

第3章 単純桁の連続化における簡易構造の検討

3.1 はじめに

3.1.1 検討対象構造

「鋼構造におけるコンクリートの有効利用」を基本コンセプトに、既設単純桁橋を対象にした鋼桁の連続化構造、および、新設橋を対象にした鋼桁とコンクリート桁の連続構造の検討を目的にワーキングを実施した。これらの連続化構造は、以下に示すような社会的要請から、また、従来は鋼のみで構成された部位にコンクリートを用い施工の容易性および経済性を達成できる構造として検討に値すると考えた。

- ① 鋼桁の連続化構造（既設単純桁橋を対象）
 - ・ エキスパンション補修工事と維持管理費の低減
 - ・ 走行性の改良および振動・騒音の低減
 - ・ 活荷重モーメントの低減にともなう補強効果
 - ・ 耐震性の向上

- ② 鋼桁とコンクリート桁の連続構造（新設橋を対象）
 - 鋼桁の適用範囲の拡大
 - ・ 鋼桁の限界スパンの拡大
 - ・ 支間割の自由度の拡大

ここで、鋼桁およびコンクリート桁として、I桁橋を対象とした。

3.1.2 ワーキンググループ活動の経緯

構造を検討するうえで、以下の流れでワーキンググループ（以下WGと略す）活動を実施した。

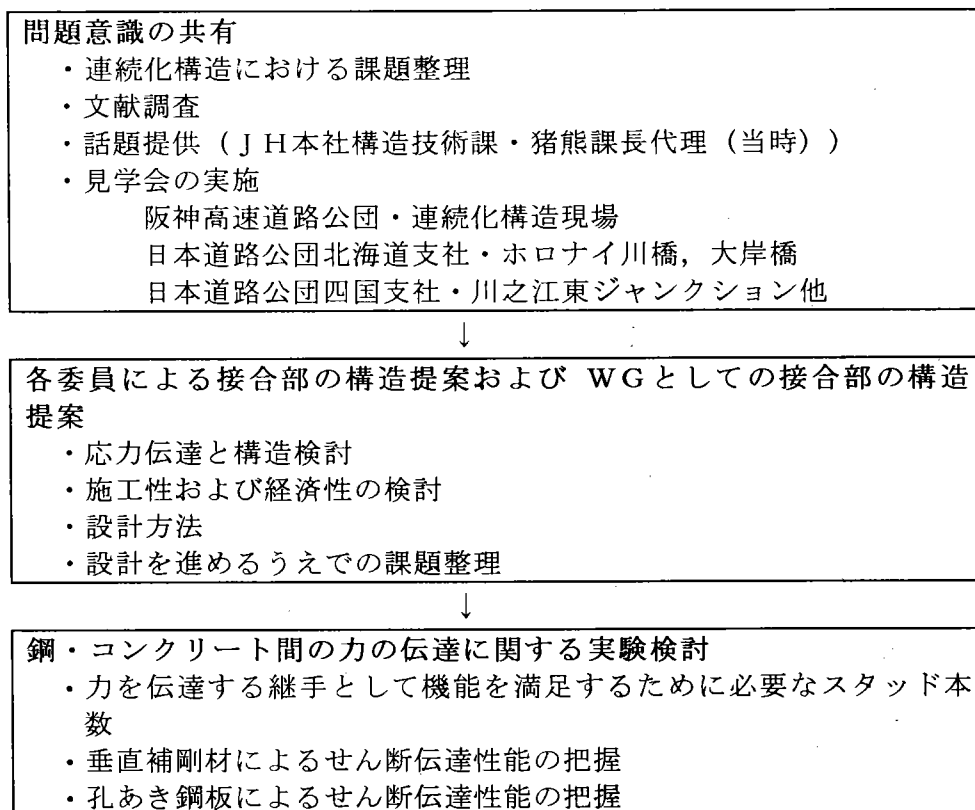


図-3.1.1 WG活動の経緯

WGでは最初に、連続化構造に対するWGメンバーの問題意識を共有する意味で、連続化構造に対する課題を整理するとともに文献調査を行った。また、この連続化の構造形式に対して先行して実績がある日本道路公団および阪神高速道路公団から話題提供を受け、現場見学を行うことにより、管理者および現場の立場からの意見を伺った。

その後、連続化構造を検討するうえで取り組むべき課題を協議した結果、その構造の実現性を握るポイントが、接合部の構造詳細を明確にすることであると認識を得た。すなわち、連続化構造の実現性イコール接合構造の実現性であるとの認識であり、接合部の構造イメージを各委員が提案して、その構造が設計可能な範囲であるかどうかを検討することが、この構造形式の実現性をアピールするうえでのスタートであると考えた。ここで、構造提案にあたって、以下のコンセプトのもとに構造案を考えることにした。

- ①. 力学的合理性（単純明解であること）
- ②. 施工性（現実的に施工可能であること）
- ③. 経済性（実現できる範囲内にあること）

各委員から提案された構造アイデアを基礎として、接合構造として実現性のある構造を協議した結果、WGとして構造提案を示すことができた。しかしながら、接合部の設計を進めるにあたり、最も基礎的な事項である鋼・コンクリート間における力の伝達性について、たとえば、スタッドを用いた場合は過大な量になってしまうことや、孔あき鋼板の力の伝達を考えた場合、設計資料となる文献が極めて少ないことなど、構造提案はできたものの、合理的なああ設計方法を提案できるには至らない状況であった。

そこで、WGでは以下の3点に着目して、鋼・コンクリート間の力の伝達に関する実験検討を行い、設計資料とすることにした。

- ① 力を伝達する継手としての機能を満足するために必要なスタッド本数
- ② 垂直補剛材によるせん断伝達性の把握
- ③ 孔あき鋼板によるせん断伝達性の把握

以上にWGの流れを説明したように、コンクリートの有効利用を考えて鋼桁の連続化構造の設計を進めるにあたり大きな検討課題となったのは、最も基本的な鋼・コンクリート間の力の伝達性能であり、連続化構造以外の複合構造を検討するにあたっても同様な課題により設計が進まない場合も考えられる。したがって、WGで提案した連続化構造に加え、実験検討結果についても一設計資料として参照されれば幸いである。

3.2 鋼桁と鋼桁の連続化構造

ここでは、既設単純桁橋を対象とした鋼桁と鋼桁の連続化構造について、検討する。

3.2.1 事例調査

見学させていただいた阪神高速道路公団タイプの連結型ノージョイント工法について、構造概要・特徴・力の伝達・施工概要・参考文献、の5点に着目してまとめた。

鋼桁の連続化構造 (阪神公団タイプ)

担当者

(株) サクラダ 小野寺

概要図

構造概要

連続型ノージョイント工法は、現在までに下記の3タイプが採用されている。
 (a) 剛結構造 --- 主桁の全強連結を行う構造。F l g, W e b を完全に一体化する。
 (b) 部分連結構造 --- 主桁のW e bのみを添接し、主桁剛性の1/5~1/10の剛性を与える。
 (c) 床版連結構造 --- 連結鉄筋を配置し、コンクリートを打設して床版を一体とする。
 桁は連結しない場合と、上フランジのみ連結する場合がある。
 阪神高速道路公団の連結タイプは、上記の(b)である。

特徴

(b) タイプの特徴は、以下のとおりである。
 ・床版を連結しないため、路下の工事が主となり、路面供用状態で工事のほとんどを行うことができる。
 ・フランジを連結しないため、比較的簡単に施工することができる。
 ・支間部に活荷重が載荷すると、連結部において負のモーメントが発生し、連続桁に近い挙動を示す。

力の伝達

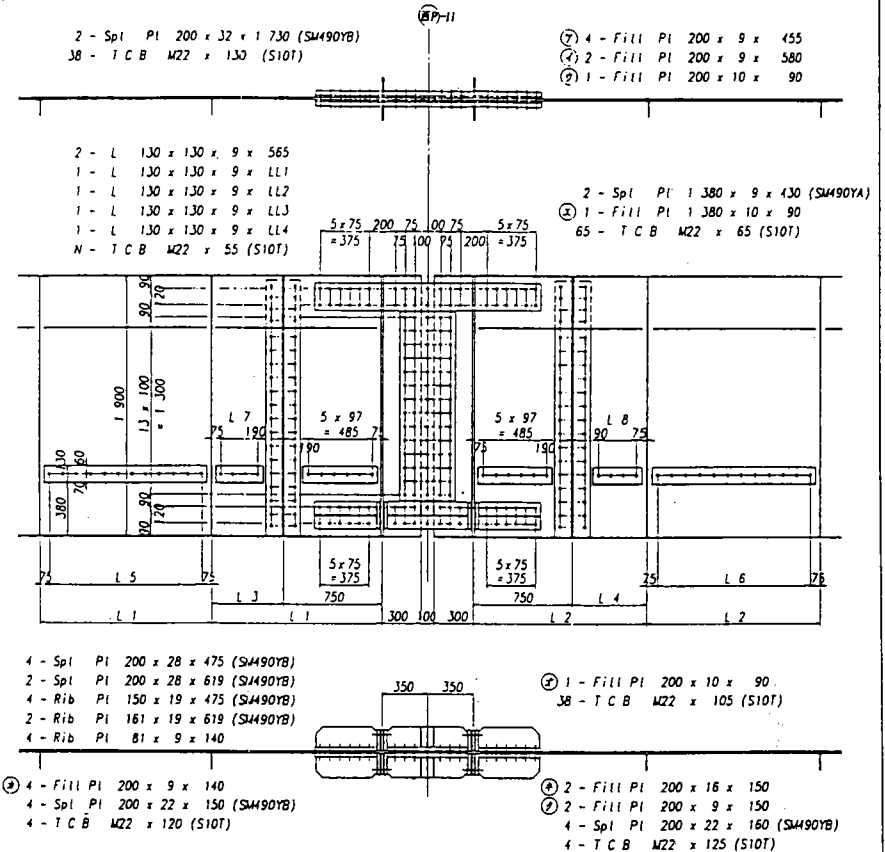
1. 温度変化や地震時の変位に対しては連続桁のような挙動を示す。すなわち、軸力についてはウェブの添接板を介して力が伝えられるので、解析上連続桁とみなせる。せん断力についても同様。
 2. 活荷重による曲げモーメントに対しては、連結部での剛性が主桁の1/5~1/10であることにより、モーメントの何割かを隣の桁へ伝達するが、残りは回転変位となり舗装のび変形となって現れる。
 3. 支点反力について
 既設桁が鋼製の場合、てこの原理により過大な正反力、負反力が発生する。このため、弾性支承に取り替え反力の増大を抑える必要がある。

施工概要

1. 桁補強工 --- 下F l g 側ウェブに水平補剛材の追加。
 2. ゴム沓の据えつけ --- 桁をジャッキアップ後、沓を据えつけ、ジャッキダウンする。
 3. 主桁の連結 --- モーメントプレート、シャーププレートの取付け。
 4. 伸縮装置の撤去
 5. 床版コンクリートの打設
 6. 舗装工
 但し、4, 5, 6は集中短期工事。

参考文献

・既設橋梁の連続化：建設省、橋梁と基礎 1994-8
 ・鋼桁ウェブの連結によるノージョイント化：阪神高速道路公団、橋梁と基礎 1994-8
 ・中央道の単純桁橋(PC・鋼)のノージョイント化：日本道路公団、橋梁と基礎 1994-8
 ・ノージョイント化(首都高速道路公団の場合)：首都高速道路公団、橋梁 1994-9
 ・既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き(案)：道路保全技術センター、1995-1



3.2.2 構造提案

既設鋼桁として橋長40.0mの非合成鈹桁を対象として単純桁を連続桁化する方法を考える。基本的には、隣接する単純桁の端支点間にコンクリートを打設し、コンクリート部分を介して両方の単純桁間で力を伝達する。単純桁を連続桁化することにより、連続桁の中間支点となる支点部には活荷重により負の曲げモーメントが発生するが、コンクリートにプレストレスを導入しPC鋼棒を介してこの力を相互に伝える。

構造概要図ならびに概要説明、特徴等を次ページに示す。

鋼桁の連続化構造

担当者

単純桁の連続化における
簡易構造の検討W/G

概要図

構造概要

- 鋼単純桁と鋼単純桁とを連続桁化する手段として、桁端部にコンクリートを打設し、スタッド、コンクリート、PC鋼棒を介して力を伝達する。
- 既設の桁を連続化するため、活荷重に対してのみ連続桁として挙動する。
- 支承は端対傾構位置に2カ所設け、ゴム支承に交換する。
- 床版には目地を設け、引張力が伝達しない構造とする。

特徴

- 床版を連続化しないため、大半の工事を橋梁下面、交通開放下で行える。
- 現場における孔明け・溶接等の作業が不要であり、現場施工が比較的簡単に行える。
- コンクリートに引張力が生じないように上側下側ともPC鋼棒を配置する。

力の伝達

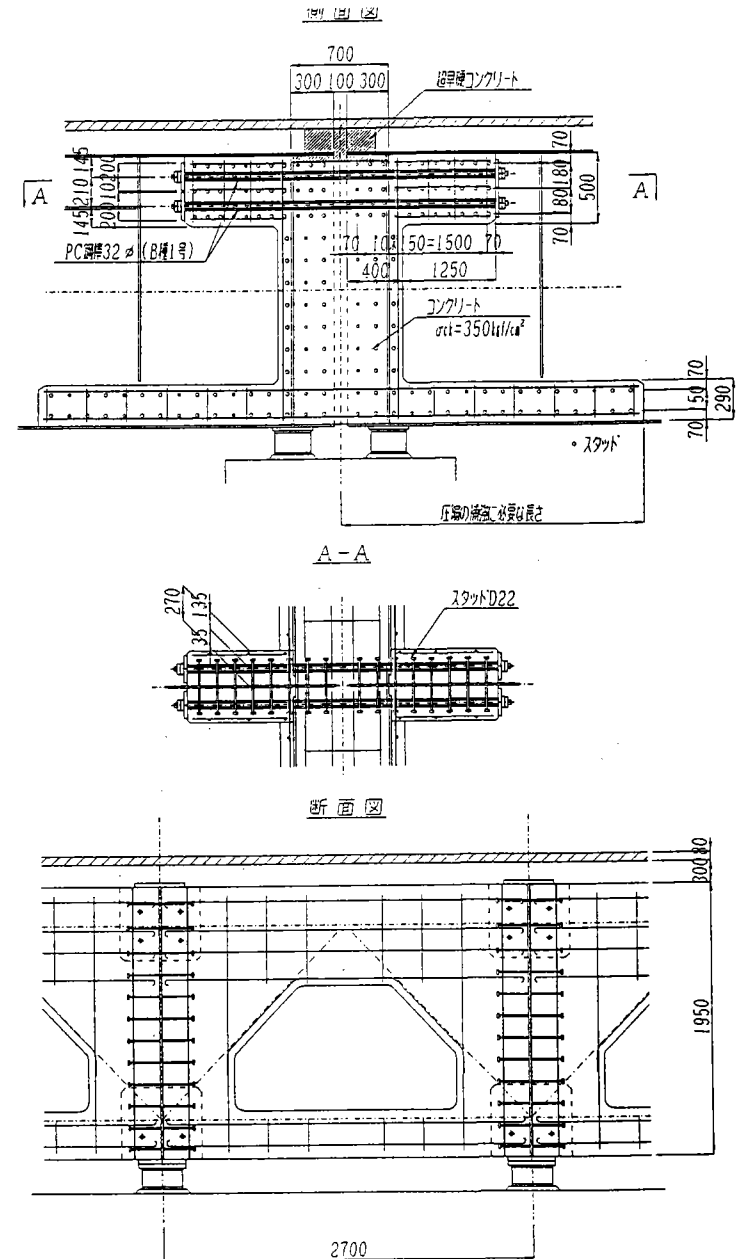
- 中間支点上に発生する活荷重曲げモーメントは、主桁腹板 → スタッド → コンクリート → PC鋼棒 という応力の流れで他方の主桁に伝達される。
- せん断力については、主桁端部のスタッド → コンクリートという応力の流れで他方の主桁に伝達される。
- 床版には目地を設けて引張力を伝達させない。
- 温度応力、乾燥収縮による引張力が作用してもコンクリートに引張応力が生じないように、主桁下側にもPC鋼棒を配置する。

施工概要

- | | |
|-----------|-----------------|
| ①スタッドの溶接 | ⑦床版コンクリート打設 |
| ②型枠・配筋作業 | ⑧舗装工 |
| ③コンクリート打設 | |
| ④PC鋼棒の緊張 | |
| ⑤支承の交換 | ⑥～⑧の作業時に交通止めが必要 |
| ⑥伸縮装置の撤去 | |

課題

- 活荷重作用状態でコンクリートの打設・養生を行うが、その際鋼桁とコンクリートとが合成される事を実験で検証する必要がある。
- コンクリートによる死荷重の増加が橋脚の負担増となりチェックが必要となる。



3.2.3 設計計算

(1) 設計断面力の算出

下図に示す横断面、骨組形状を持つ2径間連続非合成桁にB活荷重を作用させ、活荷重により生じるS2ライン上の断面力を用いて接合部の設計を行う。

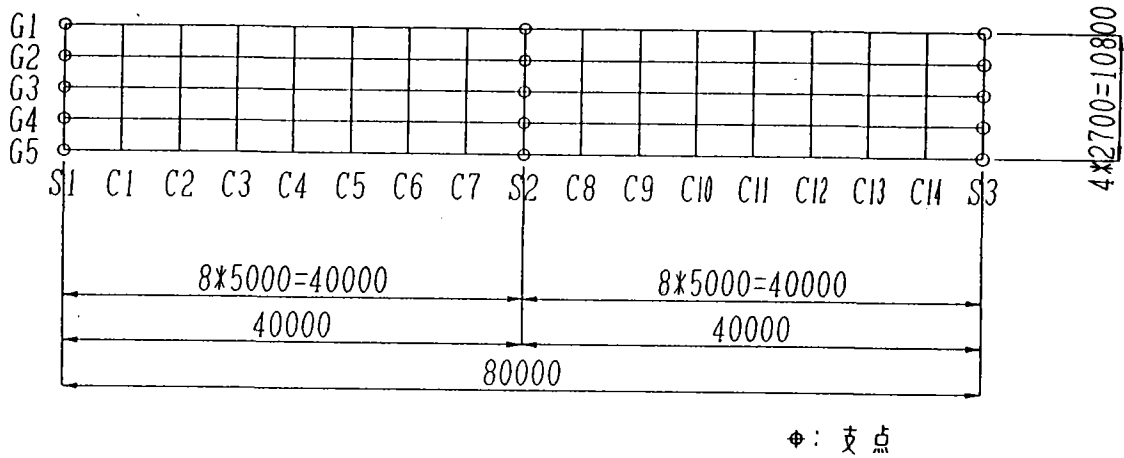


図-3.2.1 骨組図

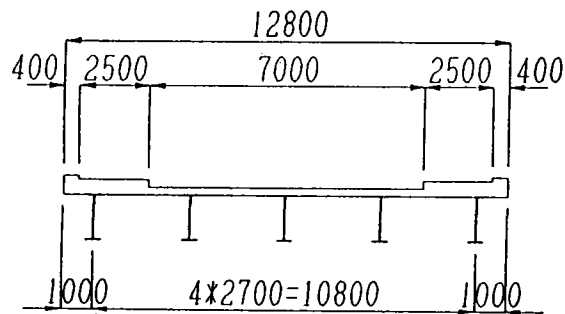
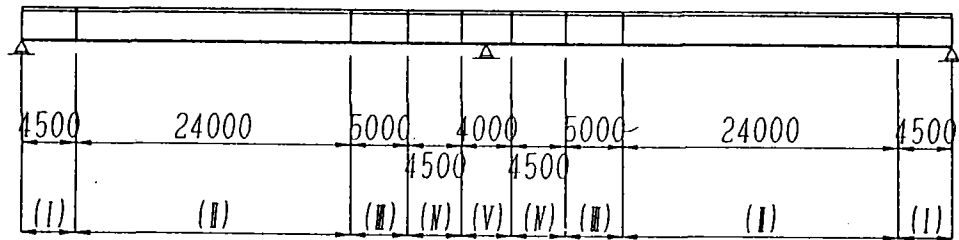


