共同研究報告書
整理番号第362号

橋梁用プレキャストPC部材の接合技術に関する共同研究報告書(Ⅰ)

平成19年2月

独立行政法人土木研究所
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会

共同研究報告書
第362号2007年2月

橋梁用プレキャストPC部材の接合技術に関する共同研究報告書(Ⅰ)

独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ 橋梁チーム
社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会

要旨

本共同研究(平成17～18年度)は，プレストレストコンクリート(PC)橋のコスト縮減，耐久性向上などに有効なプレキャストPC部材の活用促進を目的として，プレキャストPC部材の接合構造の設計法について検討を行う。平成17年度は，道路橋示方書におけるPC接合構造の検討課題を整理するとともに，PC合成げたの接合面の表面粗度と鉄筋量がせん断伝達耐力に及ぼす影響を検討するため，プッシュオフ試験を実施した。本報告書はこれらの結果をとりまとめたものである。

キーワード：PC合成げた，PCコンポ橋，前死荷重，せん断伝達耐力，プッシュオフ試験，表面粗度

橋梁用プレキャストＰＣ部材の接合技術に関する共同研究
担当者名簿

独立行政法人土木研究所

構造物研究グループ橋梁チーム

上席研究員	村越　潤	
主任研究員	田中　良樹	

社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会

橋梁用プレキャストＰＣ部材の接合技術に関する共同研究委員会

委員長	横田　勉	
副委員長	大山　博明[b]	
委　員	阿部　浩幸[b]	
〃	平　喜彦[b]	
〃	竹中　秀樹[a]	
〃	菅澤　文博[b]	
〃	平田　雅也[a]	
〃	山下　和則[c]	
〃	鹿取　和雄[a]	
〃	今村　晃久[b]	平成18年7月まで
〃	安森　浩[b]	平成18年7月から
〃	大和　満禎[a]	
〃	竹内　祐樹[a]	平成18年7月まで
〃	寺口　秀明[c]	
〃	山中　待男[c]	平成18年3月まで
〃	雑賀　浩規[c]	平成18年4～9月
〃	渡辺　浩志[c]	平成18年10月から
〃	妹川　寿秀[c]	
〃	浅井　洋[b]	平成18年12月から

平成19年2月現在

a：プレキャストセグメント構造の接合に関する検討WG（セグメント接合WG）
b：合成桁のジベル接合に関する検討WG（合成桁接合WG）
c：プレキャストウェブＰＣ箱桁構造の接合に関する検討WG（ウェブ接合WG）

