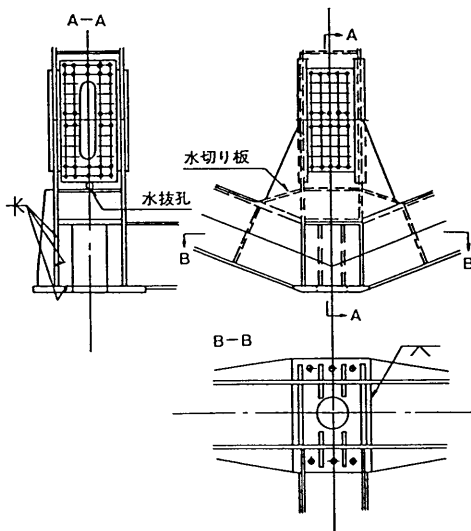
1) 上路式中間支点



2) 下路式中間支点



3) 主構高の変化する中間支点



3 ラーメン隅角部とアンカー部

3.1 ラーメン隅角部

3.1.1 まえがき

鋼製ラーメン橋脚の隅角部では、軸方向力、曲げモーメント、および、せん断力が梁・柱部材間で方向を変えながら伝達してゆく。そのため、隅角部近傍の梁・柱部材のフランジ・プレートには著しいせん断遅れ現象が発生するとともに、フランジ・プレートやダイヤフラムに囲まれた隅角部の腹板には、卓越したせん断応力が発生することがよく知られている¹⁾。

これまで、前者については奥村・石沢らの研究^{2),3)}、また後者については Beedle の研究⁴⁾ にもとづいて、ラーメン隅角部の設計法が提示されてきた。そして、わが国の各公団の設計基準⁵⁾⁻⁷⁾ には、このような設計法が取り入れられている。ところが、諸外国をはじめ、わが国の道路橋示方書⁸⁾ では、それらが全く触れられていない。

簡単のため、いま図 3.1 に例示する梁部材と柱部材とが逆 L 字形に直交する薄肉鋼製ラーメン構造物について考えると、梁・柱部材の軸方向力が隅角部で急変して柱・梁部材にせん断力として伝達されるために、隅角部の腹板には、著しいせん断応力度が発生する。また、その近傍の梁部材、ならびに柱部材のフランジ・プレートには、図 3.2 に示すせん断遅れの現象が起こり、図中に示すように、初等梁理論によって得られる垂直応力度 σ_e のほか、せん断遅れによる垂直応力度 σ_s も加わり、初等梁理論とかなり相違した垂直応力分布を呈する。したがって、ラーメン隅角部近傍の梁・柱部材は、この種のせん断遅れを考慮して設計することが不可欠となる。

一方、このような垂直応力度のほか、ラーメン隅角部近傍の梁・柱部材には上述のように、せん断応力度も卓越して作用しているので、それらのウェブ・プレートは、垂直応力度とせん断応力度とが同時に組み合わさった作用状態にあり、そのときの隅角部近傍の梁・柱部材断面がどのような終局強度を保有しているかを知る必要もある。

さらに、ラーメン隅角部近傍の梁・柱部材の圧縮フランジ・プレートに発生するせん断遅れのため、図 3.3 に示すように、フランジとウェブ・プレートとの結合部の補剛板端パネルにおける局部座屈、あるいはフランジ・プレート全域にわたる全体座屈についての安定性も調べておく必要がある。

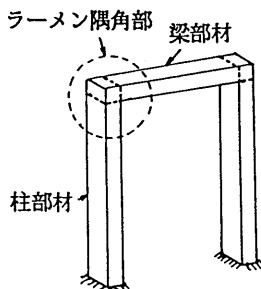


図 3.1 ラーメン隅角部

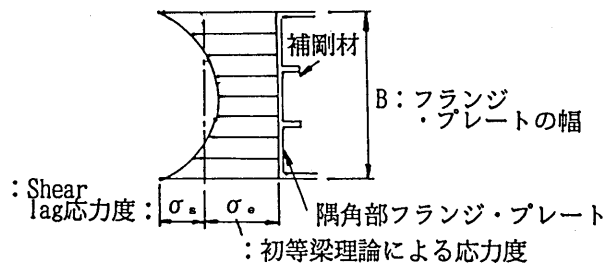


図 3.2 隅角部フランジプレート内のせん断遅れによる垂直応力度分布

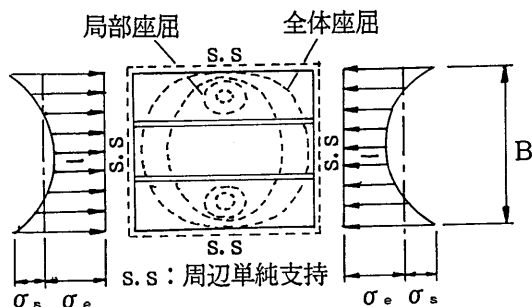


図 3.3 隅角部圧縮フランジ・プレートの局部座屈、および全体座屈

ここでは、以上のような諸問題について検討するため、次の項目について考察する。

- ① ラーメン隅角部近傍の梁・柱部材に起こるせん断遅れによる応力解析と設計法
- ② 曲げとせん断とを同時に受けるラーメン隅角部近傍の梁・柱部材の終局強度、および終局限界状態
- ③ せん断遅れ現象が隅角部近傍の梁・柱部材の圧縮フランジプレートの局部、および全体座屈に与える影響

3.1.2 ラーメン隅角部のせん断遅れ

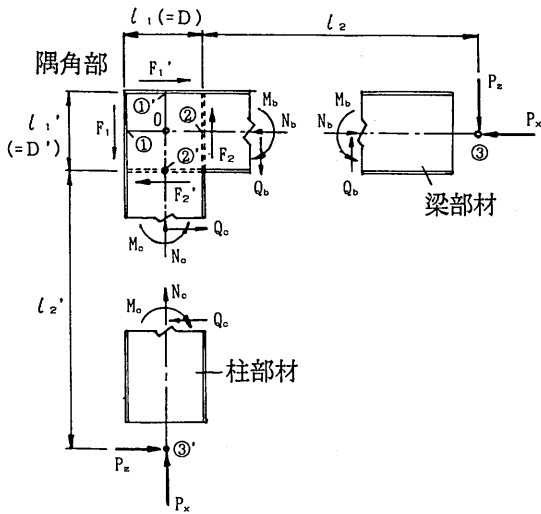
(1) 隅角部のモデル化と作用断面力

梁部材と柱部材とが逆 L 字形に直交する鋼製ラーメンの隅角部とその近傍の構造詳細を、図 3.4 (a) に示す。取り出した範囲、各部材の寸法、各格点番号、および作用力 P_x, P_z, P'_x, P'_z ならびに作用曲げモーメント M_3, M'_3 については、図示のとおりとする。

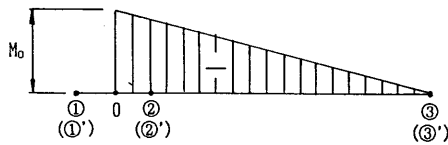
また、ラーメン隅角部、および梁・柱部材は、長方形の箱形断面より構成されているものとする。それらの断面の断面諸定数を計算する際、縦補剛材は、通常、梁部材と柱部材との結合部において不連続に製作されていることが多い。そのため、以下では、安全側の考え方をし、縦補剛材を無視して断面諸定数を算出する¹⁾。図 3.4(b)~(c) には、初等梁理論によって求められる梁部材に作用する曲げモーメント、および、せん断力の分布図を例示する。ただし、隅角部内での分布状況は、まだ不明である。

(2) せん断遅れを解析するための梁モデル⁴⁾

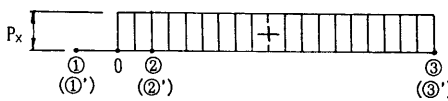
隅角部近傍の梁・柱部材のせん断遅れを解析するために、隅角部を含む柱部材、および柱部材は、以下のような過程にしたがって解析する。まず、梁理論を用いて求められた図 3.4(b) に示す梁 (柱) 部材と柱 (梁) 部材との結合点 ② (②') における曲げモーメント M_b (M_c) が、フランジ・プレートのみによって受け持たれるものとする。すると、この曲げモーメント M_b (M_c) は、図 3.5(a) に示すように、それぞれ点 ① (①')、および点 ② (②') におけるフランジ力 F_1 (F'_1) および F_2 (F'_2) に分



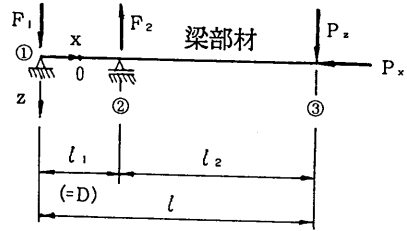
(a) 鋼製ラメンの隅角部の構造詳細



(b) 曲げモーメント図



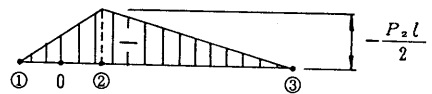
(c) セン断力図



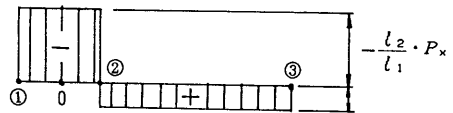
(a) セン断遅れを解析するための梁モデル



(b) 軸方向力図



(c) 曲げモーメント図



(d) セン断力図

図 3.4 鋼製ラメンの隅角部の構造詳細と 図 3.5 セン断遅れを解析するための梁モデル
初等梁理論による断面力

けることができる。そして、それらの値は、

$$\left. \begin{aligned} F_1 &= \frac{M_c}{D} - \frac{N_c}{2}, & F_2 &= \frac{M_c}{D} + \frac{N_c}{2} \\ F'_1 &= \frac{M_b}{D'} - \frac{N_b}{2}, & F'_2 &= \frac{M_b}{D'} + \frac{N_b}{2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.1)$$

で求められる。ここに、

- M_b, M_c : それぞれ梁部材、および柱部材の結合点に作用する曲げモーメント (図 3.4(a) 参照)
- N_b, N_c : それぞれ梁部材、および柱部材の結合点に作用する軸方向力 (図 3.4(a) 参照)
- $D, (D')$: 梁 (柱) のウェブ・プレートの高さ (図 3.4(a) 参照)

したがって、隅角部を含めた点 ①, ② および ③ を結ぶ梁部材は、図 3.5(a) に示すように、片持部 ②~③ を有する単純梁に置き換えることができる (柱部材についても、点 ①', ②' および ③' を結ぶ梁部材を考えれば、同様に扱えるので、ここでは省略する)。そして、この梁における断面

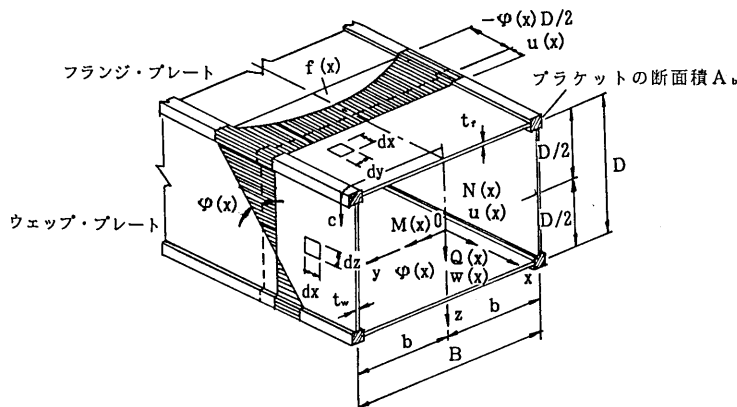


図 3.6 隅角部のせん断遅れを解析するための変位と断面との定義

力は、図 3.5(b)~(d) のように描ける。この置換梁と隅角部との結合点 ② においては、せん断力が図 3.5(d) に示すようにステップし、図 3.4(c) の分布と全く相違したものとなる。また、図 3.4(a) に示したラーメン隅角部の境界条件を考えると、点 ① の軸方向力、および曲げモーメントは 0 で、点 ① から点 ② までは、図 3.5(b)~(c) に示すように、それらが直線的に変化すると考えられる。

(3) せん断遅れを考えた断面力の解^{9)~12)}

せん断遅れを解析する際、隅角部近傍の梁(柱)部材は、図 3.6 に示すようにモデル化された 2 重対称の長方形の箱形断面として取り扱う。ここに、図中の記号は、以下に示すとおりである。

(a) 基本寸法

- B : フランジ・プレートの全幅 (腹板の間隔)
- b : 腹板間隔の半幅 ($= B/2$)
- D : ウェブ・プレートの高さ
- t_f : フランジ・プレートの板厚
- t_w : ウェブ・プレートの板厚

(b) 変位

- $u(x)$: 軸方向の変位
- $\varphi(x)$: y 軸まわりのたわみ角 $\left(\varphi(x) = -\frac{dw(x)}{dx} \right)$
- $w(x)$: z 軸方向のたわみ
- $f(x)$: フランジ・プレートのせん断遅れに伴う変位

(c) 断面力

- $N(x)$: 軸方向力
- $M(x)$: 曲げモーメント
- $Q(x)$: せん断力

(d) 物理定数

- E : ヤング係数
 G : せん断弾性係数
 μ : ポアソン比

上述の解析モデルにおいてフランジ・プレート内の軸方向変位を二次放物線と仮定して解析すると、つぎの基礎式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} EA_s \frac{du(x)}{dx} &= N(x) \\ EI_{ys} \frac{d\varphi(x)}{dx} - \frac{2}{3} EA_{fs} D \frac{df(x)}{dx} &= M(x) \\ -\frac{1}{2} A_{fs} D \frac{d^2\varphi(x)}{dx^2} + \frac{4}{5} A_{fs} \frac{d^2 f(x)}{dx^2} - 8 \frac{G t_f}{EB} f(x) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに、図 3.6 でブラケットの断面積 $A_b = 0$ のとき、断面諸定数は、以下のように与えられる。

$$A_s = 2(b\bar{t}_f + D\bar{t}_w) = 2(A_{fs} + A_{ws}) \dots\dots\dots (3.3)$$

: ポアソン比を含む断面積

$$I_{ys} = B\bar{t}_f D^2/2 + D^3\bar{t}_f/6 \dots\dots\dots (3.4)$$

: ポアソン比を含む断面二次モーメント

$$\bar{t}_f = t_f/(1 - \mu^2), \quad \bar{t}_w = t_w/(1 - \mu^2) \dots\dots\dots (3.5)$$

そして、これらを解くと、任意点 x における垂直応力度 σ は、図 3.7 に示すように分布する。そして、それらの値は、次のように与えられる¹⁰⁾。

(i) フランジ・プレート ($z = \mp d/2 \mp t_f/2$): (複号同順)

$$\sigma = \frac{1}{1 - \mu^2} \left[\pm \frac{M(x) + m_s(x)}{W_{ys}} \pm \frac{1}{4} \left\{ 1 - \left(\frac{y}{b} \right)^2 \right\} \frac{m_s(x)}{W_{ys}} + \frac{N(x)}{A_s} \right] \dots\dots\dots (3.6)$$

(ii) ウェブ・プレート ($z = -(d/2 + t_f/2) \sim +(d/2 + t_f/2)$):

$$\sigma = \frac{1}{1 - \mu^2} \left\{ \frac{M(x) + m_s(x)}{I_{ys}} z + \frac{N(x)}{A_s} \right\} \dots\dots\dots (3.7)$$

ここに、 $M(x), N(x)$ および $m_s(x)$ ($= EI_{ys}(8\gamma/D)(df(x)/dx)$) は、それぞれ曲げモーメント、軸方向力、およびせん断遅れに伴う付加曲げモーメントで、以下の諸式で与えられる。

(iii) $0 \leq x < \ell_1$ のとき:

$$\left. \begin{aligned} M(x) &= -P_z \left(\frac{\ell_2}{\ell_1} \right) x \\ N(x) &= -P_x \left(\frac{x}{\ell_1} \right) \\ m_s(x) &= -P_z \frac{\beta\gamma}{\alpha} \left(\frac{\ell}{\ell_1} \right) \sinh \alpha \ell_2 \frac{\sinh \alpha x}{\sinh \alpha \ell} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.8)$$

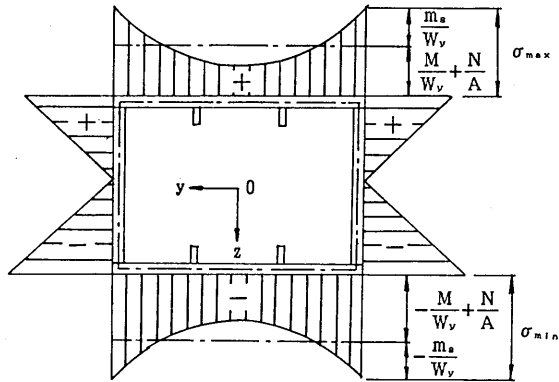


図 3.7 ラーメン隅角部のせん断遅れによる垂直応力度分布

(iv) $\ell_1 \leq x < \ell$ のとき :

$$\left. \begin{aligned} M(x) &= -P_z(\ell - x) \\ N(x) &= -P_x \\ m_s(x) &= -P_z \frac{\beta\gamma}{\alpha} \left(\frac{\ell}{\ell_1} \right) \sinh \alpha \ell_2 \frac{\sinh \alpha(\ell - x)}{\sinh \alpha \ell} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.9)$$

そして、

$$W_{ys} = \frac{I_{ys}}{d/2 + t_f/2} \dots\dots\dots (3.10)$$

: ポアソン比 μ を含む断面係数

また、 α, β および γ は、箱形断面のせん断遅れに関するパラメーターであり、以下の諸式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{1}{2b} \sqrt{\frac{\beta t_f}{(1+\mu) \bar{t}_f}} = \frac{10(1-\mu)}{B} \sqrt{\frac{3+s}{1+2s}} \\ \beta &= \frac{5}{1 - \frac{5}{12} \frac{A_{fs} D^2}{I_{ys}}} = \frac{10(3+s)}{1+2s} \\ \gamma &= \frac{1}{12} \frac{A_{fs} D^2}{I_{ys}} = \frac{1}{2(3+s)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.11)$$

$$\text{ここに、} \quad s = \frac{A_{ws}}{A_{fs}} = \frac{D t_w}{B t_f} \dots\dots\dots (3.12)$$

: 腹板とフランジ・プレートとの断面積比

これらの解析式の妥当性は、ラーメン隅角部の模型実験によって検討されている。そして、解析結果と実験結果とが、よく一致することが確かめられている^{10), 11)}。また、隅角部のせん断遅れは、隅角部と柱部材、および梁部材との結合部から、それぞれ $D/2$ 、あるいは $B/2$ だけ離れた断面で、

ほとんど消失することが明らかにされている^{10),11)}。これらのことより、現行の各公団の設計基準⁵⁾⁻⁷⁾では、せん断遅れに対する断面の補強範囲を、 $D/2$ あるいは $B/2$ のうち大きい方にとっている。

(4) 近似解析法

せん断遅れによるフランジ・プレートとウェブ・プレートとの結合点の最大垂直応力度の精度よい近似解を求める。そのため、いません断遅れによる付加曲げモーメント m_s について調べる。この付加曲げモーメント m_s は、式 (3.9)c において、 $x = \ell_1$ と置くと、次式のように表される。

$$m_s = -\frac{P_z \beta \gamma}{\alpha} \left(\frac{\ell}{\ell_1} \right) \frac{\sinh \alpha \ell_1 \sinh \alpha \ell_2}{\sinh \alpha \ell} \quad \dots\dots\dots (3.13)$$

ここで、値 $\alpha \ell_1$ および $\alpha \ell_2$ が十分に大きいとき、双曲線関数の性質から $\tanh(\alpha \ell_1)$ および $\tanh(\alpha \ell_2)$ がともに 1 となるので、上式は、次のように近似できる。

$$m_s = -\frac{P_z}{2} \left(\frac{\ell}{\ell_1} \right) \frac{\beta \gamma}{\alpha} \quad \dots\dots\dots (3.14)$$

上式のせん断遅れに関するパラメーター α, β および γ は、いずれも式 (3.11)a~c で与えられるものである。そこで、フランジ・プレートのブラケットの断面積 A_b (図 3.6 参照) を無視すると、 m_s は次のように簡略化することができる。

$$m_s = \frac{0.945FB}{\sqrt{2s^2 + 7s + 3}} \quad \dots\dots\dots (3.15)$$

ここに、 F は、図 3.4(a) に示したように、解析モデルの点 ②、あるいは点 ②' の反力を総称したもので、それぞれ式 (3.1)b、および (3.1)d で与えられる。すると、フランジ・プレートとウェブ・プレートとの結合点における垂直応力度の極値 σ_{min} および σ_{max} は、それぞれ次のように書ける。

