

## § 3 接合部設計のガイドライン

### 3. 1 設計の基本方針

#### 3. 1. 1 一般

- 1) 接合部の設計は作用力に対して行うのを原則とする。
- 2) 接合部は1) によるほか、十分な剛性をもつように設計しなければならない。
- 3) 接合部の構造は、次の事項を満たすように設計しなければならない。
  - a) 構造が単純で、力の伝達が明確であること。
  - b) 構成する各要素において、なるべく偏心がないようにすること。
  - c) 有害な応力集中を生じさせないこと。
  - d) 有害な残留応力や二次応力を生じさせないこと。

複合構造接合部に限らない接合部設計に対する基本思想を、道示・鋼橋編<sup>3)</sup>から準用して確認する。

本書で対象としている複合斜張橋は一般に、鋼桁とコンクリート桁の接合位置は断面力が極大である塔付近となる場合が多い。接合部はこの大きな作用力に対して、十分な耐力と剛性を持つように設計しなければならない。したがって、柔な接合要素（スタッドジベルなど）のみで構成することは現実的でなく、剛な要素（支圧板など）を使用または併用することが必要になる。また、接合部は接合要素の配置上、一般部より部材厚が大きくなる場合が多いことから、断面としては十分な剛性が確保されるものと考えられる。

接合部の構造が単純で力の伝達が明確であると、接合上の問題点が十分把握しやすい。また、解析や設計計算法の確立、単純化にも役立つので、構造が複雑になりがちな複合構造接合部では特に配慮しなければならないことである。複合構造接合部は、まだ技術的には開発途上と思われるので、力の伝達が不明確な場合はFEM解析、模型実験などにより、その力学挙動を十分に解明しておく必要がある。

図-解3. 1. 1に接合部の設計フローの一例を示す。左側に設計の流れ、右側で各段階で必要と思われる検討・設計項目を挙げている。

まず、対象となる斜張橋の桁複合の接合位置を検討する。接合位置が決定されれば、構造解析を行い、接合部の断面力を求め、接合部としての設計に移る。しかし、複合構造接合部の設計は、技術基準類が確立されていないので、まず最初に接合部の機能とか設計方針という基本的な事項を確認する必要がある。本節ではこの内容について述べている。

次に接合部の基本構造の構想を立てる段階に進む。事例調査はもちろんであるが、基本的な事から調査・検討する必要がある。接合要素にはどんなものがあるのか、それはどの様な特性を持っているのかなどである。3. 2～3. 4節では

この為の資料を過去の研究成果から可能な範囲で、設計ガイドラインとして条文的にまとめている。立案された基本構造に対して、FEM解析、模型実験などが必要となる場合、その準備資料として3.3及び3.4節の内容は若干、役立つのではないかとと思われる。

最終的に基本構造が決定すれば、詳細設計計算により各部の寸法を定め、図面を作成する。設計計算の一例としては、4章の試設計を参照されたい。この段階で、必要があれば実物大模型実験などにより耐荷力、施工性などを確認し、問題がなければ実施工に移す。

検討：設計項目

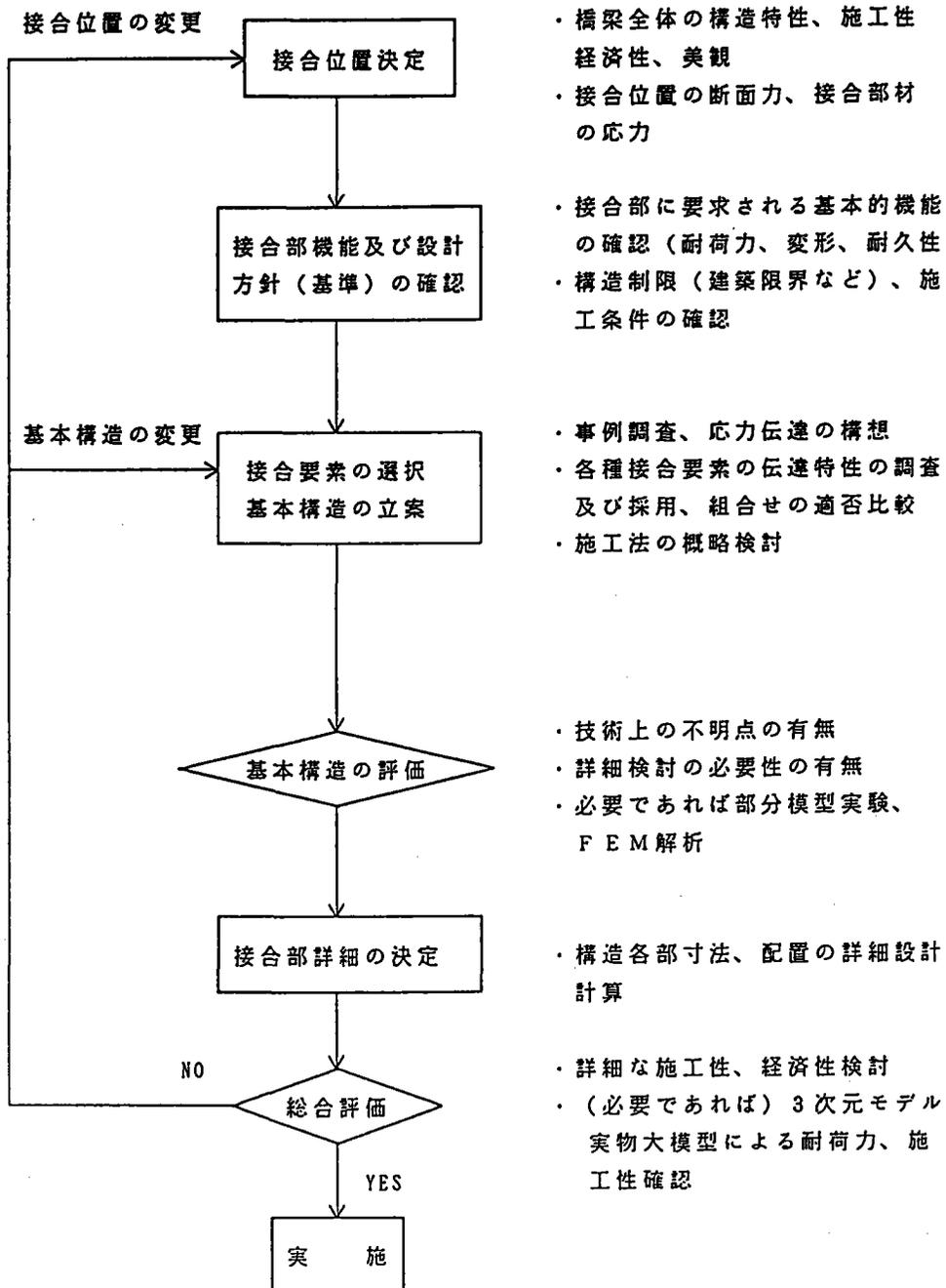


図-解3. 1. 1 接合部の設計フロー

### 3. 1. 2 構造解析

- 1) 接合部の断面力は線形骨組解析によって求めることを原則とする。
- 2) 接合部の各要素に作用する力は、適切な分担・分布を仮定して求めることを基本とする。

一般に橋梁上部工の構造解析は線形骨組解析によって行われている事を考慮してこのように定めた。但し、ケーブルサグ、クリープ、乾燥収縮など考慮されていない効果や無視できない効果は、妥当な近似によるか、または非線形解析によって求めなければならない。

本書における試設計では、骨組解析そのものは扱っておらず、適当な解析結果から始められている。複合斜張橋の構造解析については他の文献（例えば、文献1)など)を参照されたい。

本書では、各要素の力の分担率あるいは分布を照査する状態に応じて単純に設定して、極めて簡便な方法で設計できる様にしている。設計の本来の目的からすれば、工学的に十分な精度で経済的かつ安全な構造物が施工できれば良いと考えるからである。しかし、このような事は詳細な解析、実験あるいは研究成果の裏付けがあって可能になるのであり、不明な点がある場合はFEM解析、模型実験などにより作用力を求めなければならない。

### 3. 1. 3 設計

- 1) 許容応力度法によって照査することを基本とする。
- 2) 安全率等は道示・鋼橋編<sup>2)</sup>およびコンクリート橋編<sup>4)</sup>に従う。

許容応力度法および限界状態設計法の定義に関する解釈は種々のとらえ方があるが、ここで言う許容応力度法とは、接合部を断面全体（断面力）としてではなく接合要素に作用する力（応力）で設計するという事と、安全率は強度の側に含まれている（許容応力）という意味である。

まず、要素の作用力（応力）で設計するという事は、いくつかの要素で接合部が構成されているという性質上、応力を用いないと各部の寸法諸元を決定しづらいという設計技法上の理由と、大規模で複雑な桁複合接合部の全体としての破壊様式と耐荷力が十分に解明されていないためである。

後の理由について補足すると、材料をどこまで合理的に使用するか、または使用できるかということに関わっている。または、どの状態を破壊とみなすかという判断に関わる。道示・鋼橋編では鋼材の降伏点を強度の基準にとっており、断面の一部塑性化による応力再分配を考えない（塑性ヒンジは認めない）ことになっている。合成構造では断面強度方式の大きな分類として累加方式、合成方式の考え方があり、異種材料の結合方法、使用程度によって異なってくる。一般的には合成方式の方が合理的で経済的な設計となる。