目　次

1．はじめに …… 1

2．橋梁に用いられるプレキャストPC部材と接合構造の設計 …… 2

2.1　プレキャスト化の有効性 …… 2

2.2　プレキャスト部材を用いたPC橋の主な変遷 …… 2

2.3　土木研究所とPC建協の既往の共同研究 …… 3

2.4　橋梁用プレキャストPC部材の接合技術に関する検討 …… 6

3．PC接合構造の主な検討課題 …… 7

3.1　前死荷重の1/2 …… 7

3.1.1　現行道示規定 …… 7

3.1.2　道示規定の変遷 …… 9

3.1.3　前死荷重1/2の影響度 …… 13

3.1.4　クリープ，乾燥収縮の影響 …… 17

3.2　最小ずれ止め鉄筋比0.2% …… 32

3.2.1　PCコンポ橋における課題 …… 32

3.2.2　規定の変遷 …… 33

3.2.3　最小ずれ止め鉄筋比0.2%の影響度 …… 33

3.3　合成げた接合面のせん断伝達耐力 …… 38

3.3.1　現行道示における接合部の許容せん断応力度 …… 38

3.3.2　道示規定の変遷 …… 39

3.3.3　コンクリート標準示方書規定の概要 …… 41

3.3.4　海外規定 …… 44

3.3.5　基準間の比較 …… 46

3.3.6　PC合成げたの接合面の挙動に関する既往の研究 …… 47

3.3.7　せん断伝達耐力に関する既往の研究 …… 51

3.3.8　鋼合成げたとの比較 …… 55

3.4　セグメント接合部の荷重組合せ$\sigma_0+1.7\sigma_L$ …… 60

3.4.1　現行道示規定 …… 60

3.4.2　セグメント接合部の荷重組合せの変遷 …… 62

3.4.3　既往の調査 …… 65

3.4.4　$\sigma_0+1.7\sigma_L$の影響度 …… 68

4．プッシュオフ試験 …… 74
4.1 目的 …… 74
4.2 試験方法 …… 75
4.2.1 供試体 …… 75
4.2.2 使用材料 …… 87
4.2.3 表面粗度計測 …… 91
4.2.4 載荷方法 …… 96
4.2.5 計測項目 …… 97
4.3 接合面仕上げ状況と表面粗度 …… 103
4.4 載荷試験結果 …… 111
4.4.1 試験結果一覧 …… 111
4.4.2 破壊状況 …… 113
4.4.3 せん断応力度－ずれ変位の関係 …… 116
4.4.4 ずれ止め鋼材ひずみ …… 120
4.4.5 コンクリート主ひずみ …… 129
4.5 考察 …… 132
4.5.1 ずれ発生までの挙動 …… 132
4.5.2 水平せん断におけるずれ限界 …… 153
4.5.3 接合面の表面粗度の影響 …… 155
5. まとめ …… 158
5.1 接合構造の検討課題 …… 158
5.2 プッシュオフ試験 …… 159
参考文献 …… 160

付録 …… 165
付録1．国内文献リスト …… 167
付録2．レーザー法による表面粗度測定結果 …… 194
付録3．デジカメ法による表面粗度測定結果 …… 198
付録4．接合面の仕上げ状況 …… 205

1．はじめに

プレストレストコンクリート(PC)橋において，プレキャスト部材の利用は，現場施工の効率化の他，コンクリートの高強度化に伴う軽量化，安定した品質管理，耐久性向上(ライフサイクルコストの縮減)が期待される。橋梁用プレキャストPC部材の接合は，プレテンションPCげたの横締めやプレキャストセグメント橋に代表されるようなPC鋼材の緊張による方法が主流であるが，PCコンポ橋(PC合成げたの一つ)の床版(現場打ち)と主げた(プレキャスト)の接合や，ループ継手のようなプレキャストPC床版のパネル間の接合など，プレストレスに依存しない接合方法もある。近年のコスト縮減を背景としたPC構造物の構造形式が多様化する中で，プレテンションウェブ，ストラット，横梁など，大型構造物の中において部分的なプレキャストPC部材の活用が見られる。プレキャスト部材の活用において接合部の設計が重要な課題であり，これまで個々の現場ごとに実験的な検討を中心とした検討が行われているが，個別の構造に特化したものが多く，本来の要求性能や安全率の取り方などの接合設計の根本的な考え方が必ずしも明確でない。

本共同研究は，道路橋のさらなるコスト縮減に向けてプレキャストPC部材の活用促進を図るため，プレキャストPC部材の設計で重要となる接合構造の設計法の改善を目標に，平成17年度から2箇年の計画で開始した。

平成17年度は，道路橋示方書(以下，道示)[1.1]におけるPC接合構造の検討課題の整理として，PC合成げたの照査荷重(前死荷重の1/2)，接合面の最小鋼材量規定，せん断伝達耐力の照査法，セグメント接合部の荷重組合せについて経緯や影響度などを整理した。このうち，接合構造として重要なせん断伝達機構に関しては，接合面の表面粗度と鉄筋量がせん断伝達耐力に及ぼす影響について，プッシュオフ試験による検討を行った。本報告書はこれらの結果をとりまとめたものである。

注) 用語について

次の用語については，煩雑さをできるだけ軽減するため，以下のとおり表記することとした。ただし，引用文献のタイトルや原文引用の際は引用文献のとおりとする。

1) 桁，ケタ・ゲタの表記は「けた」または「げた」とする。

2) コンクリート間の接合部に関して，継手部，結合部，付着部等の表記は「接合部」とする。

2．橋梁に用いられるプレキャストPC部材と接合構造の設計

2.1　プレキャスト化の有効性

PC 橋の部材の一部または全部をプレキャスト部材とすること(プレキャスト化)は以下の効果が期待される。

1) 現場施工の効率化（足場工，型枠工，配筋，打設，養生の期間を短縮）

2) コンクリートの打設，養生及び型枠工，配筋において工場での安定した品質確保とそれに伴う高い耐久性

3) 高強度コンクリート，軽量コンクリート，高炉スラグ微粉末を用いた高耐久性コンクリート，超高強度繊維補強コンクリートなど，新しいコンクリート材料の適用が比較的容易であること，また，それに伴う部材の軽量化，耐久性向上