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{min} \\ \sigma_{max} \end{array} \right\} = \mp \frac{M + m_s}{W_{ys}} + \frac{N}{A_s} \quad \dots\dots\dots (3.16)$$

ここに、 M および N は、それぞれ結合点 ② あるいは ②' における梁部材と柱部材との曲げモーメント、および軸方向力である (図 3.4(a) 参照)。それらは、式 (3.9)a~c において $x = \ell_1$ と置くことによって求められる。また、 W_{ys} および A_s は、それぞれ断面係数、および断面積であり、通常の設計計算で行われているように、ポアソン比 μ の影響を無視して求めてよい。

一方、文献 9)~10) によると、ラーメン隅角部近傍の梁・柱部材のせん断遅れによる最大垂直応力度 σ_{max} は、次式によって求められる。

$$\sigma_{max} = \sigma_e + \sigma_s \quad \dots\dots\dots (3.17)$$

ここに、

$$\sigma_e = \frac{M}{W_{ys}} + \frac{N}{A_s} \quad \dots\dots\dots (3.18)$$

は、図 3.4(a) の点 ② あるいは点 ②' の点における曲げモーメント M 、および軸方向力 N による初等梁理論を用いて求められる垂直応力度である。そして、

$$\sigma_s = \frac{B}{D} \frac{F}{A_w} \eta \quad \dots\dots\dots (3.19)$$

は、せん断遅れによる付加垂直応力度である。また、

$$R = \frac{3Bt_f}{Dt_w} = \frac{3}{s} \dots\dots\dots (3.20)$$

は、フランジ・プレートとウェブ・プレートとの断面積比を表すパラメーターである。このパラメーター R が求められると、式 (3.19) 中のパラメーター η は、図 3.8 に示す実線の曲線によって定められる^{2),3)}。この図の中には、式 (3.15) にもとづいて算出したものも破線で示した。これによると、パラメーターが $R < 1.5$ の領域内では両者ほとんど差異がなく、 $R \geq 1.5$ の領域でも両者の誤差が 5~30% の範囲内にとどまっている。したがって、式 (3.19) の解析法には、十分な実用性があると考えられる。

3.1.3 ラーメン隅角部の設計法 (使用限界状態)

(1) 一般的なラーメンのせん断遅れ解析¹⁰⁾

梁部材と柱部材との交角が $\theta = 90^\circ$ の場合も含め、図 3.9 に示すように、一般的なラーメン隅角部における最大垂直応力 σ_{max} の近似算定法を検討する。まず、図 3.10 に示すように、交角 $\neq 90^\circ$ の場合、隅角部とこれに作用する断面力、および設計で行う骨組解析によって得られる曲げモーメントをプロットすれば、図 3.10(b) が得られる。すると、図 3.10(a) 中に示したフランジ力 F は、次のように表すことができる。

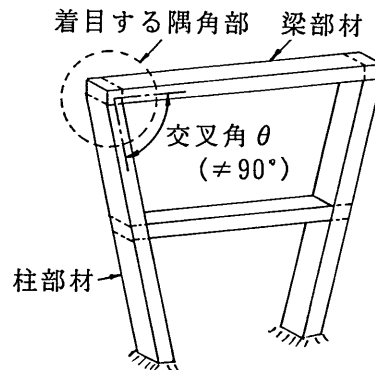
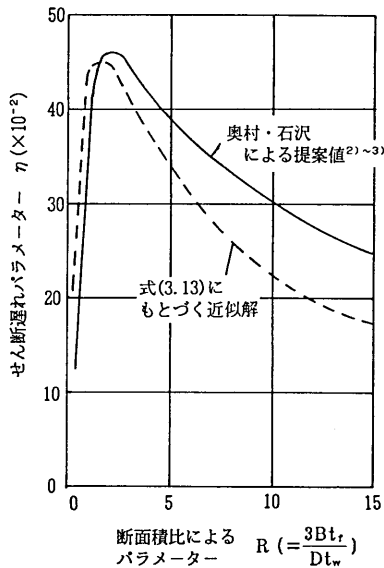


図 3.8 奥村・石沢による結果と近似解との比較 図 3.9 梁部分と柱部分とが斜交するラーメンの隅角部

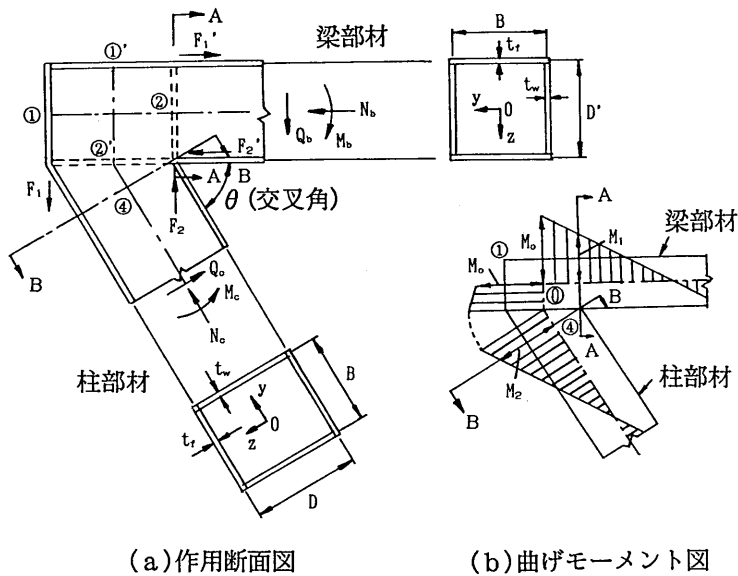


図 3.10 斜交ラーメン隅角部における基本的寸法と作用断面図

$$\left. \begin{aligned} F_1 &= M_c \sin \theta / D - (N_c \sin \theta + Q_c \cos \theta) / 2 \\ F_2 &= M_c \sin \theta / D + (N_c \sin \theta + Q_c \cos \theta) / 2 \\ F_1' &= M_b / D' - N_b / 2, \quad F_2' = M_b / D' + N_b / 2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.21)$$

ここに、 M_b, M_c : それぞれ梁部材、および柱部材の結合点における曲げモーメント
 N_b, N_c : それぞれ梁部材、および柱部材の結合点における軸方向力
 Q_b, Q_c : それぞれ梁部材、および柱部材の結合点におけるせん断力

つぎに、隅角部のせん断遅れに起因する付加曲げモーメントを m_s と表せば、この値は、式 (3.9)c で $x = l_1$ と置いて求められる。その際、同様に、双曲線関数項を簡素化する。また、せん断遅れに関するパラメーター α, β および γ (式 (3.11) 参照) を、フランジ・プレートの張り出し部の断面積 A_b を無視して、式を簡略化する。すると、 m_s は、最終的に、次式によって算定できる。

$$m_s = \frac{0.945FB}{\sqrt{2s^2 + 7s + 3}} \dots\dots\dots (3.22)$$

ここに、 s : 式 (3.12) で与えられるウェブ・プレートとフランジ・プレートとの断面比である。

式 (3.21) を用いると、隅角部近傍の梁・柱部材の上下フランジ・プレートの腹板直上における最大垂直応力度 σ_{max} は、次式によって計算できる。

$$\sigma_{max} = \frac{M + m_s}{W_{ys}} + \frac{N}{A_s} \dots\dots\dots (3.23)$$

ここで、断面積、および断面諸量 W_{ys} 、ならびに A_s は、以下のように求められる。

(a) 図 3.10 の梁部材の断面 A-A に対して：

$$F = F_2, \quad M = M_b, \quad N = N_b, \quad W_{ys} = W_b, \quad A_s = A_b \quad \dots\dots\dots (3.24)$$

ここに、 W_b, A_b : それぞれ梁部材の断面積、および断面係数

M_b, N_b : それぞれ梁部材に作用する曲げモーメント、および軸方向力

(b) 図 3.10 の柱部材の断面 B-B に対して :

$$F = F'_2 \sin \theta, \quad M = M_c, \quad N = N_c, \quad W_{ys} = W_c, \quad A_s = A_c \quad \dots\dots\dots (3.25)$$

ここに、 W_c, A_c : それぞれ柱部材の断面積、および断面係数

M_c, N_c : それぞれ柱部材に作用する曲げモーメント、および軸方向力

これらの解析式の妥当性は、また模型実験によっても確かめられている¹⁰⁾。なお、文献 12) では、安全側の設計を行うという立場から、式 (3.15) あるいは式 (3.22) 中の係数 0.945 を 1 とみなしてもよいとしている。

(2) 設計法 (使用限界状態の照査法)

わが国の各公団の設計基準によると、ラーメン隅角部の腹板、およびその近傍の梁柱部材は、フランジ・プレートの垂直応力度、腹板のせん断応力度、および垂直応力度とせん断応力度との合成応力度の 3 つの応力照査を行うことによって設計している⁵⁾⁻⁷⁾。すなわち、

$$\left. \begin{array}{l} \sigma \leq \sigma_{ca} \\ \tau \leq \tau_a \\ \left(\frac{\sigma}{\sigma_{ta}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1 \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.26)$$

ここに、 σ : せん断遅れを考慮した作用垂直応力度

σ_{ca} : 道路橋示方書による許容軸方向圧縮応力度

τ : 作用せん断応力度

σ_{ta} : 許容引張応力度

τ_a : 許容せん断応力度 ($\sigma_{ta}/2 \times 0.9 = 0.45 \sigma_{ta}$)

これらの設計式は、許容応力度設計法によっているため、使用限界状態と終局限界状態との区分が明確ではなく、両者が混存している。すなわち、式 (3.26)a は、せん断遅れを含めた圧縮力に対し、ラーメン隅角部の補剛板の局部座屈や全体座屈の照査を行うとするものである。そして、式 (3.26)b は、Beedle の研究⁴⁾ によって示されたように、曲げモーメントに対してはフランジ・プレートが、またせん断力に対してはウェブ・プレートが受けもつと考え、フランジ・プレートとウェブ・プレートとが同時に降伏に達するとき、ウェブ・プレートのせん断応力度を制限するために設けられたものである。また、式 (3.26)c は、曲げとせん断とが同時に作用するときの隅角部断面の耐荷力の相関式を示したものである。

ここでは、ラーメン隅角部に曲げとせん断とが同時に作用するときの終局限界状態 (これについては、次節 3.1.4 で述べる)、および補剛板の局部座屈や全体座屈に対する終局限界状態 (これについては、次々節 3.1.5 で述べる) を除いて、ラーメン隅角部の引張フランジの降伏に対する安全性、すなわち使用限界状態に対する設計法のみを示す。

(a) 隅角部近傍の梁・柱部材の使用限界状態の照査

許容応力度設計法によると、隅角部近傍の梁・柱部材に曲げ、あるいは、せん断が作用するときの降伏に対する安全性は、 $\sigma_{max} \leq \sigma_{ta}$ (許容軸方向引張応力度)、および $\tau \leq \tau_a$ (許容せん断応力度) で照査される。これを限界状態設計法のフォーマットで表せば、

$$\frac{\nu \sigma_{max}}{\sigma_Y} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (3.27)$$

で、かつ

$$\frac{\nu \tau}{\tau_Y} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (3.28)$$

と表される。

ここに、 σ_Y : 鋼材の降伏点

$$\tau_Y = \sigma_Y / \sqrt{3} \quad : \text{鋼材のせん断に対する降伏点} \quad \dots\dots\dots (3.29)$$

ν : 使用限界状態に対する安全係数

である。そして、両者が同時に作用するときには、次式で組み合わせ応力度を照査する。

$$\left(\nu \frac{\sigma_{max}}{\sigma_Y} \right)^2 + \left(\nu \frac{\tau}{\tau_Y} \right)^2 \leq 1 \quad \dots\dots\dots (3.30)$$

(b) 隅角部の腹板の使用限界状態の照査

隅角部の腹板に発生するせん断応力度 τ_c は、図 3.11 に示すように、隅角部に作用する断面力の作用状況より、次式によって求めることができる⁴⁾。

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_c = \frac{F_1}{2D'_w t_w} = \frac{F_2 - Q_b}{2D'_w t_w} \\ \quad = \frac{F'_1}{2D_w t_w} = \frac{F'_2 - Q_c}{2D_w t_w} \end{array} \right. \quad \dots\dots\dots (3.31)$$

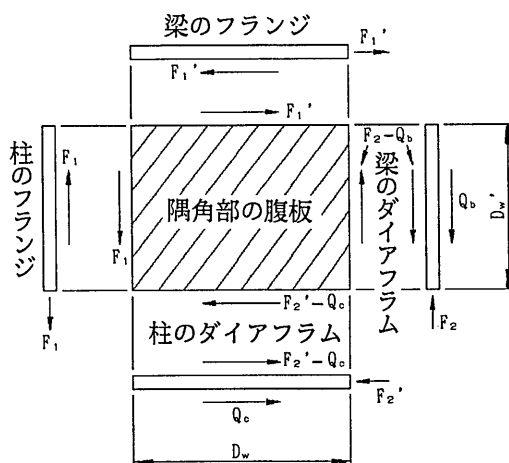


図 3.11 隅角部の腹板に作用する断面力

ここに、 D_w, D'_w ：それぞれ梁部材、および柱部材の腹板高さ（図 3.11 参照）である。したがって、隅角部の腹板の使用限界状態は、同様に、以下の式によって照査される。

$$\frac{\nu \tau_c}{\tau_Y} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (3.32)$$

なお、Beedle は、Tresca にしたがって $\tau_Y = \sigma_Y/2$ としている⁴⁾。しかし、ここでは、式 (3.29) に示された von Mises にしたがって $\tau_Y = \sigma_Y/\sqrt{3}$ にとるのが合理的であると考える。

3.1.4 ラーメン隅角部の終局強度と終局限界状態の照査法

(1) 曲げとせん断とを同時に受けるラーメン隅角部近傍の梁・柱部材の終局強度

ラーメン隅角部の耐荷力を明らかにするため、その近傍の梁・柱部材断面に着目し、曲げモーメントとせん断力とを同時に受ける無補剛の箱形断面の極限解析を行い、耐荷力の相関関係について検討する。まず、極限解析を行うに当たり、以下のような仮定を設ける。

- ① 曲げ応力度 σ とせん断応力度 τ とが同時に作用するとき、腹板の降伏は、von Mises のせん断ひずみエネルギー一定説にもとづき、

$$\sigma_Y = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \quad \dots\dots\dots (3.33)$$

によって判定できるものとする。

- ② 隅角部に作用する軸方向力は、無視できるほど小さいものとする。
- ③ せん断力は腹板のみで受け持つものとし、そのときのせん断応力度は、全塑性状態に至っていても、腹板の高さ方向に一定とみなす。
- ④ 隅角部の取付け断面では縦補剛材が不連続であり、したがって梁断面、および柱断面は、無補剛の箱形断面として取り扱うものとする。
- ⑤ また、この部分では局部座屈は起こらないものとする（ラーメン隅角部の補剛板の局部座屈や全体座屈の照査は、次節 3.1.5 を参照のこと）。

これらの仮定に基づくと、曲げとせん断とを同時に受ける箱形断面の全塑性状態における垂直応力度、およびせん断応力度は、図 3.12 に示す分布を呈する。

いま、箱形断面の終局曲げモーメントを M_u 、また終局せん断力を Q_u とし、曲げとせん断とに関する全塑性相関曲線を上図を参考にして求めると、以下の諸式が得られる。

(a) $M_u \leq M_{fp}$ のとき：

終局せん断力 Q_u は、全塑性せん断力 Q_p に等しく、次式で与えられる。

$$Q_u = Q_p = \tau_Y A_w = \sigma_Y A_w / \sqrt{3} \quad \dots\dots\dots (3.34)$$

ここに、 τ_Y ：降伏せん断応力度

A_w ：腹板の断面積（ $= D_w t_w$ ）

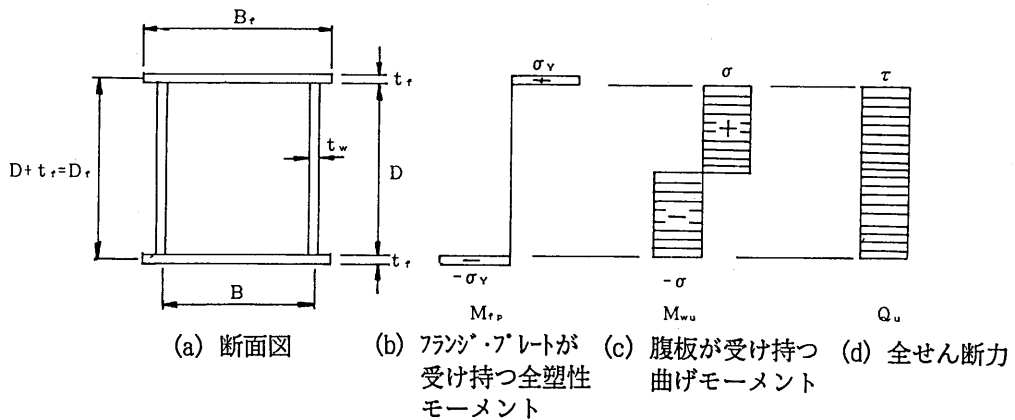


図 3.12 全塑性状態における応力度分布と断面力

また、 M_{fp} をフランジ・プレートが分担する全塑性モーメントとすると、このときの M_{fp} の値は、次式で求められる。

$$M_{fp} = \sigma_Y B_f t_f (D_w + t_f) = \sigma_Y B_f t_f D \quad (3.35)$$

(b) $M_u > M_{fp}$ のとき：

全塑性せん断力 Q_p に対する終局せん断力 Q_u の比 ψ を、

$$\psi = Q_u / Q_p = \tau / \tau_Y \quad (3.36)$$

と置くと、式 (3.33) から、次式が得られる。

$$\sigma_Y^2 = \sigma^2 + 3\psi^2 \tau_Y^2 \quad (3.37)$$

ここで、腹板の受け持つ終局モーメントを M_{wu} と置くと、その値は、

$$M_{wu} = \frac{1}{2} D_w^2 t_w \sigma \quad (3.38)$$

となる。そこで、式 (3.34) と (3.37) とを用いれば、次式が得られる。

$$M_{wu} = \frac{1}{2} \sigma_Y D_w^2 t_w \sqrt{1 - \psi^2} \quad (3.39)$$

したがって、終局曲げモーメント M_u は、次式によって算定できる。

$$M_u = M_{fp} + M_{wu} = \sigma_Y \left\{ B_f t_f D + \frac{1}{2} D_w^2 t_w \sqrt{1 - \psi^2} \right\} \quad (3.40)$$

とくに、せん断応力が作用せず、 $\psi = 0$ のとき、全塑性モーメント M_p は、次式で与えられる。

$$M_p = \sigma_Y \left(B_f t_f D + \frac{1}{2} D_w^2 t_w \right) \quad (3.41)$$

このようにして、ラーメン隅角部断面の $M_u / M_p - Q_u / Q_p$ 相関曲線は、せん断応力比 ψ をパラメーターとし、式 (3.34) および式 (3.40) を用いてプロットすることができる。その一例を、図 3.13 に示す。これによって、ラーメン隅角部近傍の梁・柱部材の終局強度が評価できよう。

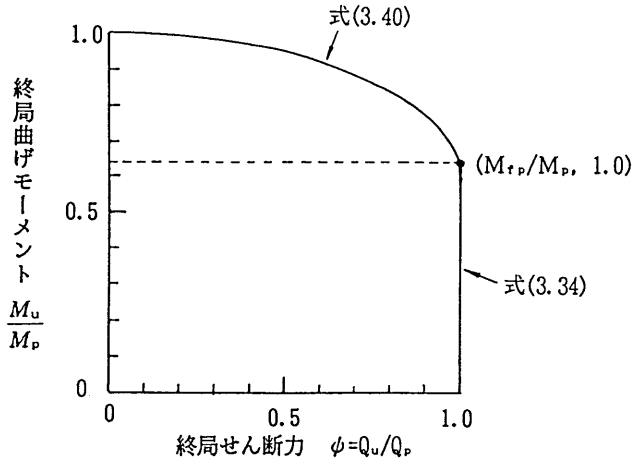


図 3.13 曲げとせん断力とに関する箱桁断面の全塑性相関曲線

(2) せん断遅れを考慮した終局強度¹¹⁾

文献 13) によると、パラメーターが $2D/B \leq 1.67$ 、あるいは $2D'/B \leq 1.67$ では (D および D' : 図 3.4(a) 参照、 B : 図 3.12(a) 参照)、せん断遅れによってラーメン隅角部の耐荷力が低下するとしている。しかし、このような $2D/B \leq 1.67$ あるいは $2D'/B \leq 1.67$ の値を持つラーメン隅角部は、実績調査によると、ほとんど存在しない¹⁾。それ以外の現象について種々な検討を行った結果、曲げモーメントとせん断力との相関を最も大きく受けるラーメン隅角部近傍の梁・柱部材の要素としては、ウェブ・プレートであることがわかった。