以上のことから本ガイドラインでは、接合部の各要素間で適当な荷重分担を考慮するが、応力の再分配は考えず、全体として十分安全性が確保されるように、ある要素が定められた強度に達したときを接合部全体の破壊とみなし、許容応力度法のフォーマットに従って照査する事とした。

許容応力度法の問題点として、唯一の安全係数が強度の側に掛けられている事は常々指摘される場所である。特に、異種の材料が組み合わせられている複合構造接合部では、種々の荷重に対する応答が異なるうえ破壊状態も異なる。従って、荷重係数設計法、さらに進んで部分安全係数設計法（限界状態設計法）を用いるのが合理的である。しかし、係数をどう設定するかは、限界状態のとらえ方と共に十分に合意されていないのが実状だと思われる。

そこで本書では、実用可能性を鑑み、安全率、許容応力の割り増し等は許容応力度法のフォーマットを使用している道示に従うこととした。道示・コンクリート橋編では荷重係数法も併記されているが、複合構造接合部では鋼橋編とすり合わせるために許容応力度法のみとした。

### 3. 1. 4 剛性

接合部と一般部間の剛性の急変は避けるのが望ましい。

鋼桁とコンクリート桁の間には、必然的に剛性に大きな差が生じる。この剛性差により、たわみ角差（角折れ）の生じる可能性があり、鉄道橋などでは注意を要する。また、剛性の急変は、通常の応力計算に現れない変形による局部応力（応力集中）を発生させる恐れがあり、疲労などに対して要注意である。この応力を把握する事は一般に困難で、FEM解析、実験などによらなければならない。

したがって、剛性の低い鋼桁側に剛性漸増域を設けるなど、なるべく剛性急変の少ない構造とし局部応力の発生を抑えるとともに、プレストレスによる補強、疲労防止のための溶接品質・溶接施工性の確保などが必要になるろう。

### 3. 1. 5 構造詳細

- 1) 接合部の構造詳細は製作・施工方法を十分考慮して決めなければならない。
- 2) 接合部の構造詳細は耐久性を十分考慮して決めなければならない。

鋼桁工事とコンクリート桁工事は別工事となり、接合部は工区境界となる場合が多い。また、鋼部材とコンクリート部材では基準に定められる架設精度に差があり、接合部でどの様な目標精度を設定するか問題となる。従って、設計で期待する品質を確保するためには、接合部において施工性（容易、かつ确实）は非常に重要なポイントとなる。

このためには基本計画の段階から、施工方法を念頭に置き、構造詳細を決めて

いく必要がある。鋼部材においては組立・溶接が複雑にならないようにし、コンクリート部材においては鉄筋・P C鋼材の配置、コンクリートの打設・充填が容易、確実となるようにするべきである。

特に中詰めコンクリートについては、空気抜き等を考慮し十分にコンクリートが行きわたるようにしなければならない。また打設方向によって、スタッドの強度に違いがあることにも注意しなければならない。

鋼部材とコンクリート部材では、維持管理に対する考え方、または方法がかなり異なるが、複合構造においては特に重要な構造部分なので、力学的な条件を妨げない範囲で点検、管理のための十分な空間、設備を確保するのが望ましい。

鋼部材とコンクリート部材の継目は防錆上の弱点となりやすい。防水工などの防食対策を施しておく必要がある。

### 3. 2 接合部の設計断面力

- 1) 接合部の設計はセル単位に分割して行ってよい。
- 2) ひとつのセルに作用する力は、接合部コンクリート断面に作用する応力を着目セルの範囲において総和したものとして取扱ってよい。
- 3) セルに作用する力を計算する際の接合部コンクリート断面の曲げ応力は有効幅を考慮して求めるものとする。
- 4) 接合部の付近にケーブル定着点がある場合は、ケーブルから導入される局所的な水平力の分布を考慮してセルに作用する力を求めなければならない。

1) 接合部の設計は部分接合を対象とし、既往の研究成果が利用できることと、設計の簡便さを考慮してセル単位で行ってもよいこととした。よって、セルに作用する力は次のものを考慮すればよい。

- ① 総断面に作用する軸力
- ② 水平軸回りの曲げモーメントおよび垂直軸回りの曲げモーメントから着目セルに換算される軸力
- ③ 総断面に作用するせん断力および振りモーメントから着目セルに換算されるせん断力

2) ひとつのセルに作用する軸力およびせん断力は、接合部のコンクリートの総断面に作用する軸力および曲げモーメント、あるいはせん断力および振りモーメントによる応力の着目セル分担分から求めてよいこととした。

たとえば、図-解3.2.1 に示すセルに作用する軸力は次式で求められる。

$$N_i = \sigma_1 \cdot A_i \quad \dots \dots \dots \text{(解3.2.1)}$$

ここに、

$N_i$  : セル  $i$  に作用する軸力 (kgf)

$A_i$  : セル  $i$  の断面積 ( $\text{cm}^2$ )

$\sigma_1$  : 総断面に作用する軸力、水平軸回りの曲げモーメントおよび垂直軸回りの曲げモーメントによる、セル  $i$  の肉厚中心におけるコンクリート断面の作用応力度 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )

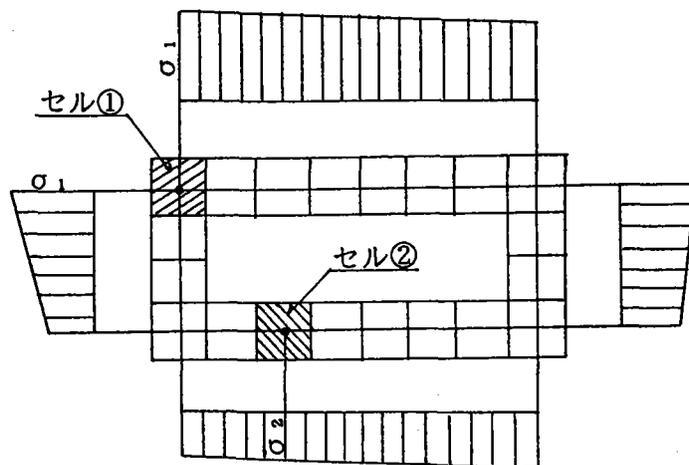


図-解3.2.1 コンクリート断面のセル中心における垂直応力度分布とセル作用軸力

また、図-解3.2.2 に示すセル  $i$  に作用するせん断力は次式で求められる。

$$S_1 = q_{11} \cdot a_1 \quad \text{または} \quad q_{12} \cdot h_1 \quad \dots \dots \dots \text{(解3.2.2a)}$$

$$S_2 = q_{21} \cdot a_2 \quad \dots \dots \dots \text{(解3.2.2b)}$$

ここに、

$S_1$  : セル  $i$  に作用するせん断力 (kgf)

$q_{1j}$  : 総断面に作用するせん断力および振りモーメントによる、コンクリート断面を薄板構造と仮定したときのセル  $i$  のせん断流の値 (kgf/cm、 $j=1$  のときフランジ、 $j=2$  のとき腹板側を示す)

$a_1$  : セル  $i$  の幅 (cm)

$h_1$  : セル  $i$  の高さ (cm)

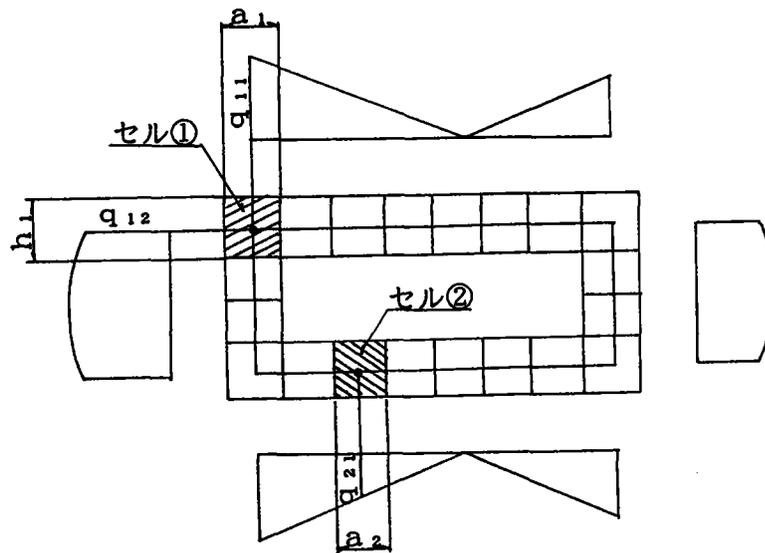


図-解3.2.2 薄板と仮定したときのコンクリート断面のせん断流とセル作用せん断力

- 3) セルに作用する力を計算する際の接合部コンクリート断面の曲げ応力度計算のための有効幅は道路橋示方書によるものとする。
- 4) 接合部とケーブル定着点が近接する場合はケーブルから導入される局所的な水平力の分布を考慮してセルに作用する力を求める必要がある。なお、ここでいうケーブルとは塔から桁に張り渡されたものを指し、PC桁内に設置するプレストレス鋼材のことではない。