図-3.2.2 横断面図



桁記号	断面	SEC. (I)	SEC. (II)	SEC. (III)	SEC. (IV)	SEC. (V)
G 1	U. Flg PL	340*19*	410*22	350*22	500*30	610*34
G 5	Web PL	1950*10*	1950*10	1950*10	1950*10	1950*10
	L. Flg PL	340*19*	410*22	350*19	580*30	630*38
G 2	U. Flg PL	330*19*	390*22	450*22	550*25	650*28
G 4	Web PL	1950*10*	1950*10	1950*10	1950*10	1950*10
	L. Flg PL	330*19*	390*22	530*22	580*28	650*32
G 3	U. Flg PL	370*19*	450*22	460*22	550*25	580*32
	Web PL	1950*10*	1950*10	1950*10	1950*10	1950*10
	L. Flg PL	370*19*	450*22	500*26	580*28	630*34

図-3.2.3

上図のような断面構成を仮定し格子計算を行うと、接合部の断面力が中間支点上断面力として次のように得られる。

表-3.2.1

桁番号	最小曲げモーメント (tonf・m)	最大せん断力 (tonf)
G 1、G 5	-290	35.0
G 2、G 4	-289	51.5
G 3	-309	60.9

(2)プレストレス量の決定

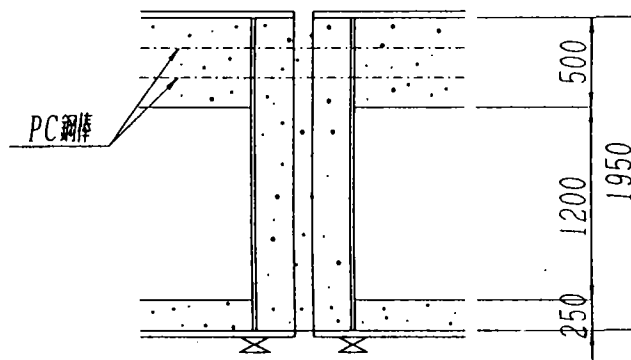


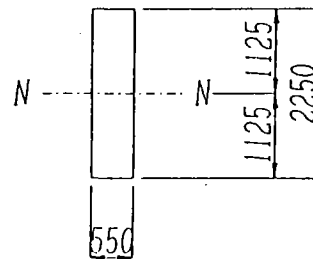
図-3.2.4

支点上曲げモーメントによりコンクリートに引張力が発生しないようにプレストレス量を決定する。なお、プレストレスは引張側のみに導入し、圧縮側には乾燥収縮等によるひびわれを防止するために、鉄筋の配筋する。

① 活荷重による応力度

接合部断面の断面2次モーメントは

$$I = \frac{55.0 * 225.0^3}{12} = 5.22 * 10^7 \text{ cm}^4$$



よって、上下縁の応力度は

$$\sigma_{ul} = \frac{-3.09 * 10^7}{5.22 * 10^7} * 112.5 = -66.6 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (引張)}$$

$$\sigma_{ll} = \frac{-3.09 * 10^7}{5.22 * 10^7} * (112.5) = -66.6 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (圧縮)}$$

② プレストレスによる応力度

	A (cm ²)	y (cm)	Ay (m ³)	Ay ² (cm ⁴)
U-PL	2,750	170.0	467,500	80,048,000
L-PL	1,375	12.5	17,188	286,000
Σ	4,125	—	484,688	80,334,000

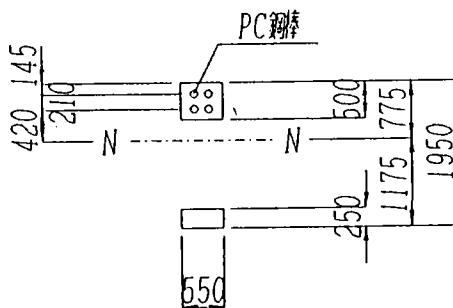


図-3.2.5

$$\delta = \frac{484,688}{4,125} = 117.5 \text{ cm}$$

$$I_0 = 80,334,000 - 4,125 * 117.5^2 = 23,383,000 \text{ cm}^4$$

$$y_u = 1950 - 117.5 = 77.5 \text{ cm}$$

$$y_l = 117.5 \text{ cm}$$

PC鋼棒32φB主1号 (Na = 61.9 tonf) を図のように4本配置する。1本当たり42 tonfのプレストレス量を導入すると、

$$MP = 42.0 * (2 * 0.42 + 2 * 0.63) = 88.2 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_{pu} = \frac{168,000}{4,125} + \frac{8,820,000}{23,383,300} * 77.5 = 70.0 \text{ kgf}/\text{cm}^2 \quad (\text{圧縮})$$

$$\sigma_{pl} = \frac{168,000}{4,125} + \frac{8,820,000}{23,383,000} * (-117.5) = -3.6 \text{ kgf}/\text{cm}^2 \quad (\text{引張})$$

よって、活荷重+プレストレスによる応力度は、

$$\sigma_u = \sigma_{ul} + \sigma_{pu} = 3.4 \text{ kgf}/\text{cm}^2 > 0$$

$$\sigma_l = \sigma_{ll} + \sigma_{pl} = 63.0 \text{ kgf}/\text{cm}^2 < \sigma_{ca} = 100 \text{ kgf}/\text{cm}^2$$

(3)スタッド本数の決定

プレストレス量168.0 tonfに見合う力を鋼桁からコンクリートに伝達するのに必要なスタッド本数を使用する。コンクリート強度 $\sigma_{ck} = 350 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ 、スタッドD22*200 (NSD400)として、

$$Q_a = 30 * 2.2^2 * \sqrt{350} = 2716 \text{ kgf}/\text{1本}$$

$$n_{reg} = \frac{168000}{2716} = 61.9 \text{ 本} \longrightarrow 66 \text{ 本使用}$$

このとき、

$$Q_H = \frac{168000}{66} = 2545 \text{ kgf}/\text{cm}^2 < Q_a$$

せん断力については、コンクリート打ち落ろし部のスタッドを介して力を伝えると仮定して、

$$Q_v = \frac{60900}{2 * 18 * 3} = 846 \text{ kgf}/\text{1本} < Q_a$$

軸力とせん断力の合成された力に対する照査は、

$$Q = \sqrt{Q_H^2 + Q_v^2} = 2682 \text{ kgf}/\text{cm}^2 < Q_a$$

3.2.4 具体化への課題

構造提案に示した連続構造の課題を整理する。

- ・コンクリートによる死荷重の増加が橋脚の負担となり、安全性について照査が必要である。
- ・活荷重作用状態でコンクリートの打設・養生を行うため、鋼桁とコンクリートが十分に結合するよう、支点部における有害な橋体の変形および振動を抑えなければならない。場合によっては、振動状態下における合成効果を検証する実験の必要性もある。
- ・コンクリート硬化後に支承の交換を行う場合、支承の設置高の誤差が橋体に及ぼす影響を把握し、安全性を確認しておく必要がある。
- ・現在、道路橋示方書に示されているスタッドの許容せん断力は降伏に対して3以上の安全率を持っていると考えられる。実験などによりスタッドにかかる力のメカニズムを解明し、安全率を下げる事が望まれる。
- ・端支点部には、必ず支点上補剛材が設けられている。これもずれ止めとして考慮出来るよう耐荷力を実験的に求めれば、スタッド本数をかなり減らせると考えられる。

3.3 鋼桁とコンクリート桁の連続化構造

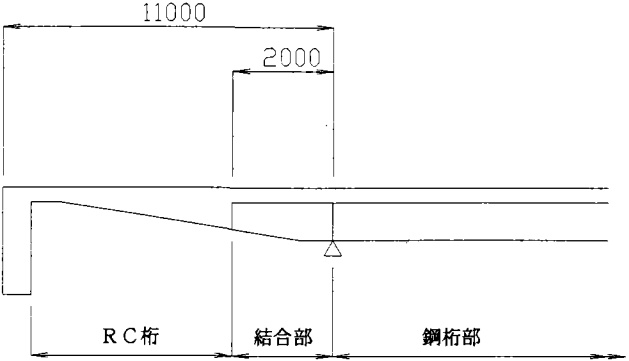
ここでは、新設橋を対象とした鋼桁とコンクリート桁の連続化構造について、検討する。

3.3.1 事例調査

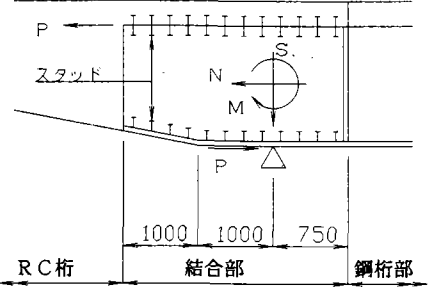
日本道路公団、四国支社にて建設中の松山高架橋について調査した。

橋名	松山高架橋
施主	日本道路公団
構造概要	<p>1) 鋼単純桁橋とその両隣のコンクリート桁とを結合させることで、ジョイントレス化を図っている。</p> <p>2) 結合部における応力の伝達はスタッドジベルによって行っている。</p>
力の伝達	<p>1) 結合部の設計の考え方</p> <ul style="list-style-type: none"> ① 結合部はRC構造と鋼構造それぞれが単独で外力に抵抗する。 ② 横桁は鋼断面のみで抵抗できる。 ③ 応力の伝達は、鋼構造からスタッドジベルを介してRC構造に伝わるものとする。 <p>2) スタッドの耐力は道示「鋼橋編」の耐力算定式による。</p>
特記事項	<p>1) 新設橋であること。</p> <p>2) 鋼橋とRC橋という上部工同士の結合は、本橋梁が最初であること。</p>

概要図



松山高架橋構造概要図



フランジ

$$P = \pm \frac{M}{h} + \frac{N}{2}$$

$$n = \frac{P}{Q_a}$$

腹板

$$n = \frac{S}{Q_a}$$

スタッドの設計の考え方

3.3.2 構造提案

新設桁として、鋼 I 桁橋とポストテンション PC 桁を連結する構造を考える。基本的には、支点上で鋼桁とコンクリート桁をラップさせコンクリートを打設することにより一本化を図る。力の伝達は、鋼桁の上下フランジのスタッドにより曲げモーメントを伝達し、コンクリート桁からは鉄筋を延ばしておき、鋼桁の上下フランジのスタッドからの力の伝達を受ける構造とする。必要があれば、一部の PC 鋼材の定着位置をラップ部まで延ばすことにより、プレストレスを付加することにより応力を伝達する構造も考えられる。

また、杓の位置と桁の軸心のずれにより発生するせん断力（橋軸直角方向）については、鋼桁ウェブに孔あけを行い鉄筋を通すことにより伝達する。

構造概要図ならびに概要説明、特徴などを次のページに示す。また、設計計算においては、上下フランジのスタッドおよびウェブの差し筋の設計方法を示し、一計算例として桁高 200 mm、上下フランジ寸法 450×25 mm の断面を対象に、フランジ応力度 1350kgf/cm² の場合のスタッドの計算結果、および、せん断力が 60.9tf 作用時の計算結果を示す。

鋼桁とコンクリート桁の連続構造 担当者 単純桁の連続化における簡易構造の検討W/G

概要図

構造概要

新設橋における鋼桁とコンクリート桁の連続化。
 鋼桁の形式は鉄桁、コンクリート桁はポステンT桁を想定した。
 連結前の桁自重については各々が単独の構造で対応する。連結後の橋面工からの活荷重までが鋼桁とコンクリート桁の連続構造で対応する。

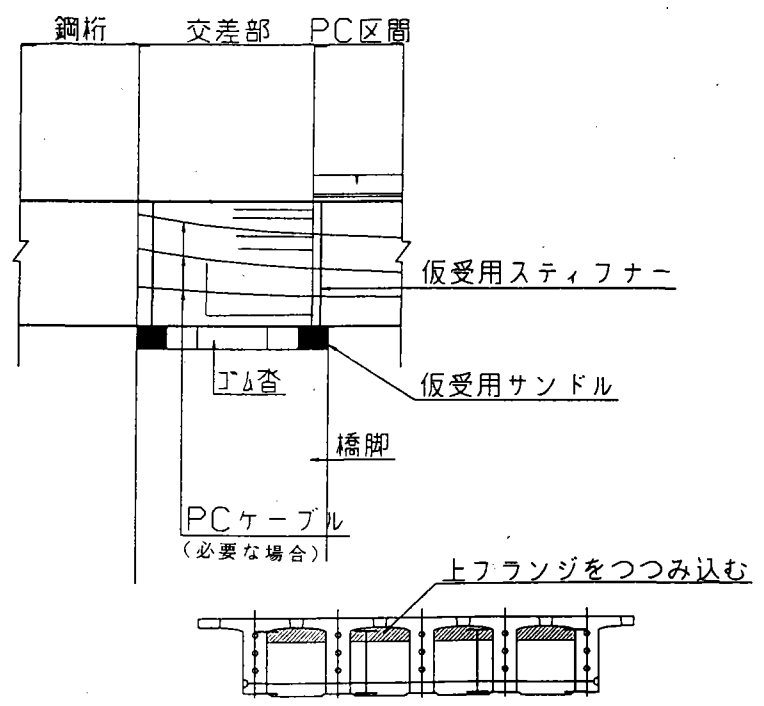
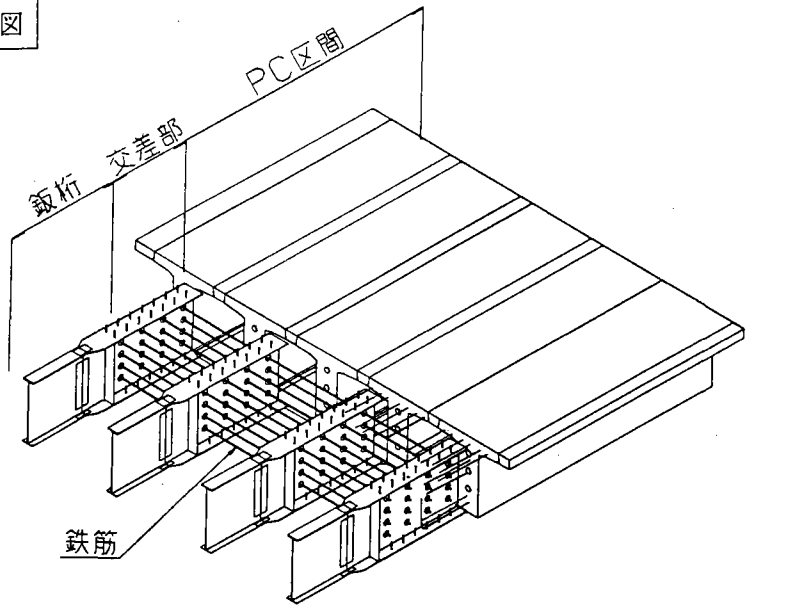
- 特徴**
- (1) 鋼桁とコンクリート桁の位置が揃うところでは、お互いのフランジ同士、ウェブ同士を直接連結した構造とすることで、力の伝達を明確にする。
 - (2) 鋼桁とコンクリート桁の位置が揃わないところは、支点上に設けた横梁内で連結する。この場合の構造も基本的に(1)に準ずる。
 - (3) 必要ならば、一部のPC鋼材を交差部まで延長して連結する。

力の伝達

- ・ 上フランジに発生する曲げモーメントによる引張り力は、鋼桁の上フランジをコンクリート桁の上フランジが包み込んだ構造とし、鋼桁フランジ面に溶着したスタッドジベルによるせん断で伝達する。(設計上は高力ボルト摩擦接合と同じになる。)
- ・ 下フランジに発生する圧縮力は、上フランジ同様にスタッドジベルにより伝達する。
- ・ せん断力は、鋼桁とコンクリート桁のラップ区間の鋼桁ウェブに開孔を行い鉄筋を通し、鉄筋と孔開き板による鋼とコンクリートの付着により伝達する。(橋軸直角方向のせん断力を対象)

- 施工概要**
- (1) 鋼桁の架設。(通常の鋼桁架設と何等変わらない。)
 - (2) 鋼桁端部のウェブの孔に鉄筋を通す。
 - (3) コンクリート桁および鋼桁とコンクリート桁のラップ区間の型枠のセット。
 - (4) コンクリート打設。
 - (5) PC鋼材緊張(必要な場合)。

- 課題**
- ・ ラップ区間の長さの設定。
 - ・ 鋼桁とコンクリート桁の設計荷重および荷重組み合わせが異なる場合があるので、設計方法の確立が必要である。
 - ・ ゴム沓の位置の検討が必要である。
 - ・ PC鋼材を交差部まで延長して連結する場合は、その構造詳細の検討が必要である。
 - ・ ラップ区間から鋼桁に変わる部分で、剛性が急変することの影響の検討が必要である。



3.3.3 設計計算

(1) 計算式

1) 上フランジ、下フランジのスタッドの必要本数の決定

鋼桁フランジに生じる直応力による力をスタッドによりコンクリートに伝達する。

$$\text{伝達すべき力 } P = \sigma \times A$$

ここに σ : フランジに生じる直応力度 (kgf/cm²)

A : フランジの断面積 (cm²)

$$\text{スタッド1本が伝達できる力 } Q_a = 30 \times d^2 \times \sigma_{ck}$$

ここに d : スタッド径 (cm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

$$\text{スタッドの必要本数 } n = P / Q_a$$

2) 鉄筋の本数の決定

鋼管矢板井筒の差し筋方式による頂版結合の設計にならう。

$$\text{鉄筋の本数(開孔の個数) } n \geq S / (0.6 \sigma_{sa} \times A_s)$$

ここに S : せん断力 (tf)

σ_{sa} : 鉄筋の許容曲げ引張り応力度 (kgf/cm²)

A_s : 鉄筋の定着長 (cm²)

$$\text{鉄筋の定着長 } l = \sigma_{sa} / (4 \tau_{oa}) \times \phi$$

ここに τ_{oa} : コンクリートの許容付着応力度 (kgf/cm²)

ϕ : 鉄筋の公称径 (cm)

(2) 構造綱目

1) スタッドの最小中心間隔

橋軸方向はスタッドの軸径の5倍または10cm以上

直角方向はスタッドの軸径+3.0cm以上

(道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編9章合成げたに従う。)

2) ウェブの開孔の大きさおよび間隔

作業性を考慮して鉄筋径(公称径)に10mm加えた大きさとする。

また中心間隔は10cm以上

(鋼管矢板井筒の差し筋方式と同じ。)