そこで、図 3.14 に示す隅角部の解析モデルと式 (3.31)a とから、隅角部の腹板 2 枚に作用する終局せん断力 Q_u は、式 (3.29) を用いると、次式で求められる。

$$Q_u = 2\tau_Y D_w t_w = \frac{2}{\sqrt{3}} \sigma_Y D_w t_w \quad \dots\dots\dots (3.42)$$

つぎに、隅角部近傍の梁・柱部材のせん断遅れも含めたフランジ・プレートの平均応力を σ_{av} とすると、フランジ・プレートに作用する終局軸方向力 F_u は、同様に図 3.14 と式 (3.31)a とから、次式で与えられる。

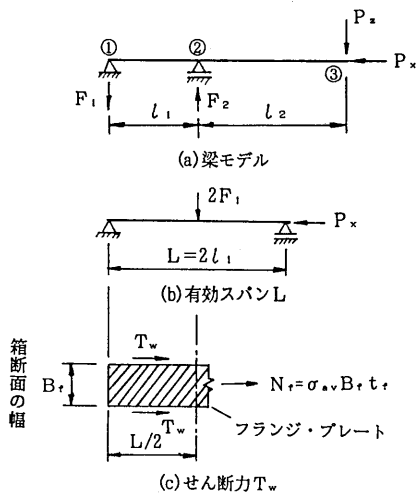
$$F_u = B t_f \sigma_{av} \quad \dots\dots\dots (3.43)$$

すると、せん断力と軸方向力とのつり合い条件 $Q_u = F_u$ から、隅角部近傍の梁・柱部材のフランジ・プレートが分担すべき平均応力 σ_{av} が得られる。すなわち、

$$\frac{\sigma_{av}}{\sigma_Y} = \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{t_w}{t_f} \frac{2D'}{B} \quad \dots\dots\dots (3.44)$$

もちろん、ここでは、隅角部取付け部では補剛材が連続していないため、補剛材の関与を無視している。

図 3.15 は、一例としてウェブ・プレートとフランジ・プレートとの板厚比 $t_w/t_f = 0.5, 1.0$ および 1.5 に対する $\sigma_{av}/\sigma_Y - B/2D'$ の関係をプロットしたものである。この図は、 t_w/t_f の値が小さ



フランジ・プレートの平均応力度

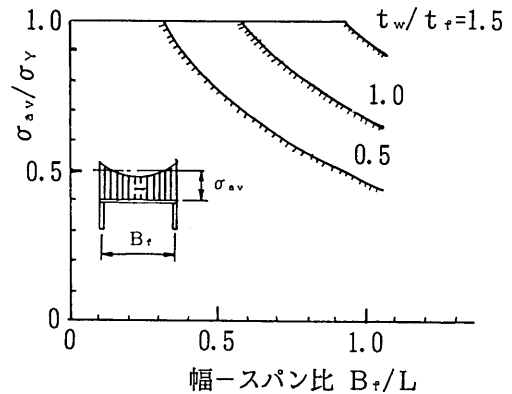


図 3.14 ラーメン隅角部の終局強度を評価するための解析モデル

図 3.15 隅角部のせん断遅れを考慮して終局強度を求めるための $\frac{\sigma_{av}}{\sigma_Y} - \frac{B_f}{L}$ 曲線

く、また $B/2D'$ の値が小さいとき、平均応力 σ_{av} が低下することを示している。このような場合には、式 (3.40) の σ_Y の代わりに、式 (3.44) の σ_{av} を用いて、せん断遅れの影響を考慮した平均応力度 σ_{av} で終局強度を評価することができる。

(3) 終局限界状態の照査法¹²⁾

(a) ラーメン隅角部近傍の梁・柱部材の終局限界状態の照査

ラーメン隅角部近傍の梁・柱断面、および隅角部の腹板の終局限界状態の照査は、次式で行うことができる。

$$\frac{\nu M}{M_u} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (3.45)$$

ここに、 M : ラーメン隅角部近傍の梁・柱部材に作用する曲げモーメント

M_u : 式 (3.40) で求められるラーメン隅角部のせん断力の影響も考慮した終局曲げモーメントで、この場合、

$$\psi = \nu \frac{Q}{Q_u} \quad \dots\dots\dots (3.46)$$

にとる。さらに、せん断遅れを考慮する必要がある場合には、式 (3.40)

の降伏応力度 σ_Y を式 (3.44) の σ_{av} に置きかえる。

Q : ラーメン隅角部近傍の梁・柱部材に作用するせん断力

Q_u : 式 (3.34) で求められる梁・柱部材の終局せん断力

ν : 終局限界状態に対する安全係数

(b) 隅角部の腹板の終局限界状態の照査

同様に、隅角部の腹板に対する終局限界状態の照査は、次式によって行うことができる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\nu F_1}{Q_u} &= \frac{\nu(F_2 - Q_b)}{Q_u} \leq 1 \\ \frac{\nu F'_1}{Q_u} &= \frac{\nu(F'_2 - Q_c)}{Q_u} \leq 1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.47)$$

ここに、 F_1, F_2 : それぞれ式 (3.1)a~b で求められる隅角部近傍の梁部材のフランジ

・プレートに作用する軸方向力

F'_1, F'_2 : それぞれ式 (3.1)c~d で求められる隅角部近傍の柱部材のフランジ

・プレートに作用する軸方向力

Q_b, Q_c : それぞれ隅角部近傍の梁・柱部材に作用するせん断力

Q_u : 式 (3.42) で求められる隅角部の腹板の終局せん断力

ν : 終局限界状態に対する安全係数

3.1.5 ラーメン隅角部近傍の圧縮フランジ・プレートにおける局部座屈と全体座屈の照査

ラーメン隅角部の圧縮垂直応力度は、図 3.16 に示すように分布する。すると、補剛板端パネルでは、最大圧縮垂直応力度 σ_{max} が発生し、図 3.3 に示したように局部座屈を起こす可能性がある。また、補剛板全体は、平均圧縮応力度 σ_e を受けており、この応力レベルが高いと、図 3.3 に示したように、全体座屈を起こす可能性もあろう。これらの座屈は、以下のようにして照査することができる¹⁴⁾。

(1) 局部座屈の照査

補剛板端パネルのせん断遅れに伴う圧縮応力度 σ_{max} による局部座屈の照査は、次式によって行うことができる。

$$\frac{\nu P_e}{P_p} \leq 1 \dots\dots\dots (3.48)$$

$$\text{ここに、} P_e = \sigma_{max} A_e \dots\dots\dots (3.49)$$

$$P_p = \bar{\sigma}_p A_e \dots\dots\dots (3.50)$$

$\bar{\sigma}_p$: 後述の式 (3.58)a において、 $\bar{\sigma}_{esm}$ を σ_Y^* (公称降伏点) とおき、式 (3.57)b

によって求められる板パネルの終局強度

A_e : ラーメン隅角部近傍の梁・柱部材における圧縮補剛板端パネルの断面積

(図 3.16 参照)

ν : 終局限界状態に対する安全係数

(2) 全体座屈の照査

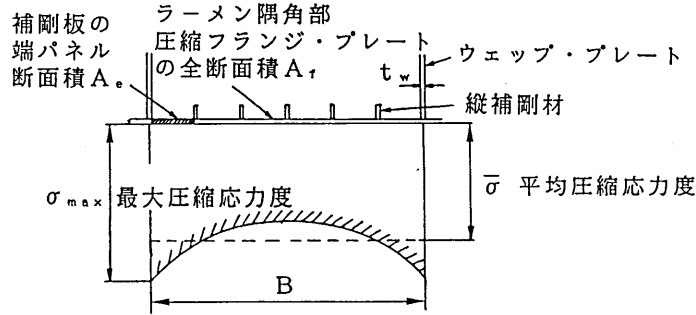


図 3.16 ラーメン隅角部のせん断遅れによる垂直応力度分布 (圧縮側)

平均圧縮応力度 $\bar{\sigma}$ を受ける補剛板の全体座屈に対する照査は、次式によって行うことができる。

$$\frac{\nu P_f}{P_{su}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (3.51)$$

$$\text{ここに、} P_f = \bar{\sigma} A_f \quad \dots\dots\dots (3.52)$$

$$P_{su} = \bar{\sigma}_{su} A_f \quad \dots\dots\dots (3.53)$$

$\bar{\sigma}_{su}$: 本節 (3) で求められる補剛板の終局座屈強度

A_f : ラーメン隅角部近傍の梁・柱部材における圧縮フランジ・プレートの全断面積 (図 3.16 参照)

ν : 終局限界状態に対する安全係数

(3) 補剛板の終局座屈強度 $\bar{\sigma}_{su}$ 、および板パネルの終局座屈強度 $\bar{\sigma}_p$

図 3.17 に示す補剛板の終局強度 $\bar{\sigma}_{sp}$ は、縦補剛材の本数が少ないときでも、図 3.18 に示す有効補剛材に柱モデルアプローチを用い、さらに図 3.19 のモデル化を行うと、次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_{spm} &= \frac{1 + b_{eff} t_f / A_\ell}{1 + b_\ell t_f / A_\ell} \bar{\sigma}_{esm} \\ \bar{\sigma}_{su} &= \frac{\bar{\sigma}_{spm} n (b_\ell t_f + A_\ell) + \bar{\sigma}_p t_f (b_\ell + t_w) / 2}{n (b_\ell t_f + A_\ell) + t_f (b_\ell + t_w) / 2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.54)$$

ここに、 $\bar{\sigma}_{esm}$: 有効補剛材の終局強度

b_{eff} : 板パネルの有効幅 (図 3.18(b)、および図 3.19 参照)

A_ℓ : 縦補剛材の断面積 (図 3.18(b) 参照)

b_ℓ : 縦補剛材の間隔 (図 3.17 参照)

n : 縦補剛材の本数 (図 3.17 参照)

t : 板パネルの板厚 (図 3.17、および図 3.18(b) 参照)

t_w : 腹板の板厚 (図 3.16 参照)

したがって、有効補剛材の終局強度 $\bar{\sigma}_{esm}$ は、次式によって求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\bar{\sigma}_{esm}}{\sigma_Y^*} &= 1.0 & (\lambda_{eff} \leq 0.2) \\ &= -\alpha \lambda_{eff}^3 + \beta \lambda_{eff}^2 - \gamma \lambda_{eff} + \delta & (0.2 < \delta \leq 1.2) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.55)$$

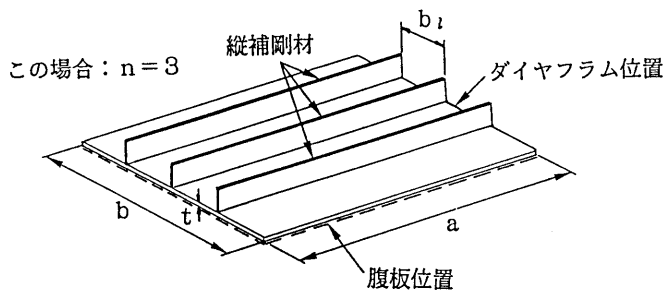


図 3.17 ラーメン隅角部の補剛材の補剛板

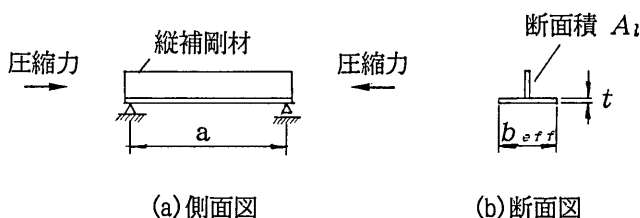


図 3.18 柱モデルアプローチによる有効補剛材

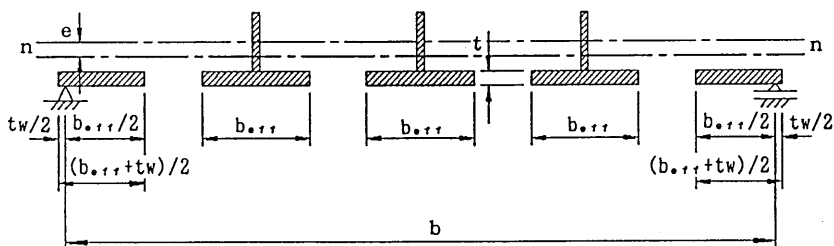


図 3.19 柱モデルアプローチによる圧縮補剛板の強度算定

ここに、パラメーター α, β, γ および δ は、表 3.1 で与えられる。ただし、

σ_Y^* : 公称降伏点

σ_{rcp} : 図 3.20 に示すような分布をする補剛板の圧縮残留応力度

である。そして、 E をヤング係数、また a をラーメン隅角部の補剛板の長さ(図 3.17 参照) とすれば、無次元化細長比 λ_{eff} は、

$$\lambda_{eff} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_Y^*}{E}} \frac{a}{r_{eff}} \dots \dots \dots (3.56)$$

で与えられる。さらに、 r_{eff} は、有効補剛材の断面二次半径である。この値は、板パネルの有効幅 b_{eff} が次式で求まると、決定することができる。

$$\frac{b_{eff}}{b_\ell} = \frac{\bar{\sigma}_p}{\sigma_Y^*} = 0.702R_p^3 - 1.640R_p^2 + 0.654R_p + 0.926 \dots \dots \dots (3.57)$$

表 3.1 係数 α, β, γ および δ

鋼 材	σ_Y^* (kgf/cm ²)	σ_{rcp}/σ_Y^*	α	β	γ	δ
SS400	2400	0.30	0.223	0.550	0.914	1.136
SM490	3200	0.25	0.294	0.638	0.886	1.133
SM520	3600	0.23	0.299	0.618	0.852	1.135
SM570	4600	0.20	0.425	0.820	0.903	1.142

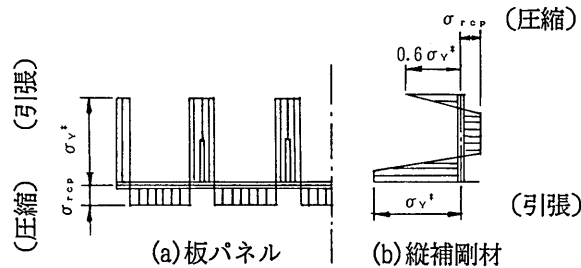


図 3.20 残留応力分布

ここに、 R_p は、

$$R_p = \sqrt{\frac{\sigma_Y^*}{\sigma_{crp}}} = 0.526 \frac{b_\ell}{t} \sqrt{\frac{\bar{\sigma}_{esm}}{E}} \dots\dots\dots (3.58)$$

である。ただし、

$\bar{\sigma}_p$: 板パネルの終局強度

σ_{crp} : 板パネルの弾性座屈強度

なお、式 (3.58) 中の有効補剛材の終局強度 $\bar{\sigma}_{esm}$ の正確な値を決定するためには、若干の逐次解析が必要である。すなわち、最初、式 (3.58) において $\bar{\sigma}_{esm} = \sigma_Y^*$ と置いて b_{eff} の計算を開始し、式 (3.55) から σ_{esm} が求まれば、再度これを用いて b_{eff} を計算して収束するようにする。

3.1.6 まとめと今後の課題

ここでは、ラーメン隅角部として、柱部材と梁部材とが L 字形に直交、あるいは斜交する基本的なものを示した。しかしながら、高架高速道路などには、T 字形や十字形の複雑なものが多く、たとえば、今後、図 3.21 に示すようなラーメン隅角部の設計法にも拡張する必要がある。このうち、T 字形のものについては、文献 15) が参考となろう。また、その他のものとして、文献 16)~18) があげられる。さらに、各公団の設計基準を詳しく調べ、詳細部は別として共通するものがあれば、それらを集大成してゆく必要があろう^{5)~7)}。

とくに、ここでは、長方形箱形断面を有するラーメン隅角部についてのみ述べた。しかし、現実には、円形断面のものも多く、この種のラーメン隅角部について研究を進める必要がある²⁾。また、

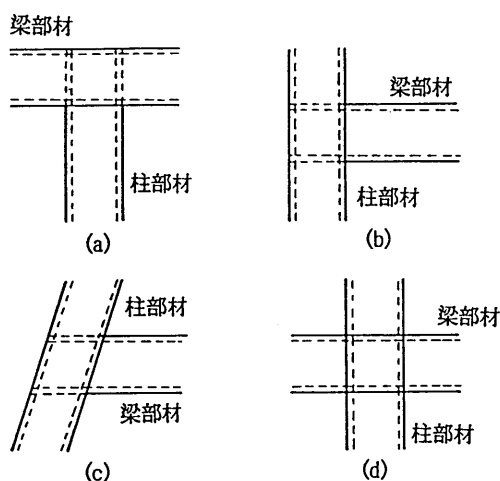


図 3.21 種々な形式のラーメン隅角部

せん断遅れが生じにくいラーメン隅角部の製作法も考案されており¹⁹⁾、実橋へ応用された例も見受けられ、地震時の橋脚のダクティリティーの問題と、今後、関連させて研究する必要がある。

3.2 ラーメンアンカー部

3.2.1 まえがき

ラーメンアンカー部は、ラーメン隅角部と同様にラーメン構造にとって重要な部分である。しかし、現在までに、わが国の道路橋示方書では、とくに明確な設計基準が定められていない⁸⁾。そのため、ラーメン構造物を建設する機会が多い各公団によって独自の設計基準が設けられてきた⁵⁾⁻⁷⁾。

ここでは、それらの設計基準を参考にして、ラーメンアンカー部の設計の要点について述べる。ところが、まだ許容応力度設計法によって、この種の構造物が設計されてきているので、以下では、限界状態設計法のフォーマットによって、検討を加えてみる。

3.2.2 作用断面力

橋脚下部のアンカー部には、図 3.22(a) に示すように、軸方向圧縮力 N と曲げモーメント M とのほか、水平せん断力 Q も作用する。まず、曲げモーメント M を軸方向圧縮力 N で割って、偏心距離 e 、すなわち

$$e = M/N \dots\dots\dots (3.59)$$

のところに軸方向圧縮力 N が作用する構造系に置換する。ここで、軸方向圧縮力 N の作用位置は、 D をベースプレートの幅とすると、断面の核 (core) の中 ($e \leq D/6$) に入ることばまれで、通常、 $e > D/6$ である¹⁾。このような状態に対する基礎コンクリートベットの反力図を、図 3.22(b) に示す。

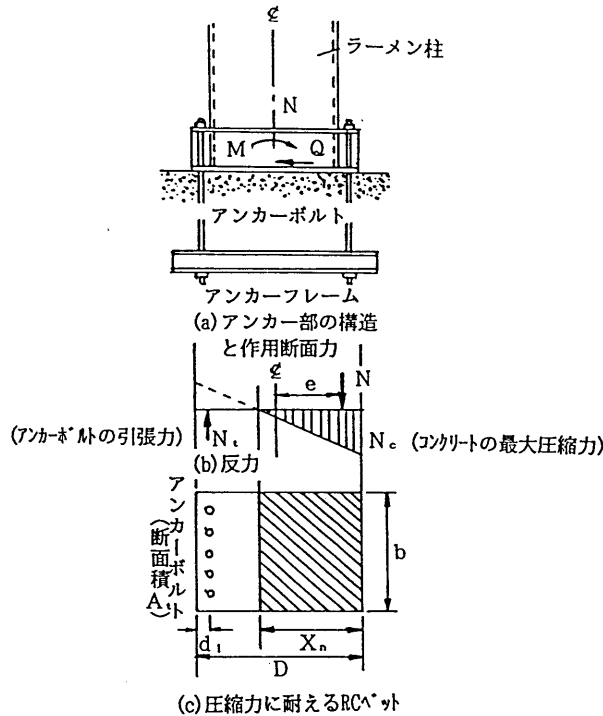


図 3.22 アンカー部の構造と作用力

3.2.3 アンカーボルトとコンクリートとの終局限界状態照査法

引張力に対してコンクリートが全く抵抗しないとすると、図 3.22(c) の平面図で斜線で示した部分のコンクリート断面のみが軸方向圧縮力 N_c に抵抗し、引張力 N_t は、すべてアンカーボルトでとる一種の単鉄筋コンクリート梁に置換することができる。そこで、 n を鋼とコンクリートとのヤング係数比、すなわち

$$n = E_s/E_c = 15 \quad \dots\dots\dots (3.60)$$

とする。すると、図 3.22(c) に示すように、中立軸の位置 X_n は、アンカーボルトのかぶりを d_t とすれば、

$$X_n^3 + 3 \left(e - \frac{D}{2} \right) X_n^2 - \frac{6nd_t}{b} \left(e + \frac{D}{2} - d_t \right) (D - d_t - X_n) = 0 \quad \dots\dots\dots (3.61)$$