### 3. 3 基本設計

#### 3. 3. 1 基本構造

##### (1) 基本構造の選定

接合部は、伝達する力として圧縮力が支配的となる場合、後面プレート構造とすることを標準とする。

桁複合斜張橋の主桁の接合部には、支圧板とずれ止めを併用した構造が一般的に採用されている。この接合部の構造は、支圧板の鋼部材に対する位置によって「前面プレート構造」および「後面プレート構造」の2つの形式に大別される。接合部にはこれらの代表的な構造以外にも種々の構造が考えられる。一般的に、接合構造を選定する際は、以下の観点で検討することが必要と思われる。

- 1) 伝達力の種類（圧縮力，引張力，せん断力）
- 2) 伝達力の大きさ
- 3) 部材寸法の制約条件
- 4) 製作・施工性
- 5) 実績

「前面プレート構造」および「後面プレート構造」は、これまで実構造で採用されている。本書では、実設計にあたりどちらかの構造を選定する際を目安として、条件付きではあるが「後面プレート構造」の採用を標準とした。これは、以下の理由による。

- 1) 圧縮力を伝達する場合、後面プレート構造は、コンクリートの応力集中に対して有利である。
- 2) 後面プレート構造は、一般部コンクリートと、中詰コンクリートを分断しないため、設計，施工上有利である。

しかしながら、接合部に作用する引張力が比較的大きい場合や、個別の工事における設計・施工条件によっては、前面プレート構造が有利となる場合もあると考えられるため、冒頭に述べた基本的観点に対し十分な検討を行い、構造比較を行うことを基本とする。

## (2) 接合要素の応力伝達

- 1) ずれ止めは、圧縮力及びせん断力に対し、設計するものとする。
- 2) 支圧板は、圧縮力に対し設計するものとする。
- 3) 引張力については、中詰コンクリートに対し検討を行い、必要に応じてプレストレス設計を行うものとする。

設計断面力と接合要素の関係を定めた。中詰コンクリートと鋼板の間に作用する摩擦力は定量的に不確定であるため、設計には考慮しないこととした。

桁複合斜張橋では、一般的に主塔付近に接合部が設けられることから、接合部は軸圧縮力が支配的となる。このため、軸引張力については、一般的に常時には発生せず、地震時に、主桁のコーナー部に発生する可能性があるが、接合要素の部材を決定するほど大きな値とはならない。このような観点から、接合要素の設計断面力については、条文のように定めた。

圧縮力に対する中詰コンクリートの照査は、一般的に省略して良いが、前面プレート構造の場合、プレートの端部近傍のPC桁側のコンクリートが局部的に応力が高くなるため、これについては検討が必要と思われる。

一方、中詰コンクリートが引張力を受ける場合、コンクリートの引張応力度に対して照査する必要がある。一般的には、この値は小さい為、許容値内に入ることが多いが、値が大きい場合、あるいは接合部中詰コンクリートをフルプレストレスとする場合は、プレストレス設計を行う必要がある。

中詰コンクリートに対し、プレストレスが必要でない場合でも、構造上PC桁のPC鋼材が後面プレート位置で定着されるため、通常中詰コンクリート内にPC鋼材が配置される。したがって、構造上の取合いや、施工空間の確保に対しては、設計時に考慮しなければならない。

本文では、引張力が小さいことを背景に、考え方を述べているが、特殊な設計外力や、施工時の外力等により引張力が大きくなる場合、接合要素に対して十分な検討が必要となると思われる。

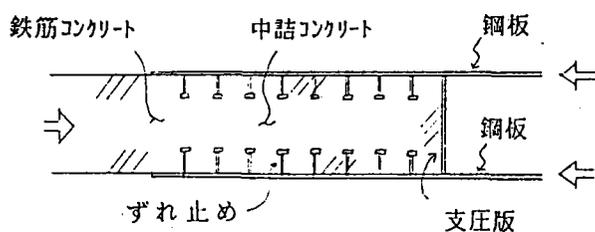


図-解 3.3.1 後面プレート構造

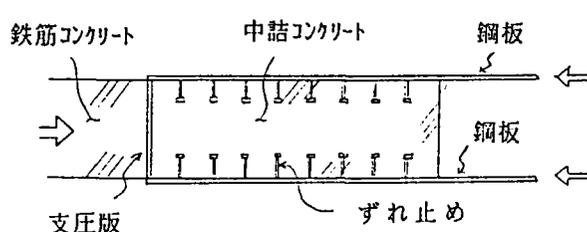


図-解 3.3.2 前面プレート構造

### (3) 接合部の桁としての耐力

接合部の桁としての耐力は、鋼断面、およびコンクリート断面がそれぞれ独自に全断面力を分担できることを原則とする。

接合部は、鋼-コンクリート合成断面となるが、接合部に十分な剛性と耐力を確保し、又、設計を簡便なものとするためこのように定めた。

この場合、接合部断面全体を、合成部材から成る桁として照査することは不要となり、接合要素について設計すれば良いことになる。

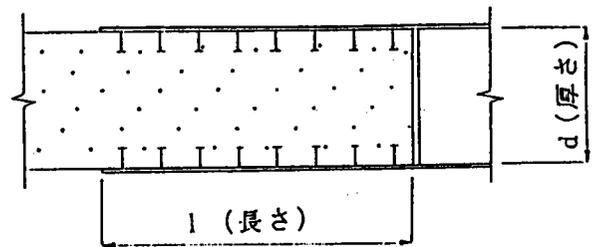
なお、鋼桁として照査する場合、中詰コンクリートによる鋼板の座屈抑止効果は期待できるものとする。

### 3. 3. 2 接合部の厚さおよび長さ

- (1) 接合部の厚さは、60cm～80cmを標準とする。
- (2) 接合部の長さは、厚さの2～3倍を標準とする。

接合部の厚さおよび長さは、接合部の応力伝達、剛性、および施工性を考慮して定めるものとする。

接合部では応力の伝達をスムーズにするため、鋼板と接合部との間で中立軸の偏心を小さくする必要がある。このため接合部の厚さはできるだけ小さくするのが望ましいが、鋼セルの製作、スタッドの溶植、PC鋼材および鉄筋の配置、中詰めコンクリートのまわり具合等の施工性を考慮すると、接合部にはある程度の厚さが必要とな



図一解3.3.3 接合部の厚さと長さ

る。従って、接合部の厚さは施工性を損なわない程度に小さくするのがよい。しかしながら、斜張橋クラスのPC箱桁の桁高実績は2～2.5m程度が多く、これに1m程度のマンホールを設けるとすると、必然的に接合部の厚さは限られてしまう。そこで、ここでは条文のように60cm～80cmを接合部厚さの標準とした。

また接合部では、鋼板からの応力が中詰めコンクリート内へ、スタッドを介して一様に伝達されることが望ましいが、既往の研究<sup>22)</sup>によれば、接合部が長いほどその応力分散効果は高いとされている。さらに接合部に必要な剛性を確保するためには、接合部を長くしてコンクリートの充填量を増やすことが効果的であるとの研究成果<sup>17)</sup>もある。しかし、接合部の長さが厚さに対してあまり長くなると、逆に中詰めコンクリートの施工性が悪化してしまい、コンクリートのブリージング効果によって応力伝達性はかえって悪くなってしまふ。従って、接合部の長さは必要量のスタッドが配置できることを原則として、ここでは表一解3.3.2に示すような既設複合斜張橋の実績等をもとに、接合部厚さの2～3倍を標準と定めた。

表-解3.3.1 既設複合斜張橋の接合部寸法

(m)

橋名	国名	完成年	主径間長	桁高	接合部		
					l	d	l / d
① Kurt-Schumacher橋	ドイツ	1972	287.04	4.5	2.6	0.82	3.2
② Bybrua橋	ノルウェー	1978	185.0	2.4	1.0	0.5*	2.0
③ Düsseldorf-Flehe橋	ドイツ	1979	368.0	3.8	1.0*	0.5*	2.0
④ Tjörn橋	スウェーデン	1981	366.0	3.0	0.75	0.6*	1.25
⑤ 生口橋	日本	—	490.0	2.7	1.5	0.6	2.5

\*は図面からのscale up値

### 3.3.3 荷重分担率

軸圧縮力に対する、支圧板とずれ止めの荷重分担率は、十分な検討を行った上で定めるものとする。

軸圧縮力に対する、支圧板とずれ止めの荷重分担率は、接合部が十分な耐力を有するよう、十分な検討を行った上で定める必要がある。

しかしながら、本書で扱う接合形式についての荷重分担率に関する研究は少ない。従って、構造規模、重要度のいかんによっては、個々のケースごとに、F.E.M.解析、実験等により求める必要があるが、概略設計段階では、以下に述べる分担率が参考になるとと思われる。

#### 1) 既往研究成果

文献1)での解析モデルを図-解3.3.4に、諸定数を表-解3.3.2に、解析結果を図-解3.3.5に示す。解析結果の要約を以下に示す。

- ・軸圧縮力に対し、スタッドの分担率（ラップ長 $2d \sim 3d$ ）は、前面プレート方式で、 $30 \sim 45\%$ （支圧板分担 $70 \sim 55\%$ ）、後面プレート方式で、 $25 \sim 35\%$ （支圧板分担 $75 \sim 65\%$ ）程度である。尚、支圧板厚さの変化（ $t = 12\text{mm} \rightarrow t = 24\text{mm}$ ）は、分担率にほとんど影響しない。