(3) 計算例

1) 上フランジ、下フランジのスタッドの必要本数の決定

フランジの寸法	450 × 25	$A = 112.5 \text{ (cm}^2\text{)}$
フランジの直応力度	1350	$\text{(kgf/cm}^2\text{)}$
コンクリートの設計基準強度	270	$\text{(kgf/cm}^2\text{)}$
使用スタッド	150 × 22	(h/d = 6.8) 5.5

$$P = 1350 \times 112.5 = 151900 \text{ (kgf)}$$

$$Q_a = 30 \times 2.2^2 \times \sqrt{270} = 2386 \text{ (kgf/本)}$$

$$n = 1519000 / 2386 = 63.7 \text{ (本)} \rightarrow 66 \text{ 本使用}$$

スタッドの間隔

橋軸方向 $5 \times 2.2 = 11.0 \rightarrow 11 \text{ cm}$

直角方向 $2.2 + 3.0 = 5.2 \text{ cm} \rightarrow 6 \text{ cm}$

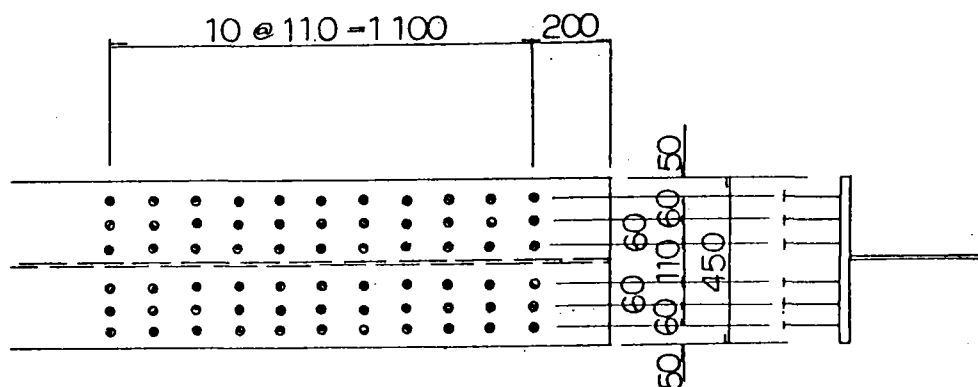


図-3.3.1

2) 鉄筋の本数およびウェブの開孔の大きさの決定

伝達するせん断力 60.9 t

使用鉄筋 $D16 \quad A_s = 1.986 \text{ (cm}^2\text{)}$

コンクリートの許容付着応力度 $\tau_{oa} = 17 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \sigma_{ck} = 270 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

$$n \geq 60.9 \times 10^3 / (0.6 \times 1800 \times 1.986) = 28.4 \text{ (本)}$$

→ 24本使用

$$l = 1800 / (4 \times 17) \times 1.6 = 42.4 \text{ (cm)} < 200 / 2 \text{ (cm)}$$

ウェブの開孔の大きさと間隔

大きさ $16 + 10 = 26 \text{ mm}$

間隔 $20 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$

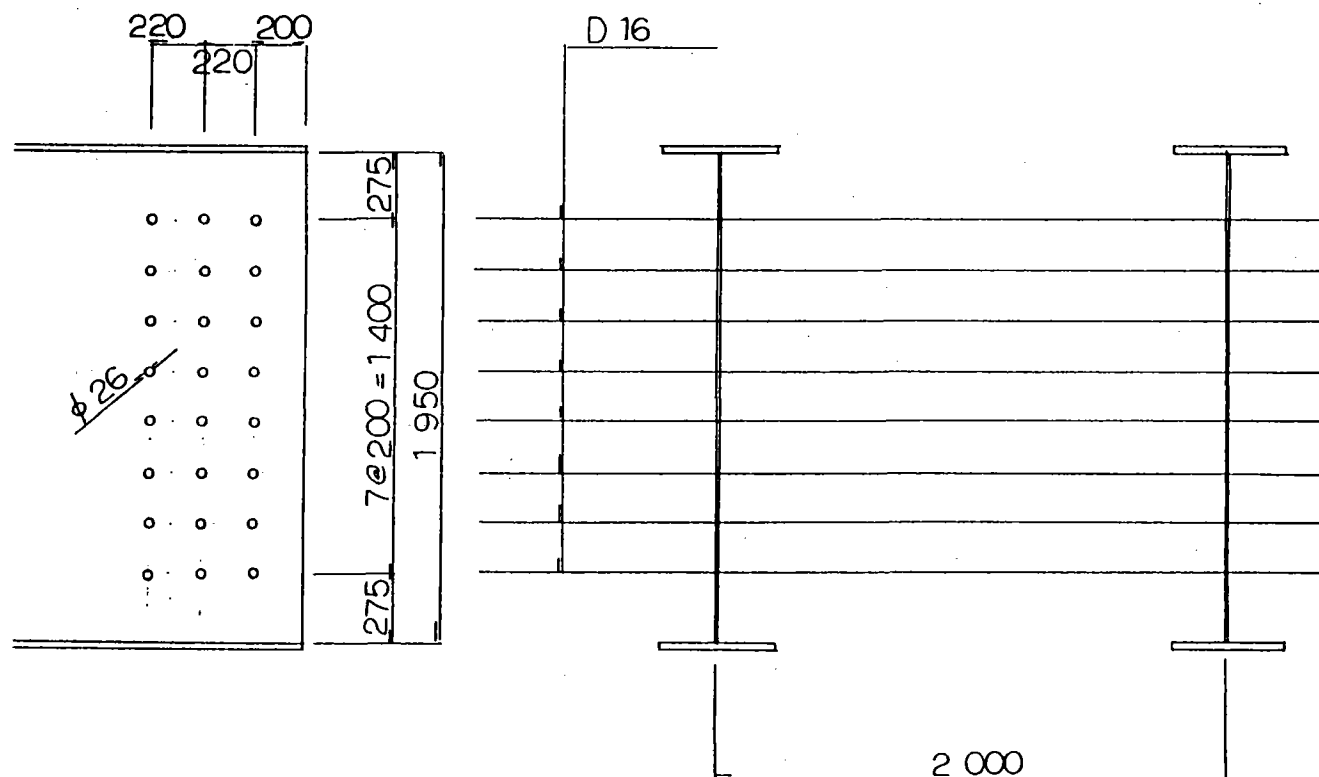


図-3.3.2

3.3.4 具体化への課題

構造提案に示した連続構造の課題を整理する。

- ・ 鋼桁～ラップ区間～コンクリート桁と、剛性が急変することの影響とラップ区間の長さの設定に対する検討が必要である。
- ・ ゴム沓の配置が課題である。鋼桁あるいはコンクリート桁のどちらかの軸線にあわせる、などの検討。
- ・ PC鋼材の一部をラップ区間まで延長する必要がある場合は、鋼桁の位置や配置状態と定着部の構造細目に検討を要する。
- ・ 鋼桁とコンクリート桁の設計荷重および荷重の組み合わせが異なる場合があり、設計にあたり条件を整理しておく必要がある。
- ・ ウェブ差し筋方式によるせん断伝達の検証が必要である。

3.4 鋼コンクリート間の力の伝達に関する実験検討

3.4.1 実験の目的

既設橋を対象にした単純桁と単純桁の接合構造として、桁端部にコンクリートを打設して、スタッド、コンクリート、P C鋼材を介して力を伝達する構造を提案した。

ここで、接合構造の設計は以下の手順で行われる。

①プレストレス量の決定

フルプレストレスで設計する場合、支点部の負曲げに対して、コンクリートに引張力が発生しないようにプレストレス力を導入する。

②コンクリートの圧縮力の照査

③ずれ止めの照査

鋼桁とコンクリート部が一体として挙動するには、導入したプレストレス力に見合う力を鋼桁からコンクリートに伝達しなければならない。提案した構造では、道示により設計を行った結果である。

この接合方法において、スタッドの使用本数が非常に多くなり、その対応策として以下の検討が必要であると考えた。

①本接合方法による力の流れの把握

②合理的なスタッド配置の検討

・スタッドの安全率だけがかなり高いため、そのバランスから不合理な設計になっている。

・ここで、道示における安全率は以下のように設定されている。

○スタッド；残留変位0.075mm時（変位の急変点）に対して安全率3.0
耐力に対し安全率6.0 程度

○P C鋼材；常時 引張破断荷重に対して安全率1.7、
降伏荷重に対して安全率1.3

○コンクリート；圧縮破壊に対して安全率3.0、
引張に対してフルプレストレス

・継手としての性能を考えると、合理的なスタッド配置が検討できる。

スタッド、P C鋼材、コンクリートを用いた1つの構造システムと考えると、スタッドの本数を減らすことが可能であると考えられる。

・さらに、支点上垂直補剛材に対するせん断伝達の期待することもできる。

垂直補剛材によるせん断力を期待すればスタッド本数を低減できる。

③孔あき鋼板の適用性

さらに合理的なせん断伝達方法として、孔あき鋼板の使用も考えられる。

鋼桁とコンクリート桁の構造提案として、孔あき鋼板による力の伝達を期待しているが、十分な設計資料がない。

3.4.2 実験概要

上述した検討項目に対して、必要なジベル本数、腹板にあけた孔や垂直補剛材の効果等を明らかにするために、試験体長さが120cmの引張試験体を用いて静的引張試験を実施して検討を行った。

(1) 供試体のタイプ

供試体は接合部内の構造が異なる7種各タイプ2体作成し、各タイプ1体ずつシリーズ1、シリーズ2の2回に分けて供試体を作成した。図-3.4.1に実験に使用した各供試体の接合部内の構造および断面図を示す。

供試体は150×22×590mm鋼板を2枚使用し接合部分に150×300×640mmの大きさにコンクリートを打ち込んだ。タイプ3'は活荷重作用状態でコンクリートの打設・養生を行うことを想定して振動状態下における合成効果を検証するため、タイプ3と鋼板の形状を同様にし、打設・養生時に実構造物における打設を考慮し、橋梁が受ける振動と同様の振動を24時間加えた状態でコンクリートを硬化させた。打設・養生時の状態を図-3.4.2に示す。導入プレストレスは手締めで可能な20tf程度である。

1) シリーズ1

試験時コンクリート圧縮強度 330kgf/cm²

- | | |
|------------|--------------------------------------|
| ① タイプ1 | スタッドジベル (φ13×80mm、片側6本×2列) |
| ② タイプ2 | スタッドジベル (φ13×80mm、片側4本×2列) |
| ③ タイプ3, 3' | スタッドジベル (φ13×80mm、片側2本×2列) |
| ④ タイプ4 | 垂直補剛材 (9mm×90mm) + スタッドジベル (片側2本×2列) |
| ⑤ タイプ5 | 垂直補剛材 (9mm×90mm) |
| ⑥ タイプ6 | 孔あき鋼材 (φ30) |
| ⑦ タイプ7 | 孔あき鋼材 (φ30) + 鉄筋 (D13) |

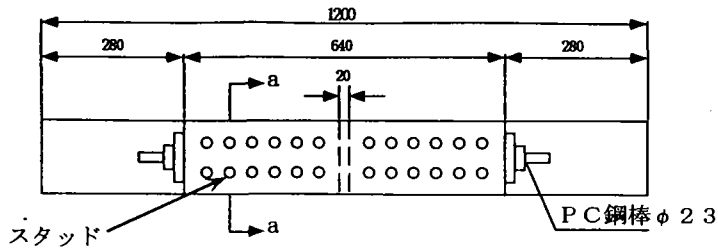
2) シリーズ2

試験時コンクリート圧縮強度 494kgf/cm²

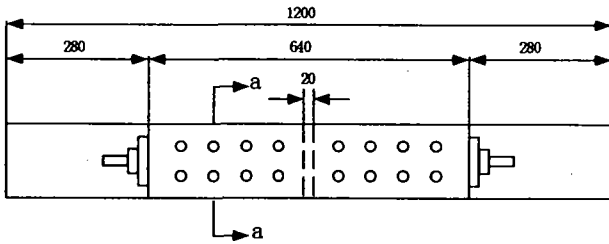
シリーズ1の試験結果を受けて、それぞれの供試体に、PC定着板付近に鉄筋D6による鉄筋補強、および、スタッドの両側にD10を軸方向に配置して鉄筋補強を行った供試体である(図-3.4.1(b)参照)。

- | | |
|--------|--------------------------------------|
| ① タイプ1 | スタッドジベル (φ13×80mm、片側6本×2列) |
| ② タイプ2 | スタッドジベル (φ13×80mm、片側4本×2列) |
| ③ タイプ3 | スタッドジベル (φ13×80mm、片側2本×2列) |
| ④ タイプ4 | 垂直補剛材 (9mm×90mm) + スタッドジベル (片側2本×2列) |
| ⑤ タイプ5 | 垂直補剛材 (9mm×90mm) |
| ⑥ タイプ6 | 孔あき鋼材 (φ30) + 鉄筋 (D10) |
| ⑦ タイプ7 | 孔あき鋼材 (φ30) + 鉄筋 (D13) |

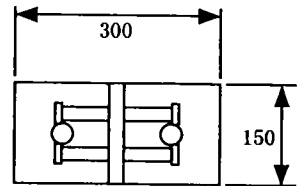
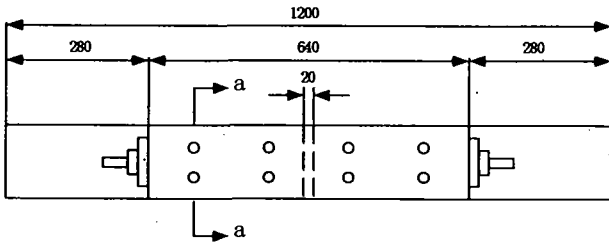
タイプ1



タイプ2

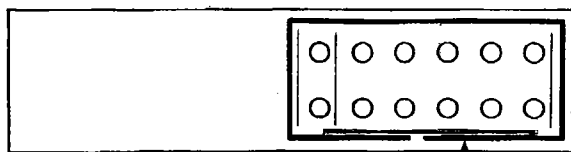


タイプ3、3'

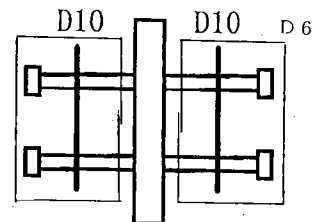
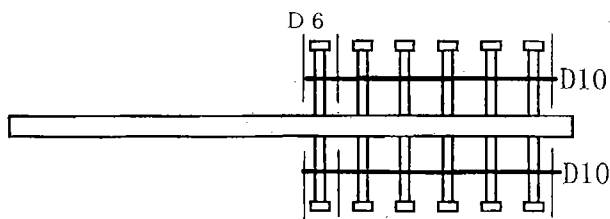


a - a 断面図

(a) シリーズ1 タイプ1~3



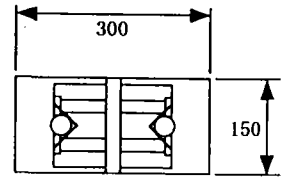
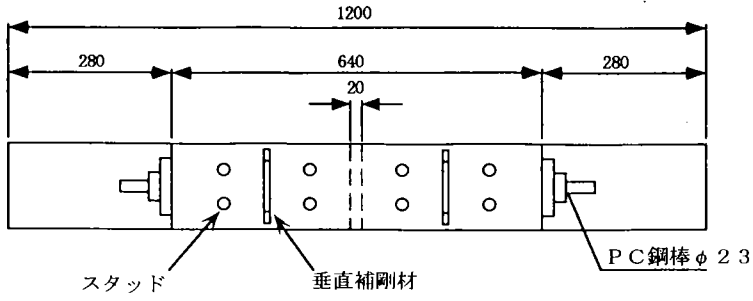
D10



(b) シリーズ2における鉄筋補強

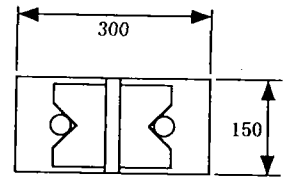
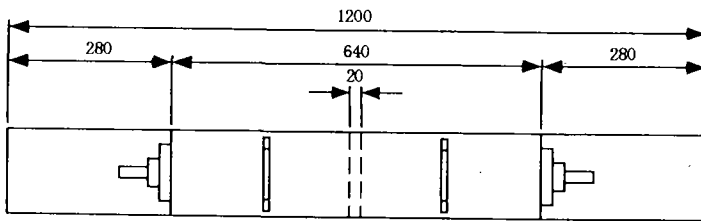
図-3.4.1 供試体

タイプ4



タイプ4断面図

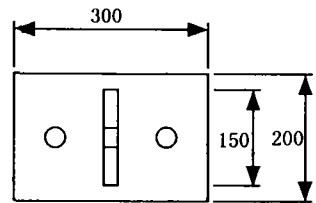
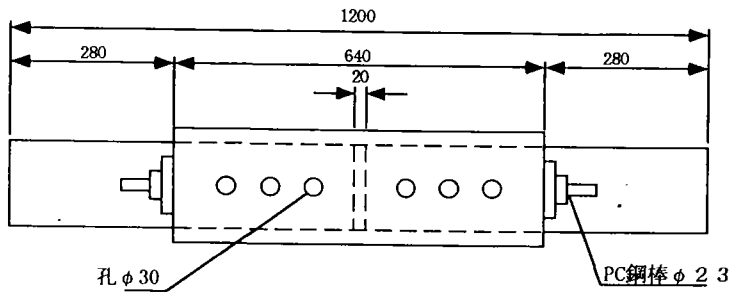
タイプ5



タイプ5断面図

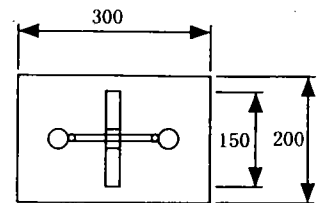
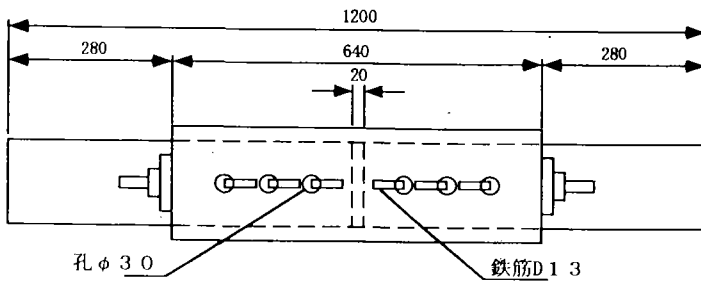
(c) シリーズ1 タイプ4, 5

タイプ6



タイプ6断面図

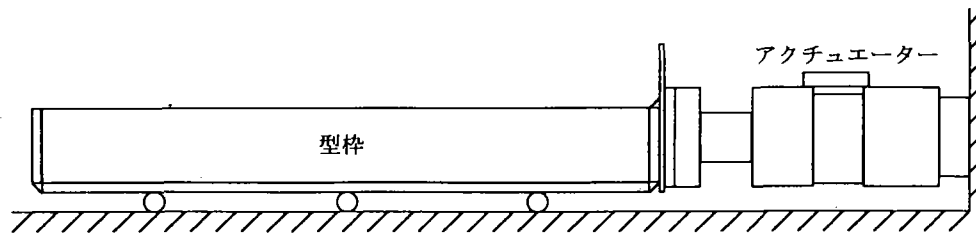
タイプ7



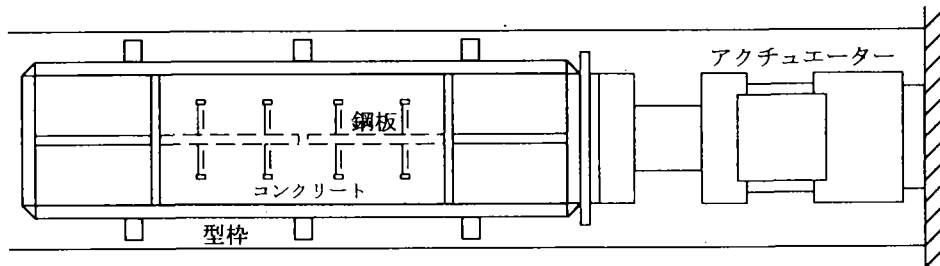
タイプ7断面図

(d) シリーズ1 タイプ6, 7

図-3.4.1 供試体



側面図



上面図

図-3.4.2 タイプ3'の打設・養生時の状態

(2) 供試体の設計

供試体接合部の力は、鋼板→スタッド→コンクリート→スタッド→鋼板という力の流れで、他方の鋼板に伝達されるように設計を行った。

①PC鋼材

φ23 A種1号を使用

PC鋼材プレストレス量は $P=20tf$

- ・ $P=20tf$ 程度であれば手締めでも導入できる。
- ・ 張力管理はセンターホールジャッキの油圧あるいはひずみゲージで行う。

A種1号：降伏点 8000kgf/cm^2 、引張強度 9500kgf/cm^2

φ23 ; 4.155 cm^2

PC鋼材応力度 $\sigma_s = 20,000/4.155 = 4,813\text{kgf/cm}^2 < 5,588\text{kgf/cm}^2$ (9500/1.7)