によって求められる。この状態のもとで、アンカーボルトに作用する引張力 N_t は、次式で求められる。

$$N_t = \frac{N(e - D/2 + X_n/3)}{D - d_t - X_n/3} \quad \dots\dots\dots (3.62)$$

したがって、アンカーボルトの引張力 N_t に対する終局限界状態は、次式で照査される。

$$\frac{\nu N_t}{N_{tu}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (3.63)$$

$$N_{tu} = \sigma_Y A_t \quad \dots\dots\dots (3.64)$$

ここに、 ν : 終局限界状態に対する安全係数

σ_Y : アンカーボルトの降伏点

A_t : アンカーボルトの有効断面積

また、アンカーボルトのせん断力 Q に対する終局限界状態は、次式で照査される。

$$\frac{\nu Q}{Q_u} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (3.65)$$

$$\text{ここに、 } Q_u = \tau_Y A_t = \sigma_Y A_t / \sqrt{3} \quad \dots\dots\dots (3.66)$$

で、その他の記号は、上述のとおりである。なお、せん断力が卓越するアンカーボルトに対しては、von Mises のせん断ひずみエネルギー一定説により、

$$\left(\frac{\nu N_t}{N_{tu}} \right)^2 + \left(\frac{\nu Q}{Q_u} \right)^2 = 1 \quad \dots\dots\dots (3.67)$$

なることも確認しておく必要もある。また、コンクリート断面に作用する最大圧縮力 N_c は、次式で求められる。

$$N_c = \frac{N(e + D/2 - d_t)}{D - d_t - X_n/3} \quad \dots\dots\dots (3.68)$$

それゆえ、コンクリートの圧縮力 N_c に対する終局限界状態は、次式で照査される。

$$\frac{\nu N_c}{N_{cu}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (3.69)$$

$$\text{ここに、 } N_{cu} = b X_n \sigma_{ck} \quad \dots\dots\dots (3.70)$$

σ_{ck} : コンクリートの基準強度

で、その他は前述のとおりである。

3.2.4 ベースプレートの終局限界状態設計法

柱の基礎の構造とベースプレートとの詳細を、図 3.23(a)~(b) に示す。ここで、ベースプレートがリブプレートとラーメンの柱とによって 3 辺固定された板として挙動するものとし、それにアンカーボルトの引張力 N_t がアンカーボルト取付け用の座金に等分布 (荷重強度 p) するものと仮定すれば、単位幅当たりに作用する板の曲げモーメント M は、次式によって求めることができる。

$$M = pa^2\beta \quad \dots\dots\dots (3.71)$$

ここに、係数 β は、板の縦横比 b/a (寸法 a および b は、図 3.23(b) 参照) に応じて、表 3.2 のように与えられる²⁰⁾。したがって、ベースプレートの板厚 t は、 σ_Y をベースプレートの降伏点とすれば、次式によって決めることができる。

$$t = \sqrt{\frac{6\nu M}{\sigma_Y}} \quad \dots\dots\dots (3.72)$$

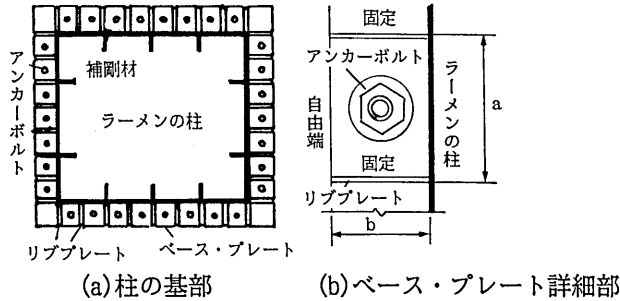


図 3.23 ベース・プレートの詳細

表 3.2 β 値

b/a	0.8	0.9	1.0	1.25	1.5
β	0.136	0.140	0.142	0.145	0.141

ここに、 ν ：終局限界状態に対する安全係数である。

また、次式で与えられる板の単位幅あたりに作用するせん断力 Q 、すなわち

$$Q = pa\alpha \dots\dots\dots (3.73)$$

に対しても、上で決定した板厚が終局限界状態に対して安全であることを確かめておく必要がある。
この場合の係数 α を、表 3.3 に示す²⁰⁾。

このほか、実施設計では、図 3.24 に示すように、上下ベースプレート間のリブそのもの、およびその溶接は、① アンカーボルトの座金を通じて受ける圧縮力 P とこれに伴って生ずる梁としての、② せん断力 P 、ならびに ③ 偏心曲げ $M = Pe$ を受けるので、それぞれに対する終局断面状態の照査はもちろんのこと、組合せ断面力に対する照査も行っておく必要がある^{5)~7)}。

3.2.5 アンカーフレームの終局限界状態設計法

アンカーボルトは、図 3.25(a) に示すように、フーチングの中に埋め込んだアンカービームに定着されている。そして、一群のアンカーボルトに作用する引張力に対しては、アンカービーム上端から角度 45° に拡がるコンクリートのせん断抵抗面の崩壊によって終局限界状態に至るものと考えられる。このせん断抵抗面は、図 3.25(b) に示すように拡がるので、このせん断面の面積がわかり、コンクリートの終局せん断力がわかれば、容易に終局限界状態を照査することができる⁵⁾。

表 3.3 α 値

b/a	0.8	0.9	1.0	1.25	1.5
α	1.144	1.096	1.050	0.952	0.880

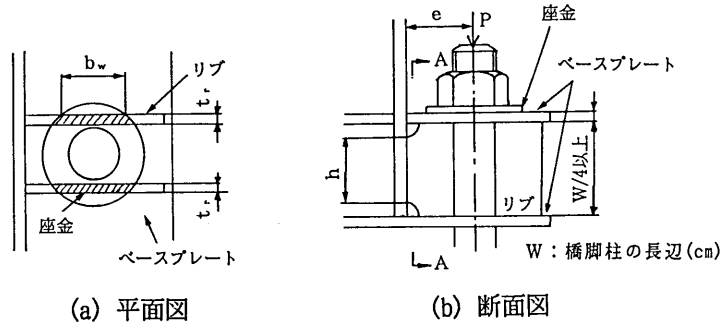


図 3.24 上下ベースプレート間のリブ

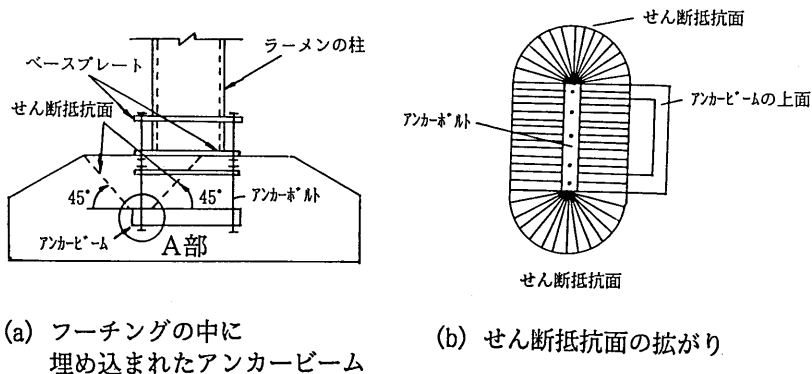


図 3.25 アンカーフレームの詳細

このとき、アンカービームは、アンカーボルトの引張力 P を受けるので、図 3.26 に示すように、① アンカービームの上フランジ幅 b は、コンクリートの支圧力に支配され、また ② 腹板高さ h と厚さ t_w とは、せん断力 $S (=P)$ に支配される。そのほか、アンカービームには、図 3.26 中に示したように、その上面に支圧力 q が作用する。そのため、アンカービームは、図 3.27 に示すように、全体に等分布荷重 q を作用し、アンカーボルトのところで反力 P を受ける連続梁として挙動するので、アンカービーム全体として曲げの作用を受ける。これらの作用を考慮して、アンカービームの終局限界状態に対する照査を行うことができる⁵⁾。

3.2.6 まとめと今後の課題

本文では、最も簡単なラーメンアンカー部を対象として、旧来の許容応力度設計法ではなく、限界状態設計法のフォーマットで、諸設計式を表してみた。実際のラーメンアンカー部の構造詳細は複雑であり、たとえばその一例を図 3.27 に示した。このようなベースプレートの場合、3.2.3 節で述べた照査方法は、かなり煩雑なものとなるが⁵⁾⁻⁷⁾、同様な手法で、終局限界状態設計法を導くことができる。そして、アンカーボルトが、図 3.28 に示すように、一つおきにベースプレートに取り付けられている場合、表 3.2~3.3 に示した係数 α および β には、それに応じた補正係数を乗じるべきである⁵⁾。

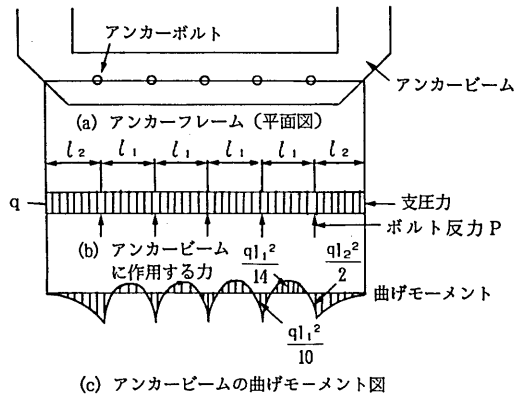
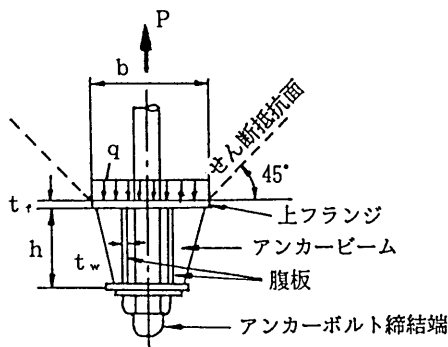


図 3.26 アンカービームの詳細 (図 3.25(a) の A 部) 図 3.27 アンカービームに作用する荷重と曲げモーメント

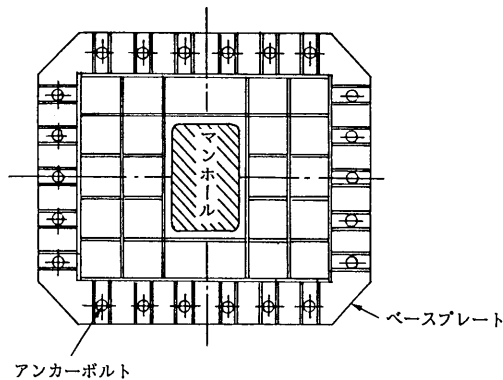


図 3.28 中央にマンホールを有する一般的なラーメンのベースプレート (平面図)

また、ベースプレートのリブの詳細部、およびアンカービームの設計法も、具体的に限界状態設計法で表す必要があろう⁵⁾⁻⁷⁾。さらに、ラーメン構造のほか、斜張橋や吊橋のタワーにも、これらのアンカー部の考え方が、将来適用できるようにしてゆく必要があろう。

参考文献

- 1) 中井 博・河井章好・吉川 紀・北田俊行・酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査 (上), (下), 橋梁と基礎, Vol.16, pp.35-40, 1982年6月, および Vol.16, pp.43-49, 1982年7月。
- 2) 奥村敏恵・石沢成夫：薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について, 土木学会論文集, 第153号, pp.1-18, 1968年5月。
- 3) 岡本瞬三編：鋼構造の研究, 奥村敏恵教授還暦記念会, 技報堂, pp.463-559, 1977年6月。
- 4) Beedle, L.S.: Connections for Welding Portal Frames, The Welding Journal, Vol.30, No.8, pp.397s-405s, 1951。

- 5) 阪神高速道路公団：構造物設計基準, 第 2 部, 平成 2 年 6 月.
- 6) 首都高速道路公団：首都高速道路・鋼構造物設計基準, 昭和 47 年 9 月.
- 7) 日本道路公団：設計要領, 第二集, 昭和 55 年 4 月.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 丸善, 平成 2 年 2 月.
- 9) 中井 博・事口寿男：伝達マトリックス法による鋼床版連続桁端の有効幅の解析, 土木学会論文報告集, No.251, pp.29-44, 1976 年 7 月.
- 10) 中井 博・福岡 悟・酒造敏廣・明橋克良：鋼製ラーメン隅角部の shear lag と耐力力に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.193-206, 1987 年 3 年.
- 11) 中井 博・酒造敏廣・橋本良之：せん断遅れ現象を考慮した鋼製ラーメン隅角部の限界状態設計法について, 土木学会論文集, No.455/I-21, pp.95-104, 1992 年 10 月.
- 12) 中井 博・酒造敏廣・橋本良之・祝 賢治：鋼製ラーメン橋脚隅角部の限界状態設計法とその数値計算例, 橋梁と基礎, Vol.27, No.1, pp.43-52, 1993 年 1 月.
- 13) Lamus, A., R., G: Influence of Shear Lag on the Collapse of Wide-Flange Girders, Thesis for Ph.D, Imperial College, London, 1977.
- 14) Taido, Y., Hayashi, H., Kitada, K. and Nakai, H.: A Design Method of Wide Stiffened Plate Subjected to Uniaxial and Biaxial Compression, Der Stahlbau, S.149-155, 5/1985.
- 15) 河井章好・吉川 紀・林 秀侃：鋼製ラーメン橋脚の設計と解説, 理工図書, 昭和 54 年 11 月.
- 16) 小松定夫編：鋼構造の補剛設計, 森北出版, 1982 年 6 月.
- 17) 三橋晃司・佐野信一郎・萩原英輔・石丸 勝・青山高司：菱形柱を有するラーメン隅角部の力学的特性 (上), 橋梁と基礎, Vol.17, pp.15-20, 1983 年 10 月.
- 18) 三品佳彦・北島彰夫・松原哲朗：首都高速 9 号線鋼製 Y 型橋脚模型実験, 川田技報, Vol.2, pp.1-7, 1978 年 10 月.
- 19) Stahlbau Handbuch für studium und Praxis: Band 1, 12.4 Biegesteife Rahmenecken aus Rechteck-Hohlprofilen, S.690-698, Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln, 1982.
- 20) 中井 博・北田俊行：鋼橋設計の基礎, 共立出版, 1992 年.

4 支点上補剛材・ダイヤフラム、及び中間ダイヤフラム・対傾構

4.1 プレートガーダーの端支点上の補剛材

4.1.1 まえがき

プレートガーダーの端支点上補剛材は、わが国の道路橋示方書¹⁾ (以下、JSHB とよぶ) によると、単に支点から伝達される軸方向圧縮力のみを受ける柱部材とみなして設計されている。しかしながら、今後、プレートガーダーを終局強度にもとづいた限界状態設計法で設計するとき、端腹板パネルが弾性座屈を起こしたのち張力場の発生を許すプレートガーダーの場合、端支点上補剛材には、支点反力による軸方向圧縮力のほか、腹板の張力場による水平方向の分力が支点上補剛材に横荷重として作用する。そのため、端支点上補剛材は、軸方向圧縮力と同時に著しい曲げ作用を受け、梁一柱としての挙動を呈する。したがって、このような作用を受けるプレートガーダーの端支点上補剛材では、その耐荷力を正しく評価する必要がある。

これらのプレートガーダーの端支点上補剛材の実験的・理論的研究は、数多く行われており、Basler²⁾、Calladine³⁾、またはRockey や Huslid⁴⁾ らによる研究が挙げられる。そのうち、Rockey ら^{5),6)} は、張力場に基づく解析を行い、実験的研究によってもその妥当性を検討している。

英国の鋼橋設計指針 BS 5400 Part 3⁷⁾ (以下、BS 5400 とよぶ) では、これらの研究にもとづき、プレートガーダーの端支点上補剛材を軸方向圧縮力と曲げモーメントとを同時に受ける梁一柱として解析し、終局限界状態における安全性の照査法を提示している。また、スイスの鋼構造物設計基準 Sia⁸⁾ においても、同様な設計基準が示されている。

一方、わが国の建設省監修の土木構造物標準設計⁹⁾ を BS 5400 の指針に準じて照査してみれば (ただし、荷重係数や部分安全係数は、JSHB にしたがうものとした)、若干のプレートガーダーの端支点上補剛材では、上述のような梁一柱的な挙動を呈する範囲内に入り、危険側となるものが見受けられた¹⁰⁾。ここでは、プレートガーダーの端支点上補剛材を梁一柱モデルに置換し、若干の解析を試み、その終局強度設計法について検討を試みる¹⁰⁾。

4.1.2 端支点上補剛材の有効座屈長

プレートガーダーの端支点上補剛材を、梁一柱モデルに置き換えたときの有効座屈長について検討する。弾性実験、および破壊実験結果によると、図 4.1(a) に示すように、端支点上補剛材に作用する軸方向圧縮力 p_z は、終局状態に至るまでは、ほぼ上端でゼロ、また下端で最大の直線分布をすることが明らかにされている¹⁰⁾。

したがって、図 4.1(a) 中に示したように、梁一柱モデルの軸方向の座標 z に沿って直線的に変化する次式の軸方向分布圧縮力 P_z が作用すると考えることができる。ここに、 p はこのモデルに作用する単位長さ当たりの分布軸方向力である。

$$P_z = p(b - z) \dots\dots\dots (4.1)$$

また、端支点上補剛材の面内変位 u は、同じく実験によると¹⁰⁾、下フランジ取付け点ではほとんど現れず、上フランジ取付け点で発生するいわゆる一端固定で、他端自由な柱としての挙動を呈して

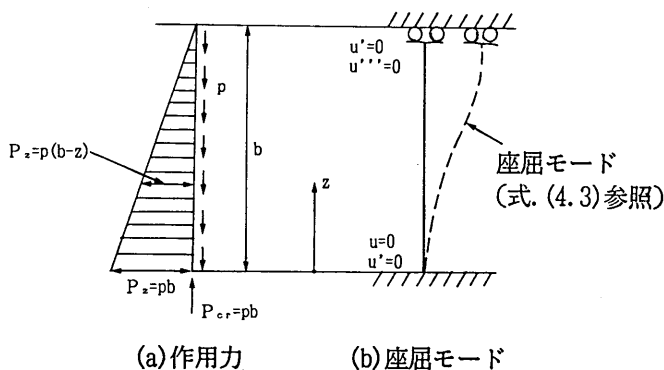


図 4.1 端支点上補剛材の作用力と座屈モード

いる。ただし、両端における回転が拘束されて、端支点上補剛材の上下フランジ取付け点においても曲げモーメントが生じる。これらのことより、柱モデル境界条件としては、

$$[u]_{z=0} = 0, \quad \left[\frac{du}{dz}\right]_{z=0} = 0, \quad \left[\frac{du}{dz}\right]_{z=b} = 0, \quad \left[\frac{d^3u}{dz^3}\right]_{z=b} = 0 \quad (4.2)$$

を満足する図 4.1(b) の梁-柱モデルを考えることができる。

さて、この有効座屈長を求めるために、座屈モード u を、

$$u = u_0 \left(\cos \frac{\pi z}{b} - 1 \right) = u_0 \xi \quad (4.3)$$

と仮定する。すると、この柱の座屈時の全ポテンシャルエネルギー Π は、ひずみエネルギーを U 、また位置エネルギーを V とすれば、次式で表される。

$$\Pi = U + V = \frac{1}{2} \int_0^b EI \left(\frac{d^2u}{dz^2} \right)^2 dz - \frac{1}{2} \int_0^b p(b-z) \left(\frac{du}{dz} \right)^2 dz \quad (4.4)$$