尚、文献81)でのF.E.M.結果では、軸圧縮力に対し、スタッドの分担率（ラップ長 $2.5d$ 、 $t = 19 \sim 25\text{mm}$ ）は、 $35\%$ であった。

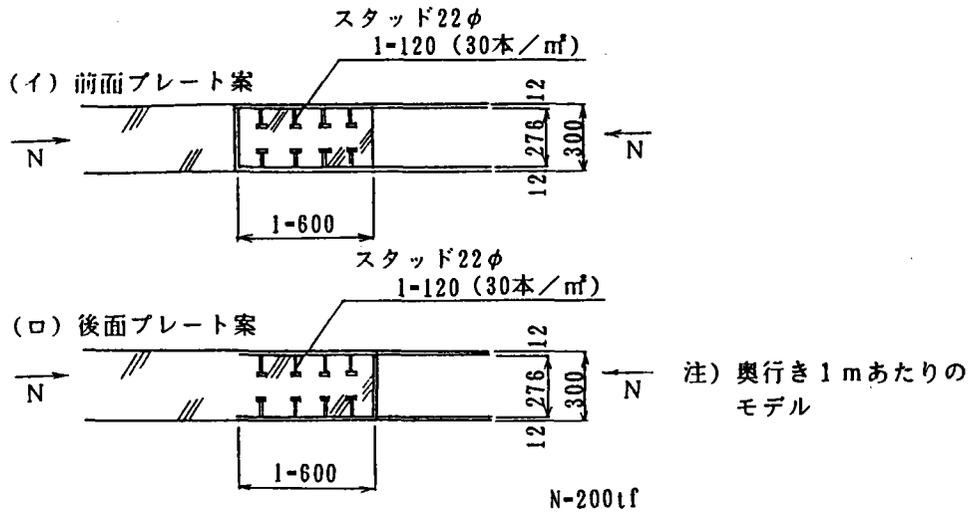


図-解3.3.4 接合モデル

表-解3.3.2 モデル諸定数

鋼板	SM50Y, $\sigma_y = 3.600 \text{ kgf/cm}^2$ , ( $\sigma_{ta} = 2.100 \text{ kgf/cm}^2$ ), $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ , $\nu_s = 0.3$
コンクリート	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$ , ( $\sigma_{ca} = 140 \text{ kgf/cm}^2$ ), $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ , $\nu_c = 0.167$
スタッド	※1 22φ, $l = 120 \text{ mm}$ ( $P_a = 2.9 \text{ tf/本}$ ), $k = 0.20 \times 10^6 \text{ kgf/cm/本}$

※1 土木研究所報告「Stud Shear Connectorの試験報告、山本他、S.38.1」に示されているスタッドのズレ定数  $k = 0.15 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2/\text{本}$  に対し、若干大きく設定した。

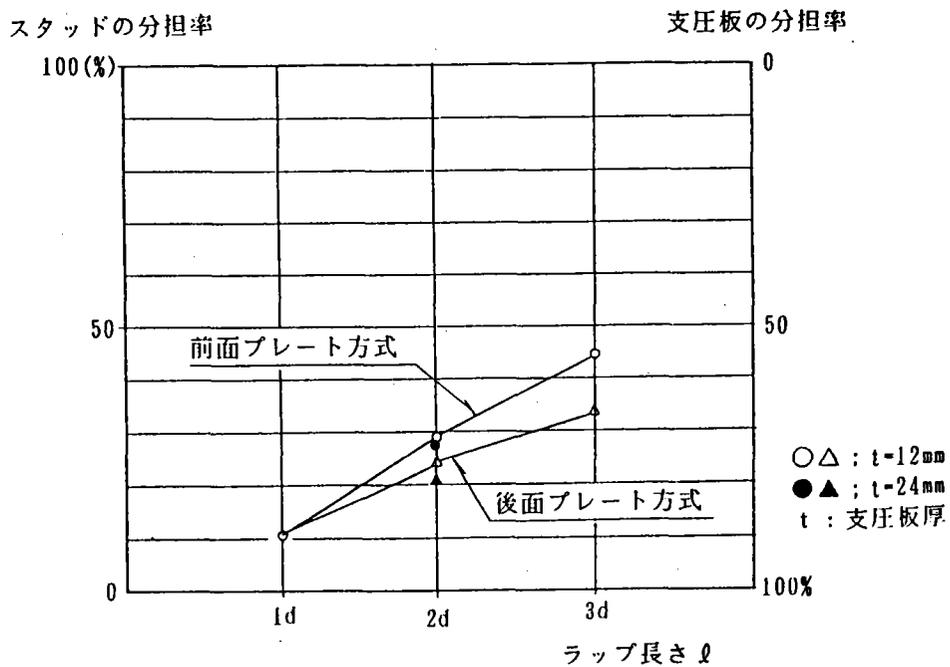


図-解3.3.5 荷重分担率 (軸圧縮)

## 2) 荷重分担率

2つの異なった機能で、ひとつの外力に抵抗する場合で、必ずしも十分なデータが得られていない場合には、不確定要素に対し、何らかの安全率を見込む必要がある。

表-解3.3.3 のうちの②③が、これに相当する。

表-解3.3.3 荷重分担率の考え方

方 法	機 能 A	機 能 B	計
①	$\alpha$	$(1 - \alpha)$	1.0
②	$f \cdot \alpha$	$f (1 - \alpha)$	$f \times 1.0$
③	1.0	$(1 - \alpha)$	$1.0 + (1 - \alpha)$

$\alpha$  : 荷重分担率     $f$  : 安全率

註) ③は機能Aを主と考えた場合

表-解3.3.3 の③の考え方をうい、1)の資料を参考に定めた荷重分担率の一例を表-解3.3.4 に示す。

表-解3.3.4 軸圧縮力に対する荷重分担率(例)

	支 圧 板	ス タ ッ ド
後 面 プ レ ー ト 方 式	1 0 0 %	3 0 ~ 4 0 %
前 面 プ レ ー ト 方 式	1 0 0 %	3 0 ~ 4 0 %

### 3.4 接合要素の特性

#### 3.4.1 ずれ止め

##### (1) ずれ止めの種類

接合部に用いるずれ止めは、頭付きスタッドを標準とする。

応力伝達機構としてのずれ止めには、これまで種々の形式のものが考案されている。ずれ止めは、その変形機能から、剛なずれ止め（ブロックジベルなど）と柔なずれ止め（頭付きスタッドなど）とに大別できる。剛なずれ止めを用いる場合には、その剛性が鋼板の剛性に比べて大きいため、端部のずれ止めにせん断力が集中する傾向にあり、応力伝達上好ましくない。また現在では、機能性、施工性、経済性から頭付きスタッドが最も良く一般的に用いられている。

これらのことを考慮して、ここでは頭付きスタッド（以下、単にスタッドと呼ぶ）を標準とすることに定めた。

##### (2) スタッドに作用するせん断力の分布

接合部に作用する圧縮力によりスタッドが負担するせん断力は、前面プレート方式あるいは後面プレート方式にかかわらず、図-3.4.1に示すように三角形に分布すると考えて算出してよい。

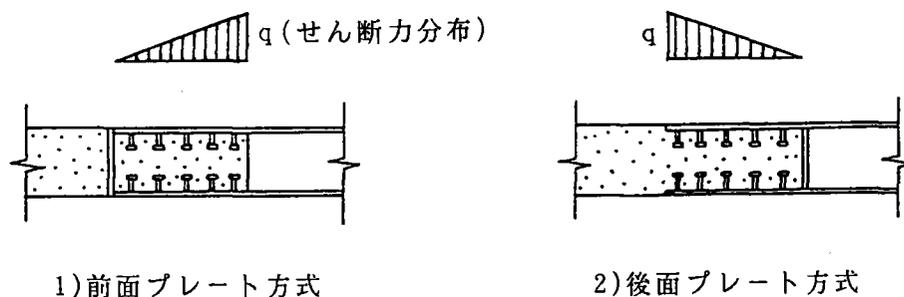


図-3.4.1 せん断力の分布

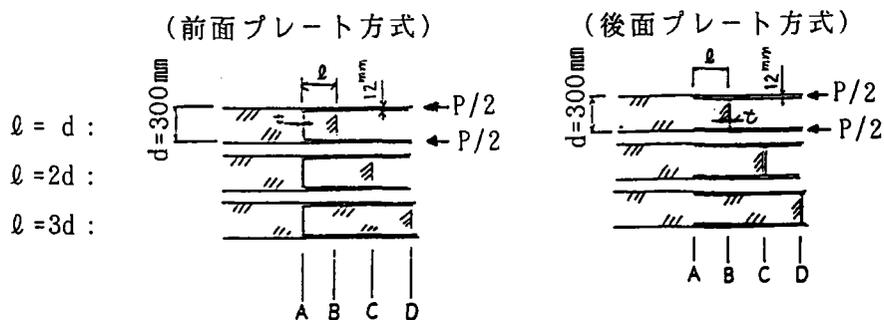
スタッドに作用する橋軸方向のせん断力の分布に影響を及ぼす要因としては、以下の項目が挙げられる。