PC鋼材耐力 $P_u = 8,000 \times 4.155 \times 2 = 66,480\text{kgf} = 66.48tf > 40tf$ (フルプレストレス)

②コンクリート

コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck} = 350\text{ kgf/cm}^2$

コンクリート断面 $15\text{cm} \times 15\text{cm} = 225\text{cm}^2$

コンクリート応力度 $\sigma_c = 20,000/225 = 90\text{kgf/cm}^2 < 100\text{kgf/cm}^2$

③鋼板

鋼材断面 $150 \times 22\text{mm}$ (SS400相当)

降伏荷重

$$2,400 \times (15 \times 2.2) = 79,200 \text{ kgf} = 79.2 \text{ tf} > 40 \text{ tf (フルプレストレス)}$$

④スタッド

道示ではスタッドの許容せん断力は下式で規定されている。

$$Q_a = 30d^2 \sqrt{\sigma_{ck}}$$

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)

σ_{ck} : 設計基準強度 (kgf/cm²)

スタッド $\phi 13 \times 80 \text{ mm}$ を使用すれば

$$Q_a = 30 \times 1.3^2 \times \sqrt{350} = 949 \text{ kgf/本}$$

スタッドが均等にせん断力を伝達すると仮定すると、必要本数は、

$$n = 20,000/949 = 21.0 \text{ 本} \rightarrow 22 \text{ 本 (片面11本} \times 2 \text{列)}$$

ここで、スタッドの破壊に対する安全率6を考慮し、試験ではスタッドで破壊するように供試体を設計すれば、

$$21.0 \text{ 本} / 6 = 3.5 \text{ 本} \rightarrow 4 \text{ 本 (片面2本} \times 2 \text{列)}$$

スタッドの配置条件から12本 (片面6本 \times 2列) が供試体における最大量であり、この量はプレストレスの導入量が $P=20 \text{ tf}$ 時における、道示の必要本数の約 $1/2$ である。

このスタッド本数を参考に、3タイプのスタッド本数の供試体を作成した。

・タイプ1 スタッドジベル ($\phi 13 \times 80 \text{ mm}$ 、片側6本 \times 2列)

ジベル耐力荷重 : 137tf

ジベル限界荷重 : 68tf $>$ 40tf (フルプレストレス)

(ここに、ジベル限界荷重はジベル耐力荷重の $1/2$ で、残留変位 0.075 mm 時荷重、あるいは、変位が急増する荷重である。)

・タイプ2 スタッドジベル ($\phi 13 \times 80 \text{ mm}$ 、片側4本 \times 2列)

ジベル耐力荷重 : 91tf

ジベル限界荷重 : 45tf $>$ 40tf (フルプレストレス)

・タイプ3 スタッドジベル ($\phi 13 \times 80 \text{ mm}$ 、片側2本 \times 2列)

ジベル耐力荷重 : 46tf

ジベル限界荷重 : 23tf $<$ 40tf (フルプレストレス)

⑤垂直補剛材

$90 \times 130 \times 9 \text{ mm}$ 溶接脚長 6 m とした。

⑥孔あき鋼板

孔あき鋼板の力の伝達に関しては、第2章を参照。試験では、 $\phi 30 \text{ mm}$ の孔を3列あけたものに、加え、鉄筋を通したものを作成した。

(3) 実験方法

1) 載荷方法

載荷状況の全体図を図-3.4.3に示す。シリーズ1は埼玉大学における最大荷重75tfまで載荷可能なアクチュエーターを用いて試験を行い、シリーズ2は横河ブリッジ研究所における200tf万能試験機を用いて試験を行った。載荷は0.75tfきざみで荷重をあげデータをとり破壊に近づくにつれ細かく測定し、破壊に至らしめた。

2) 測定方法

鋼板部分には5mmゲージを載荷軸方向に取り付け、スタッドおよび垂直補剛材にはタイプ4のみに取り付けた。鋼板のゲージは防水テープで保護した。鋼板の連結された接合部分のコンクリート部分にパイゲージを、コンクリート部分の4角には変位計を取り付けた。ひずみゲージの配置図を図-3.4.4に示す。ひずみゲージおよび変位計の測定はデジタルひずみ測定器を用い、パソコンに接続しデータをハードディスクおよびプリンター用紙に記録した。

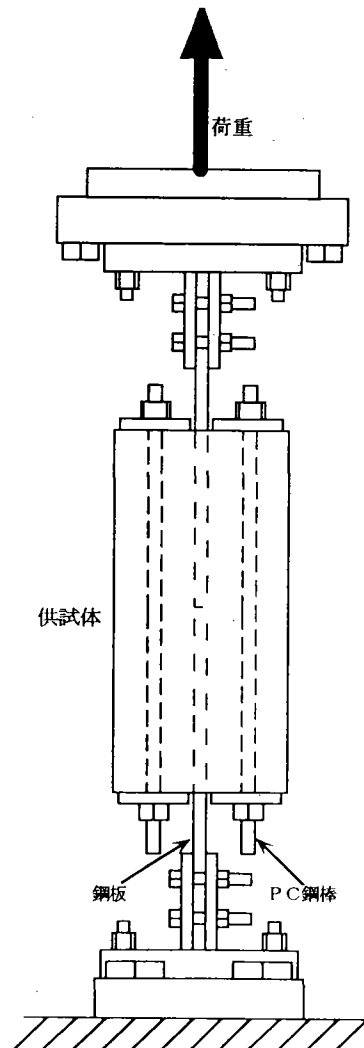
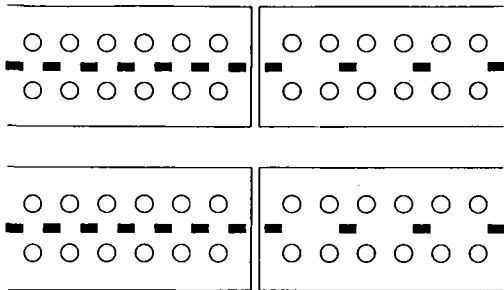
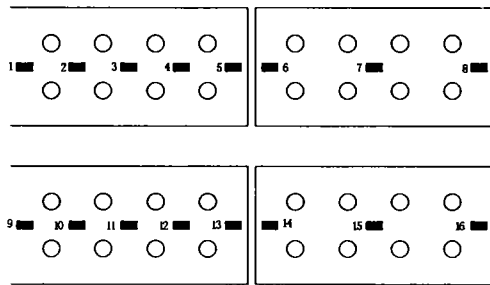


図-3.4.3 載荷状況

タイプ1

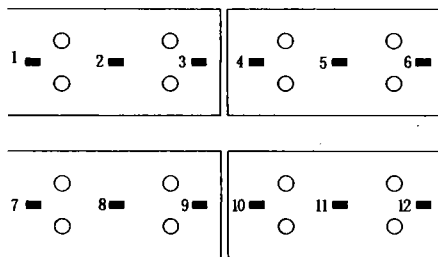


タイプ2



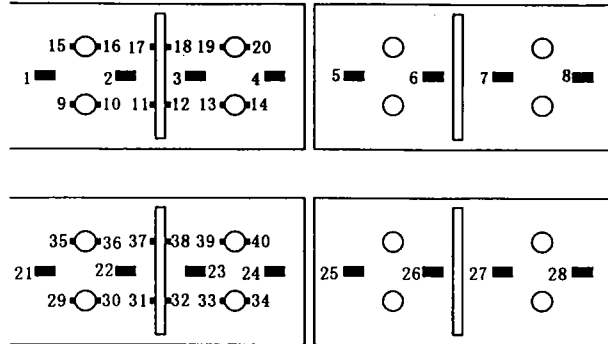
PC鋼棒 17, 18, 19, 20

タイプ3, 3'



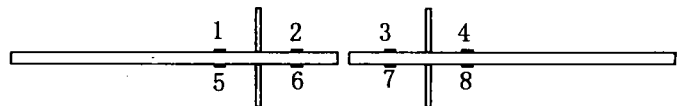
PC鋼棒 13, 14, 15, 16

タイプ4



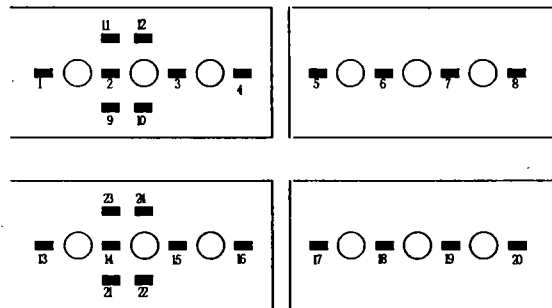
PC鋼棒 41, 42, 43, 44

タイプ5



PC鋼棒 9, 10, 11, 12

タイプ6, 7



PC鋼棒 25, 26, 27, 28

図-3.4.4 ひずみゲージの配置図

3.4.3 実験結果および考察

(1) スタッド本数の低減 (タイプ1～3)

表-3.4.1に、実験で得られた終局耐力と破壊状況を示し、シリーズ1における供試体のひび割れ状況を図-3.4.5(a)に示し、シリーズ2における供試体のひび割れ状況を図-3.4.5(b)に示す。

表-3.4.1 タイプ1～3における試験結果

種 別		終局耐力 (tf)	破 壊 性 状
シリーズ1 鉄筋補強なし σ_{cf} =330kgf/cm ²	タイプ1	50以上(測定不能)	—
	タイプ2	32.6	P C 定着部割裂
	タイプ3	31.5	シース管に沿ったのひび割れ
	タイプ3'	32.3	スタッドからP C 定着部へのひび割れ
シリーズ2 鉄筋補強あり σ_{cf} =494kgf/cm ²	タイプ1	60.0	コンクリート圧壊
	タイプ2	44.6	スタッドからP C 定着部へのひび割れ
	タイプ3	29.7	スタッドからP C 定着部へのひび割れ

供試体のひび割れ状況について、シリーズ1のタイプ1～3の供試体においては、まず第一に図の①の部分である鋼板面に沿ってひび割れが生じた。これは、鋼板とコンクリート間の付着が切れたことによるひび割れである。

次に、②の部分である中央部のスタッド部にひび割れが生じた。これは、スタッドジベルからコンクリート間の力の伝達により発生したひび割れであり、スタッドからコンクリートへの力の伝達は、図-3.4.6のように流れていることが推測される。

スタッドからの力により、P C 鋼材支圧板に向かってコンクリートに圧縮応力が生じるため、定着付近の鉄筋補強をしていないシリーズ1では、シース管に沿ったひび割れ③が発生して、タイプ1、2は耐力を失った。タイプ3については、シース管に沿ったひび割れはタイプ1、2に比べて顕著ではなかった。なお、シリーズ2については、シース管に沿ったひび割れ③は発生しなかった。ここで、参考までにタイプ3における荷重-変位関係とスタッド1本あたり受ける力の分布を図-3.4.6に示す。

シリーズ1の終局荷重については、タイプ2とタイプ3はほとんど同じであり、継手自体の力の伝達性能は、スタッド自体のせん断伝達性能に加えてコンクリート部の強度にも依存することがわかった。

シリーズ1の試験結果を受けて、P C 定着部とスタッド部に鉄筋補強を行ったシリーズ2では、スタッド本数が多いタイプ1は載荷荷重60tfでコンクリートが急激に圧壊して耐力を失った。これは、荷重が大きくなりコンクリートの引張強度を越えると、図-3.4.7のように示した力の流れがP C 定着板でスタッドから伝達されるの圧縮力を全て受け持つことになり、この部分でコンクリートが破壊を生じたものと推定される。ここで、定着板(12cm×12cm×2.5cm)の受圧面はP C 鋼棒中心より半径6cmの部分(シース部φ3.0cmを除

く) と仮定すると、コンクリート支圧応力度は以下ようになる。

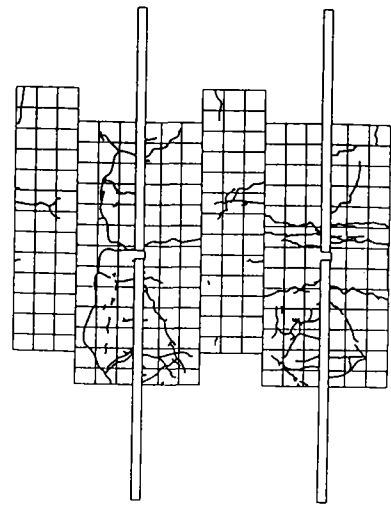
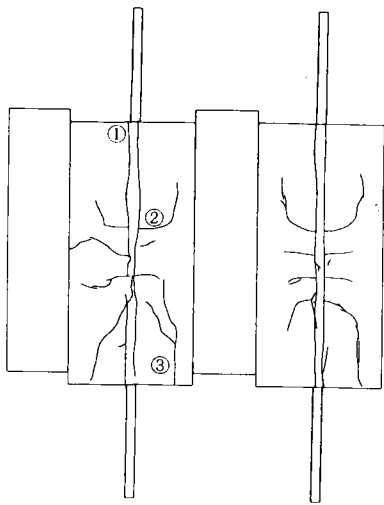
PC鋼棒張力(20tf)導入時	187kgf/cm ² (AS=107cm ²)
荷重60tf時 ($\sigma_t=44\text{kgf/cm}^2$)	467kgf/cm ²

荷重60tf時にコンクリートの引張強度に達すると仮定すれば、コンクリートの支圧応力度は圧縮強度494kgf/cm²とほぼ一致し、上記の推定を裏付けているものと考えられる。

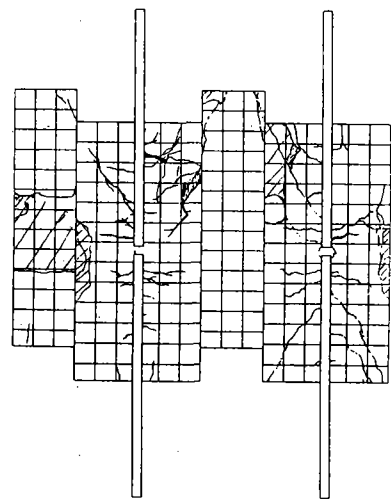
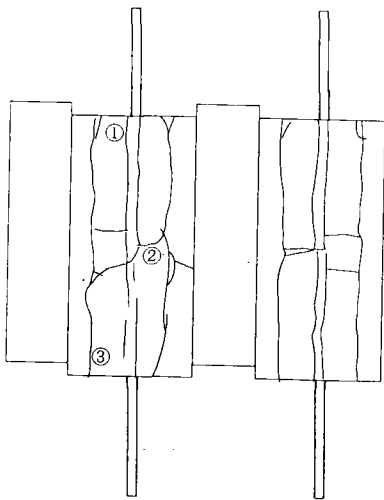
一方、シリーズ2のタイプ3では、急激な破壊ではなく、最大荷重29.7tfを保った状態でねばりのある状態を示した。この荷重は、スタッドの限界荷重(スタッドの変形が大きくなる荷重点)の推定値27.3tf(コンクリートの圧縮強度494kgf/cm²で算定、コンクリートの設計基準強度350kgf/cm²で算定すれば推定値は23tf)とほぼ一致し、タイプ3の継手はスタッドの変形性能で耐力が決定されるものと考えられる。なお、タイプ3についてシリーズ1とシリーズ2の耐力のばらつきについては、供試体製作時の精度や試験機設置時の偏心の影響と考えられる。

タイプ1はコンクリートの圧縮応力度、タイプ3はスタッドの変形能力で継手の耐力が決定されるのに対して、タイプ2はスタッドの変形とコンクリートの強度との両方の影響を受けるようである。タイプ2のコンクリートの応力状態は、コンクリートに予め導入されている圧縮応力と、スタッドから伝わる圧縮応力との組合せ応力下であり、PC定着板に近いほうがこの組合せ応力度は大きくなる傾向にある。タイプ2の耐力は、スタッドの限界荷重の推定値53.5tf(コンクリートの圧縮強度494kgf/cm²で算定)より小さく、破壊性状はぜい性的であることから、組合せ応力下におけるコンクリートのせん断強度で耐力が決まるものと考えられる。タイプ2については、コンクリートのさらなるせん断補強で上記のスタッドの限界荷重53.5tfまでは耐力の上昇が期待できるが、補強方法については課題である。

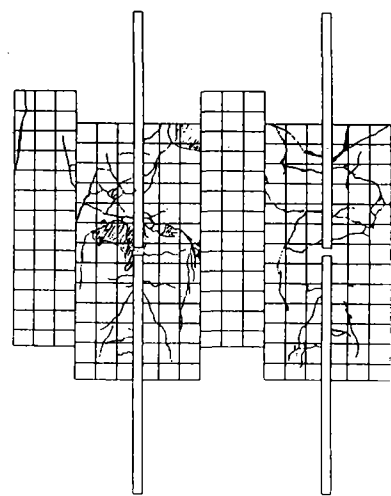
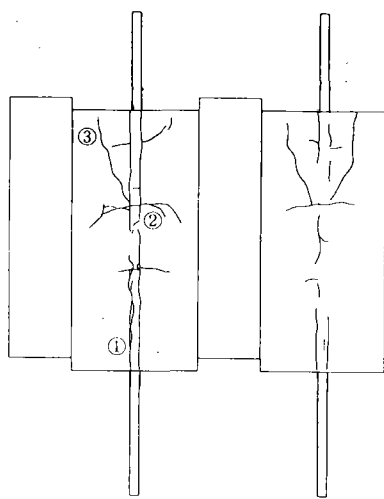
以上の試験結果をまとめると、この継手形式における耐力は図-3.4.8のようになり、スタッドの本数により2つの破壊モードで耐力が表現できる。スタッド本数が少ないタイプ1については、スタッドの延性破壊にて継手の耐力が決定しており、道示の許容値に安全率3を考慮した時の耐力とほぼ一致している。ただし、タイプ2、タイプ3のようにスタッド本数を増加させても、本継手構造ではPC鋼材定着部のコンクリートのせん断破壊によって継手耐力の上限が決定される。したがって、このような破壊モードに対しては、スタッドを従来の道示にしたがって多数配置することは意味がなく、PC定着部のコンクリート圧壊によって決まる継手耐力を満足するようにスタッド本数を決定することにより、スタッド本数が低減できるものと考えられる。