2.2　プレキャスト部材を用いたPC橋の主な変遷

プレキャストセグメント工法によるPC橋は，プレテンションPC橋の横締めと同様に，PC橋の黎明期より実用化された。初期のプレキャストセグメント工法では，セグメント間に数10mmのモルタルを充填することにより，セグメント間の偏圧(片当たり)を防止するとともに，隙間の間詰めの役割が期待された。しかし，モルタル目地は日本国内では昭和30～40年代(1950年代後半から1970年代前半)に採用されていたが，目地部の漏水，モルタルの剥落やそれに伴うプレストレスの低下が懸念される場合があるため，同50年代以降(1980年代後半)は主げたの接合部にはエポキシ樹脂接着剤を用いた目地(エポキシ目地)が一般的となっている(1981年以降に竣工した既設プレキャストセグメントPC橋のうちモルタル目地が使用された橋は3％程度，1990年調査)[2.1),2.2)]。1992年に発刊された「プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリートTげた道路橋設計施工指針」[2.1)]では，エポキシ目地の使用が基本とされ，現行道示もこれを踏襲している[2.3)]。

プレキャストコンクリートの主げたと現場打ちコンクリートの床版で構成されるPC合成げたは1950年代から米国ポルトランドセメント協会(PCA)で研究プロジェクトが実施され[2.4)]，基準が整備された[2.5)]。日本では，(社)高速道路調査会がPCAの一連のレポート(せん断伝達強度，クリープ，乾燥収縮，連続げたの設計など)を翻訳するとともに[2.4)]，PCAと同様にプッシュオフ試験やはり試験を実施して，1968年2月にPC合成げたの設計要領(案)を発表した[2.6)-2.8)]。また，同時期に発刊されたプレストレストコンクリート道路橋示方書(以下，PC道示)[2.9)]にもPC合成げたの規定が導入された。その後，多少の改訂があるが，PC道示の大部分は現行道示のPC合成げたの規定に踏襲されている(3章)。1990年代中ごろから，プレキャストセグメント工法とPC合成げたを組み合わせ，かつPCげた間の床版の型枠にPC型枠を利用したPCコンポ橋が開発され，普及している[2.2)]。

1990年代からコスト縮減が一層推進される中で，プレキャストPC部材の大型化，多様化が進んだ。第二東名高速道路や沖縄の離島に架かる長距離の橋梁では，プレキャストPC部材と共通点の多いマッチキャスト工法が採用された[2.10),2.11)]。その際の接合部は無筋コンクリートキーとエポキシ目地が用いられた。外ケー

ブル構造を併用した箱げたセグメント構造で採用されたスパン・バイ・スパン架設工法の場合は，目地幅 150 mm 程度の場所打ち調整目地を 1 径間に 2 箇所設ける必要がある [2.12]。

また，合理化鋼少数主げた橋にプレキャスト PC 床版が採用される事例が見られ，プレキャスト床版と主げたとの取り合いや床版パネル間の継手(ループ継手など)が検討された [2.13]。PC 床版に関しては，既設床版の取替えにも利用されている [2.14]。また，最近ではウェブにプレテンション PC 板を用いたプレテンションウェブ PC 橋や，1 室箱げた橋のストラットや横梁にプレキャスト部材を活用する事例も見られる [2.15]~[2.17]。

2.3 土木研究所と PC 建協の既往の共同研究

旧建設省土木研究所及び(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会(以下，PC 建協)は，プレキャスト PC 部材に関して，以下の共同研究を実施した。

1) プレキャストセグメント PC 橋（1991～1993 年)