そこで、ポテンシャルエネルギー Π の停留原理 $\partial \Pi / \partial u_0 = 0$ にもとづき、上式から、座屈荷重 $p = p_{cr}$ を求めれば、

$$p_{cr} = \frac{\int_0^b EI \left(\frac{d^2\xi}{dz^2} \right)^2 dz}{\int_0^b (b-z) \left(\frac{d\xi}{dz} \right)^2 dz} = \frac{\pi^2 EI}{(0.707b)^2 b} \quad (4.5)$$

となる。したがって、両端で一定の座屈荷重 P_{cr} 、すなわち

$$P_{cr} = p_{cr} b = \frac{\pi^2 EI}{(0.707b)^2} \quad (4.6)$$

を受ける柱に換算すれば、有効座屈長 ℓ は、

$$\ell = \beta b = 0.707b \quad (4.7)$$

となる。ちなみに、有効座屈長さ係数 β は、JHSB で $0.5^{1)}$ 、BS 5400 で $1.0^{7)}$ 、またスイスの Sia で 0.7 にとっている⁸⁾。したがって、式 (4.7) の結果は、Sia⁸⁾ に近い値である。

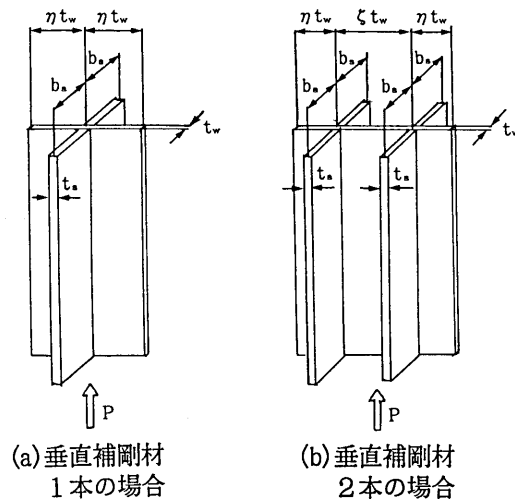


図 4.2 端支点上補剛材の取付け方法

4.1.3 終局状態における梁-柱モデルの有効断面

終局状態における梁-柱モデルの断面の有効幅係数 η および ζ は、図 4.2 を参照にして、以下のようにとられている^{1),7)}。

$$\eta = 12, \quad \zeta = 24 \dots\dots\dots (4.8)$$

しかしながら、実験によると、これらの値の取り方は、上式よりも、若干、JSHB タイプ (図 4.2 (a) 参照) で安全側に¹⁾、また BS 5400 タイプ (図 4.2 (b) 参照) で危険側になることが示されており⁷⁾、今後、さらに検討する必要がある¹⁰⁾。

4.1.4 梁-柱モデルに作用する断面力

腹板が座屈した後に、図 4.3 に示す張力場による引張応力度 σ_t が生じれば、この応力度 σ_t によって次式で与えられる断面力 T, H および V が、梁-柱モデルに作用する。

$$T = \sigma_t b t_w \cos \theta, \quad H = \sigma_t b t_w \cos^2 \theta, \quad V = \sigma_t b t_w \sin \theta \cos \theta \dots\dots\dots (4.9)$$

ここで、 θ は張力場の角度で、種々な提案もあるが、Basler の研究にしたがうものとする²⁾、次式が適用できる。

$$\theta = \tan^{-1} \left\{ \sqrt{1 + \left(\frac{b}{a} \right)^2} - \frac{b}{a} \right\} \dots\dots\dots (4.10)$$

また、式 (4.9)c に示される鉛直力 V は、後座屈強度 P_p とつり合うため、

$$P_p = (\tau - \tau_{cr}) t_w b = V, \quad (\tau = P/A_w : \text{腹板のせん断応力度}) \dots\dots\dots (4.11)$$

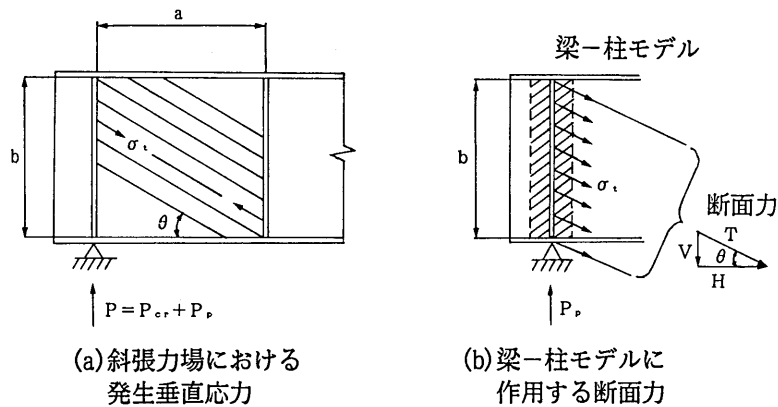


図 4.3 斜張力場における発生垂直応力度と梁-柱モデルに作用する断面力

となる。したがって、梁-柱モデルに作用する分布横荷重 q は、式 (4.9)b-c、および式 (4.11) を用いて水平力 H を求め、それを桁高 b で割れば、次式のようにになる。

$$q = (\tau - \tau_{cr}) t_w \cot \theta \dots\dots\dots (4.12)$$

ちなみに、BS 5400 では、上式の右辺かっこ内の第 2 項を、 $0.8 \tau_{cr}$ としている。しかし、ここでは、実験結果¹⁰⁾ を参照にし、上式どおり τ_{cr} を用いる¹⁰⁾。

いま、分布横荷重 q による梁-柱モデルに生じる曲げモーメントを考える。梁-柱モデルの両端が固定支持されていれば、曲げモーメント図は、図 4.4(a) に示されるように、容易にプロットできる。つぎに、終局状態においては、図 4.1 に示したように、端支点上補剛材の上端の変位がゼロであることから、式 (4.2) に示す境界条件を有する片持梁の上端の変位をゼロにするような集中荷重 Q

$$Q = qb/8 \dots\dots\dots (4.13)$$

を図 4.4(b) に示す片持梁に作用させる。すると、そのときの曲げモーメント図は、図 4.4(b) のようになる。したがって、合曲げモーメントは、図 4.4(c) に示すように分布することになり、これを式で示すと、次式で表される。

$$M = kqb^2 \dots\dots\dots (4.14)$$

ここに、(a) $Q = 0$ に対して：

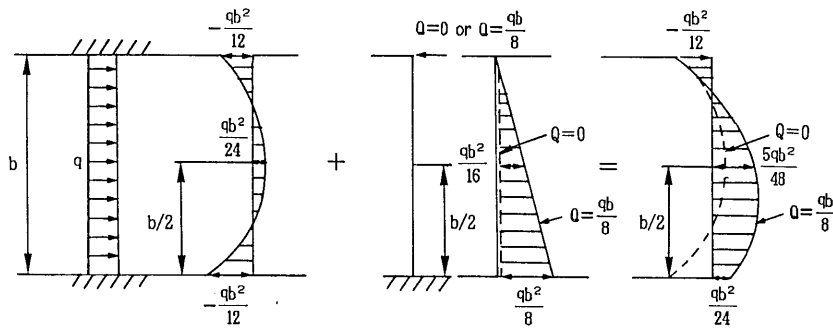
$$\left. \begin{aligned} k &= -1/12 \quad (\text{上端、および下端}) \\ &= 1/24 \quad (\text{梁-柱中央}) \end{aligned} \right\}$$

(b) $Q = qb/8$ に対して：

$$\left. \begin{aligned} k &= -1/12 \quad (\text{上端}) \\ &= 5/48 \quad (\text{梁-柱中央}) \\ &= 1/24 \quad (\text{下端}) \end{aligned} \right\}$$

$\dots\dots\dots (4.15)$

であり、設計では、このうちの最大のものを用いるのがよい。



(a)固定梁の曲げモーメント (b)片持梁の曲げモーメント (c)合曲げモーメント

図 4.4 梁－柱モデルに作用する曲げモーメント

4.1.5 梁－柱モデルによる端支点上補剛材の終局限界状態設計法

梁－柱の終局限界状態に対する安全性の照査式は、次式のように表される。

$$\frac{\nu P}{P_u} + \frac{\nu M}{M_Y \left(1 - \frac{\nu P}{P_{cr}}\right)} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (4.16)$$

$$\text{ここに、} P_u = \sigma_u A_{eff}, \quad M_Y = \sigma_Y W_{eff} \quad \dots\dots\dots (4.17)$$

ν : 終局限界状態に対する安全性係数

そして、終局強度 σ_u は、JSHB の柱の耐荷力曲線¹⁾ にもとづいて求められるものとする。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u / \sigma_Y &= 1.0 & (\lambda \leq 0.2) \\ &= 1.109 - 0.545\lambda & (0.2 < \lambda \leq 1.0) \\ &= \frac{1}{0.733 + \lambda^2} & (\lambda > 1.0) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (4.18)$$

$$\text{また、} \lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \frac{\ell}{r} \quad : \text{無次元化細長比} \quad \dots\dots\dots (4.19)$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A_{eff}}} \quad : \text{有効断面の弱軸まわりの断面二次半径} \quad \dots\dots\dots (4.20)$$

および σ_Y : 鋼材の降伏点

ℓ : 有効座屈長 (式 (4.7) 参照)

I_y : 有効断面の弱軸まわりの断面二次モーメント

W_{eff} : 有効断面の弱軸に関する断面係数

A_{eff} : 有効断面の断面積 (図 4.2 参照)

なお、式 (4.16) の左辺第 2 項の分母における係数 $(1 - \nu P / P_{cr})$ は軸方向力による曲げモーメント M の拡大係数で、また P_{cr} は式 (4.5) で与えられるものである。

4.1.6 まとめと今後の課題

従来、プレートガーダーの端支点上補剛材は、単なる柱とみなして、その安全性が照査されていた。しかしながら、限界状態設計法によると、腹板がせん断座屈を起こしたのちの後座屈挙動も考慮してプレートガーダーの端支点上補剛材を設計する必要がある。本節では、これに対する限界状態設計法のフォーマットで表示した照査方法を示した。

ただし、端補剛材に協力する腹板の有効幅 ηt_w 、および ζt_w の取り方については、過去の実験結果を参照にしたり¹⁰⁾、また新たに FEM 解析を行って、十分に検討を加える必要があろう。

4.2 箱桁の支点上ダイヤフラム

4.2.1 まえがき

箱桁の支点上ダイヤフラムは、後述の 4.3 に示す剛度部材である中間ダイヤフラムと異なり、著しい大きい反力を受けるので、強度部材とみなして設計しなければならない。これらの研究は、1970 年前後に、ヨーロッパにおいて、あいついで起こった箱桁の中間支点上ダイヤフラムの崩壊に起因する落橋事故を契機として始められた¹¹⁾。そして、英国では Merrison 委員会でもとめられた IDR¹²⁾ (Interim Design and Workmanship Rules) や、それをもとにまとめられた BS 5400 Part 3⁷⁾ が制定され、箱桁の支点上ダイヤフラムの明確な設計指針が示されるようになった。

わが国においても、清水ら¹³⁾ によって理論的・実験的研究が行われており、日本道路協会でまとめられた鋼道路橋設計便覧¹⁴⁾ や、阪神高速道路公団の曲線桁設計の手引 (案)¹⁵⁾ の中にも箱桁の支点上ダイヤフラムの設計法が提示されている。それらによると、箱桁の支点上ダイヤフラムとしては、図 4.5 に示すものを対象としている。すなわち、同図 (a) は 1 箱桁 1 沓のものを、また同図 (b) は 1 箱桁 2 沓のものである。そして、補剛材を含むダイヤフラムの強度を、許容応力度設計法によって、照査する方法が示されている。

ここでは、英国で多く使われている扁平で、しかもテーパーの付いた腹板を有する箱桁は除外し、比較的幅の狭い図 4.5 の長方形断面を有する箱桁に着目し、これらの支点上ダイヤフラムの強度を、終局限界状態設計法のフォーマットで書き表すことを試みしてみる。

4.2.2 支点上ダイヤフラムの終局限界状態設計法

(1) 支点上補剛材の終局耐荷力の照査法

簡単のため、1 箱桁 1 沓の箱桁を対象とし、図 4.6 に示すように、支点上の補剛材とこれに協力するダイヤフラムとに、支点反力 R_v が作用する場合を考える。このときの鉛直方向の垂直応力度 σ_v の分布は、FEM 解析によると、図 4.6(a) 中に示すように、箱桁下端で最大となり、上端で 0 となる三角形の分布を呈する。

すると、補剛材とダイヤフラムとで構成される断面が、軸方向に三角形に変化する圧縮力を受ける柱部材として挙動するものとし、その終局限界状態を照査することができる。すなわち、

$$\frac{\nu R_v}{R_u} \leq 1 \dots\dots\dots (4.21)$$

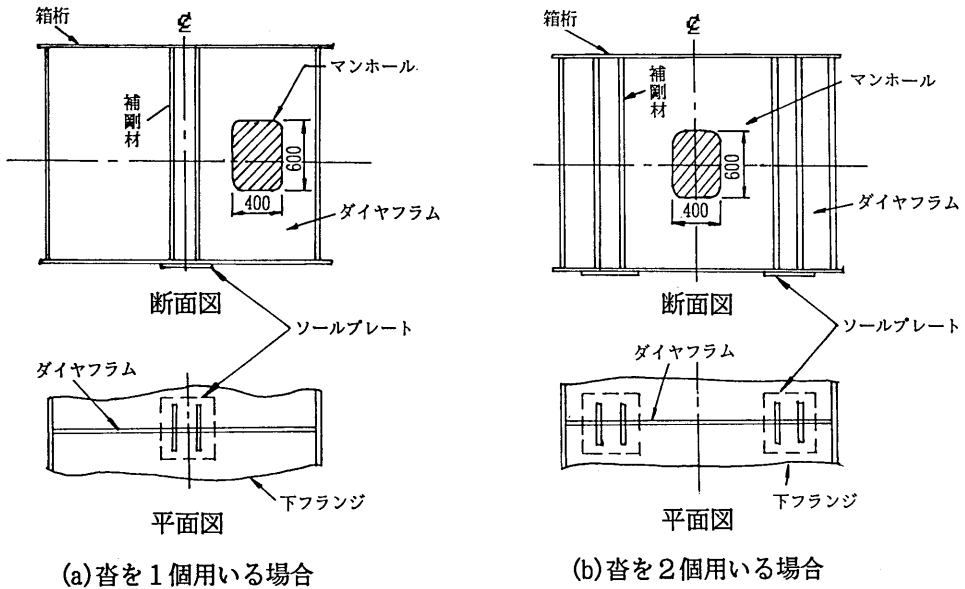


図 4.5 標準的な箱桁支点上のダイアフラム (単位: mm)

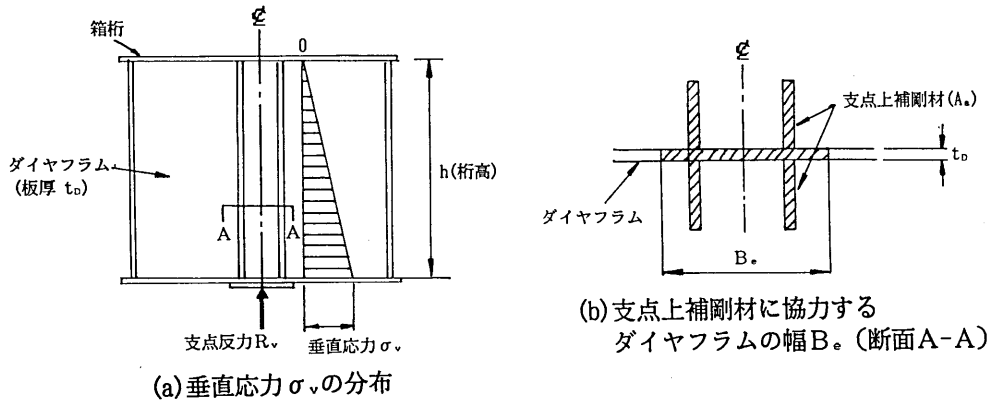


図 4.6 ダイアグラムの鉛直応力度分布と支点上補剛材に協力するダイアグラムの幅

ここに、 ν : 終局限界状態に対する安全係数である。

$$\text{そして } R_u = \sigma_u A_{eff} \dots\dots\dots (4.22)$$

$$A_{eff} = A_e + B_e t_D \dots\dots\dots (4.23)$$

A_e : 支点上補剛材の断面積 (図 4.6(b) 参照)

B_e : 道路橋示方書 II 8.7.1 に示されたダイアフラムが座屈に協力する有効幅¹⁾

(図 4.6(b) 参照)

t_D : ダイアグラムの板厚 (図 4.6(b) 参照)

$$\left. \begin{aligned} \text{また、}\sigma_u/\sigma_Y &= 1.0 & (\lambda \leq 0.2) \\ &= 1.109 - 0.545\lambda & (0.2 < \lambda \leq 1.0) \\ &= \frac{1}{0.733 + \lambda^2} & (\lambda > 1.0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.24)$$

$$\text{および } \lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \frac{\ell}{r} \quad : \text{無次元化細長比} \dots\dots\dots (4.25)$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A_{eff}}} \quad : \text{有効断面の弱軸まわりの断面二次半径} \dots\dots\dots (4.26)$$

ならびに σ_Y : 鋼材の降伏点

I_y : 有効断面の弱軸まわりの断面二次モーメント

A_{eff} : 有効断面の断面積 (図 4.2(b) 参照)

さらに、有効座屈長については、図 4.6 の三角形の垂直応力度 σ_v の分布を考慮して、以下のようにとる¹⁰⁾。

$$\ell = 0.7h \dots\dots\dots (4.27)$$

ここに、 h : 箱桁の桁高である。

(2) 支点上補剛材の終局支圧強度の照査法

支点上補剛材が座屈に対して十分な強度を有していても、支点上補剛材、およびダイヤフラムにおける支圧強度が不足していないか否かを、確かめておく必要もある。そのため、図 4.7 に示すように、支点上補剛材とダイヤフラムとで構成される断面の支圧に対する有効断面 A'_{eff} (斜線部の断面積) を考えれば、これは、以下のように照査することができる。

$$\frac{\nu R_v}{R_b} \leq 1 \dots\dots\dots (4.28)$$

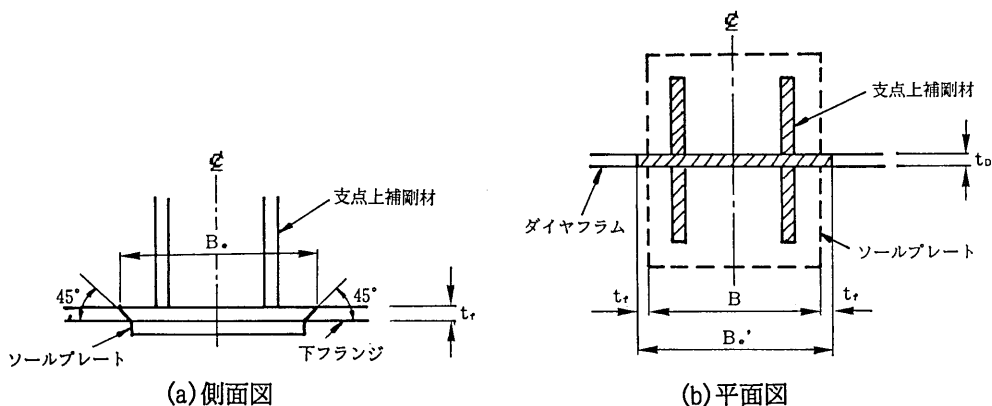


図 4.7 支圧に対する有効断面

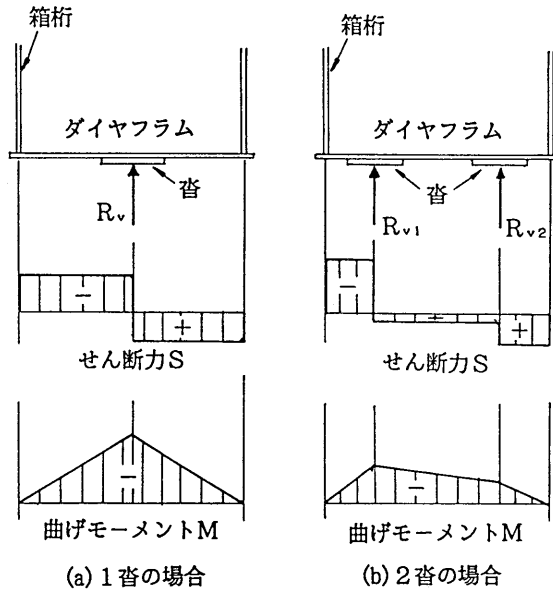


図 4.8 ダイヤフラムに発生するせん断力と曲げモーメント

$$\text{ここに、} R_b = \sigma_b A'_{eff} \dots\dots\dots (4.29)$$

$$A'_{eff} = A'_s + B'_e t_D \dots\dots\dots (4.30)$$

$$B'_e = B + 2t_f \dots\dots\dots (4.31)$$

σ_b : 支点上補剛材の限界支圧応力度 (道路橋示方書 II 2.2.1 参照¹⁾)