タイプ 1



タイプ 2



タイプ 3

(a) シリーズ 1

(b) シリーズ 2

図-3.4.5 ひび割れ図

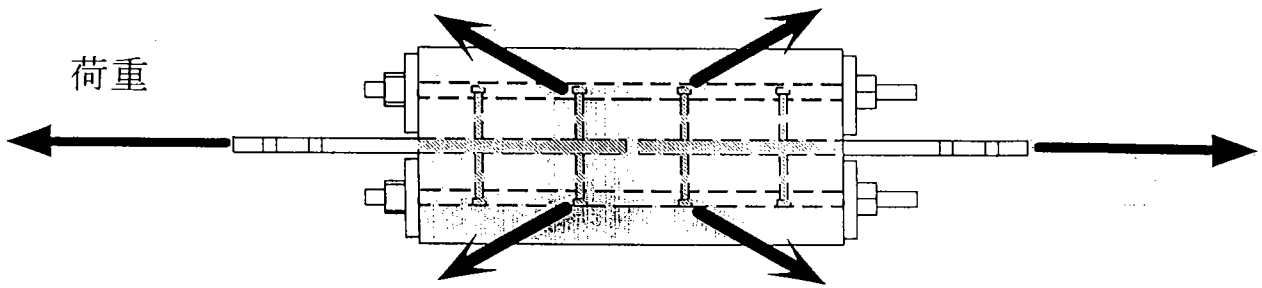


図-3.4.6 スタッドからコンクリートへの力の流れ

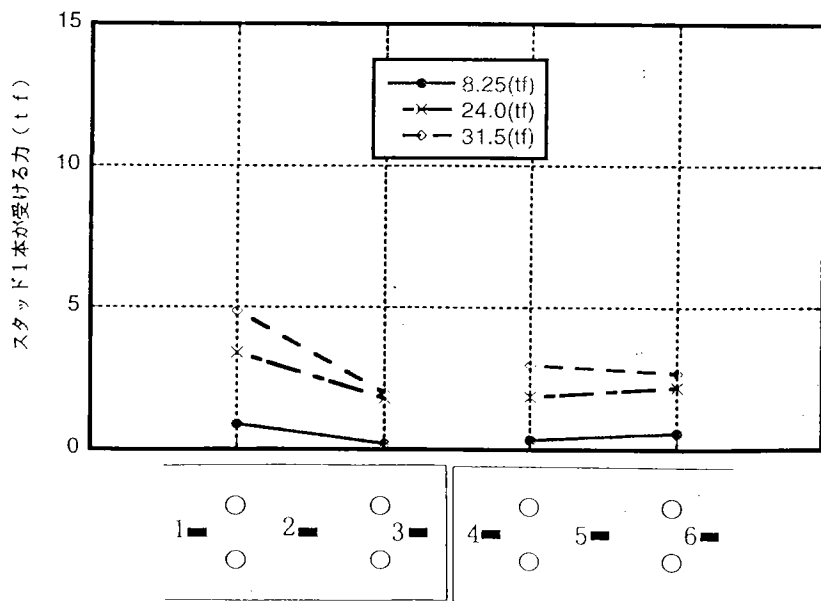
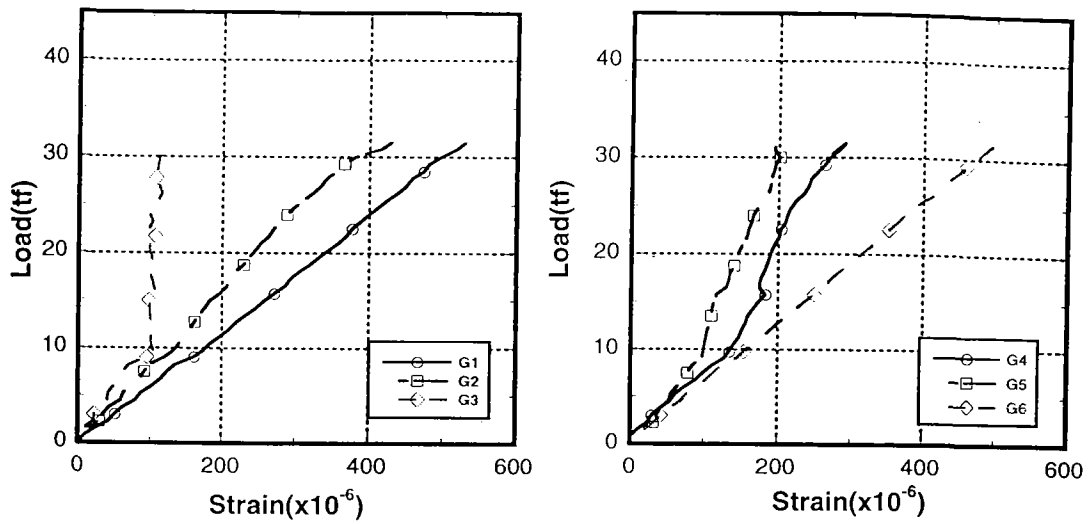


図-3.4.7 タイプ3における荷重-変位曲線とスタッドが受ける力

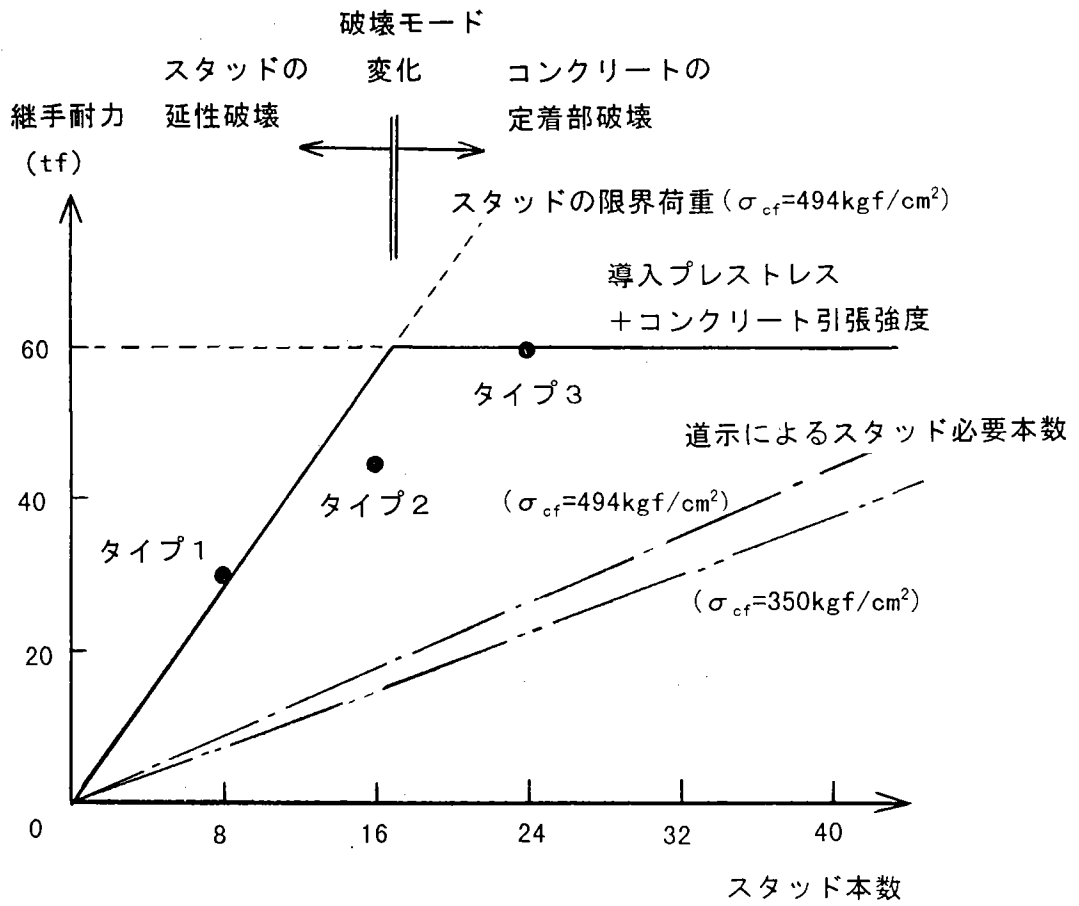


図-3.4.8 スタッドの本数と継手の耐力

(2) 垂直補剛材によるせん断伝達 (タイプ4～5)

表-3.4.2 に、実験で得られた終局耐力と破壊状況を示し、シリーズ1およびシリーズ2における供試体のひび割れ状況を図-3.4.9 に示す。

表-3.4.2 タイプ3～5における試験結果

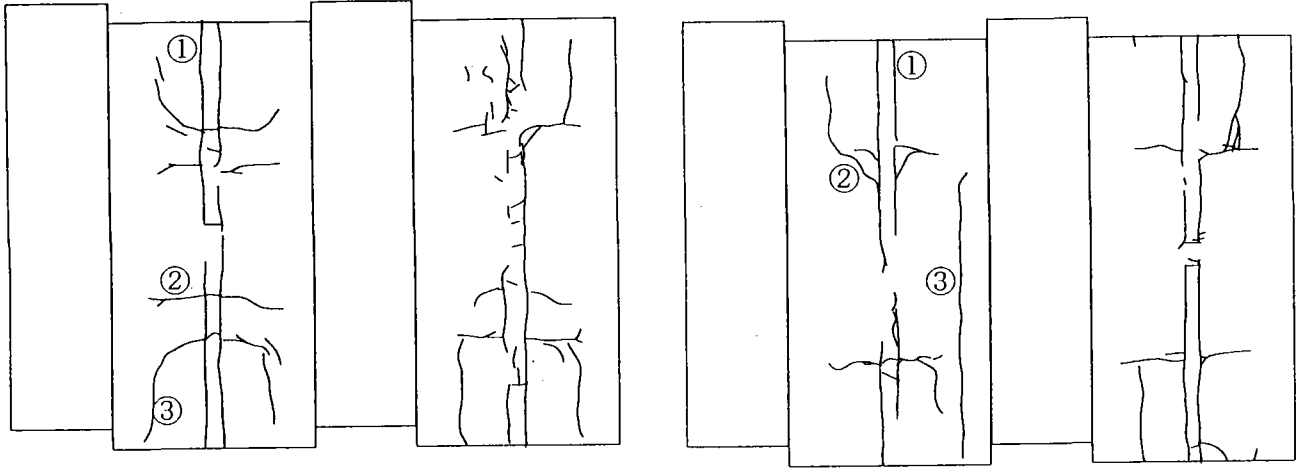
種 別		終局耐力 (tf)	破 壊 性 状
シリーズ1 鉄筋補強なし $\sigma_{cf}=330\text{kgf/cm}^2$	タイプ3	31.5	スタッドからPC定着部へのひび割れ
	タイプ4	42.0	スタッドからPC定着部へのひび割れ
	タイプ5	23.6	シーズに沿ったひび割れ
シリーズ2 鉄筋補強あり $\sigma_{cf}=494\text{kgf/cm}^2$	タイプ3	29.7	スタッドからPC定着部へのひび割れ
	タイプ4	44.4	スタッドからPC定着部へのひび割れ
	タイプ5	26.5	スタッドからPC定着部へのひび割れ

タイプ4、5は、シリーズ1、2ともに同様の傾向であり、スタッドのみのタイプ3に補剛材を追加したタイプ4では、スタッドのみの場合より大きな耐力が得られている。これは、垂直補剛材から大きな力が伝達されているためである。

タイプ4、5ともに、図-3.4.9 ①の部分に鋼板に沿ってひび割れがはいり、次に②の部分にひび割れが生じた。最終的な破壊状況は表-3.4.2の通りである。

図-3.4.10に鋼板の左右に引張力を作用させた時にスタッドおよび垂直補剛材に作用する力の分布を各荷重ステップ毎に示す。同図から、それぞれのスタッドには均等に力が伝達されていること、および、垂直補剛材には非常に大きな力が伝達されていることがわかり、垂直補剛材のせん断伝達効果はきわめて高いことがわかる。ただし、スタッドと垂直補剛材がせん断力を伝達する際の分担率については、本結果からは判断できず、単純な足し合わせとして累加できる訳ではない。

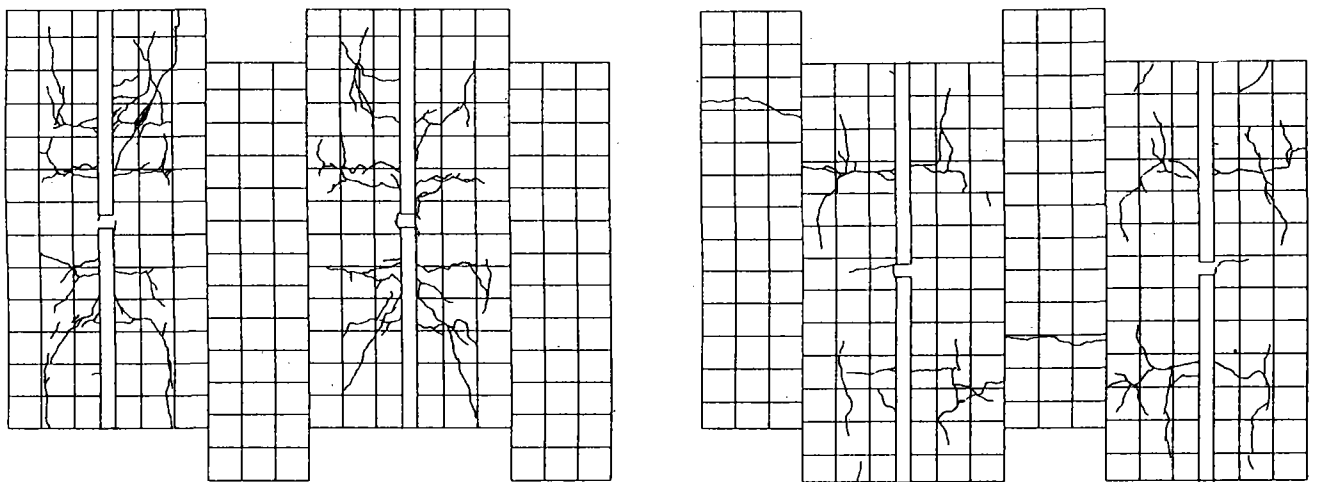
タイプ1～3の結果を参考にすると、コンクリートのせん断で継手の耐力が決定されるようである。



タイプ4

タイプ5

a) シリーズ1



タイプ4

タイプ5

b) シリーズ2

図-3.4.9 ひび割れ状況図

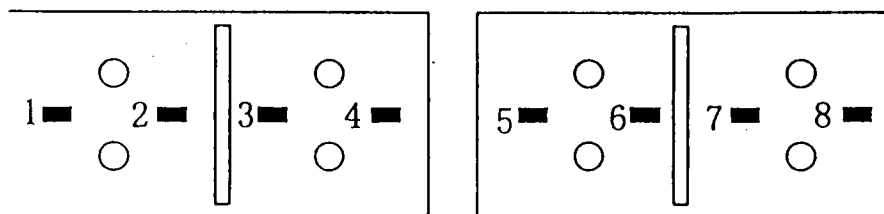
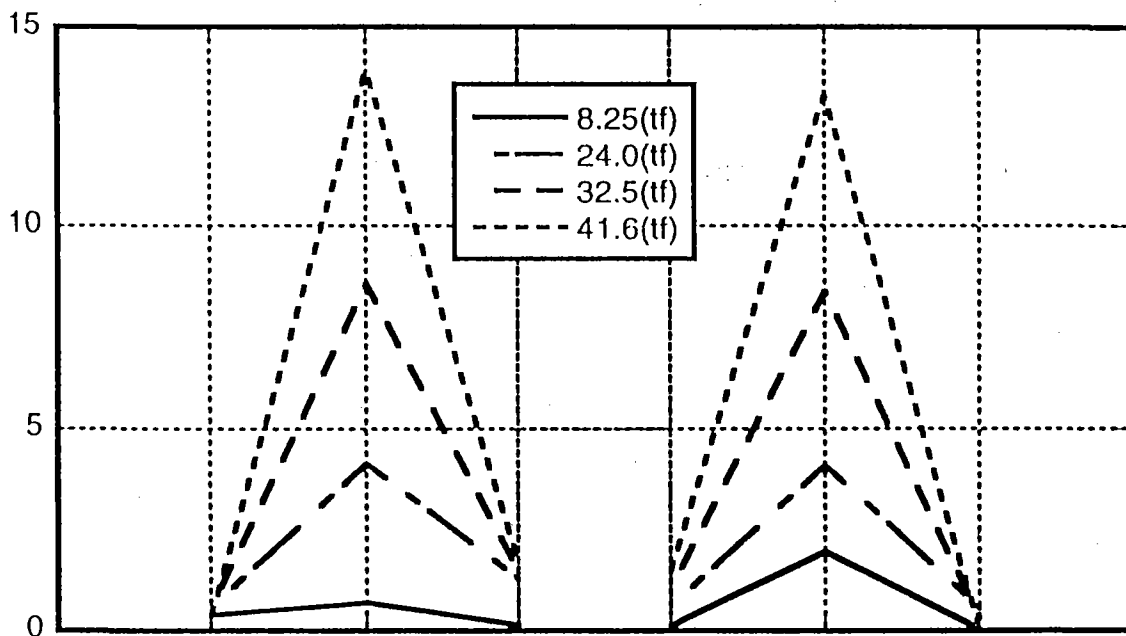


図-3.4.10 スタッド、垂直補剛材が受ける力

(3)穴あき鋼板によるせん断力の伝達(タイプ 6,7)

1)実験結果と考察

シリーズ 1,2 におけるタイプ 6,7 の試験体の破壊状況を図-3.4.11 に示す。これらの 4 体の試験体の破壊状況は、全て鋼板とコンクリートの接合面付近での荷重方向のひび割れが支配的であり、タイプ 1~5 の試験体で主体的な荷重直角方向のひび割れは少ない。なお円孔貫通鉄筋のないシリーズ 1-タイプ 6 の試験体(以下、S1-6 と略記)では、破壊状況が単純に鋼板とコンクリートの剥離に近い。他の貫通鉄筋を設置した試験体では、鉄筋付近において若干荷重直角方向のひび割れが認められる。

また、各試験体の終局荷重を表-3.4.3 に示す。円孔のみの S1-6 に比べ、内部に鉄筋を設置したタイプ 7 の試験体はシリーズ 1 の場合(同、S1-7)およびシリーズ 2 の場合(同、S2-7)ともに 2 倍以上の耐荷力を有することがわかる。また、円孔に D10 の貫通鉄筋を設置したシリーズ 2-タイプ 6 の試験体(同、S2-6)は S1-6 と S1-7 のほぼ中間に位置する。

表-3.4.3 タイプ 6~7 における実験結果

	種別	終局荷重	破壊性状
<シリーズ 1> $\sigma_{cf}=330\text{kgf/cm}^2$	タイプ 6 (略称：S1-6) (ϕ 30 円孔のみ)	7.5tonf	鋼板とコンクリートの剥離
	タイプ 7 (略称：S1-7) (ϕ 30 円孔+D13 異形棒鋼)	18.0tonf	鋼板とコンクリートの剥離 および鉄筋付近ひび割れ
<シリーズ 2> $\sigma_{cf}=494\text{kgf/cm}^2$	タイプ 6 (略称：S2-6) (ϕ 30 円孔+D10 異形棒鋼)	13.4tonf	鋼板とコンクリートの剥離 および鉄筋付近ひび割れ
	タイプ 7 (略称：S2-7) (ϕ 30 円孔+D13 異形棒鋼)	18.6	鋼板とコンクリートの剥離 および鉄筋付近ひび割れ

備考) σ_{cf} :円柱供試体の圧縮強度

シリーズ 1 の試験体(S1-6,S1-7)の荷重-変形関係および荷重と接合部のコンクリートの開きの関係をそれぞれ図-3.4.12,3.4.13 に示す。これらのグラフから以下の点がわかる。

- 荷重-変形関係については、0~5tonf 付近までは試験体 S1-6 と S1-7 のグラフがほぼ一致しているが、5tonf を越えた付近から傾きが両者ともにやや増加し、S1-6 は直後に最大荷重となる。一方、S1-7 では、15tonf 付近まで直線的に増加し、その後傾きが再び緩やかになり、直後に最大荷重となる。
- コンクリートの開きについては、試験体 S1-6 では 5tonf 付近までほとんど発生せずその後急激に開いている。試験体 S1-7 では、2tonf 付近から開き始め最大荷重に達するまではほぼ線形である。