プレキャストセグメント PC 橋の主げた接合部の設計法を各種の試験の実施とともに検討した [2.18]-[2.20]。このときの検討対象となった接合部は，主げたブロック間の接合であり，エポキシ目地と鋼製キーを用い，プレストレスが導入された状態での挙動，耐力について検討された。これらの検討結果は(社)日本道路協会の指針，道示規定の基礎となった [2.1],[2.3]。

2) PC 橋の省力化施工(PC コンポ橋の検討) (1995～1997 年)

コンクリート橋の設計・施工の省力化と建設コスト縮減の検討の一環として，PC 合成床版を用いた PC 合成げた橋(PC コンポ橋)の構造的検討が行われた [2.21]。その中で，床版と主げたの接合部のせん断伝達耐力について 34 体のプッシュオフ試験及び 3 体の PC 合成げたはり供試体の接合部水平せん断に着目した曲げ試験が実施された。その結果とともに，PC 合成げた橋(PC 合成床版タイプ)設計・施工要領(案)がまとめられた。

図-2.3.1 に PC コンポ橋の概念図を，図-2.3.2 に従来の合成げた橋と PC コンポ橋の断面比較をそれぞれ示す [2.22]。従来の PC 合成げたからの主な改善点としては，主げた間隔を広くすることによる少数主げた化，主げたへのプレキャストセグメントの採用，床版に型枠兼用の PC 板を用いた PC 合成床版の採用である。PC コンポ橋は，1996 年に旧建設省の試験フィールドとして初めて施工され，1998 年の NETIS への新技術登録以降は急速に実績が増加している。2005 年 7 月現在においては施工中も含めて 318 橋の建設実績があり，年間 50 橋程度が建設されている(図-2.3.3(a))。実績橋梁の支間長は，25～40 m が全体の 84 %，40～45 m が 11 %である(図-2.3.3(b))。また，実績橋梁の径間数は単径間が最も多く 44 %であるが，5 径間以上も 14 %であることから，大規模な橋梁にも採用されていることがわかる(図-2.3.3(c))。なお，これらの PC コンポ橋の施工実績数は，PC 建協における調査結果である。

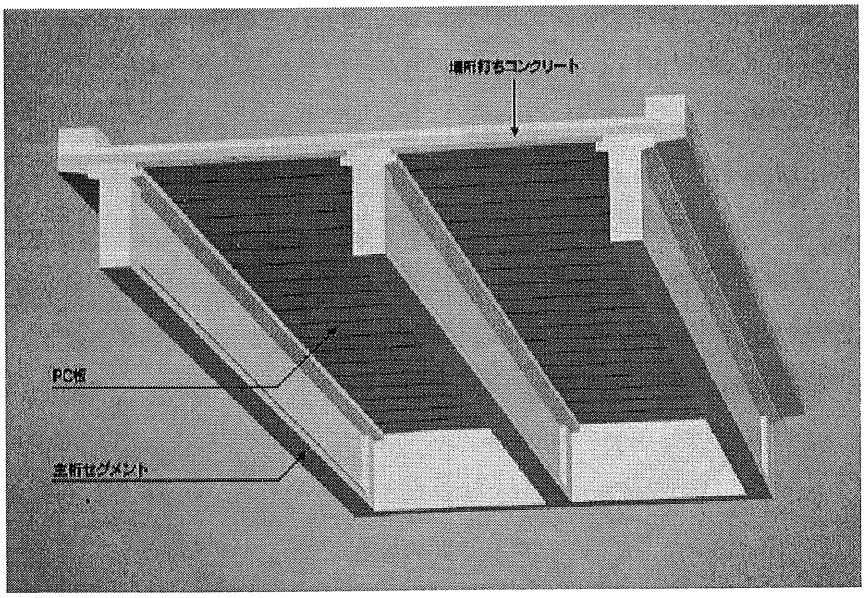
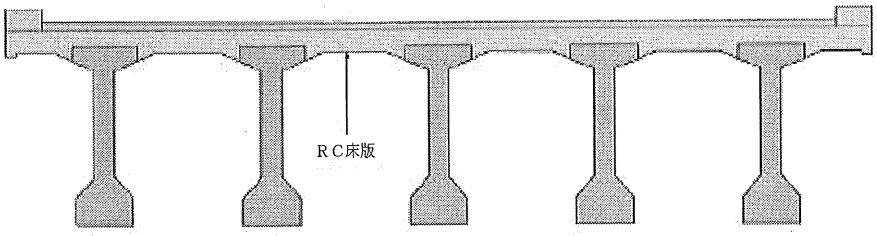
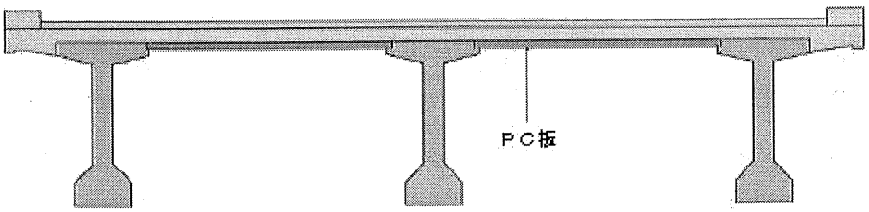