- 1) 作用力の種類（圧縮力あるいは引張力）
- 2) 支圧板の位置（前面プレート方式あるいは後面プレート方式）
- 3) プレストレスの有無
- 4) スタッドの大きさとピッチ（スタッドの分布バネ定数）

前年度のFEM解析結果<sup>1)</sup>によると、作用力が圧縮力の場合、前面プレート方式あるい

は後面プレート方式のいずれの形式も、図-解3.4.1に示すように、スタッドに作用するせん断力の分布は接合部の長さにかかわらずほぼ三角形分布とみなせる。また、せん断力の分布形状は、支圧板の厚さにもさほど影響されない。

一方、作用力が引張力の場合、実際の構造設計ではプレストレスを導入するのが一般的である。この場合、ジベルに対する応力伝達機構はより複雑となる。従って、引張力が支配的な場合には、別途FEMなどで検討する必要がある。



	前面プレート方式	後面プレート方式
case.1	$l = 300\text{mm}$ , $t = 12\text{mm}$	$l = 300\text{mm}$ , $t = 12\text{mm}$
case.2	$l = 600\text{mm}$ , $t = 12\text{mm}$	$l = 600\text{mm}$ , $t = 12\text{mm}$
case.3	$l = 900\text{mm}$ , $t = 12\text{mm}$	$l = 900\text{mm}$ , $t = 12\text{mm}$
case.4	$l = 600\text{mm}$ , $t = 0\text{mm}$	$l = 600\text{mm}$ , $t = 0\text{mm}$
case.5	$l = 600\text{mm}$ , $t = 24\text{mm}$	$l = 600\text{mm}$ , $t = 24\text{mm}$
備考	解析モデルは、奥行き1mとする。 $P = 200\text{tf}$ , スタッド $22\phi \times 120$ ( $k = 0.2 \times 10^6 \text{ kgf/cm/本}$ )	

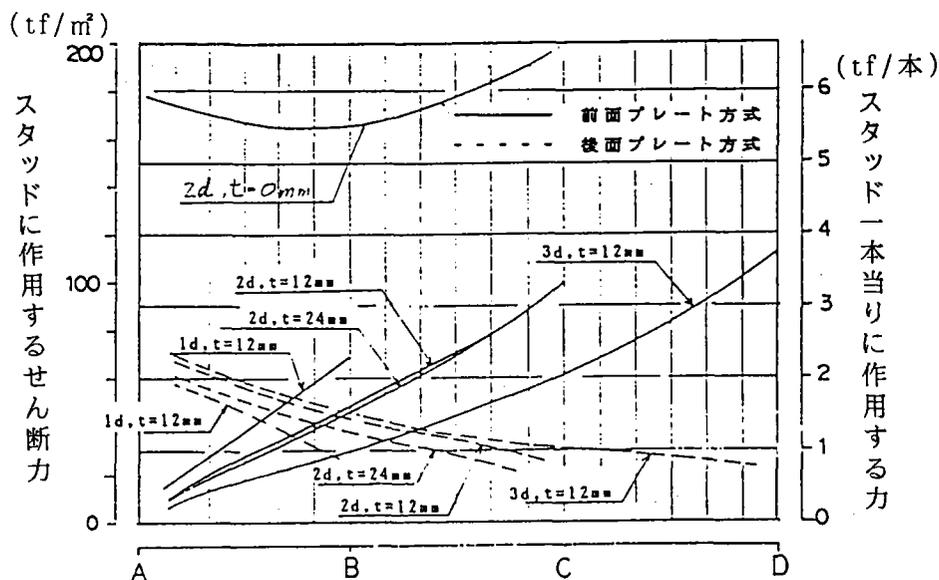


図-解3.4.1 圧縮力に対するスタッドのせん断力の分布

### (3) スタッドのバネ定数

接合部に使用するスタッドは、その分布バネ定数が過大にならないように選定・配置しなければならない。

鋼板の剛性に比べてスタッドのバネ定数が大きい場合には、端部のジベルにせん断力が集中する。従って、スタッドのバネ定数は小さい方が、応力伝達に関しては望ましい。

スタッド一本のバネ定数  $K$  の値は、コンクリートの強度  $\sigma_c$ 、スタッドの寸法比  $H/d$  および溶植される鋼板の面外剛性に関係する。既往の研究<sup>8,9)</sup>によれば、図-解3.4.2に示されるように、 $H/d=5\sim6$ でスタッドのズレ定数（降伏荷重を対応する弾性ズレで除した値）は最小値（ $K \approx 0.15 \times 10^6 \text{ kgf/cm/本}$ ）を取る。さらに、 $H/d \geq 6$ で、 $\sigma_c = 400 \text{ kgf/cm}^2$ を用いれば、終局耐力がスタッドのせん断に支配されると考えられるため、 $H/d$ の増加にともない  $K$  値も増大する。

図-解3.4.3は、スタッドのバネ定数を変化させた場合の鋼板の応力伝達を示したものである<sup>1)</sup>。図より、スタッドのバネ定数をケース2（ $K \approx 4 \times 10^5 \text{ kgf/cm/本}$ ）の値程度に抑えておけば、応力伝達がスムーズに行われる。これを、単位面積当りの分布バネ定数  $k$  に換算すると、

$$k = \frac{4 \times 10^5 \text{ kgf/cm/本}}{10 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}} = 4 \times 10^2 \text{ kgf/cm}^2$$

となる。

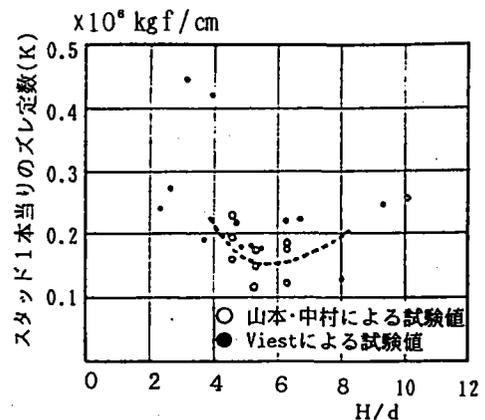
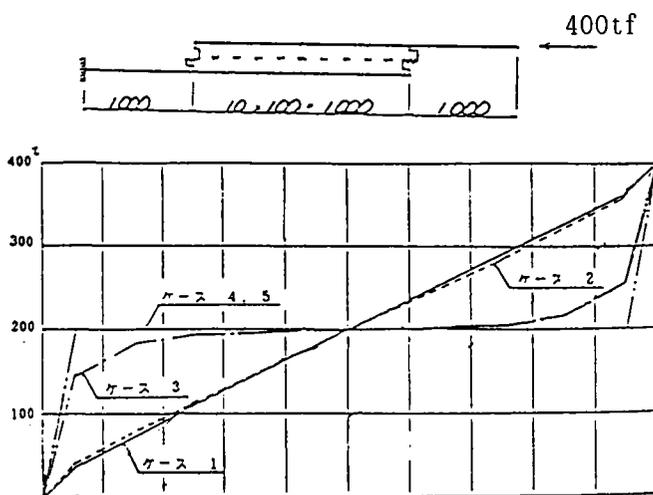


図-解3.4.2 スタッドのバネ定数



假定剛度（棒部材）

$$A = 0.02 \text{ m}^2 (= 1.0 \text{ m} \times 20 \text{ mm})$$

$$E = 2.1 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$$

	バネ定数 $k$ (tf/m)
ケース 1	$3.818 \times 10^2$
ケース 2	$3.818 \times 10^4$
ケース 3	$3.818 \times 10^6$
ケース 4	$3.818 \times 10^8$
ケース 5	$3.818 \times 10^{10}$

図-解3.4.3 スタッドのバネ定数を変化させた場合の鋼板の応力伝達

スタッドに作用するせん断力の分布の根拠となっている図-解3.4.1の解析モデルでは、スタッドのバネ定数として $K=0.2 \times 10^8$  kgf/cm/本が用いられている。スタッドの配置は30本/m<sup>2</sup>であるので、単位面積当りの分布バネ定数 $k$ は、

$$k = \frac{0.2 \times 10^8 \times 30 \text{ kgf/cm}}{100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}} = 6.0 \times 10^2 \text{ kgf/cm}^2$$

となり、図-解3.4.3のケース2より若干大きいものの、この程度にスタッドの分布バネ定数を設定しておけば、応力伝達上さほど問題ないものと考えられる。

いま、接合部に $K=0.15 \times 10^8$  kgf/cm/本のスタッドを用いるものとするれば、単位面積当りの分布バネ定数を図-解3.4.1の解析モデルの値以下に抑えるためには、ジベル配置を

$$\text{pitch} \geq \sqrt{\frac{0.15 \times 10^8 \text{ kgf/cm}}{6.0 \times 10^2 \text{ kgf/cm}^2}} = \sqrt{250 \text{ cm}^2} \doteq 16 \text{ cm}$$

とする必要がある。

従って、実際に使用されるスタッドが、例えば22φ×150(H/d=6.82≥6)などで、その配置も16cmピッチより著しく小さくなる場合には、スタッドの分布バネ定数が応力伝達に及ぼす影響を、FEM解析等により別途検討する必要がある。