B : ソールプレートの幅 (図 4.7(b) 参照)

t_f : 下フランジの板厚 (図 4.7(b) 参照)

で、その他の記号は前述のとおりである。また、 A'_s は、支点上補剛材の断面積である。ただし、支点上補剛材のダイヤフラムへの溶接がスカーラップを付けて行われている場合は、スカーラップによる断面の欠損を考えるものとする。

(3) ダイヤフラムの終局耐荷力の照査法

支点反力 R_v は、支点上補剛材が座屈や支圧に対して安全であれば、ダイヤフラムを通じて主桁の腹板に伝達されてゆく。その過程において、箱桁のフランジ・プレートとダイヤフラムとで構成された梁で、この支点反力 R_v を受けもたせる。すると、図 4.5(a)、および (b) に示した箱桁への沓の取付け形式に応じた断面力、すなわち、せん断力 S と曲げモーメント M とが橋軸直方向の断面内に生ずる。これらの断面力は、深梁として解析すべきであるが、いま簡便のために、通常の梁とみなしたこれらの分布形状を、図 4.8 に例示する。すると、まずせん断力 S が卓越する部分のダイヤフラムの終局限界状態は、以下の式によって照査されよう。

$$\frac{\nu S}{S_u} \leq 1 \dots\dots\dots (4.32)$$

ここに、 ν ：終局限界状態に対する安全係数であり、

$$S_u = \tau_u t_D h \dots\dots\dots (4.33)$$

また、 τ_u は限界せん断応力度で、ダイヤフラムにせん断座屈が起こるときは $\tau_u = \tau_{cr}$ にとり、せん断座屈が起こらないときは、

$$\tau_u = \sigma_Y \sqrt{3} \dots\dots\dots (4.34)$$

にとれる。なお、式 (4.32) より、ダイヤフラムがせん断座屈を起こさないための板厚 (図 4.7(b) 参照) は、

$$t_D \geq \frac{\nu S}{\tau_{cr} h} \dots\dots\dots (4.35)$$

と表される。ここに、 h は、箱桁の桁高である (図 4.6(a) 参照)。

一方、図 4.8 に示したように、曲げモーメント M が卓越する部分のダイヤフラムに対しては、

$$\frac{\nu M}{M_u} \leq 1 \dots\dots\dots (4.36)$$

なることを照査する必要がある。ここに、

$$M_u = \sigma_u W \dots\dots\dots (4.37)$$

で、 W は断面係数である。なお、上下フランジ・プレートの有効幅は、道路橋示方書 II 8.3.4 に準じて定めるものとする¹⁾。そして、 σ_u は曲げに対する限界垂直応力度で、下フランジ・プレートに座屈が起こるときは $\sigma_u = \sigma_{cr}$ にとり (次節の 4.2.3 も参照)、また座屈が起こらないときには鋼材の降伏点 σ_Y 、すなわち

$$\sigma_u = \sigma_Y \dots\dots\dots (4.38)$$

にとれる。さらに、せん断力 S と曲げモーメント M とがともに卓越するときには、以下の照査を行っておくべきである。

$$\left(\frac{\nu S}{S_u} \right)^2 + \left(\frac{\nu M}{M_u} \right)^2 \leq 1 \dots\dots\dots (4.39)$$

4.2.3 二方向の軸方向力を受ける板の終局限界状態設計法

前節の 4.2.2 で明らかなように、箱桁の中間支点上ダイヤフラム近傍の下フランジ・プレートは、図 4.9 に示すように、橋軸方向の圧縮力を受けると同時に強軸直角方向の圧縮力も受ける。そのため、下フランジ・プレートは、二方向の軸方向圧縮力を受ける板として、終局限界状態の照査をしておく必要がある。

この種の問題に対しては、BS 5400 Part 3⁷⁾、および DIN 18800 Teil 3¹⁶⁾ の基準がある。また、わが国では、北田ら¹⁷⁾ の研究がある。これらの成果を参照にして、2 方向の軸方向圧縮力を受ける補剛板に対する耐荷力の算定法を、以下で紹介する。

すなわち、図 4.10 に示す補剛板に対する耐荷力の式としては、まだ論議の余地も多分に残されているが、以下のように表されている¹⁸⁾。

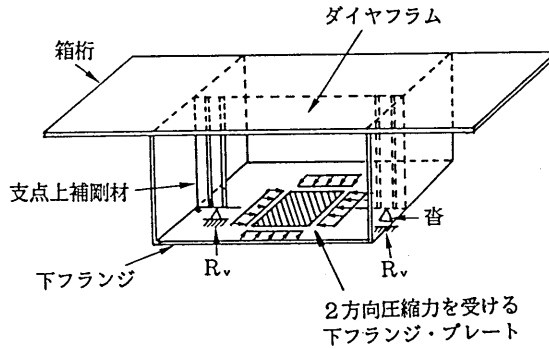


図 4.9 箱桁中間支点上で 2 方向圧縮力を受ける下フランジ・プレート

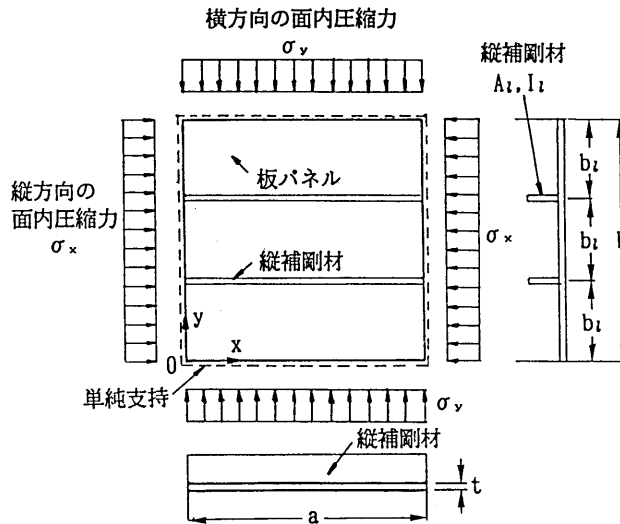


図 4.10 二方向の圧縮力を受ける補剛板

$$\left(\frac{\sigma_{xm}}{\sigma_{xmo}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{ym}}{\sigma_{ymo}} \right)^2 = 1 \dots\dots\dots (4.40)$$

ここに、 σ_{xm} : 縦方向の圧縮応力度
 σ_{xmo} : 縦方向の終局圧縮強度
 σ_{ym} : 横方向の圧縮応力度
 σ_{ymo} : 横方向の圧縮強度

である。

図 4.11 は、これらの耐力曲線を破線でプロットしたものである。なお、図中には、板の相い対する 2 辺の一方が引張で、他方の 2 辺が圧縮の場合の耐力曲線も示されている。また、von Mises

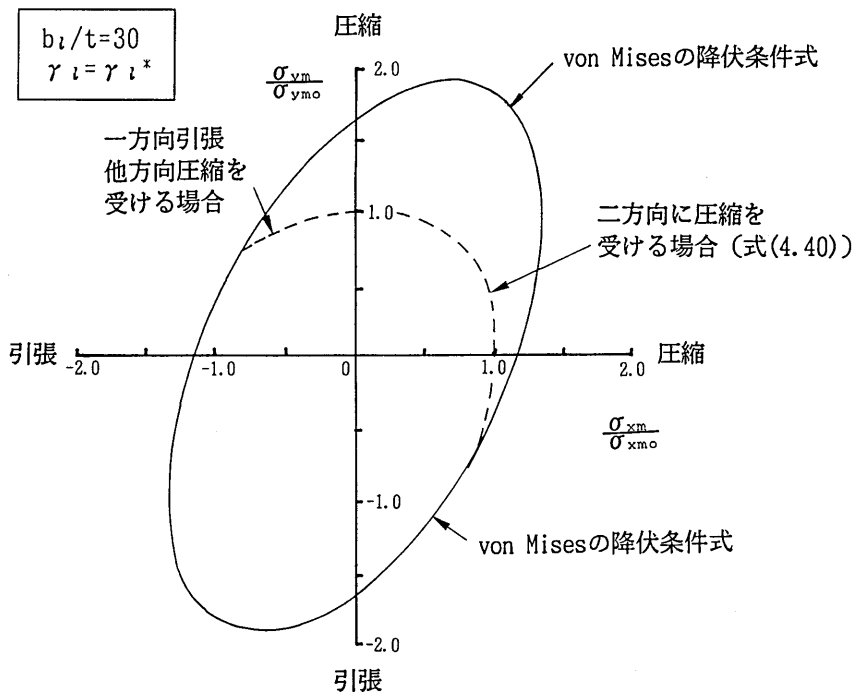


図 4.11 二方向の面内力を受ける補剛板の終局強度相関曲線

の降伏条件式によるものも実線で示されている。この図から、座屈が先行する場合、圧縮－圧縮を受ける補剛板では、かなり耐荷力が低下することがわかる¹⁹⁾。したがって、今後、支点上ダイヤフラムを設計する際には、下フランジ・プレートに対して、この種の挙動を考えておく必要があるだろう。

4.2.4 まとめと今後の課題

箱桁の支点上ダイヤフラムの設計法に関しては多くの研究もあり、また諸外国では設計基準も整備されている。しかし、それらに基づいて、わが国の代表的な鋼箱桁橋に試算設計を行ってみると、かなり煩雑な設計を行う必要があることがわかった²⁰⁾。

ここでは、わが国で、現在、使われている設計法を、限界状態設計法のフォーマットで系統的に書き改めることにとどめた。しかしながら、支点反力がダイヤフラムを通じて、箱桁の腹板へ伝達されてゆく機構を、たとえば深梁理論などを用い、より正確に解明しておく必要があるだろう。また、連続箱桁橋の中間支点上のダイヤフラム近傍における下フランジ・プレートには、2方向の圧縮力が卓越して作用するので、今後、この種の問題について、慎重に検討すべきであろう。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、II. 鋼橋編，丸善，昭和55年2月。

- 2) Basler, K.: Strength of Plate Girder in Shear, Proc. of ASCE, No.ST7, Vol.87, pp.151-180, Oct. 1961.
- 3) Calladine, C.R.: A Plastic theory for collapse of plate girders under combined shearing force and bending moment, The Structural Engineer, Vol.51, No.4, pp.147-154, Apr. 1973.
- 4) Huslid, J.M., Rockey, K.C.: The influence of end post rigidity on the collapse behaviour of plate girders, Proc. Instn. Civ. Engrs, Part 2, pp.285-312, June 1979.
- 5) Porter, D.M., Rockey, K.C. and Evans, H.R.: The behaviour of plate girders loaded in shear, The Structural Engineer, Vol.53, No.8, pp.313-325, Aug. 1975.
- 6) Rockey, K.C. and Skaloud, M.: The ultimate load behavior of plate girders loaded in shear, The Structural Engineer, Vol.50, pp.29-48, Jan. 1972.
- 7) British Standards Institution: BS5400, Steel, concrete and composite bridge, Part 3, Code of practice for design of steel bridges, Apr. 1982.
- 8) Swiss Society of Engineers and Architects: Swiss Standard Sia 161, Steel Structures, 1979.
- 9) 全日本建設技術協会・建設省制定：土木構造物標準設計, 第 23-28 巻, 数値表, その 1-4, 昭和 54 年 3 月.
- 10) 中井 博・総田完治・阪野雅則：プレート・ガーダー端支点上補剛材の耐荷力実験と解析, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.32A, pp.399-410, 1986 年 3 月.
- 11) これらの文献については, 土木学会鋼構造委員会：座屈設計ガイドライン, 鋼構造シリーズ 2, 昭和 62 年 10 月, を参照にされたい.
- 12) Her Majesty's Stationary Office: The Committee of Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges, 1973.
- 13) 清水 茂：鋼箱桁支点上ダイヤフラムの挙動に関する基礎的研究, 名古屋大学学位論文, 1981 年 12 月.
- 14) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧, 昭和 54 年.
- 15) 阪神高速道路公団：曲線桁設計の手引(案), 昭和 63 年 10 月.
- 16) DIN 18800 Teil 3: Stahlbauten Stabilitätsfalle – Plattenbeluen, Norm-Vorlage, Aug./Nov. 1986.
- 17) 北田俊行・中井 博・古田富保・鈴木宏昌：2 方向面内力を受ける補剛板の極限強度に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.34A, pp.203-214, 1988 年 3 月.
- 18) 北田俊行・中井 博・古田富保：2 方向面内力を受ける補剛板の極限強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.437/I-17, pp.79-88, 1991 年 10 月.
- 19) 北田俊行・中井 博・橋本良之・古田富保・野口二郎：2 方向面内力を受ける補剛板の終局強度に基づく設計法の一提案, 橋梁と基礎, Vol.27, No.4, pp.23-30, 1993 年 4 月.
- 20) 関西道路研究会・道路橋調査研究委員会, 鋼構造系専門委員会・鋼構造部材専門委員会: BS 5400 による鋼床版箱桁橋の試設計, 昭和 61 年 3 月.

4.3 中間ダイヤフラム ー剛度規定とその背景ー

4.3.1 まえがき

箱桁の中間ダイヤフラムは、箱閉断面の断面変形を防止するために設けられ、断面変形に起因する付加変形（橋軸方向のそり、薄板から成る箱閉ラーメンの曲げ応力）を防止するとともに、製作、架設時に形状を保持して作業性を確保するために設けられる。

断面変形挙動を明らかにしようとした研究は古くからみられるが、最近になって設計法の提案がなされ現在に至っている。これまでに提案された設計法の基本的な考え方は、

- ① 付加的なそり応力が主要曲げ応力に比して十分小さいとみなせるダイヤフラムの最大間隔を規定する。
- ② ダイヤフラムが十分に剛とみなせる無次元剛比を確保する。

である。②の条件は、①のそり応力が②の条件のもとで求められているために課せられている。ところが、実務設計で、特にダイヤフラムを最大間隔以下に狭く配置した場合、つまり、断面変形挙動と関係なく間隔が決定される場合、また箱断面が大きい場合（長支間の橋梁）に過大なダイヤフラム剛性が必要となるケースが生じている。そのため、主にダイヤフラムの剛度規定に関する研究が最近でもみられ若干の混乱があると考ええる。そこで、これまでに提案された剛度決定法を中心に整理する。

4.3.2 中間ダイヤフラムの剛度規定

Merrison Rule（後に B.S. Part3, Appendix B⁷⁾ に引き継がれる）は Wright, R.N. ら²¹⁾ の提案した BEF アナロジーモデルに基づいている。BEF アナロジーの基礎式は、

$$EI_{DW}\chi'''' + k\chi = p_v \dots\dots\dots (4.21)$$

と与えられる²²⁾。ここで、()' は座標に関する微分、 χ は断面変形率、 EI_{DW} は断面変形に関するそり剛性、 k は箱閉ラーメンの断面変形抵抗を表わす分布バネ定数、 K (図中) は中間ダイヤフラムのバネ定数、 L_D (図中) は中間ダイヤフラムの間隔、 p_v 、 P_v はそれぞれ分布と集中のずれ荷重で、文献 23) の定義を用いるとトルク荷重として算定できる。

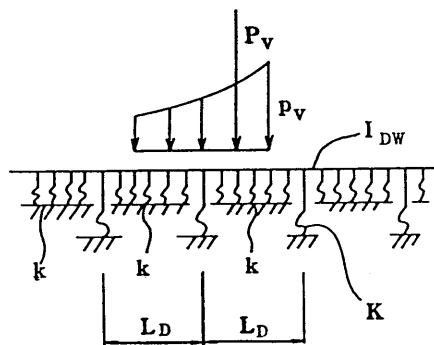


図 4.12 BEF アナロジーモデル

BEF アナロジーモデルによれば、断面変形挙動に対する無次元パラメータとして、

$$\pi_1 = \sqrt[4]{\frac{K}{EI_{DW}}} L_D \dots\dots\dots (4.22)$$

$$\pi_2 = \frac{K}{kL_D} \dots\dots\dots (4.23)$$

が得られる。Merrison Rule では、 π_1 をパラメータとして付加変形量の計算式(設計式)が与えられている。このとき、中間ダイヤフラムの剛性が無限大に近いと仮定している。したがって以上の条件のもと、 π_1 をパラメータとした π_2 の値が、分布集中ずれ荷重によるそり応力、箱閉ラーメンの板曲げ応力のそれぞれに対して定義されている。このとき、無限大に近い値をどこに設定するかで、ダイヤフラムの必要剛度が大きく変わることになる。

坂井・長井は、BEAM アナロジーを誘導し設計法の提案を行った²³⁾。BEAM アナロジーモデルは図 4.12 の分布バネ (k) の効果を見捨てるもので、その基礎式は、

$$EI_{DW}\chi'''' = pV \dots\dots\dots (4.24)$$

と与えられる。中間ダイヤフラムが十分に剛な場合、分布バネ (k) を見捨てることも問題ないことが説明されているが、横リブの補剛効果を考慮した小松・長井²²⁾の検討でも、その妥当性が確認されている。BEAM アナロジーを用いた場合の無次元パラメータは、分布バネ (k) が考慮されていないことから、

$$\gamma = \pi_1^4 \pi_2 = \frac{KL_D^3}{EI_{DW}} \dots\dots\dots (4.25)$$

となる。Merrison Rule と同様にダイヤフラムが十分に剛であるという前提で付加変形量の計算式(設計式)が与えられる。また、ダイヤフラムが十分に剛とみなせる値として、

$$\gamma = 30 \dots\dots\dots (4.26)$$

を設定した。その後、鋼道路橋便覧¹⁴⁾では、

$$\gamma = 20 \dots\dots\dots (4.27)$$

が設定された。以上の考え方が、公団の規準、内規として採用されている^{24),25)}。

γ を一定値に設定すると、断面が大きくなるほど ($I_{DW} \rightarrow$ 大) 大きなダイヤフラムが必要となる。一方、ダイヤフラム間隔を狭くすると急激に大きな剛度が必要となる。ダイヤフラム間隔を狭くするとそり応力はかなり小さくなるものの、断面変形に対して剛な構造になってくる。そのため、そり応力を収束させる立場からは剛なダイヤフラムが要求されることになる。

小松・長井²²⁾ は、以上の実用上の問題に対処するため、任意のダイヤフラム間隔と剛度のもとで付加変形量が求められる図 4.13 を作成した。その際用いた無次元パラメータは、 π_1 (式 (4.22)) と、 π_2 に代って γ (式 (4.25)) の 2 つである。また分布バネ定数は、横リブと垂直補剛材で構成される箱閉ラーメン(薄板の有効幅を考慮)のバネ定数をその間隔で割って計算することになる。比較的小さい箱桁では、この効果のためにダイヤフラムがかなり小さく(または不要に)なる。Merrison Rule と坂井・長井により提案された付加変形量がどのような値であるかが図中に示されている。いずれも、 $\gamma = \infty$ に対応する付加変形量を設計式として与えていることがわかる。