図-2.3.1　PC コンポ橋概念図

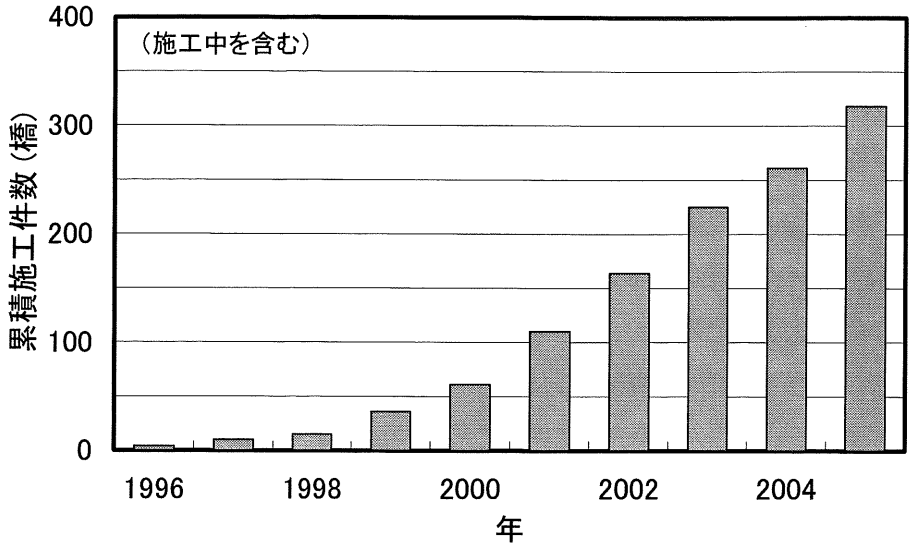


(a) 従来合成げた橋

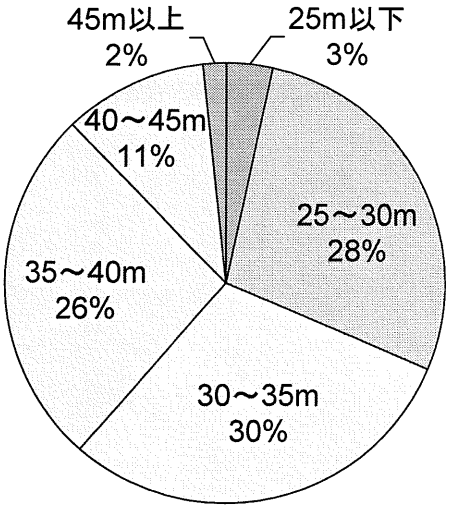


(b) PC コンポ橋

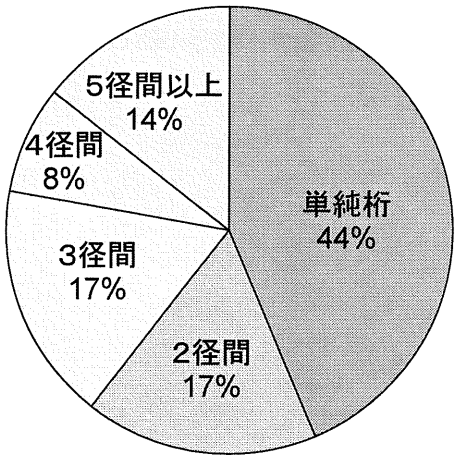
図-2.3.2　断面比較図



(a)　累計施工実績数



(b)　最大支間別実績率



(c)　径間数別実績率

図-2.3.3　PC コンポ橋の建設実績（PC 建協調べ）

2.4　橋梁用プレキャストPC部材の接合技術に関する検討

プレキャスト部材の活用によりさまざまな効果が期待されるが，プレキャスト部材と現場打ちコンクリートとの接合部やプレキャスト部材同士の接合部において以下の課題があげられる。