#### (4) スタッドの許容せん断力

ずれ止めにスタッドを用いる場合、スタッドの許容せん断力は式(3.4.1)で算出するものとする。

$$\left. \begin{aligned} Q_a &= 30 d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5) \\ Q_a &= 5.5 d H \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.4.1)$$

ここに、

- $Q_a$  : スタッドの許容せん断力 (kgf/本)
- $d$  : スタッドの軸径 (cm)
- $H$  : スタッドの全高 (cm)
- $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

スタッドの強度(耐荷力)に関する既往の研究を表-解3.4.1に示す。現行の道路橋示方書の許容値は、土木研究所で行われた山本・中村の実験式<sup>55)</sup>に基づいており、降伏に対し3以上、破壊に対し6以上の高い安全率を有している。本条文でも、対象とする構造物および接合要素としてのジベルの重要性を考慮して、スタッドの許容せん断力として、現行の道路橋示方書の規定をそのまま用いることとした。

しかしながら、ずれ止めが負担し得るせん断力は、コンクリートの打ち込み方向によって、その特性が相当に異なる。特に、スタッドが水平の場合には、コンクリートのブリージングによって欠陥が生じやすい<sup>28)39)40)42)46)</sup>。平城らはコンクリートの打設方向が

水平の場合には、スタッドの設計耐力を70%に低減する実験式を提案している<sup>38)46)</sup>。これらのことを考慮すると、コンクリートの打設管理が十分に行えないと想定される場合には、式(3.4.1)の値をある程度低減するなどの対策を取るのがよい。

表-解3.4.1 スタッドの強度(耐荷力)に関する既往の研究

著者(年)	スタッドの強度評価式	特 徴	採用基準
Viest <sup>38)</sup> (1956)	$H/d \geq 4.2, Q_{cr} = 332d^2 \sqrt{f'_c} (=87.5d^2 \sqrt{f'_c})$ $H/d < 4.2, Q_{cr} = 79Hd \sqrt{f'_c} (=21.2Hd \sqrt{f'_c})$ ここに、 $Q_{cr}$ : スタッドの限界荷重(lb)(kgf) $H$ : スタッドの高さ(in)(cm) $d$ : スタッドの直径(in)(cm) $f'_c$ : コンクリート強度(psi)(kgf/cm <sup>2</sup> )	・残留ずれ曲線の勾配が急変する点の荷重を限界荷重と定めている。 ・限界荷重に相当する相対ずれは、スタッドの直径が異なっても同程度になることを確認している。 ・スタッドとチャンネルのずれ止めとしての挙動が同程度であることも明らかにしている。	・AASHOTO, 第7版 (1957)
Slutterら <sup>39)</sup> (1965)	$Q_u = 930d_s^2 \sqrt{f'_c} (=246.6d_s^2 \sqrt{f'_c})$ $Q_u$ : スタッドの終局強さ(lb)(kgf) $d_s$ : スタッドの直径(in)(cm) $f'_c$ : コンクリート強度(psi)(kgf/cm <sup>2</sup> )	・過去の多くの研究者の実験的研究成果を参考に、提案式を求めている。 ・主として、押し抜き試験とはり試験の結果に基づいている。	・AASHOTO, 第11版 (1973)
Fisherら <sup>40)</sup> (1971)	$Q_u = 1.106A_s f'_c E_c \rightarrow 0.5A_s \sqrt{f'_c} E_c$ $Q_u$ : スタッドの終局強さ(kips) $A_s$ : スタッドの横断面積(in <sup>2</sup> ) $f'_c$ : コンクリート強度(ksi) $E_c$ : コンクリートのヤング係数(ksi)	・押し抜き試験結果を回帰分析した結果より、適合性の良い実験式を導いている。 ・過去の多くの研究成果との比較より、 $\sqrt{f'_c} E_c$ が130ksi以上になれば、もはや終局強度には変化がないことを見出している。	・AASHOTO, 第12版 (1983)
山本・中村 <sup>41)</sup> (1961)	$H/d \geq 6, Q_a = 31.4d^2 \sqrt{\sigma}$ $H/d < 6, Q_a = 5.2dH \sqrt{\sigma}$ $Q_a$ : スタッドの許容荷重(kgf) $d$ : スタッドの直径(cm) $H$ : スタッドの高さ(cm) $\sigma$ : コンクリート基本圧縮強度(kgf/cm <sup>2</sup> )	・わが国の基準のベースとなった実験式である。 ・ $H/d \geq 6$ ではスタッドのせん断により、 $H/d < 6$ ではスラブの割裂により耐荷力が定まることを明らかにしている。 ・示方書等の設計基準式は、 $H/d$ の境界と許容荷重算定式の係数を見直したものである。	・合成桁設計施工指針 (1959) ・道路橋示方書(~1990) ・鋼構造物設計指針 (1987)
平城・前田・松井 <sup>42)</sup> (1983)	$Q_u = 40dH \sqrt{\sigma_{ck}}$ (全タイプ共通) $Q_A = 0.5Q_u$ (A, B, Dタイプ) $Q_C = 0.35Q_u$ (Cタイプ) $Q_u$ : スタッドの終局耐力(kgf) $Q_A$ : スタッドの設計耐力(kgf) $d$ : スタッドの直径(cm) $H$ : スタッドの高さ(cm) $\sigma_{ck}$ : コンクリート設計基準強度(kgf/cm <sup>2</sup> )	・コンクリートの打設方向の相違がスタッドの許容耐力に及ぼす影響を明らかにしている。 ・打設方向をA~Dの4タイプに大別し、押し抜きせん断試験により実験式を導いている。 ・水平方向打設のCタイプはスタッド支圧面に形成されるブリージングが悪影響を及ぼすため、耐力が低下することを明らかにしている。 ・疲労強度式も与えている。	—
平城・松井・福本 <sup>43)</sup> (1989)	$Q_u = 110A_s \sqrt{(h_s/d_s) f_{ck}} + 1000$ $Q_{du} = 110A_s \sqrt{(h_s/d_s) f_{ck}} - 2200$ $Q_{du}$ : スタッドの設計終局耐力(kgf) $A_s$ : スタッド軸部の断面積(cm <sup>2</sup> ) $h_s$ : スタッドの全高(cm) $d_s$ : スタッドの直径(cm) $f_{ck}$ : コンクリート設計基準強度(kgf/cm <sup>2</sup> )	・過去の研究者の実験式の問題点を明らかにし、設計式を提案している。 ・国内外の実験結果をデータベース化し、重回帰分析によりスタッドの終局耐力を導いている。 ・設計式は、試験データのバラツキの標準偏差の2倍だけ安全側にシフトさせたものである。 ・疲労強度式も文献 <sup>44)</sup> で導かれている。	—
阿部 <sup>45)</sup> (1972)	$\frac{H}{d} \geq 5.5, Q_a = \frac{30d^2 \sqrt{\sigma_{ck}}}{1 - 0.7(\tau_{min}/\tau_{max})}$ ただし、 $Q_a < 30d^2 \sqrt{\sigma_{ck}}$ $\frac{H}{d} < 5.5, Q_a = \frac{5.5dH \sqrt{\sigma_{ck}}}{1 - 0.7(\tau_{min}/\tau_{max})}$ ただし、 $Q_a < 5.5dH \sqrt{\sigma_{ck}}$ $Q_a$ : スタッドの許容耐荷力(kgf)	・既往の研究を踏まえ、スタッドの疲労強度を明らかにしている。 ・わが国の道路橋示方書に示されている許容値が、結局実験結果を安全側に捉えていることを明らかにしている。 ・さらに、鉄道橋に適用できるように、疲労強度の低減を、係数 $\tau_{min}/\tau_{max}$ にて表現している。	・国鉄建造物設計標準 (1983)

(5) 2方向せん断力を受ける場合

接合部に作用する軸方向力およびせん断力により、スタッドが2方向せん断力を受ける場合には、式(3.4.3)により、スタッドに作用する合成せん断力に対する照査を行うものとする。

$$Q = \sqrt{Q_1^2 + Q_2^2} \leq Q_a \dots\dots\dots(3.4.3)$$

ここに、

Q : スタッドに作用する合成せん断力 (kgf/本)

Q<sub>1</sub> : 接合部に作用する軸方向力によるスタッドのせん断力 (kgf/本)

Q<sub>2</sub> : 接合部に作用するせん断力によるスタッドのせん断力 (kgf/本)

Q<sub>a</sub> : 許容せん断力 (kgf/本)

スタッドの耐荷力に関する既往の研究は、表-解3.4.1に示したように、1方向の押し抜きせん断試験による静的耐荷力あるいは疲労強度を求めるものがほとんどであり、2方向せん断に対する実験は未だ見受けられないようである。

スタッドはその形状から、静的なせん断耐荷力に関して、荷重の方向性には依存しない。従って、ずれ止めにスタッドを用いる場合、合力に対して検討を行っておけば特に問題はないものと思われるため、本条文のように定めた。