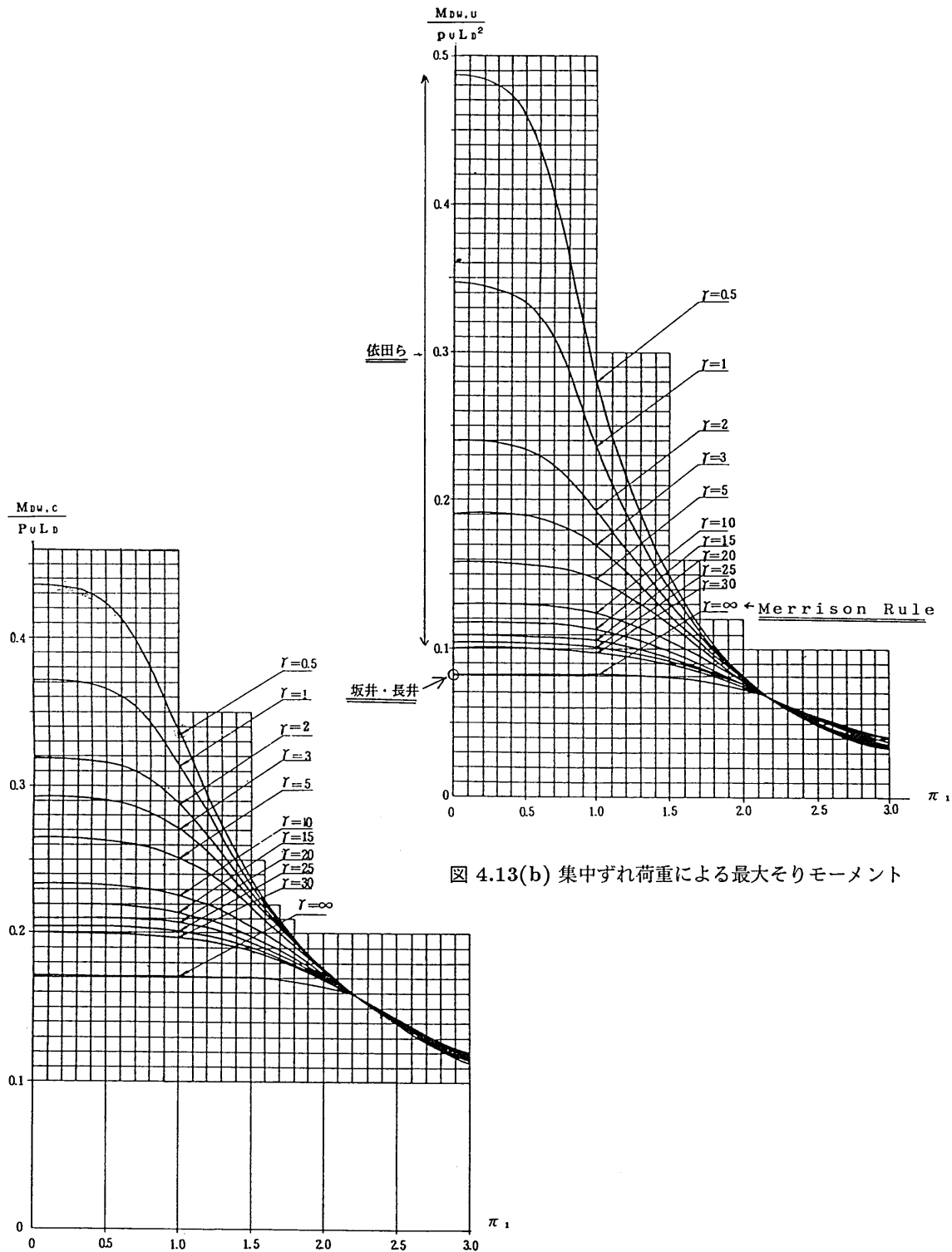


図 4.13(b) 集中ずれ荷重による最大そりモーメント

図 4.13(a) 等分布ずれ荷重による最大そりモーメント

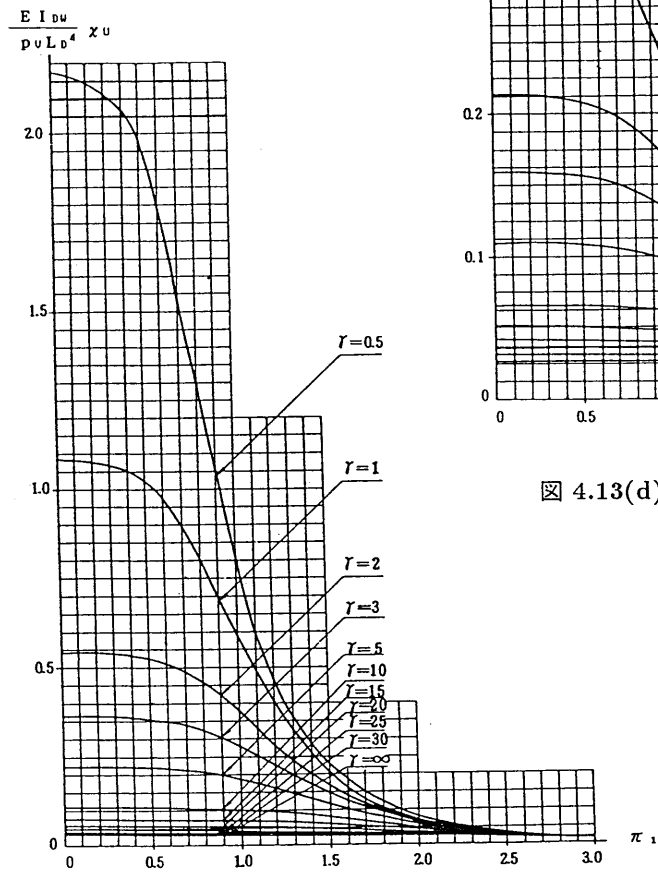


図 4.13(c) 等分布ずれ荷重による最大断面変形率

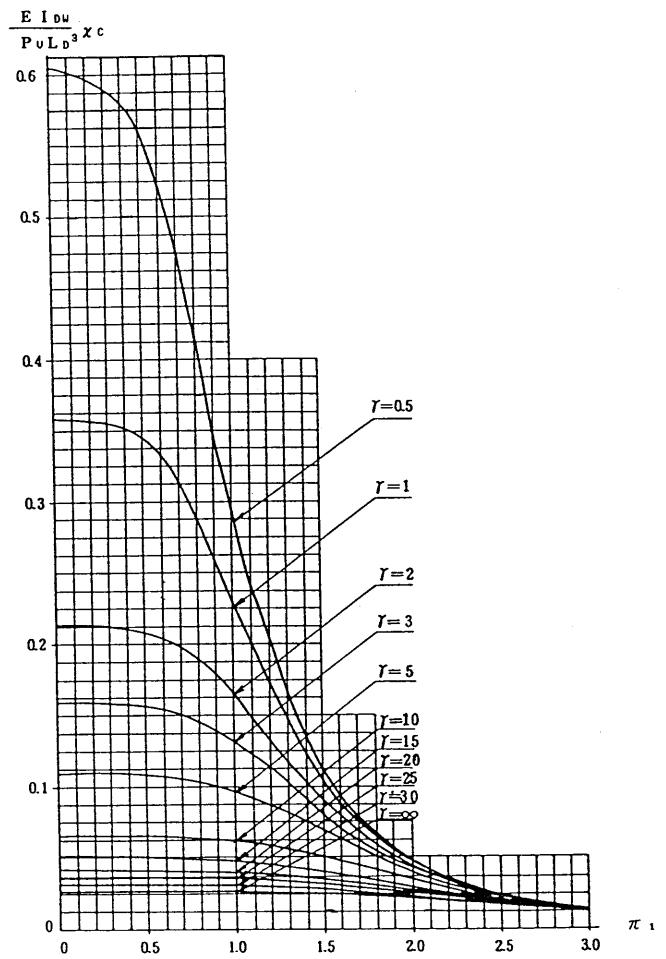


図 4.13(d) 集中ずれ荷重による最大断面変形率

これまで、坂井・長井の提案式を用いてダイヤフラムの剛度が過大になった場合は、BEAM アナロジーモデル(または BEF アナロジーモデル)を用いて付加変形量の計算を行い対処してきた。小松・長井は、それを図から求めるようにしたものである。その後、依田ら²⁶⁾が、坂井らと同様 BEAM アナロジーモデルを用いた検討を行った。 $0.5 < \gamma < \infty$ の範囲でそり応力の算定式を求めている。図 4.13 との対応では、図中の縦軸上の変形量を検討することになる。 $\gamma = 0.5$ のときの必要ダイヤフラム間隔を求め、それ以下のとき $\gamma = 0.5$ を課せるものである。それ以上のときは応力計算を行うことになる。いずれにしても、前述のダイヤフラム剛度が実用上過大になるケースが生じる点を意識したものと考えられる。

次に曲線桁について説明する。曲線桁の BEF アナロジーモデルの基礎方程式は、以下のように与えられる²⁷⁾。

$$EI_{DW} \chi'''' + k\chi = p_v + \frac{M}{R} \dots\dots\dots (4.28)$$

ここで、 R は箱断面図心の曲率半径、 M は作用曲げモーメントである。

式(4.21)と比較すると、右辺の荷重項に違いのあることがわかる。すなわち、曲線桁の場合、鉛直荷重によっても断面変形が生じることになる。直線桁に比べて鉛直荷重(死、活荷重)と曲率半径が新たなパラメータとなって複雑となるが、付加変形量の算定は式(4.28)を解いて直線桁と同様の手順で行える。

中井・村山²⁸⁾は、Daborowski²⁹⁾の曲線桁用 BEF アナロジーモデルを用いて付加変形量を与えている。この場合もダイヤフラムが十分に剛という仮定に立脚している。ダイヤフラムの剛度としては、式(4.23)の π_2 を用いている。また、Heins, C.P.³⁰⁾も中井らと同様の手法を提案している。

最近になって、有住・矢吹³¹⁾も曲線桁の設計式を提案している。そこでは坂井・長井や中井らの剛度規定には矛盾があるという立場から、支間長を用いた新しいパラメータを導入している。すなわち、中間ダイヤフラムのバネ定数をその間隔で割って分布バネに置き換えて、

$$\pi_3 = \frac{L}{L_D} \frac{KL^3}{EI_{DW}} \dots\dots\dots (4.29)$$

を一定値とするよう提案している。結局、

$$K = \mu \frac{EI_{DW}}{L^4} L_D \dots\dots\dots (4.30)$$

となる。ここで μ は一定値。一見、 L_D に比例して K 値が求まるようであるが、断面変形のような局所的な挙動が支間長に支配される形となっている。

4.3.3 まとめと今後の課題

以上説明したように、中間ダイヤフラムの剛度規定については、いまだ議論がなされているようである。初期の提案では、付加変形量を規定する(設計公式とする)際に、中間ダイヤフラムが十分に剛であるという条件を課している。そのため、必要剛度が実用上過大となる場合があった。その極端な例が Merrison Rule と考えてよい。実用上は、比較的取り扱いが簡単な BEF アナロジーモデル、BEAM アナロジーモデルまでさかのぼり、剛度の調整がなされているようである。今日では、アナロジーモデルを用いた計算が簡単に行えるため、このような方向にかたまりつつあると考える。

断面変形に起因する応力は比較的小さい。そのため、実務上便利なパラメータを導入するケースが多々見られる。理論的な背景に乏しい安易なパラメータの設定には注意する必要がある。また、以上の剛度と箱桁の終局時の挙動の関係は今の所明かでない。今後、終局状態でのダイヤフラムの挙動について検討を行なう必要があると考えられる。

4.4 中間対傾構

4.4.1 まえがき

橋梁ではその断面形の保持、剛性確保、横荷重の支承への円滑な伝達を主目的として中間対傾構が設けられる。中間対傾構の間隔および剛度に関する規定は経験的に決定されたものと考えられ、終局強度との関連は現状では明かでないと考えられる。これらは今後の課題として、ここでは、対傾構の間隔、剛度規定の紹介を行うとともに、2主桁橋の座屈強度と横桁間隔、剛度との関係を検討した論文の紹介を行う。

4.4.2 中間対傾構の間隔

道路橋示方書(以後、道示と呼ぶ)¹⁾、国鉄建造物設計標準解説(以後、国鉄設標と呼ぶ)³²⁾、AASHTO³³⁾を対象に比較を行う。

① 道示(8章、プレートガーダー、8.8.1: 対傾構)

I断面、II断面プレートガーダー橋では、6m以内で、かつフランジ幅の30倍を超えない間隔で設ける(箱断面プレートガーダー橋はこれに準じるのがよい)。

② 国鉄設標(12.4、中間対傾構)

I断面の上路プレートガーダーの場合、圧縮フランジ幅の20倍以下、箱断面の上路プレートガーダーの場合、腹板中心間隔の4倍以下、いずれの場合も8mを超えない。

③ AASHTO

プレートガーダー橋(型钢を主桁とする場合も含む)では、25フィート(約7.6m)を超えない。

以上より、中間対傾構は6~8m以下の間隔で設置される。

4.4.3 中間対傾構の剛度

剛度に関する明確な規定は見あたらないが、それに準ずると考えられる項を整理する。いずれも応力照査が行われる。

① 道示(8章、プレートガーダー、8.8.1: 対傾構)

(1) 床版が3本以上の桁で支持され、かつ桁支間が10mを超える場合、剛な荷重分配横げたを設ける。

(2) 荷重分配横げたの間隔は20mを超えない。

- (3) 荷重分配させる対傾構は主要部材として設計する。
- (4) 下路プレートガーダー橋では、ニーブレースの規定が設けられる。

- 横方向の変形に対して補剛する。
- 支間内で最大の圧縮フランジ軸力の 1% の横力に対して安全である。
- ニーブレース板の自由辺の長さは板厚の 60 倍を超えない。

② 道示 (5 章、対傾構、横構、5.2：対傾構、横構の構造)

- (1) 複斜材形式の対傾構は部材の交点を互いに連結する。
- (2) 対傾構に用いる山形鋼の最小寸法は $75 \times 75 (mm)$ とする。
- (3) 2 次部材は最大細長比制限 (道示 3.1.7) 以下とする。

③ 国鉄設標 (13.7、下路プレートガーダーの主桁上フランジの固定)

- (1) 横げた両端にはニーブレースを設けるのを原則とする。
- (2) 設けない場合、横げたと垂直補剛材によって形づくられる U 形構造は水平横力に対して、剛性と強度を照査する。

④ AASHTO

(1) ダイヤフラム (横げた)

- 形鋼を主桁とする場合、高さははり高さの少なくとも $1/3$ 以上、 $1/2$ 以上が好ましい。
- 溶接主桁の場合、高さははり高さの少なくとも $1/2$ 以上、 $3/4$ 以上が好ましい。

(2) クロスフレーム (対傾構)

- 高さは可能な限り高くする。
- 中間クロスフレームは X 形か V 形とするのが好ましい。

応力照査規定が設けられる。対傾構の寸法は応力計算 (強度計算) によって決定されている。部材が極端に小さくならないよう細長比規定や、寸法の制約の規定が設けられているものの、明確な剛度規定が見あたらない。

4.4.4 2 主桁橋の座屈強度と中間横桁

幅員の狭い 2 本主桁橋を対象に、その座屈強度と中間横桁の間隔、剛度の関係を検討した論文を紹介する。西田ら³⁴⁾ は、桁の曲げ許容応力を計算する際に必要な固定点間距離の取りかたについて、横げた位置が固定点になるための、ねじれ拘束ばね定数 (横げた曲げ剛性 / 横げた長さ) の値を与えている。

小松ら³⁵⁾ は、桁の全体横ねじれ座屈に着目し、横げたの補剛効果を多くの無次元パラメータ (横げた剛性、間隔、取り付け位置の補剛度) を用いて整理している。横ねじれ座屈強度を向上させるため、これらのパラメータを調和させてあるパラメータを小さくすることを提案している。

4.4.5 まとめと今後の課題

対傾構は主構造の断面形の保持とか、剛性確保の立場から必要とされるが、この点からの具体的な剛度規定が見あたらない。応力で設計された横補剛材を用いた主構造に不都合が生じている例があり、種々の角度からの剛度規定(剛度設計法と呼ぶべき)の確立と、それと関連する細部構造の見直しが必要と考える。

参考文献

- 21) Wright, R.N., Abdel-Samad, S.R. and Robinson, A.R.: BEF Analogy for Analysis of Box Girders, Proc. of ASCE, Vol.94, No.ST.7, 1968.
- 22) 小松・長井: 中間ダイアフラムの新しい設計法に関する研究, 土木学会論文報告集, No.326, 1982.
- 23) 坂井・長井: 鋼箱桁橋中間ダイアフラム設計法に関する一試案, 土木学会論文報告集, No.261, 1977.
- 24) 日本道路公団: 設計要領 第2集第7編 橋梁上部構造, 1980.
- 25) 首都高速道路公団: 鋼構造物設計基準, 設計資料-2, 1981.
- 26) 依田・清水・平嶋: 鋼箱桁橋の中間ダイアフラムの簡易設計法について, 土木学会論文集(ノート), No.350/I-2, 1984.
- 27) 坂井・長井: 曲線鋼箱桁橋の中間ダイアフラム設計法に関する一提案, 土木学会論文報告集, No.305, 1981.
- 28) 中井・村山: ダイアフラムを有する曲線桁のずり応力の解析と設計への応用, 土木学会論文報告集, No.392, 1981.
- 29) Dabrowski, R.: Näherungsberechnung der Gekrummten Kastenträger mit Verformbarem Querschnitt, Proc. of 7th Congress of IABSE, 1964.
- 30) Heins, C.P.: Box Girder Bridge Design—State of the Arts, AISC Engineering Journal, 4th Quarter, 1978.
- 31) 有住・矢吹: 鋼曲線箱桁橋の中間ダイアフラム配置法に関する研究, 土木学会構造工学論文集, Vol.36A, 1990.
- 32) 土木学会: 国鉄構造物設計標準解説, 鋼鉄道橋, 1983.
- 33) AASHTO: DIVISION I DESIGN, SECTION 10 – STRUCTURAL STEEL, PART B – DESIGN DETAILS, 1983.
- 34) 西田・吉田・福本: 横桁による並列主桁の横補剛効果, 土木学会論文報告集, 第268号, 1977.12.
- 35) 小松・西村・大野: 横桁で連結された2主桁橋の全体横倒れ座屈特性と補剛設計, 土木学会論文報告集, 第329号, 1983.1.