① 接合部において一体打ちのコンクリート以上の性能確保が難しい。

－プレキャスト部材の母材以上の強度確保が難しい。

－プレキャスト部材本体に比べて接合部にひび割れ(あるいは開き)が生じ易い傾向にあり，接合部に着目した耐久性の照査あるいは対策が別途必要である。

② PC合成げたの床版と主げたの接合部など，接合箇所によってはコンクリートの配合や材齢の違いに起因するクリープ，乾燥収縮，温度変化の影響を考慮する必要がある[2.4)]。

③ 接合部の施工誤差を調整するための配慮が必要である[2.24)]。

これらのことから，設計においては，接合部に関する照査，接合部が本体構造に及ぼす影響の照査，構造細目による配慮が必要となる。プレキャストPC部材の活用のためにはこれらの課題への対応が必要であり，これまで国内外において，多数のさまざまな検討が行われ，実用化されてきている。

本共同研究では，従来のプレキャストPC部材の接合工法に関して，道示規定の根拠と既往の研究を再整理するとともに，接合部のせん断伝達について既往の実験データの収集と実験的検討を行う。実験に関しては，共同研究1年目(平成17年度)は接合面の表面粗度と鉄筋量の影響について，2年目はPC合成げたの使用時，終局時それぞれの水平せん断伝達における鉄筋とコンクリートの分担及び鉄筋の役割(最小ずれ止め鉄筋比の位置付け)についてそれぞれ検討を行う。

3．PC 接合構造の主な検討課題

3.1　前死荷重の 1/2

3.1.1　現行道示規定

表-3.1.1 に現行道示(Ⅲコンクリート橋編, 11 章 合成げた)[3.1]における合成げた接合部の要求性能と設計手法を示す。接合部の設計は設計荷重時について行い，けたと床版の合成前に作用する荷重の 1/2 と合成後に作用する荷重の組合せのうち，接合面に生じるせん断力が最大となる荷重の組合せを考慮することとしている。そのうち，前死荷重の 1/2 に関しては現行道示の解説に次のとおり記されている。

> 「ずれ止めの設計に用いるせん断力は，理論的には，合成後に作用する荷重の組合せのうち，けたと床版の合成作用の発生時期やその後の応力分担，とくにコンクリートのクリープの影響等十分に解明されていない問題も残されているので，安全を考慮して，合成前に作用する荷重の 1/2 を考慮した場合についても検討することとした。」[3.1]

本節 3.1 では，前死荷重の 1/2 の経緯と現時点での課題を整理することとした。また，前死荷重の 1/2 と関連しているクリープの影響の設計上の配慮とその根拠について整理しておく。なお，PC 合成げたの主げたの設計においては，設計荷重時及び終局荷重時について一般の PC げたと同様の照査を行っている。道示Ⅲに示される曲げモーメント，軸力，ねじりモーメント及びせん断力に対する主要な照査項目を表-3.1.2 に示す。

表-3.1.1　道示の PC 合成げた接合部に関する主な規定 3.1)