(6) スタッドを溶植する鋼板の厚さ

ずれ止めにスタッドを用いる場合、スタッドが溶植される鋼板の厚さは10mm以上としなければならない。

スタッドを溶植する鋼板の面外剛性が小さければ、その局部的波状変形により接合面のズレに影響を及ぼす。図-解3.4.3に示されたスタッドのバネ定数の試験結果は、Iビームのフランジであるが、フランジの突出し長さhとその厚さtを $h/t \leq 10$ に制限している。道路橋示方書の鋼橋編<sup>3)</sup>では、スタッドが溶植されるフランジの最小板厚を10mmに制限している。日本建築学会の「各種合成構造設計指針・同解説(1985制定)」では、溶接入熱の影響からスタッド軸径の0.4倍以上のフランジ厚となっている。

本ガイドラインで想定している接合部では、スタッドが溶植される鋼板はセルごとに区分されており、その内部にコンクリートが充填される。従って、I桁フランジとは荷重伝達機構および変形性状も当然異なり、セル鋼板はI桁フランジより板厚に関して有利である。ここでは、道示・鋼橋編<sup>3)</sup>の9.6を準用して、スタッドが溶植される鋼板の厚さとして10mm以上を確保しておけば、実用上および経済性からも特に問題ないものと思われるため、条文のように定めた。

### 3.4.2 支圧板

#### (1) 支圧板の設計

支圧板は、中詰コンクリートからの支圧反力をせん断力として鋼セルに伝達するものとして設計してよい。

接合部の応力照査は、一般に、軸圧縮力が最も卓越するセルに対して行えば十分である。支圧板に作用する中詰コンクリートからの支圧反力は、接合部セルに作用する軸圧縮力に対して、3.3.3に規定する荷重分担率を考慮して算出すればよい。

支圧板は、厳密には、中詰コンクリートからの反力を面外力として受ける平板と考えられ、その耐荷機構に関しては下記のことといえる。

- 1) 支圧反力の分布は、実際には支圧板の支持辺付近で最大値を取る凹状分布となる。
- 2) 中詰コンクリートと鋼板の変形能の相違により、支圧板の面外変形に伴い反力分担は、より支持辺方向へ移る。
- 3) 面外力を受ける支圧板は、膜作用としての引張応力も生じるため、比較的大きな耐荷力を有している。

このような耐荷機構を正確に把握するのは困難である。従って、設計上はこれを単純化して、せん断力に対して設計してよいこととした。

#### (2) 支圧板の溶接サイズ

支圧板の鋼桁各部との溶接は、計算せん断力に対して所要の耐力を有するように設計しなければならない。

支圧板の鋼桁、セルおよび補強リブとの溶接部において、のど厚の決定に際しては、計算せん断力に対して所要の耐力を有するように設計しておかねばならない。

### 3.4.3 プレストレス

#### (1) プレストレス力

- 1) 接合部のプレストレスは、使用状態における中詰コンクリートのひびわれ発生を抑えるために導入され、使用状態において引張応力を発生させないフルプレストレスを原則とする。
- 2) プレストレス力は、プレストレッシング直後のプレストレス力および有効プレストレス力について考慮しなければならない。また、プレストレス力により不静定力が生じるときはこれも考慮しなければならない。
- 3) 接合部のプレストレッシング直後のプレストレス力は、緊張材引張端に与えた力から、次に示す影響を考慮して計算しなければならない。
  - a) コンクリートの弾性変形
  - b) 緊張材とダクトとの摩擦
  - c) 緊張材を定着するときのセット
- 4) 接合部の有効プレストレス力は、プレストレッシング直後のプレストレス力から次の影響を考慮して計算しなければならない。
  - a) コンクリートのクリープ
  - b) コンクリートの乾燥収縮
  - c) PC鋼材のリラクゼーション

1) PC構造物は、プレストレス力の程度によりⅠ種からⅢ種に分類され、フルプレストレスはⅠ種に該当する。複合斜張橋のPC桁部は、一般にはⅡ種で設計されるⅠ種は、ひびわれ発生の確率が非常に小さいプレストレストコンクリートの場合である。この種別は、とくに緊張材が腐蝕しやすい環境にある橋梁、十分な水密性を必要としたり、繰返し応力による疲労が問題となる橋梁に用いられるが、複合構造の接合部のように鉄筋配置が制限される場所においては、使用状態において引張応力を発生させない構造とするのが望ましい。

Ⅱ種は、ひびわれ発生の確率が比較的小さくなるようなプレストレストコンクリートの場合である。従来から用いられているパーシャルプレストレッシングがこれに該当する。

Ⅲ種は、使用状態でひびわれが開いた状態となることを許容するプレストレストコンクリートの場合である。

2) 詳細な計算方法については、道示<sup>4)</sup>コンクリート橋編2.1.6に従うものとする。

接合のためのPC鋼材は一般に橋軸に対し平行に配置されるが、対称に配置されない場合は不静定力が作用することから、これらの影響を考慮する必要がある。

これらの不静定力は、構造系に変化があるなしにかかわらず近似的に同様に扱ってもよいと考えられることから、構造系に変化がある場合でも、有効係数の平均値を用いて有効プレストレス力による不静定力を計算してよい。

(2) 使用鋼材

接合部に使用されるPC鋼材は、道示<sup>4)</sup>、コンクリート橋編第3章の規格を満足するものを標準とする。

接合部の連結に用いるPC鋼材は、PC鋼線およびPC鋼より線とPC鋼棒があり、一般にはPC桁部で使用する鋼材をそのまま延長し、支圧板に定着される。PC鋼線およびPC鋼より線の機械的性質や公称断面積などは道示Ⅲの表解3. 1. 3を満足するものである。また、PC鋼棒は表解3. 1. 6によるものとする。

(3) PC鋼材の許容応力度

PC鋼材の許容引張応力度は表-3.4.1の値とする。

表-3.4.1 PC鋼材の許容引張応力度

応力度の状態	許容引張応力度	備考
(1) プレストレッシング中	$0.80\sigma_{pu}$ あるいは $0.90\sigma_{py}$ のうち小さい方の値	$\sigma_{pu}$ : PC鋼材の引張強さ (kgf/mm <sup>2</sup> )
(2) プレストレッシング直後	$0.70\sigma_{pu}$ あるいは $0.85\sigma_{py}$ のうち小さい方の値	
(3) 設計荷重作用時	$0.60\sigma_{pu}$ あるいは $0.75\sigma_{py}$ のうち小さい方の値	$\sigma_{py}$ : PC鋼材の降伏点 (kgf/mm <sup>2</sup> )

PC鋼材の許容引張応力度を条文に従って算出した結果を表-解3.4.2に示す。

表-解3.4.2 PC鋼材の許容引張応力度 (kgf/mm<sup>2</sup>)

PC鋼材の種類		許容引張応力度	プレストレッシング中	プレストレッシング直後	設計荷重作用時
鋼線	SWPR 1 および SWPD 1	5 mm	130.5	115.5	99.0
		7 mm	121.5	108.5	93.0
		8 mm	117.0	105.0	90.0
		9 mm	112.5	101.5	87.0
鋼より線	SWPR 2  SWPR 7 A (7本より) SWPR 7 B (7本より)  SWPR 19 (19本より)	2.9 mm (2本より)	156.0	136.5	117.0
		17.8 mm	144.0	133.0	114.0
		19.3 mm	144.0	133.0	114.0
		21.8 mm	144.0	129.5	111.0
		21.8 mm	144.0	129.5	111.0
鋼棒	丸棒 A種	1号	SBPR 80/95	72.0	66.5
		2号	SBPR 80/105	72.0	68.0
	丸棒 B種	1号	SBPR 95/110	85.5	77.0
		2号	SBPR 95/120	85.5	80.7

#### (4) 鋼材のヤング係数

設計計算に用いるPC鋼材のヤング係数は、 $E_p = 2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$   
鋼材のヤング係数は $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

PC鋼材のヤング係数は、一般に $1.9 \sim 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲にある。このことから、設計計算においてヤング係数比などの算出に用いるヤング係数は $2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ としてよいものとした。

#### (5) PC鋼材の見掛けのレラクゼーション

1) PC鋼材の見掛けのレラクゼーション率は、PC鋼材の純レラクゼーション率からコンクリートの乾燥収縮、クリープ等の影響を考慮してこれを求める。

2) プレストレスの減少を計算するために用いるPC鋼材の見掛けのレラクゼーション率は、一般に表-3.4.2. の値を用いてよい。

表-3.4.2 見掛けのレラクゼーション率

PC鋼材の種類	見掛けのレラクゼーション率 $r$
PC鋼線およびPC鋼より線	5%
P C 鋼 棒	3%

3) PC鋼材が高温の影響を受ける場合、PC鋼材の見掛けのレラクゼーション率は、これを別途考慮する必要がある。

PC鋼材の純レラクゼーション率とは、ひずみ一定のもとで起こる引張応力の減少量を、最初に与えたPC鋼材引張応力度に対する百分率で表したものである。

プレストレストコンクリートに用いられたPC鋼材は、コンクリートの乾燥収縮、クリープなどの変形によって、最初にあたえたPC鋼材引張ひずみが時間の経過とともに減少するため、一般のレラクゼーション試験で測定した場合よりも小さなレラクゼーション値となる。これを見掛けのレラクゼーション率という。

PC鋼材のレラクゼーション率は、温度の影響によって著しく異なる値となり、高温になるほど大きくなる。一般に行う溶融アスファルト舗装の影響を受ける場合は、上記の見掛けのレラクゼーション率にさらに2%程度加算するのがよい。