2)既往のせん断強度提案式との比較

これらの実験結果を既往の実験に基づく提案式と比較する。これらの試験体のせん断力の伝達機構としては、鋼板の孔内に入り込んだコンクリートのせん断強度が主体であると想定される。

なお、載荷初期の段階では、鋼板とコンクリートの付着も考えられるが、その値は小さいと考えられるので、ここでは考慮しない。

円孔内に入り込んだコンクリートのせん断強度による抵抗力は、レオンハルトの提案式¹および新日本製鐵²の実験式が提案されている。それらを、以下に示す。

<レオンハルト式>

$$P_c = 1.4 \times d^2 \times \sigma_c' \dots \dots \dots (1)$$

ここに、d:孔の径、

σ_c' :コンクリートの立方体強度(一般に円柱供試体の 1.15 倍)

<新日鐵式>

$$P_{os2} = 2.25 \times F_c \times A_o \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 A_o :有孔板の開口面積

F_c :コンクリートの圧縮強度

上式はそれぞれコンクリートの強度に依存することから、今回の実験値に対応する値を当てはめたものを表-3.4.4 に示す。

表-3.4.4 穴あき鋼板とのコンクリートのずれ耐力推定値($\phi 30$ 円孔 1つ当たり)

	レオンハルト式	新日鐵式
シリーズ 1 ($\sigma_{cf}=330$)	4.8tonf	5.2tonf
シリーズ 2 ($\sigma_{cf}=494$)	7.17tonf	7.8tonf

備考： σ_{cf} =コンクリート圧縮強度(kgf/cm²)

なお、両式は比例関係にあり、新日鐵式の結果がレオンハルト式を約 8%上回る。

また、円孔内に貫通鉄筋を設置した試験体では、コンクリートの圧壊が起こるまでは鉄筋自体のせん断強度が期待できる。鉄筋のせん断強度の推定値を表-3.4.5 に示す。

表-3.4.5 鉄筋のせん断強度推定値

鉄筋径	有効断面積(cm ²)	τ_y に達する荷重	τ_{max} に達する荷重
D13 (S1-7,S2-7)	1.267	13.2tonf	19.8tonf
D10 (S2-6)	0.7133	7.4tonf	11.1tonf

備考： $\tau_y=3000/\sqrt{3}=1732\text{kgf/cm}^2$ 、 $\tau_{max}=2600\text{kgf/cm}^2$ として推定

荷重は 3 本の鉄筋の 2 面せん断として算出

¹ 平、天野、大塚：穴あき鋼板ジベルの疲労特性,コンクリート工学年次論文報告集,Vol.19,No.2,1997
(引用文献)：Leonhardt,f. et al:Neues vorteilhaftes Verbndmittel fur Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit,Beton-und Stahlbetonbau,Heft 12/1987

² 緒方、村山、沖本、今西：鋼製エレメントとコンクリートの付着性能に関する研究 コンクリート工学年次論文報告集、Vol.16,No2,1994,pp.1165-1170

以下では、実験結果をレオンハルト式による計算結果と比較し考察を加える。

a) シリーズ 1 のタイプ 6(S1-6)

この試験体の最大耐力をレオンハルト式の計算値と比較すると、円孔が片側それぞれ 3 個であることから、3 個の円孔で均等に外力に抵抗するとすれば、 $4.8\text{tonf} \times 3 = 14.4\text{tonf}$ 程度の強度が期待できるはずである。しかし、実験で得られた最大耐力は 7.5tonf であり、提案式による値の $1/2$ 程度である。この要因としては以下が想定される。

- 円孔に作用するせん断力の不均一性：この試験体では、片側にそれぞれ 3 孔ずつの円孔があるが、外力に対しては図-3.4.14 に示すグラフより端部に近い円孔ほどに大きなせん断力が作用する傾向があることがわかる。したがって、今回の試験体では、端部に近い円孔から、徐々に最大耐力に達してせん断強度を失い、結果としては 1 孔の 3 倍の耐力は有しないと想定される。
- 試験体の製作精度の問題：試験体の 2 枚の鋼板の軸芯のずれが大きい場合、試験体の引張载荷によって、鋼板の円孔内に入り込んだコンクリートと周りのコンクリートとの間には、引張応力が生じてきれつが入る。この場合、十分なせん断強度は期待できない。

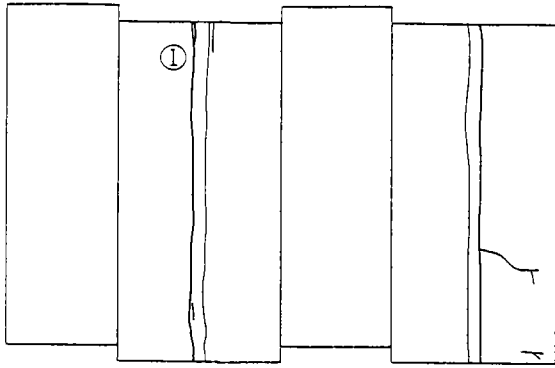
b) シリーズ 1,2 のタイプ 7(S1-7,S2-7)

これらの試験体では、円孔内に D13 の貫通鉄筋を有する。試験体 S1-7 の载荷試験結果は、レオンハルトの計算式による強度(14.4tonf)を大きく上回る強度(18tonf)が発現している。一方、試験体 S2-7 の载荷試験結果は、レオンハルトの計算式による強度($7.17\text{tonf} \times 3 = 21.5\text{tonf}$)をやや下回るが、最大荷重としては S1-7 とほぼ同じである。実験結果を表-3.4.5 と比較すると、両試験体とも最大荷重は鉄筋のせん断応力が τ_y に達する荷重は上回り、鉄筋は降伏していると考えられる。

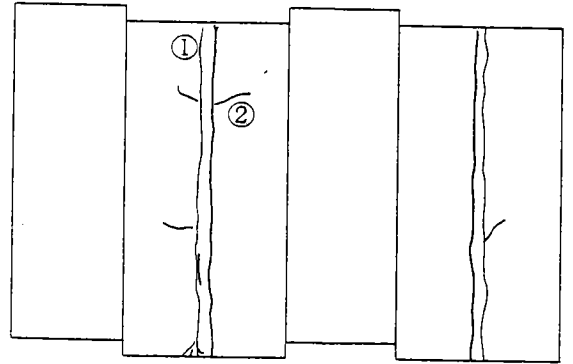
したがって、これらの試験体では、仮に試験体の鋼板軸のずれにより円孔付近のコンクリートに引張が生じても、引張力を鉄筋が負担することによりきれつが拡大せず、コンクリートのせん断強度が保持されると推定できる。図-3.4.12 および 3.4.13 のグラフ(荷重-変形曲線及び荷重とコンクリートの開きの関係)より最大耐力の直前付近まで、多少の傾きの変化はあるものの全体的にはほぼ線形と見なせることから、コンクリートにひび割れが発生して、最大荷重となるまで試験体の円孔付近の状態は十分なせん断強度を保持していたと考えられる。

c) シリーズ 2 のタイプ 6(S2-6)

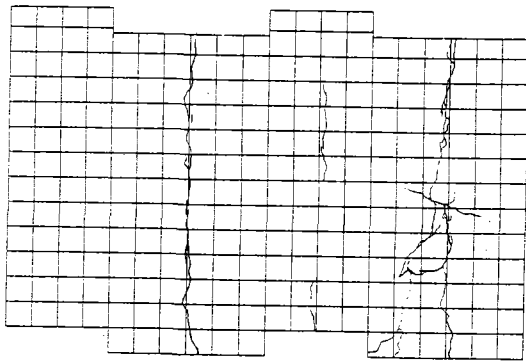
この試験体は、D10 とやや細い円孔貫通鉄筋が設置してあり、実験における最大耐力は、無筋の S1-6 よりは高いものの、レオンハルトのせん断強度推定式($7.17\text{tonf} \times 3 = 21.5\text{tonf}$)の値より小さい。なお、鉄筋のせん断応力が τ_y に達する荷重は 7.4tonf と無筋の場合の最大荷重をやや上回る程度である。したがってこの試験体では、鉄筋のせん断強度はあまり期待できず、円孔におけるコンクリートのせん断強度を初期段階で補助する程度の効果しかないものと考えられる。



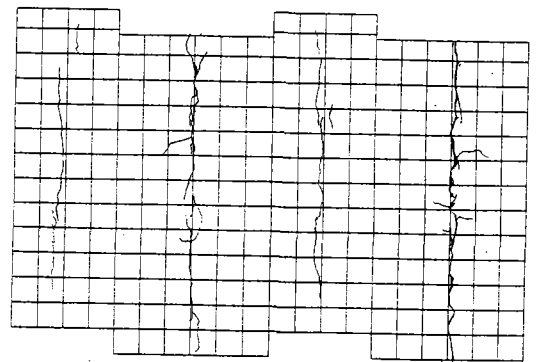
タイプ6(シリーズ1)



タイプ7(シリーズ1)



タイプ6(シリーズ2)



タイプ7(シリーズ2)

図-3.4.11 ひび割れ図(試験体タイプ6,7)

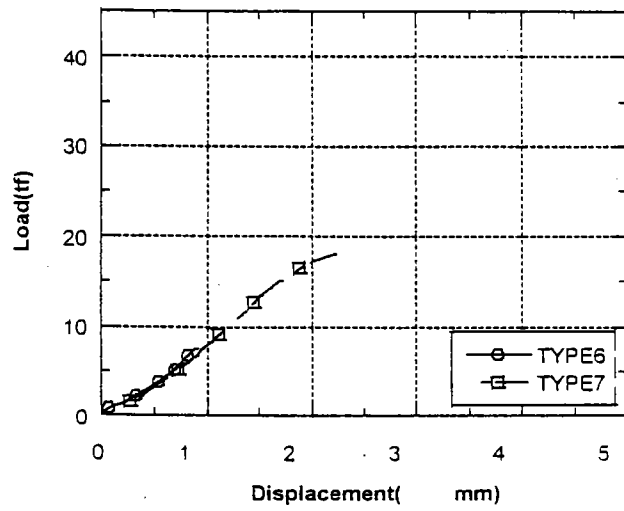


図-3.4.12 荷重-変位曲線(試験体タイプ6,7)

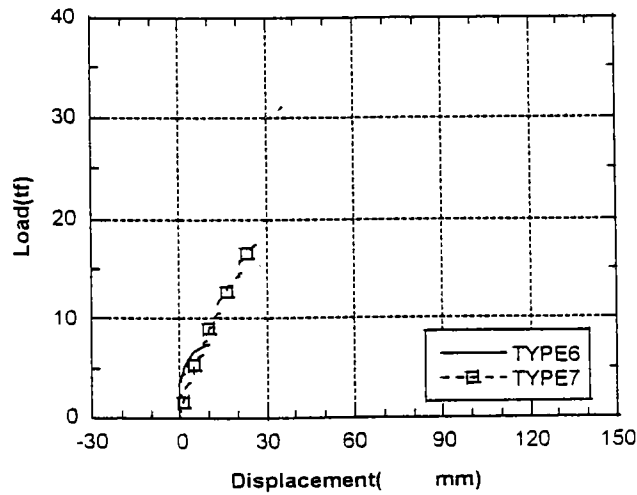


図-3.4.13 接合部のコンクリートの開き(試験体タイプ6,7)

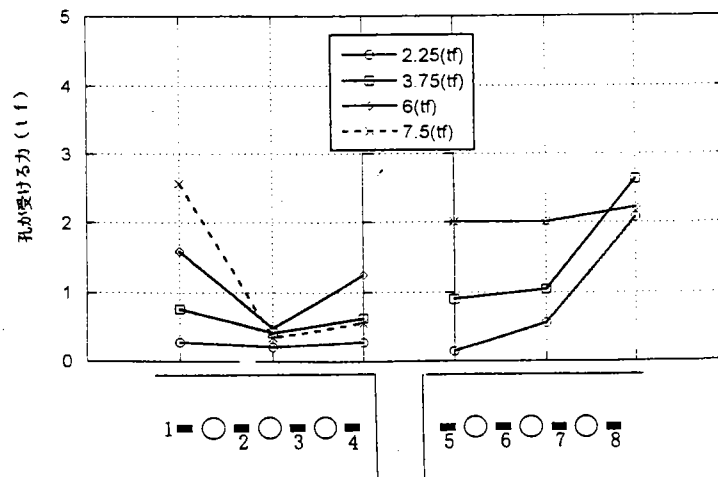


図-3.4.14 円孔が受ける力(試験体タイプ6)

3.4.4 まとめ

1 プレストレスの導入レベルについて

中間支点部に発生する負の曲げモーメントに対してプレストレスを導入する。このプレストレスの導入レベルについては、引張を許さないフルプレストレス、ひび割れの発生を許さない引張応力限界状態、ひび割れの発生を許すがひび割れ幅を制御するひび割れ幅限界状態の3つのレベルがある。

実験結果では、ひび割れの発生を許すと力の流れが急激に変わり、定着板に力が集中して、定着板付近のコンクリートが圧壊することが確かめられた。したがって、プレストレスの導入レベルとして、フルプレストレスあるいはひび割れの発生を許さない引張応力限界状態で設計するのが妥当であると考えられる。

2 スタッドジベルの低減の可能性について

この継手形式では、スタッドの本数により2つの破壊モードで耐力が表現できる(図-3.4.8参照)。スタッド本数が少ない場合は、スタッドの延性破壊で継手の耐力が決定しており、道示の許容値に安全率3を考慮した時の耐力(スタッドの限界荷重)とほぼ一致している。スタッド本数が増加に伴い継手の耐力は増加するが、本継手構造ではPC鋼材定着部のコンクリートのせん断破壊によって継手耐力の上限が決定される。したがって、このような破壊モードに対しては、スタッドを従来の道示にしたがって多数配置することは意味がなく、PC定着部のコンクリート圧壊によって決まる継手耐力を満足するようにスタッド本数を決定することにより、スタッド本数が低減できる可能性があるものと考えられる。この2つの破壊モードに対するスタッドの安全率の設定方法は今後の課題である。

3 垂直補剛材によるせん断伝達

試験結果から、垂直補剛材のせん断伝達効果はきわめて高いことがわかった。ただし、試験結果ではコンクリートのせん断補強が十分ではなく、スタッドと垂直補剛材がせん断を伝達する分担率は、単純にそれぞれのせん断耐力を累加する訳にはいかなかった。ずれ止め付近のコンクリートに対するせん断補強が十分であれば、スタッドと垂直補剛材のせん断耐力は累加できるものと推測されるが、鉄筋による補強方法については課題である。

4 孔あき鋼板によるせん断伝達

本載荷試験では、供試体製作精度と載荷時の供試体セットの関係から偏心曲げが作用することや、円孔に作用するせん断力の不均一性が測定され、これらの影響が大きく孔あき鋼板によるせん断伝達性能を結論づけるには至らなかったが、孔に差し込んだ鉄筋がかなり効果的に効いていることが確かめられた。

3.5 今後の展望

鋼構造におけるコンクリートの活用の一例として、

- 1) 鋼単純桁を連続桁化する方法として、隣り合う鋼単純桁の桁端部にコンクリートを打ち下ろし、コンクリート部分を介して力を伝達する桁連続化構造、
- 2) 支間バランスの良くない連続桁を対象として、鋼桁部分とコンクリート桁部分とで構成される多径間連続複合桁、

を取り上げ、経済性と施工性に着目して簡易的な接合構造を提案した。その際、鋼・コンクリート間で力を伝達する接合部の構造が重要なポイントとなる。上記活用例のうち、1) は既設の橋梁を対象とするものであり、2) は主として新設の橋梁が対象になる。そのため、1)、2) で効果的に使用される鋼コンクリート間の接合方法はそれぞれ異なった形式となる。当ワーキンググループでは、接合部の構造を念頭に置いたシャーコネクターに関する基礎的な実験を並行して行った。実験の成果を踏まえて、1)、2)のそれぞれに対して今後の展望を述べる。

3.5.1 鋼単純桁の連続桁化

鋼単純桁の連続桁化では、上下フランジ・ウェブをそれぞれ高力ボルトで連結する方法が多く採用されてきたが、次の点に課題が残っている。

- 1) 支承部の狭い作業空間の中で、ボルト孔位置を正確に求め、孔明けした後重量のある連結板をセットしボルト締めする必要がある。
- 2) 桁連続化することにより支点付近に負の曲げモーメントが発生し、この力に対する補強が必要となる。

これに対し、桁端部にコンクリートを打ち下ろす桁連続化方法の場合には、主桁のウェブに必要な本数のスタッドを溶殖した後型枠を設置し、コンクリートを打設することにより簡単に施工することが出来る。また、桁端部の補強については、コンクリートが補強効果を発揮し、鋼桁に対して特に補強する必要は生じない。

今回提案した桁連続化構造では、道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 により鋼コンクリート間のシャーコネクターに対する設計を行ったため、多数のスタッドが必要となり、それに応じてコンクリート打ち下ろし範囲が大きくなっている。また、交通解放下で硬化したコンクリートと鋼桁間でスタッドがシャーコネクターとして機能するかとの心配があった。

鋼桁端部に多数のスタッドを溶殖した場合のシャーコネクターとしての機能状況や、支点上補剛材のシャーコネクターとしての作用を調べる目的で、

- スタッド本数を 8 本、16 本、24 本と変化させた試験体、
- 支点上補剛材に当たる鋼鈹をシャーコネクターとして取り付けた試験体、
- スタッドと上記鋼鈹を併置した試験体、

を製作し、引張試験を行った。スタッドを変化させた実験ではコンクリート部分で先に破壊したため、スタッド本数による差異は見られなかったが、スタッド 8 本の試験体においてもスタッドの許容せん

断力の 4.1 倍の耐力を有しており、各スタッドがほぼ均等に機能していることが分かった。また、鋼板とスタッドを併置した試験体に対する実験結果より、単純な足しあわせにはならないが、両者を累加する形でシャーコネクターとして機能することが分かった。本実験結果より、垂直補剛材にシャーコネクターとしての機能が有ることが確認できたが、設計への適用についてはスタッドの安全率の取り方を含めて今後の課題となろう。

なお、交通解放下で硬化させたコンクリート中のスタッドの機能については、振動を与えて硬化させた試験体の耐力がそうでない試験体と変わらないことから、問題ないことが分かった。

3.5.2 鋼桁とコンクリート桁との連続桁化（多径間連続複合桁）

連続桁を建設する場合、橋脚設置位置に制約がなければ発生する断面力がバランスするように計画することで経済性が確保される。しかし、支間のバランスが悪い連続桁橋梁の場合には、支間毎の断面力のばらつきが大きくなり、不経済な橋梁を余儀なくされる。これを改善する方法の一つに支間の短い部分を重量のかさばるコンクリート桁とし、長支間の部分を鋼桁とする多径間連続複合桁の採用が考えられる。