5 吊橋のケーブル構造

5.1 調査研究活動の概要

5.1.1 調査の目的

この調査研究活動においては、吊橋の主ケーブルと、それに付属する各種構造要素を主たる対象として、その設計上限状態と考えられる各種要因を文献調査等により抽出し、現状における問題点を整理することを目的とした。

一般にケーブル構造と称されるものは、係留用の小径ロープから、吊屋根構造や吊橋に用いられる太径ロープあるいはケーブルに至るまでその種類がきわめて多岐にわたっており、その構造上の特性も構造物の用途に応じて様々である。しかしながら、現時点ではこれらの構造要素の設計に関する全ての細目についてはもちろんのこと、その限界状態について総括的に論ずる事が出来るほどには構造部材としてのケーブル一般の諸特性が明らかにされているとは言い難い。今後の研究・開発の成果がまたれるところである。

本調査活動においては、問題点をしぼるために、主たる対象を吊橋および斜張橋の主ケーブル、ならびにそれらに付随する構造部材とした。

5.1.2 調査の対象

吊橋のケーブルに関する研究や技術開発がわが国で著しい発展をとげたのは、わが国初の本格的長大吊橋である関門橋の建設計画が契機となっていることは言うまでもない。以後今日に至るまで研究・開発の成果が絶える事なく蓄積され、それらが現在の本州四国連絡橋の建設技術に直接反映されている。

従って、本調査研究においては、まず現状の技術動向を把握する事を目的として、関門橋の建設計画が軌道に乗り始めた時期から今日に至るまでの 20 余年間に各方面において公表された各種の研究や技術開発の成果を収集し、その内容を分類・整理することから着手した。この調査対象期間中、諸外国（オランダ、デンマーク、トルコ、イタリアなど）においても長大吊橋建設のプロジェクトがいくつか話題に上ることはあったものの、それらのうちわずかにトルコの第 2 ボスポラス橋が完成したのみで、その他はまだ建設の端緒に着いたばかりか、あるいは机上検討の段階にあるものようである。また、第 2 ボスポラス橋にしても、わが国の建設技術がほとんどそのまま持ち込まれたものといつて過言ではないであろう。

この様な背景からみて、海外においては現時点でこの調査の参考になるような研究や技術開発の成果といったものはほとんど見あたらないようであり、よって本調査活動での文献収集・調査の対象は国内のものに限ることとした。

5.1.3 文献調査に基づく現状技術水準の把握

上記の経過を経て収集された 70 件余の文献についてその内容を調査し、パソコンのデータベースソフトを用いてこれを分類・整理した（文献内容の要約、キーワードによる検索方式の作成など）。これらの文献データについては、別冊・付録編に収録されている。

この結果を参照して、ケーブル構造の限界状態に関わりを持つと思われる各種の要因についてデータのとりまとめを行った。なお、吊橋に限らず一般のケーブル構造の限界状態を論ずるに当たっては、静的荷重に対する終局強度以外の、疲労、滑動、クリープ、リラクセーション、過大な変形、腐食など、ケーブル特有の問題をさせて通ることはできないと思われる。従って、これらの疲労限界や使用限界に関わる問題についても並行して調査を行い、調査結果を静的荷重に対する終局限界状態に直接関連する要因と、その他の限界状態に関するものとに大別して取りまとめている。なお、腐食はケーブルの限界状態を支配する重要な要因であるが、この問題については今回は調査の対象外とした。

上記のように分類・整理された各項目につき、それをバックアップする研究・開発の裏付けとしての文献が現状どの程度存在しているか、それらのデータが今後限界状態設計法を検討して行く上で十分なものであるか、あるいは、十分でないとするば今後さらにどのような検討を要するか、などの観点から若干のコメントを付した。

5.2 調査結果に基づく現状の把握

5.2.1 ケーブルの限界状態

この調査では吊橋と斜張橋のケーブルを対象とし、まずこれまでに公表された文献に基づいて、

表 5.1 限界状態の分類

		終局限界状態	その他の限界状態
吊 橋	素線	引張り強さ、全伸び耐力、 破断伸び、側圧の影響 曲げの影響	引張り疲労強度 クリープ 遅れ破壊
	継手 (AS 工法)	引張り強さ	疲労強度
	ストランド (PWS 工法)	静的破断強度 ソケットの強度	引張り疲労強度 クリープ
	ハンガー ロープ	静的破断荷重、破断伸び、 2 本引き引張り強度 (U 字曲げ)	引張り疲労強度
	ケーブル バンド	静的強度	滑り耐力
	主ケーブル		2 次応力
斜 張 橋	素線	引張り強さ、全伸び耐力、 破断伸び	疲労強度、クリープ、 リラクセーション
	ケーブル	静的破断荷重 ソケットの強度	疲労強度、2 次応力 クリープ、リラクセー ション

終局限界状態に直接関連する要因と、その他の限界状態に関する要因とを抽出し、その各々に関連して、現段階ではどこまで研究・開発の成果が得られているかを調べる。ケーブル構造の限界状態として考えられるものを表 5.1 に示す。

(1) 吊橋のケーブル

現在、吊橋の主ケーブルを構成する素線として用いられているのは、直径 5 mm の亜鉛めっき鋼線である。また、主ケーブルは PWS 工法あるいは AS 工法によって架設される平行線ケーブルが主流であるから、本調査では平行線ケーブルを構成する素線、平行線ストランドおよびケーブル付属品を対象とする。

(a) 素線の終局限界状態

現在、直径約 5 mm の亜鉛めっき鋼線には、従来から本四連絡橋などに使用されている引張り強さ 160 kg/mm^2 級のものと、明石海峡大橋用として開発された 180 kg/mm^2 級の高強度亜鉛めっき鋼線の 2 種類がある。

(i) 引張り強さ、全伸び耐力、破断伸び

表 5.2 本四規格値 (保証値)

	引張り強さ	全伸び耐力	破断伸び
160 kg/mm^2 級	$160 \sim 180 \text{ kg/mm}^2$	0.7% 耐力: 118 kg/mm^2 以上	4% 以上
180 kg/mm^2 級	$180 \sim 200 \text{ kg/mm}^2$	0.8% 耐力: 140 kg/mm^2 以上 *	4% 以上

*) 明石大橋用: 線材に関する試験データは多く、上記規格値の信頼性は高い。現在、上記の全伸び耐力を照査すべき限界状態の基準強度としている。

(ii) 側圧および曲げの影響

表 5.3 において、側圧についての 160 kg/mm^2 級のデータは Bear Mountain Bridge での報告であり、データとしてはかなり古い。 180 kg/mm^2 級の値は新しいデータであり、試験数も多く信頼性は高い。

曲げの影響については、ストランドシューの半径 (通常 $250 \sim 300 \text{ mm}$ 程度) より厳しい条件でのデータであり、実橋を想定した場合問題点はないと思われる。

表 5.3 側圧と曲げの影響

	側 圧	曲 げ
160 kg/mm^2 級	側圧 25 kg/mm^2 程度まで影響なし	半径 $R = 150, 250 \text{ mm}$ とともに影響なし
180 kg/mm^2 級	側圧 50 kg/mm^2 程度まで影響なし	同 上

(b) 継手の終局限界状態

AS 工法に用いられる素線の継手に関する最近のデータでは、引張り強度に対する継手効率はほぼ 100% である。

(c) ストランドの終局限界状態 (PWS)

(i) PWS

静的破断荷重は、素線の引張り強さの規格値 (160 kg/mm^2 級、 180 kg/mm^2 級のそれぞれの場合につき、160 または 180 kg/mm^2) にストランドの断面積を乗じて得られる。

PWS の引張り破断の試験データは多く存在し、実際の破断荷重は通常規格値を上回っており、破断効率 (ストランドの実引張り破断荷重を、素線の実引張り強度にストランド断面積を乗じた値で除したもの) の低下は 1~2% と十分に小さい。なお、ソケットは、ストランドの強度が発揮されるだけの強度を有することが必要である。

(ii) ソケット

ソケットはストランドの終局強度を保つのに必要な強度を有していなければならない。これまでの実験データからは、吊橋用ストランドの鋳鋼品ソケットについて強度上の問題点は特にない。しかし、その設計法は、厚肉円筒管としてのフープ応力のみでソケット肉厚を算出し、鋳鋼品の製作精度を考慮して肉厚に余裕を持たせているために、これまでの所問題が生じなかったと考えられる。設計に当ってフープ応力のみを照査を行う場合は、従来同様ソケット肉厚にある程度の余裕を見込む必要がある。

(d) ハンガーロープの終局限界状態

ハンガーロープとしては CFRC が多用されること、また、これがケーブルバンドに鞍掛け使用されることが多いことから、これらに関するデータを示す。

静的破断荷重 : 実破断荷重は保証破断荷重を上回り、保証値に対し 10~20% 程度高い。

0.2% 耐力 : 実破断荷重に対し 60~70% 程度

U 字曲げ状態 : シープ径 D とロープ径 d の比 D/d が小さいほど引張り強度の低下率が大きい。 $D/d = 12.5$ の場合、強度低下率は 11~16% 程度という報告もある。

(e) ケーブルバンドの終局状態

バンド自体の耐力と使用中の滑動が終局状態と考えられるが、ハンガーロープとの取り合いとバンド形状の組合せは様々であるため、統一的な設計法は確立されていない。しかし、本四連絡橋などに使用されているタイプについては、耐荷力実験結果からバンドの耐荷力を基準にして設計応力を定めている。

なお、滑動については、ケーブルとバンド間の摩擦係数、ケーブルの空隙率、ボルトの軸力抜けなどに関する実験、ならびにこれまでの実績を踏まえて、すべりに対する安全率として 3.0 を標準としている。

(f) その他の限界状態

(i) 素線

(イ) 疲労強度

繰返し数 10^7 回の部分片振り疲労試験データ及び回転曲げ疲労試験データからの疲労限の値は表 5.4 の通りである。応力範囲 $\Delta\sigma$ は、実在の橋梁ケーブルにおける応力範囲に比べて十分高い値である。なお、側圧 25 kg/mm^2 下での引張り疲労強度低下はないとの実験結果もある。

表 5.4 素線の疲労限試験値 (繰返し数 10^7 : 破断なし)

	部分片振り疲労試験	回転曲げ疲労試験
160 kg/mm^2 級	$\Delta\sigma = 42 \text{ kg/mm}^2$ 程度	$\Delta\sigma = 37 \text{ kg/mm}^2$ 程度
180 kg/mm^2 級	$\Delta\sigma = 53 \text{ kg/mm}^2$ 程度	$\Delta\sigma = 39 \text{ kg/mm}^2$ 程度

(ロ) クリープ

表 5.5 素線のクリープ

	試験条件	クリープ値 (%)
160 kg/mm^2 級	負荷応力 $76 \sim 96 \text{ kg/mm}^2$ 負荷時間 $400 \sim 1000 \text{ hrs}$ 温度 $20 \pm 8 \sim 30 \pm 1^\circ\text{C}$	$0.007 \sim 0.014$ 程度
180 kg/mm^2 級	負荷応力 100 kg/mm^2 負荷時間 $500 \sim 1500 \text{ hrs}$ 温度 $35 \pm 1^\circ\text{C}$	$0.004 \sim 0.005$ 程度

上記のクリープ量は、標点間距離に対する伸び量である。上記の値のうち、 0.014% は古いデータであり、最近の試験結果によれば 180 kg/mm^2 級のものと同等の値が得られている。上記の程度のクリープでは橋の使用性が損なわれることはないと考えてよい。

(ハ) 遅れ破壊

160 kg/mm^2 級、 180 kg/mm^2 級ともに、負荷応力を引張り強さの $60 \sim 70\%$ 程度、負荷時間を $1000 \text{ hrs} \sim 6$ ヶ月間、湿度を 90% 以上として試験した結果、素線の破断は見られない。なお、このデータはストランドシューへの巻き付け状態を想定した試験条件も考慮して得られており、材料自身のチェックの意味も大きい。

(ii) 継手の疲労強度

部分片振り引張り疲労試験での疲労限 (10^7 回、無破断) としては、 $\Delta\sigma = 32\sim 34 \text{ kg/mm}^2$ 程度を得たデータがある。なお、多くのシーブを通過した継手の疲労限は $\Delta\sigma = 20 \text{ kg/mm}^2$ 程度とのデータもある。これらの値は実橋に作用する応力範囲に比べ十分高い値である。

(iii) 平行線ストランドの疲労強度およびクリープ

(イ) 疲労強度

部分片振り疲労試験の結果、PWS ($5\phi \times 169$) で $\Delta\sigma = 15 \text{ kg/mm}^2$ のもとで 360×10^4 回で素線 1 本が破断したデータ、PWS ($5\phi \times 91$) で $\Delta\sigma = 20 \text{ kg/mm}^2$ のもとで 400×10^4 で無破断、などのデータがあるが、PWS の疲労強度としては $\Delta\sigma = 15\sim 20 \text{ kg/mm}^2$ が妥当なところであろう。これらの値は、吊橋ケーブルにおける応力範囲に比べ十分高い値である。

PWS の疲労強度は、素線自体の疲労強度より 50~60% 低下している。この原因としてはソケット内部のワイヤーの局部曲げおよび合金鑄込み温度、微動腐食などの影響が考えられている。

(ロ) クリープ

PWS $5\phi \times 19$ および $5\phi \times 37$ の亜鉛定着および亜鉛銅合金定着部のクリープ (抜け出し量) に関するデータがあるが、試験体長が小さいためクリープ量を支配する要因は定着部のクリープであり、実橋のケーブルではケーブル長に比べソケットの抜け出しはきわめて小さくなるので、実験値に比べかなり小さくなることが予想される。なお、ソケットのクリープは若戸大橋のデータから、内圧 $\sigma_m \leq 4.5 \text{ kg/mm}^2$ で使用するのがよい。

(iv) ハンガーロープの引張り疲労試験

実橋サイズでの疲労試験データは少ないが、若干の試験結果によると

200×10^4 回、5% 破断率で $\Delta\sigma = 14 \text{ kg/mm}^2$ 程度

400×10^4 回、5% 破断率で $\Delta\sigma = 13 \text{ kg/mm}^2$ 程度である。

ハンガーロープは、主ケーブルに活荷重を伝達する非常に重要な部材であるが、そのわりに疲労強度、クリープ、リラクセーション、2 次曲げ応力に関する文献やデータが少ない。今後の研究が待たれる。

(v) ケーブルバンドの滑り耐力

これまでの本四橋で一般的な縦割の横締めボルト形式においては、ケーブルとバンドの間の摩擦係数の標準値を $\mu = 0.15$ 、バンドボルトに導入する締め付け応力度は降伏点の 75%、すべりの設計に用いる締め付け応力度としては導入応力の 70% を標準としている。これらの標準値のもとにバンドのすべりに対する安全率は 3.0 を標準としている。これらの標準値はいずれもこれまでの実験および実績から定められたものである。

(vi) 主ケーブルの 2 次応力

2 次応力を含めたケーブル最大応力は引っ張り強さに対して約 2.0 の安全率を有するよう配慮されている。

(2) 斜張橋ケーブル

斜張橋ケーブルの種類は多いが、日本の多くの斜張橋では平行線ケーブル、あるいは平行線ケーブルに若干の撓りを加えた疑似平行線ケーブルが主流であり、これらの素線としては、7 mmφ あるいは 5 mmφ の亜鉛めっき鋼線が多用されている。

(a) 素線の終局限界状態

7 mmφ の亜鉛めっき鋼線の引張り特性は 160 kg/mm^2 の 5 mmφ 亜鉛めっき鋼線と同様である。表 5.6 に規格値を示す。最近では 7 mmφ 亜鉛めっき鋼線に関する実験データも多く、上記の値は十分信頼できるものである。吊橋の場合と同様現在ではこの値が基準強度として用いられている。

表 5.6 規格値 (保証値)

	引張り強さ	全伸び耐力	破断伸び
7 mmφ	160~180 kg/mm^2	0.7% 耐力 : 118 kg/mm^2 以上	4% 以上
5 mmφ	160~180 kg/mm^2	0.7% 耐力 : 118 kg/mm^2 以上	4% 以上

(b) 平行線ケーブルの終局限界状態

(i) ケーブル

静的破断荷重は亜鉛めっき鋼線の引張り強さの規格値 (160 kg/mm^2) にストランド断面積を乗じた値とする。吊橋用平行線ストランドに比べ太径であるが、今までの引張り破断試験データでは、(素線の引張り強さの規格値) × (ケーブル断面積) で定義される破断荷重を上回っており、破断効率の低下も小さい。なお、ソケットにはケーブルの強度を発揮できるだけの強度が要求されるのは当然である。

(ii) ソケット

完全に平行な平行線ケーブル用ソケットとしては、HiAm アンカーが多く使用されており、これまでの実験データおよび建設実績から特に問題はなく、ケーブルの強度をほぼ 100% 発揮できるだけの強度を有する。

なお、集合タイプのケーブルに使用されている PWS ソケットは吊橋と同様な設計がなされているが、PWS 径が吊橋用 PWS より若干大きい程度であり、特に強度上の問題はない。しかし、吊橋ケーブルの場合と同様に、フープ応力のみからソケット肉厚を算出する場合には、ある程度の余裕を見込む必要がある。

(c) 疑似平行線ケーブルの終局限界状態

(i) ケーブル

7 mmφ 亜鉛めっき鋼線で構成され、引張り強度および弾性係数を平行線ケーブルと同等となる範囲内でケーブルに若干の撓りが加えられている。静的破断荷重は、亜鉛めっき鋼線の引張り強さの規格値 (160 kg/mm^2) にストランド断面積を乗じた値とする。

破断強度については 7 mmφ× 400 本級まで実験で確認されており、終局強度として上記の破断荷重を定義して問題なく信頼できるようである。なお、ソケットはケーブルの強度を発揮できるだけの強度を有することが必要である。

(ii) ソケット

静的荷重に対しては、吊橋用 PWS と同様亜鉛合金による定着方法が採用されている。斜張橋ケーブルは吊橋用 PWS に比べ太径となり、加えて斜張橋の場合はソケット寸法上の制約から計算肉厚に対し余裕を見込むなどの配慮ができないことが多い。このため、設計に当たっては従来のフープ応力のみでの照査では不十分であるとの報告があるため注意をする必要があり、軸方向応力をも考慮した設計がなされている。参考までに現在斜張橋に用いられる代表的なソケットの比較を表 5.7 に示す。

(d) その他の限界状態

(i) 素線の疲労強度、クリープ、リラクセーション

(イ) 疲労強度

7 mmφ 亜鉛めっき鋼線の疲労限 (10^7 回、無破断) は $\Delta\sigma = 40 \text{ kg/mm}^2$ 程度を確保できている。この値は、実橋ケーブルの応力範囲に比べ十分高い値である。

(ロ) クリープ、リラクセーション

素線のクリープ、リラクセーションに関するデータは少なく、今後の研究を待つ。

(ii) ケーブルの疲労強度、2 次応力、クリープ、リラクセーション

(イ) 疲労強度

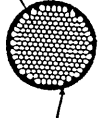
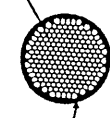
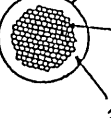
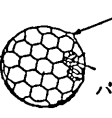
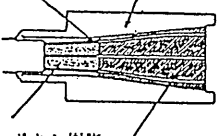
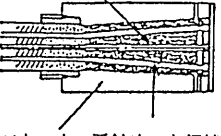
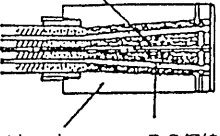
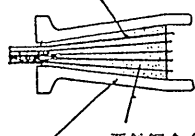
ケーブルの疲労強度は定着方式により異なるが、5% 断線率で $\Delta\sigma = 20\sim 30 \text{ kg/mm}^2$ 程度である。疑似平行線ケーブルについても同等である。

長大斜張橋で用いられるケーブルは、疲労試験で可能なサイズの 2~3 倍の太径であり、かつ、長さは数十倍以上ある。このような太径長尺ケーブルの疲労強度について研究がなされつつあり、今後の成果が待たれる。また、曲げ疲労強度に関するデータが少なく、今後の研究が待たれる。

(ロ) 2 次応力

ソケット前面でケーブルを弾性支持することにより、ソケット部での曲げ応力を緩和するケーブル角折れ緩衝装置を設置する方法が多く用いられる。2 次応力はケーブル定着方法により異なるため、今後ケーブル固有の 2 次曲げ特性に関する研究データが必要と考えられる。

表 5.7 平行線ケーブルおよびソケットの比較

	モノストランドケーブル			集合ケーブル
	ノングラウトタイプ		グラウトタイプ	パラレルワイヤストランド
	(NEW-PWS)	(Hi Am)	(Hi Am)	(PWS)
ケーブル断面	7mm径亜鉛メッキ鋼線  ポリエチレン	7mm径亜鉛メッキ鋼線  ポリエチレン	ポリエチレン管  7mm PC鋼線 グラウト材	プラスチックカバリング  パラレルワイヤストランド (PWS)
	亜鉛めっき鋼線 $\sigma_s = 160 \text{ kg/mm}^2$	亜鉛めっき鋼線 $\sigma_s = 160 \text{ kg/mm}^2$	PC鋼線 $\sigma_s = 165 \text{ kg/mm}^2$	亜鉛めっき鋼線 $\sigma_s = 160 \text{ kg/mm}^2$
	$\phi 7 \times 421$ 本 $T_a = 2592 \text{ ton}$	$\phi 7 \times 421$ 本 $T_a = 2592 \text{ ton}$	$\phi 7 \times 421$ 本 $T_a = 2673 \text{ ton}$	$\phi 5 \times 271$ 本 $T_a = 851 \text{ ton}$
ソケット構造	亜鉛めっき鋼線  ソケット エポキシ樹脂 亜鉛銅合金 ・亜鉛銅合金とエポキシ樹脂の二層鋳込み	Hi Amコンパウンド  ソケット 亜鉛めっき鋼線 ・鋼球、亜鉛粉、エポキシの混合鋳込み	Hi Amコンパウンド  ソケット PC鋼線 ・鋼球、亜鉛粉、エポキシの混合鋳込み	亜鉛めっき鋼線  ソケット 亜鉛銅合金 ・亜鉛銅合金鋳込み
	方法 素線の亜鉛めっき＋ ポリエチレン工場被覆	方法 素線の亜鉛めっき＋ ポリエチレン工場被覆	方法 ポリエチレン管＋ グラウト現場注入 (現場施工)	方法 素線の亜鉛めっき＋ プラスチックカバリング (現場施工)
防食	施工性 工場ですべての防食加工を行うので、現場での防食施工は不要。 一般ロープと同様の取り扱いが可能で施工性は良い。	施工性 現場でケーブル架設後オーバーラップ管とポリエチレン被覆部の防水作業が必要 一般ロープと同様の取り扱いが可能で施工性は良い。	施工性 グラウト作業に足場又は、ゴンドラが必要で、設備・工期を要する。モルタルグラウトの場合作業時間の制約を受ける。	施工性 ケーブル全体に作業足場が必要で、設備段取り煩雑で工期も長い。 足場架設→ケーブル架設→スクイズ→ラッピング→足場撤去の順となる。

(ハ) クリープ、リラクセーション

ロックドコイルなどの撚りロープは、平行線ケーブル、疑似平行線ケーブルに比べクリープ、リラクセーションともに大きい。ロックドコイルについては DIN でクリープに関する規定があるが、わが国では無く、今後の検討が必要と考えられる。