### 3.4.4 中詰コンクリート

#### (1) 中詰コンクリートの安全度の検討

中詰コンクリートに要求される機能は鋼殻部に生じる応力をコンクリート部にスムーズに伝達することである。この機能を満足するために、中詰コンクリートに対して、以下に示す応力度が表-3.4.3~5および式-3.4.1を満足することを照査しなければならない。

- 1) 圧縮応力度
  - a) 接合部の圧縮応力度
  - b) 支圧板近傍の圧縮応力度
- 2) 引張応力度
- 3) 支圧応力度

#### (2) 許容応力度

中詰コンクリートは、プレストレスコンクリートの規準を適用する。

1) コンクリートの許容応力度は表-3.4.3の値とする。

表-3.4.3 コンクリートの許容圧縮応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度			
		300	400	500	
プレストレッシング直後	曲げ圧縮応力度	(1) 長方形断面の場合	150	190	210
		(2) T形および箱形断面の場合	140	180	200
	(3) 軸圧縮応力度	110	145	160	
その他	曲げ圧縮応力度	(4) 長方形断面の場合	120	150	170
		(5) T形および箱形断面の場合	110	140	160
	(6) 軸圧縮応力度	85	110	135	

なお、二方向から同時に曲げモーメントを受ける場合の許容曲げ圧縮応力度は、長方形断面の許容値に10kgf/cm<sup>2</sup>を加えた値とする。

2) コンクリートの許容支圧応力度は、式(3.4.1)により算出する値とする。

$$\sigma_{ba} = (0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b}) \sigma_{ck} \dots\dots\dots (3.4.1)$$

ただし、 $\sigma_{ba} \leq 0.5 \sigma_{ck}$

ここに  $\sigma_{ba}$  : コンクリートの許容支圧応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$A_c$  : 局部載荷の場合のコンクリート面の全面積 (cm<sup>2</sup>)

$A_b$  : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (cm<sup>2</sup>)

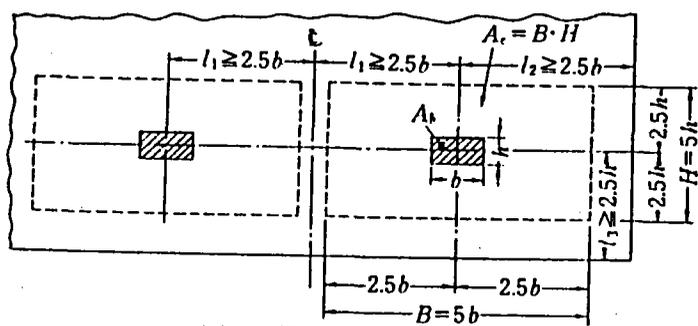
$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

3) コンクリートの許容引張応力度は表-3.4.4 の値とする。

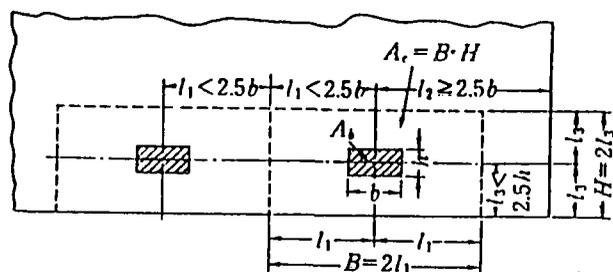
表-3.4.4 コンクリートの許容引張応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度			
		300	400	500	
曲げ引張応力度	(1) プレストレッシング直後	12	15	18	
	(2) 活荷重および衝撃以外の主荷重	0	0	0	
	主荷重および主荷重に相当する特殊荷重	(3) 床版およびブロック工法におけるブロック継目部の場合	0	0	0
		(4) その他の場合	12	15	18
(5) 軸引張応力度		0	0	0	

- 1) 大きな曲げ圧縮応力は部材の中央、端部など特定の位置に生じるが、軸圧縮応力は部材全長にわたって一様に生じる。この相違点を考慮して許容曲げ圧縮応力度は設計基準強度の 1/3 とし、許容軸圧縮応力度は設計基準強度の 85% の 1/3 と規定されている。
- 2) 支圧応力度の照査にあたっては、次の事項に注意しなければならない。
  - ①  $A_c$  と  $A_b$  の重心位置を一致させること。
  - ②  $A_c$  の幅、長さはそれぞれ  $A_b$  の幅、長さの 5 倍以上にはならない。
  - ③  $A_b$  が多数ある場合、各々の  $A_c$  は重複してはならない。
  - ④  $A_b$  の背面は支圧力作用方向に直角な方向に生じる引張力に対し格子状の鉄筋で補強しなければならない。



(a) 一般的な場合



(b) 局部荷重面が近接する場合と縁端距離が十分でない場合

ここに  $A_c$  : 有効支圧面の面積 ( $\text{cm}^2$ )

図解-3.4.4 局部的荷重の場合の有効支圧面の算出例

また、コンクリートの局部応力低減対策としては、

- ① 鋼板端部へのベースプレートの取り付け
- ② 鋼板端部へのゴムの取り付け
- ③ コンクリート断面を鋼断面より大きくする。

などが有効である。

3) 接合部の中詰コンクリートに生じる引張応力に対しては、プレストレスによって対処し、設計荷重時（クリープがすべて終了した状態）においては、フルプレストレスを原則とする。これは接合部に配置される鋼板により鉄筋が切断されるためである。

ただし、なんらかの対策により鉄筋の定着長を確保した場合にはこの限りではない。

4) 複合構造の接合部は、鋼とプレストレストコンクリートの合成構造であり、安全性の照査に対しては、鋼とコンクリートの合成断面として行う場合と各々鋼部材、コンクリート部材として別個に行う場合が考えられる。現段階においては、複合構造の実績がそれ程多くないことを考慮して、個々の部材が安全性を有するように設計されているようである。

せん断の照査においても、個々の部材に対して照査する必要があると思われるが、狭い鋼殻の中にせん断補強筋を配置することは施工上、構造上デメリットが多いと考える。これらのことを考慮して、ここでは、接合部のせん断は鋼殻で負担するものと考え、中詰コンクリートに対してはせん断の照査は行わないものとする。

ただし、スタッドなどによって鋼板とコンクリートの付着が確認され、接合部の安全性の照査を合成構造として行う場合は、充填型のSRC部材と考え、鋼板を鉄筋に換算して曲げ、せん断の照査を行えばよい。

(3) コンクリートの許容引張応力度の割増し

従荷重および従荷重に相当する特殊荷重を考慮した場合のコンクリートの許容引張応力度は、表-3.4.5 の値とする。

表-3.4.5 コンクリートの許容引張応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

荷重の組合せ	コンクリートの設計基準強度		
	300	400	500
(1) 主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響(T)	17	20	23
(2) 主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重+風荷重(W)	22	25	28
(3) 主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響(T)+風荷重(W)	22	25	28
(4) 主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重+制動荷重(BK)	22	25	28
(5) 主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重+衝突荷重(CO)	—	—	—
(6) 活荷重および衝撃以外の主荷重+地震の影響(EQ)	—	—	—
(7) 風荷重(W)のみ	20	23	26
(8) 架設時荷重(ER)	22	25	28

表に示す値のうち、(5)、(6) に対してはコンクリートの全断面を有効として算出したコンクリートの引張応力度が30kgf/cm<sup>2</sup>をこえる場合には、コンクリートの全断面を有効とせず、コンクリートの引張応力を受ける部分を無視するのがよい。

なお、これらのコンクリートに生じる引張応力に対しては鉄筋を配置することにより対処しなければならない。

### 3.4.5 構造細目

#### (1) 補強鉄筋

接合部には必要に応じて補強鉄筋を配置しなければならない。

接合部のコンクリートは、その施工上一般に後打ちされる場合が多いものと考えられる。この時、接合部をコンクリート桁と一体化するために、橋軸方向の補強鉄筋を配置しておく必要がある。また、接合部に近接してコンクリート桁に隔壁を設ける場合には、隔壁前面の剥裂応力に対処するため、補強鉄筋が必要である<sup>7)</sup>。なお、道示・コンクリート橋編<sup>8)</sup>によれば、補強鉄筋は直径13mm以上とし、30cm以下の間隔で配置するものとなっている。

#### (2) 補強リブ

- 1) 接合部背後の鋼桁側には、剛性の急変を避けるため、補強リブを配置するのが望ましい。
- 2) 補強リブの高さは、1 : 5以上のテーパを付けて連続的に変化させるものとする。

接合部には中詰めコンクリートが充填されるため、その剛性はかなり大きくなる。従って、接合部背後の鋼桁側には、剛性の急変を避けるため、補強リブを配置するのがよい。

垂直応力度方向の板厚(断面)変化の場合、道示・鋼橋編<sup>9)</sup>およびコンクリート橋編<sup>8)</sup>ともに、テーパ(ハンチ)は有害な応力集中を避けるため、1 : 5以上のゆるやかな勾配とすることとなっている。本条文においても、この主旨に沿うよう補強リブは、1 : 5以上のテーパを付け、鋼桁の一般部断面まで連続的にすり付けることとした。