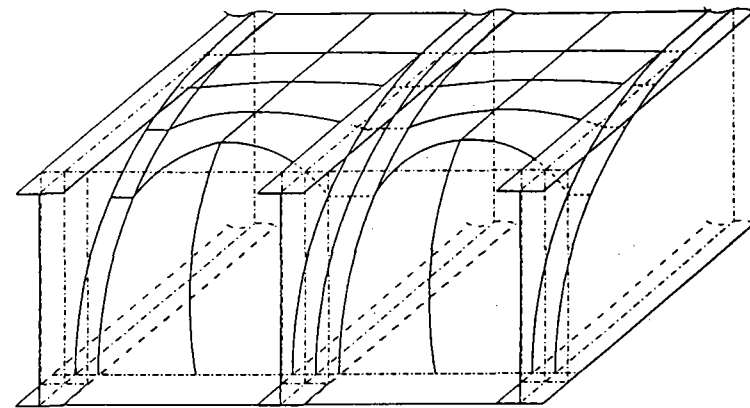
多径間連続複合桁が成立するためには、鋼桁とコンクリート桁の間で確実に力を伝達できる構造とすることが必要である。このような接合部の構造については、生口橋、多々羅大橋等の長大斜張橋において多くの実績を有している。また、RC橋脚と鋼桁との剛結構造を有するラーメン橋における鋼コンクリート剛結部においても、実用化されている。しかし、長大斜張橋で採用された接合部の構造やラーメン隅角部の構造を、中小橋梁である多径間連続複合桁に適用することは甚だ不経済となる。

当ワーキンググループでは、曲げモーメントについては上下フランジに溶着したスタッドが受け持ち、せん断力についてはウェブに孔を明け貫通鉄筋を通す構造を提案した。この構造は力の伝達分かり易く、製作・施工が容易であり、経済的な継手部を提供できるものである。また、孔明き鋼鈹のシャーコネクターとしての機能を調べるために実験を行い、貫通鉄筋により鋼鈹とコンクリートとの剥離を防止できればその機能を期待できることが分かった。今後、簡易的な鋼コンクリート継手構造として‘鋼板孔明け+差し鉄筋’方式に対する合理的な設計方法を確立出来れば、鋼桁とコンクリート桁との連続桁形式が支間割りがアンバランスな場所における低コストな橋梁形式として、効果的に採用されるものと思われる。

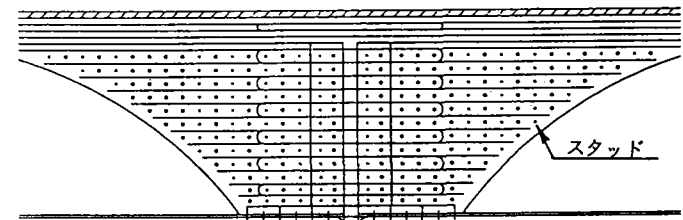
3.6 構造アイデア

鋼桁と鋼桁の連続化構造、鋼桁とコンクリート桁の連続化構造について、3.2ならびに3.3において1例ずつ示し検討したが、次ページ以降にメンバー各位より提案された他の例について示す。

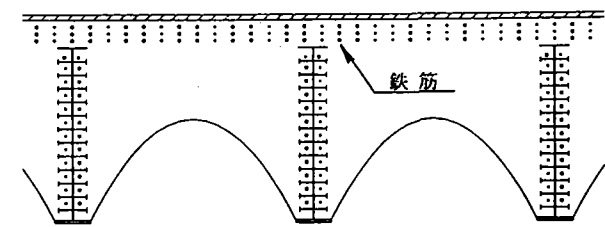
鋼桁の連続化構造	担当者	(株)宮地鐵工所 太田貞次	概要図
構造概要	<p>隣り合う2橋の各々端対傾構が埋まるように、支点上にコンクリートの剛な横梁を設ける。鋼主桁のウェブには、スタッドを溶殖し、またスタッドの周囲には鉄筋を配筋しておき、鋼桁とコンクリート間の力の伝達を計る。</p> <p>支点部から一般部にかけては、薄鋼板でアーチ状の型枠を作り、既設のコンクリート床版へと滑らかに力を伝達させる。</p>		
特徴	<p>2つの橋梁の隣り合う端部に剛なコンクリート横梁を設けて、この横梁を介して2橋の間で力の伝達を行い、単純桁を連続桁化する。</p>		
力の伝達	<p>支点上の断面はRC梁として設計し、連続桁化した場合に必要とされる鉄筋量を鋼桁ウェブ付近に配筋する。</p> <p>RCコンクリート部分と、鋼桁部分の力の伝達については、鋼桁ウェブに溶殖したスタッドを介して行う。</p>		
施工概要	<p>隣り合う2橋の各々端対傾構を含む位置まで、下フランジ間に薄鋼板で底部の型枠を設ける。更に、両端部分から上フランジ方向に曲線的に薄鋼板を立ち上げ、両端面の型枠とする。なお、型枠を完成させる前に、主桁ウェブに必要とされる数のスタッドとその周囲に鉄筋を配筋しておく。型枠設置後、床版の下側よりコンクリートを打設する。</p> <p>コンクリート硬化後、主桁間で仮受けし、支承の交換を行う。</p>		
課題	<ul style="list-style-type: none"> ○型枠、鉄筋の配筋等の現場施工性と経済性。 ○コンクリートの充填度の確認方法。 ○コンクリート硬化時に交通開放する際のコンクリートの強度とスタッドによる合成作用の確認。 ○コンクリートによる重量増への対処。 		



構造概要図



側面図



断面図

鋼桁の連続化構造	担当者	日立造船株式会社 岡田 俊之
----------	-----	----------------

概要図

構造概要

- ・ P C構造により鋼桁同士を連続化させる。
- ・ プレハブ鉄筋や埋め殺し型枠等で施工の合理化を図り、工期を短縮させる。
- ・ 床版部は目地を入れて応力を伝えない構造とする。
- ・ 既設の桁を連続化させるため、活荷重のみが連続桁として作用する。

特徴

- ・ 床版に引張り力が作用しないため、床版の補強が必要なく大半の工事を交通開放化で行える。
- ・ 連続化にコンクリートを使うことにより、溶接・孔明け等の作業が軽減できる。
- ・ ウェーブの座屈防止のため、下側が圧縮される区間は下フランジを合成構造とする。

力の伝達

- ・ 床版には目地を入れて、応力が伝わらないようにする。
- ・ P C鋼棒に圧縮応力を導入することにより、上側引張り力を伝達させる。
- ・ 温度応力等下側に発生する引張り力はループ鉄筋で抵抗させる。
- ・ 下側に働く圧縮力はウェーブと下フランジのスタッドからコンクリートに伝達される。
- ・ せん断力も圧縮力と同じ様にウェーブのスタッドからコンクリートに伝達される。

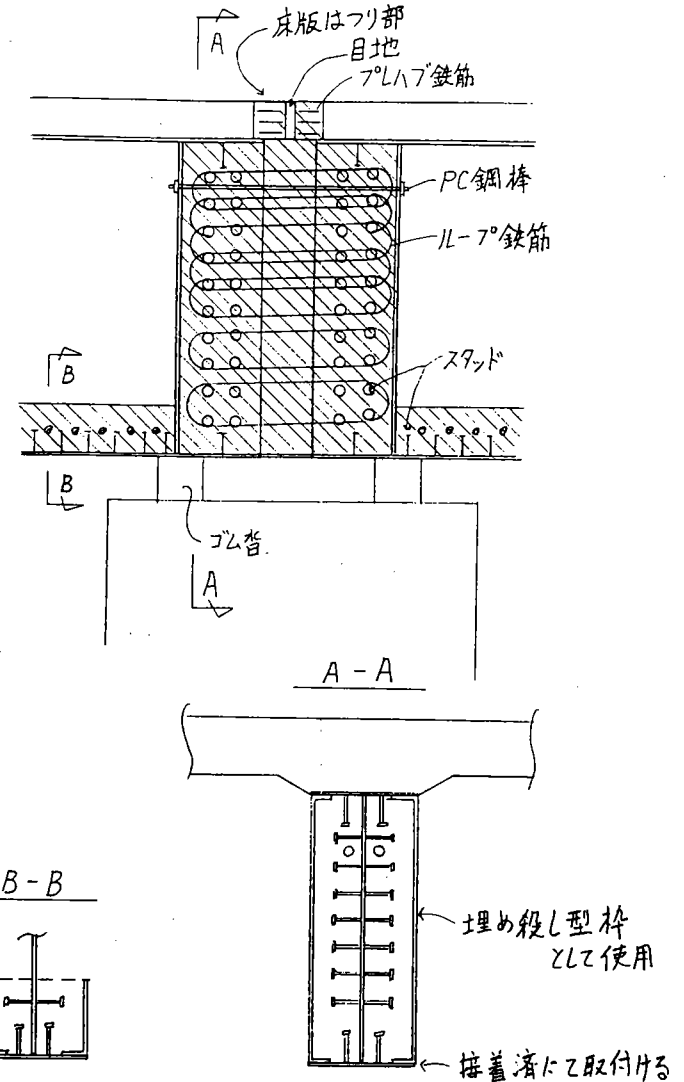
施工概要

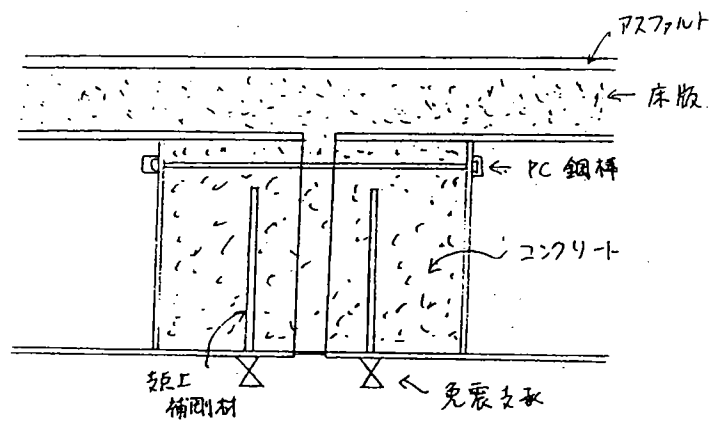
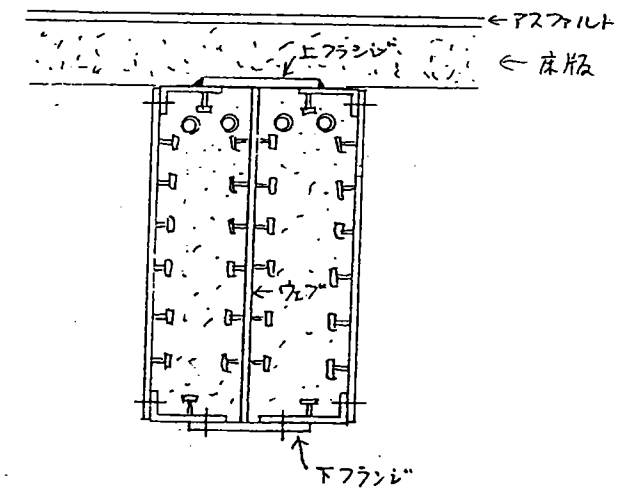
- ① スタッド溶接
- ② 配筋及び型枠工
- ③ 支承の交換
- ④ 主桁下側のコンクリート打設
- ⑤ P C鋼棒の緊張
- ⑥ 伸縮装置の撤去
- ⑦ 床版コンクリート打設
- ⑧ 舗装工

⑥～⑧の作業時に、交通止が必要

課題

- ・ 死荷重が増えることにより、下部工の照査が必要になる。
- ・ 配筋、型枠等の施工性を検討する必要がある。

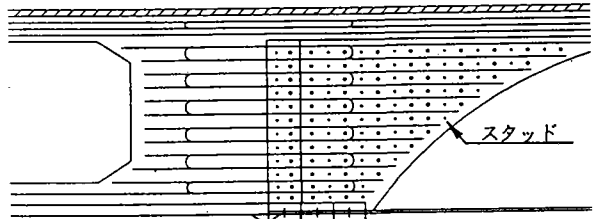


鋼桁の連続化構造	担当者	川崎重工業(株) 服部 正雄	概要図
<p>構造概要</p>	<p>I桁結合部へスタッドボルトを溶植した型鋼と鋼板を用いた型枠を取付け、コンクリートを充填する。コンクリート硬化後、引張力の作用する上側をP C鋼棒を用いて締結する。</p>		 <p>アスファルト 床版 P C 鋼棒 コンクリート 免震支承 鋼工 補剛材</p>
<p>特徴</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・交通止めが不要である。 ・構造が単純である。 		
<p>力の伝達</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ 引張力；P C 鋼棒にて抵抗 圧縮力；コンクリートで抵抗 ・軸力 引張力；P C 鋼棒と鋼型枠にて抵抗 圧縮力；コンクリートで抵抗 ・せん断力 コンクリートで伝達 		 <p>アスファルト 上フランジ 床版 下フランジ</p>
<p>施工概要</p>	<ol style="list-style-type: none"> ①工場にて型鋼および鋼板にスタッド溶植。ボルト孔あけ。 ②現地にて型枠組立（一部現場溶接） ③コンクリート充填 ④P C 鋼棒配置および緊張 		
<p>課題</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・活荷重作用時においては、桁相互を仮止めする必要がある。 ・従来（鋼板のみの剛結）との経済比較 ・既設の支点上対傾構の連結構造 		

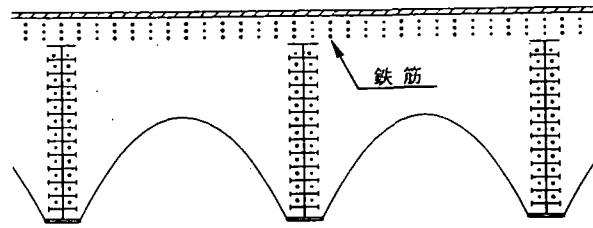
鋼桁の連続化構造	担当者 川田工業(株) 橘 吉宏	概要図
構造概要	<ul style="list-style-type: none"> ・床版；一部をはつり、現場配筋あるいはプレハブ鉄筋により連続化する。 ・上フランジ；スタッドにより床版と合成する。 ・ウェブ；スタッドを溶接し、ループ状鉄筋を介して応力の伝達を図る。 ・下フランジ；スタッドにより、鋼板と鉄筋コンクリートの合成構造とする。 ・横桁；鉄筋コンクリート構造とする。 ・支承；ゴム支承とする。 	
特徴	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋コンクリート構造により連続化を図る。 ・ノンプレストレスであるため、施工にあたり特殊な作業を必要としない。 	
力の伝達	<ul style="list-style-type: none"> ・圧縮を受ける下フランジについては合成断面とし、連結桁としての必要な断面を確保する。 ・合成断面とした下フランジ部のコンクリートの高さは、ウェブの座屈に対する安定性から決まる。 ・構造として支点部は剛域となるため、ウェブ間の鉄筋で応力伝達が期待できる。 	<p>斜線部: コンクリート補筋 コンクリート 1871.1 鉄筋コンクリート とす。</p> <p>補筋はカゴ状にして 鉄筋を通すことが出来る?</p> <p>連続化しても 主桁下フランジ補筋区間で 決定 上: 400mm 程度 6~8mm 程度</p> <p>連続化しても 主桁下フランジ補筋 ウェブ座屈に対する安定性 以上の2点より決定</p>
施工概要	<ol style="list-style-type: none"> ①床版コンクリートはつり ②スタッド溶接 ③配筋および型枠工 ④コンクリート打設および養生 (耐久性を考慮して膨張コンクリートとする。) ⑤舗装 ⑥支承の交換 	
課題	<ul style="list-style-type: none"> ・かなりの期間、交通止めが必要になる。 	

鋼桁とコンクリート桁の連続構造		担当者	榊宮地鐵工所 太田貞次	概要図
構造概要	<p>鋼桁の端対傾構が埋まるように、支点上にコンクリートの剛な横梁を設ける。鋼主桁のウェブには、スタッドを溶殖し、またスタッドの周囲には鉄筋を配筋しておき、鋼桁とコンクリート間の力の伝達を計る。このコンクリート横梁とコンクリート桁とを一体化させることにより、2つの単純桁の連続桁化を計る。</p>			
特徴	<p>鋼桁の端部に剛なコンクリート横梁を設けて、この横梁を介してコンクリート桁との間で力の伝達を行い、単純桁を連続桁化する。</p>			
力の伝達	<p>支点上の断面はRC梁として設計し、連続桁化した場合に必要とされる鉄筋量を鋼桁ウェブ付近に配筋する。 RCコンクリート部分と、鋼桁部分の力の伝達については、鋼桁ウェブに溶殖したスタッドを介して行う。また、コンクリート桁とは、鉄筋とコンクリートとを介して力の伝達を行う。</p>			
施工概要	<p>鋼橋の端対傾構を含む位置まで、下フランジ間に薄鋼板で底部の型枠を設ける。更に、端部分から上フランジ方向に曲線的に薄鋼板を立ち上げ、端面の型枠とする。なお、型枠を完成させる前に、主桁ウェブに必要とされる数のスタッドとその周囲に鉄筋を配筋しておく。型枠設置後、床版の下側よりコンクリートを打設し、コンクリート桁と一体化させる。 コンクリート硬化後、主桁間で仮受けし、支承の交換を行う。</p>			
課題	<ul style="list-style-type: none"> ○型枠、鉄筋の配筋等の現場施工性と経済性。 ○コンクリートの充填度の確認方法。 ○コンクリート硬化時に交通開放する際のコンクリートの強度とスタッドによる合成作用の確認。 ○コンクリートによる重量増への対処。 ○コンクリート桁とコンクリート横梁との一体化方法。 			

構造概要図

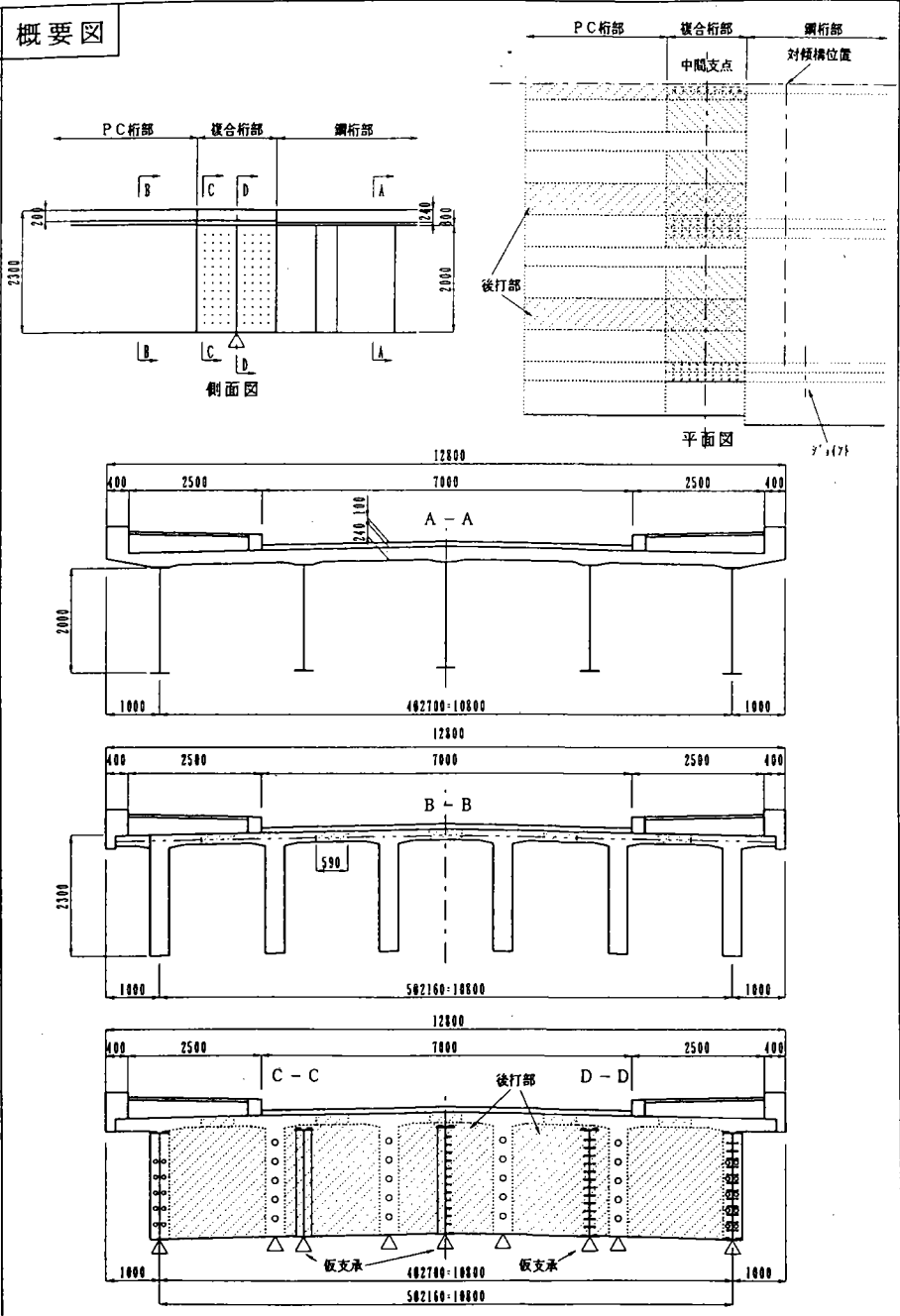


側面図



断面図

鋼桁とコンクリート桁の連続構造		担当者	(株)横河ブリッジ 明橋 克良
構造概要	<p>PC桁（ポステンT桁）と鋼I桁とを中間支点で複合構造とする2径間連続桁である。PC桁および鋼I桁をそれぞれ架設した後に、支点上横桁を後打ちするため活荷重のみ連続桁としての挙動を示す。</p>		
特徴	<p>PC桁と鋼I桁間の力の伝達はラップ長を十分とった支点上横桁で行うため、桁本数、床版支間が異なっても、対応可能な構造である。また、PC鋼材も鋼桁側で定着することが可能な構造となっている。</p>		
力の伝達	<p>PC桁と鋼桁間との力の伝達すなわち垂直、せん断応力の伝達は、すべてずれ止めによって行う。鋼桁側まで延ばされたPC鋼材についても、PC桁と鋼桁との連結部材としてカウントすることが可能となる。</p>		
施工概要	<p>PC桁および鋼I桁をそれぞれ架設した後支点上横桁を後打ちする。PC桁と鋼I桁がラップしている主桁については、部材長を短くしてPC桁に埋め込んで製作しておく。ラップしていない鋼I桁については仮支承で受けることとなる。</p>		
課題	<p>支点上横桁の幅（複合構造部の長さ）を決定する根拠が未定である。十分長く取ることが安全側の設計となるが、脚の幅、施工方法によって制約を受けることが考えられる。</p> <p>鋼I桁が非合成桁の場合、床版は主構造としての力を受け持つ部材ではないが、ポステンT桁の上床版は主構造としての部材である。したがって、PC桁の上床版の力が鋼I桁の上フランジにどの様に流れていくかが不明確となる。</p>		



鋼桁とコンクリート桁の連続構造

担当者

石川島播磨重工(株) 岩崎 初美

概要図

構造概要

鋼桁とコンクリート桁の連結部は、鉄筋・スタッド・コンクリート・PC鋼棒で構成し合成構造とする。断面力が小さい場合、PC鋼棒は鉄筋で代用する。
 接合方法は、応力集中が小さい後面プレート方式を採用する。
 一般に、床版のコンクリート強度はPC桁のコンクリート強度に比べ低いので、目地材を設け合成構造としない。支承は1支承(ゴム支承)としPC桁に設ける。

特徴

力の伝達

軸力、曲げモーメントによる圧縮力は、付着・摩擦、後面板、ずれ止めで分担すると考えられるが、設計上後面板、ずれ止めで分担すると考える。
 軸力、曲げモーメントによる引張力は、温度変化時・地震時・活荷重載荷時に発生することが予想される。この引張力は、ずれ止めで中詰めコンクリートに伝達され、RC断面で抵抗するものとする。但し、引張力が大きい場合、PC鋼棒で抵抗すると考える。特に、活荷重による引張力の影響がある上フランジ側に考慮する。

せん断力は、付着・摩擦、ずれ止めで分担すると考えられるが、設計上、ずれ止めにより伝達されると考える。

施工概要

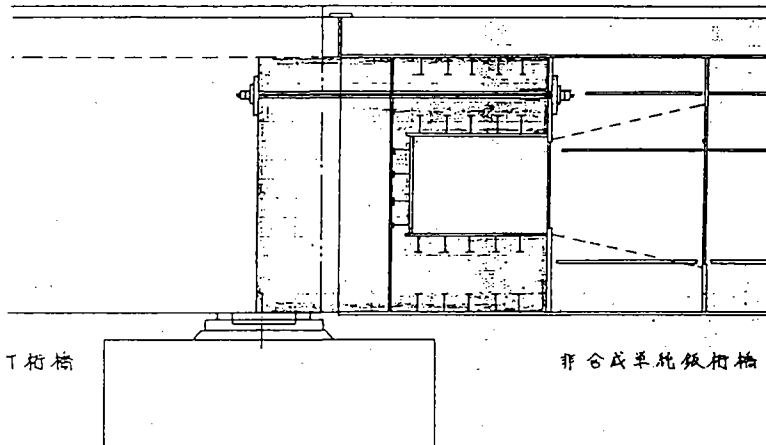
1. 鋼桁は、仮支承を設け架設し、連結部上以外の床版を打設する。
2. PC桁は、連結部の鉄筋を出した状態で支承上までコンクリートを打設する。
3. 連結部の型枠・配筋をおこない、流動コンクリートを打設する。
4. 床版目地材を入れ、打ち残した床版の配筋をおこないコンクリートを打設する。
5. 床版目地材部にアスファルトが入らないようにシールして、アスファルトを打設する。

課題

1. 鋼桁橋の端対傾構、横桁部の形状・配筋等は、各々検討が必要である。
2. 連結部の長さについては、FEM解析をおこない、必要長を求め、設計基準化する必要がある。
3. 鋼桁橋の部材は工場でコンクリートを打設しプレハブ化することもできるが、経済比較し検討する必要がある。

鋼桁とコンクリート桁の連結構造(案)

新交橋の場合



注) 断面力が小さくPC鋼棒が不用な場合は鉄筋で代用可。
 主桁フランジ・腹板にスタッドを溶接可。

鋼桁とコンクリート桁の連続構造 担当者 川田工業(株) 橋 吉宏 概要図

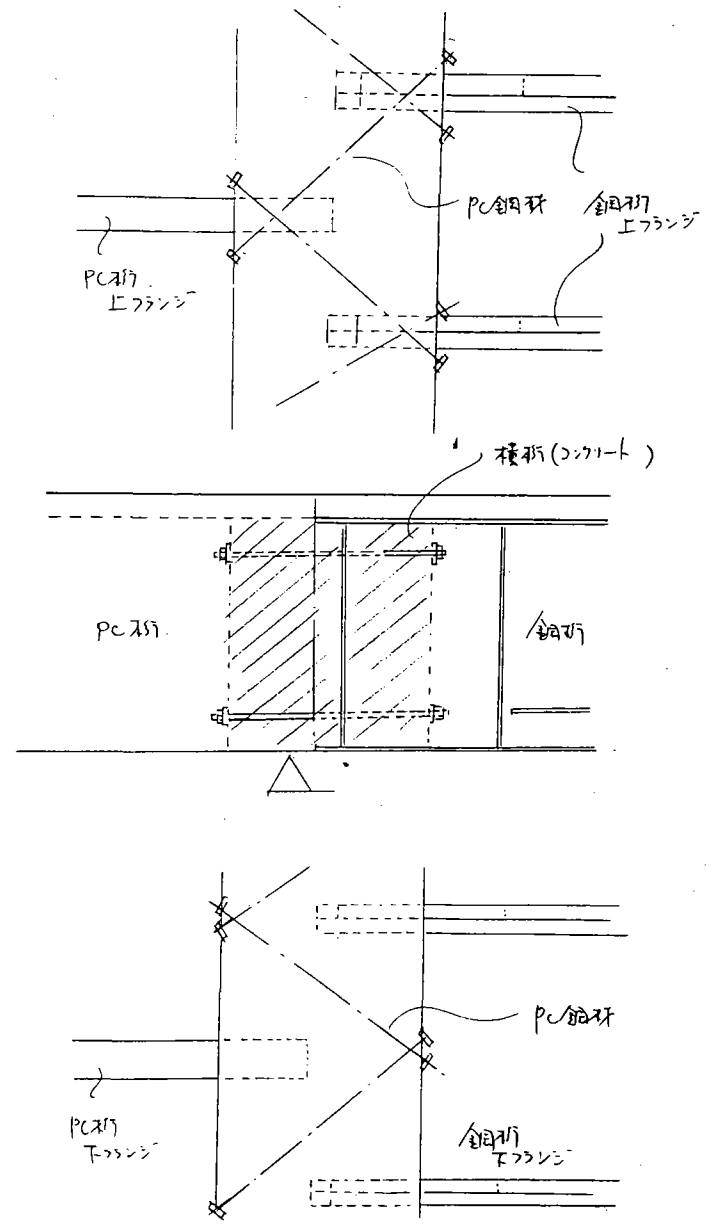
構造概要
 PC桁部と鋼桁部では主桁配置が異なり、連結部では桁の軸線がずれる。この軸線のずれにより、支点上連結部にはねじりが生じ、このねじりによるせん断力にともなう引張応力が発生する。この引張応力をキャンセルするように連結用のPC鋼材の配置を決定する。

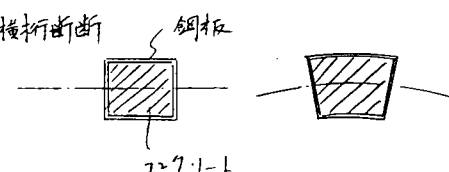
特徴
 ・プレストレストコンクリート構造により連結化を図る。
 ・構造が単純である。

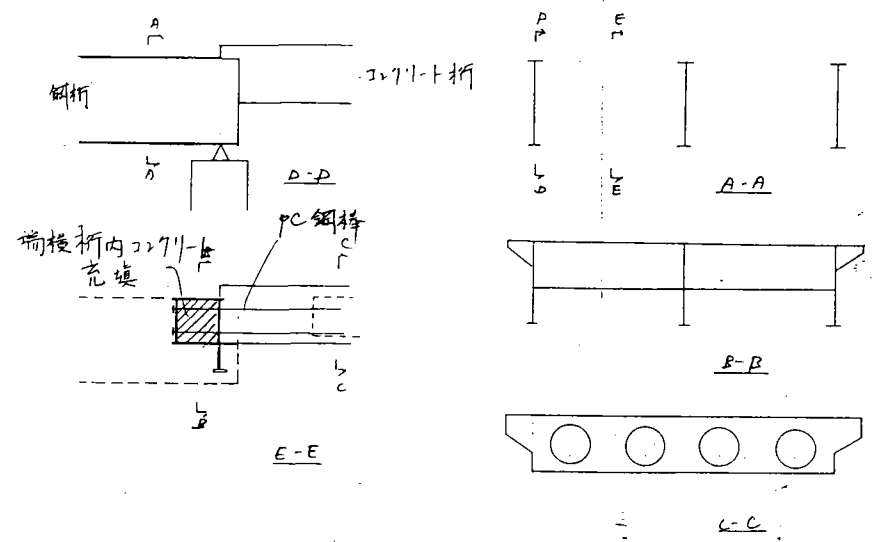
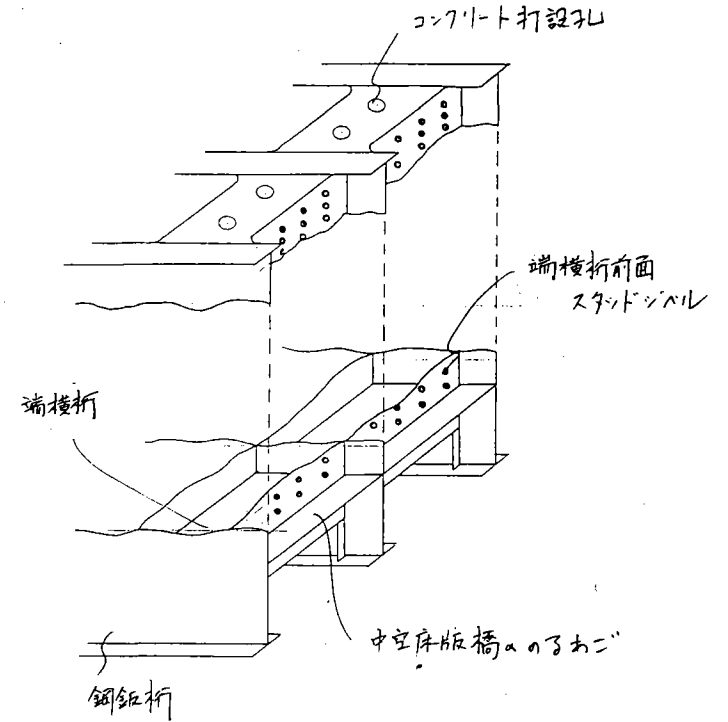
力の伝達
 ・上フランジの引張応力の伝達は、PC鋼材により圧縮応力を導入することにより図る。
 ・PC桁と鋼桁の軸線が一致しない場合のねじりに対して、PC鋼材を斜めに配置することにより、せん断による引張応力に抵抗する。

施工概要
 ①型枠工
 ②PC鋼材および鉄筋配置
 ③コンクリート打設および養生
 ④PC緊張

課題
 ・PC鋼材による圧縮応力と鉄筋で対応が可能か？



鋼桁とコンクリート桁の連続構造	担当者	株式会社日本構造橋梁研究所 上野 淳人	概要図
<p>構造概要</p>	<p>鋼桁が続く区間において交差条件より1径間のみ桁高の低いコンクリート中空床版橋を挟む場合、逆にコンクリート中空床版橋が続く区間において鋼桁を挟む場合の鋼桁と中空床版橋の連続化。</p> <p>架設中の鋼桁と中空床版橋はゲルバー構造である。すなわち、連結前の桁自重については各々が単独の構造で対応する。連結後の橋面工から後の活荷重までが鋼桁とコンクリート桁の連続構造で対応する。</p>		
<p>特徴</p>	<p>(1) 鋼桁と中空床版橋の桁高の差を利用して、鋼桁につけたあごの上に中空床版橋をのせた構造。</p> <p>(2) このあごは、鋼桁端部の横桁と兼用する。</p> <p>(3) 端横桁の上フランジにはコンクリート打設用の孔が開いていて、作業性を良くしている。</p>		
<p>力の伝達</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ 曲げモーメントは、PC鋼棒による緊結と、鋼桁の端横桁（鋼板によって囲まれた小部屋）内のコンクリートの変形拘束により、伝達される。 ・ セン断力は、鋼桁の端横桁内及び前面に設けられたスタッドジベルにより伝達される。端横桁前面のスタッドジベルは鋼桁とコンクリート桁の口開きにも抵抗する。 <div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>端横桁断面</p>  </div> <div style="margin-left: 20px;"> <p>端横桁内のコンクリートは鋼板で囲われているので変形拘束をうける→鋼桁の変形と中空床版の変形が連続する。</p> </div> </div>		
<p>施工概要</p>	<p>(1) 鋼桁の架設。（通常の鋼桁架設の何等変わらない。）</p> <p>(2) コンクリート桁を鋼桁の端横桁上に架設。（この状態までは鋼桁とコンクリート桁はゲルバー構造である。）</p> <p>(3) PC鋼棒を緊結して一体化を図る。</p>		
<p>課題</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ 緊結するPC鋼線と中空床版橋のボイド位置の関係。 		



3.7 文献リスト

【鋼桁と鋼桁の連続化関連】

- 1) 上田, 長沼, 牧田: 既設鋼桁のノージョイント化工法, 第20回日本道路会議 特定課題論文集, 1993年10月.
- 2) 長沼, 中本, 佐原: 鋼桁連結によるジョイントレス工法, 阪神高速道路公団技報 第12号, 1992年.
- 3) 菅原, 黒川, 田中: 鋼単純合成桁と3径間連続合成桁の連続化, 日本道路公団技術情報 No.126, 1995年3月.
- 4) 上東, 小笹: 橋梁のノージョイント化, 日本道路公団技術情報 No.125, 1994年12月.
- 5) 高速道路技術センター: 補強工法事例集, 車両の大型化に関する補強・補修対策の検討(その3) 報告書, 平成8年3月.
- 6) 山本悟司: 既設橋梁の連続化, 橋梁と基礎, 1994年8月.
- 7) 徳永, 江上, 西村, 刑部: 既設単純鋼桁の主桁連結工法による超多径間化に対する一考察, 橋梁と基礎, 1997年4月.
- 8) 島崎, 八木: 鋼桁連続化工法の設計について, 技報まつお No.28, 1994年10月.

【鋼桁とコンクリート桁の連続化関連】

- 1) 田島, 町田, 青木: 鋼・コンクリート複合梁軸方向接合部の性状, 第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 1989年9月.
- 2) 松井, 梶川: 複合斜張橋・生口橋主桁接合部の設計・施工, 川田技報 Vol.10, 1991年1月.
- 3) 山縣敬二: 日本道路公団における橋梁の合成・複合構造, 第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 1995年11月.

【鋼桁とコンクリート橋脚の接合構造関連】

- 1) Tajima, Ito, Machida: Joints in Hybrid Bridge of Steel Girder and Concrete Pier, IABSE Symposium in Brussels, 1990年.
- 2) 紫桃, 長江: 鋼とコンクリートの複合構造—山形自動車道・阿古耶橋—, 日本道路公団技術情報 No.111, 1992年1月.
- 3) 半田 徹: 鋼とコンクリートの複合構造—阿古耶橋—について, 橋梁 Vol.27 No.7, 1991年7月.
- 4) Bridges with Double Composite Action
- 5) 埼玉大学田島研究室: 日本道路公団“鋼とコンクリートの複合構造に関する研究”, 昭和63年2月.
- 6) 埼玉大学田島研究室: 日本道路公団“鋼とコンクリートの複合構造に関する研究”, 平成元年2月.

- 7) 中島, 鈴木, 堀江: 鋼製梁とRC柱を組み合わせた複合橋脚(1/5 供試体)の静的載荷試験, 第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 1995年11月.

【鋼・コンクリート接合構造一般】

- 1) 財団法人日本コンクリート工学協会: 混合構造研究委員会報告書, 1991年12月.
- 2) Viest, I.M.: Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T-Beams, Journal of ACI, Vol.27, No.8, 1956.
- 3) 町田, 田島: 鋼・コンクリート複合構造部材接合部の解析, 土木学会第44回年次学術講演会講演概要集第1部, 1989年9月.
- 4) 平城, 松井, 福本: 頭付きスタッドの強度評価式の誘導—静的強度評価式—, 土木学会構造工学論文集, Vol.35A, 1989年.
- 5) 平城, 松井, 福本: 頭付きスタッドの強度評価式の誘導—疲労強度評価式—, 土木学会構造工学論文集, Vol.35A, 1989年.
- 6) 関西道路研究会 道路橋調査研究委員会: 複合構造小委員会報告書 橋梁用材料・構造の複合化, 平成6年3月.
- 7) A Fried: New Type of Continuous Composite Steel and Concrete Bridge, acier-stahl-steel, 1974.11.
- 8) 土木学会編: コンクリート技術の現状と示方書改訂の動向, コンクリートライブラリー79号, 平成6年7月.
- 9) 佐々木, 町田: 鋼単純桁の連続化に向けた簡易接合構造に関する実験的研究, 土木学会第52回年次学術講演会講演概要集, 1997年9月.