要求性能			けたと床版間のずれ止めは，結合面に生じるせん断力に対して安全となるようにするものとする。
条文	照査方法	照査項目	けたと床版の結合面におけるコンクリートのせん断応力度(設計荷重時) 水平せん断力による作用せん断応力度 ≦ 許容せん断応力度
		断面力	合成前に作用する荷重の 1/2 と合成後に作用する荷重の組合せのうち，せん断力が最大となる荷重の組合せについて行う。 考慮する荷重の組合せ： 1/2×前死荷重＋後死荷重＋活荷重＋クリープの影響＋乾燥収縮の影響＋温度差 (曲げに伴う水平せん断力 ＋ 収縮による水平せん断力)
		照査式	【許容せん断応力度】 結合面におけるコンクリートのせん断応力度は，次式により求めた許容応力度 τ_{ba} 以下とする。 $\tau_{ba} = 0.38 + 12p\sqrt{\sigma_{ck}}$　(11.3.1) ただし，H/D＜5.5 の場合には，次式による。 $\tau_{ba} = 0.38 + 2.18(H/D)\cdot p\cdot\sqrt{\sigma_{ck}}$　(解 11.3.1) 【せん断応力度】 結合面におけるコンクリートのせん断応力度 τ_b は，次式により算出する。 $\tau_b = SQ / bI$　(11.3.2)
	構造細目		ずれ止め鉄筋の直径は 13 mm 以上とする。 ずれ止め鉄筋の中心間隔は 100 mm 以上，かつ 500 mm 以下とする。 ずれ止め鉄筋の鉄筋量は，けたと床版の結合面の面積の 0.2 %以上とする。 なお，プレキャストげたのスターラップやフランジの鉄筋等をずれ止め鉄筋とみなしてもよい。
解説	・けたと床版の結合部は，弾性結合としてずれ止めの設計をするのではなく，完全結合としてせん断応力度を算出し，許容応力度をこえないようにずれ止め鉄筋量を算出する方法により設計する。 ・規定する許容せん断応力度は安全側の値なので，これにより設計するずれ止めについては，破壊に対する安全度の照査を省略することができる。 ・ずれ止めの設計に用いるせん断力は，けたと床版の合成作用の発生時期やその後の応力分担，とくにコンクリートのクリープの影響等十分に解明されていない問題も残されているので，安全を考慮して，合成前に作用する荷重の 1/2 を考慮した場合についても検討するものとした。 ・結合面におけるせん断応力度が小さい場合には，ずれ止めを配置しなくてもコンクリートのせん断強度（付着強度）で抵抗できる場合もあるが，破壊に対する安全度を確保するために最小ずれ止め鉄筋を配置することとした。		

表-3.1.2　主げたの設計荷重及び照査項目 3.1)

荷重状態及び断面力の種類		照査項目
設計荷重時	曲げモーメント又は軸力	コンクリート縁応力度≦許容圧縮，引張応力度 PC 鋼材応力度≦許容引張応力度 (軸方向鉄筋応力度≦許容引張応力度)
	せん断力又はねじりモーメント	コンクリート斜引張応力度≦許容斜引張応力度
終局荷重時*	曲げモーメント又は軸力	終局荷重時断面力≦破壊抵抗曲げモーメント
	せん断力又はねじりモーメント	終局荷重時断面力≦ウェブコンクリートの圧壊に対する耐力 終局荷重時断面力≦斜引張破壊に対する耐力

*) 終局荷重時の荷重の組合せは以下のとおりである。

（a）1.3×(死荷重)＋2.5×(活荷重＋衝撃)＋1.0×(不静定力)

（b）1.0×(死荷重)＋2.5×(活荷重＋衝撃)＋1.0×(不静定力)

（c）1.7×(死荷重＋活荷重＋衝撃)＋1.0×(不静定力)

注) 不静定力は PC 不静定構造の場合に考慮する(道示Ⅲp.116 解説より)

3.1.2 道示規定の変遷

日本における道路橋の合成げたに関する最初の指針は，昭和 35 年に道示とは別に制定された鋼道路橋の合成桁設計施工指針[3.2]（以下，鋼合成げた指針）である。PC 合成げたについては，昭和 43 年の PC 道示[3.3]で初めて規定された。

鋼合成げた指針制定前後から現行道示にいたる合成げたに関する規定のうち，接合部の設計において考慮する荷重に関する規定の変遷を表-3.1.3 に示す。主な内容は以下のとおりである。参考として，関連する基準類の変遷を図-3.1.1 に示す。

［鋼合成げた橋について］

① 鋼合成げた指針の制定にあたっては，DIN 等の海外の基準類に影響を受けていることが推察できる[3.4),3.5)]。

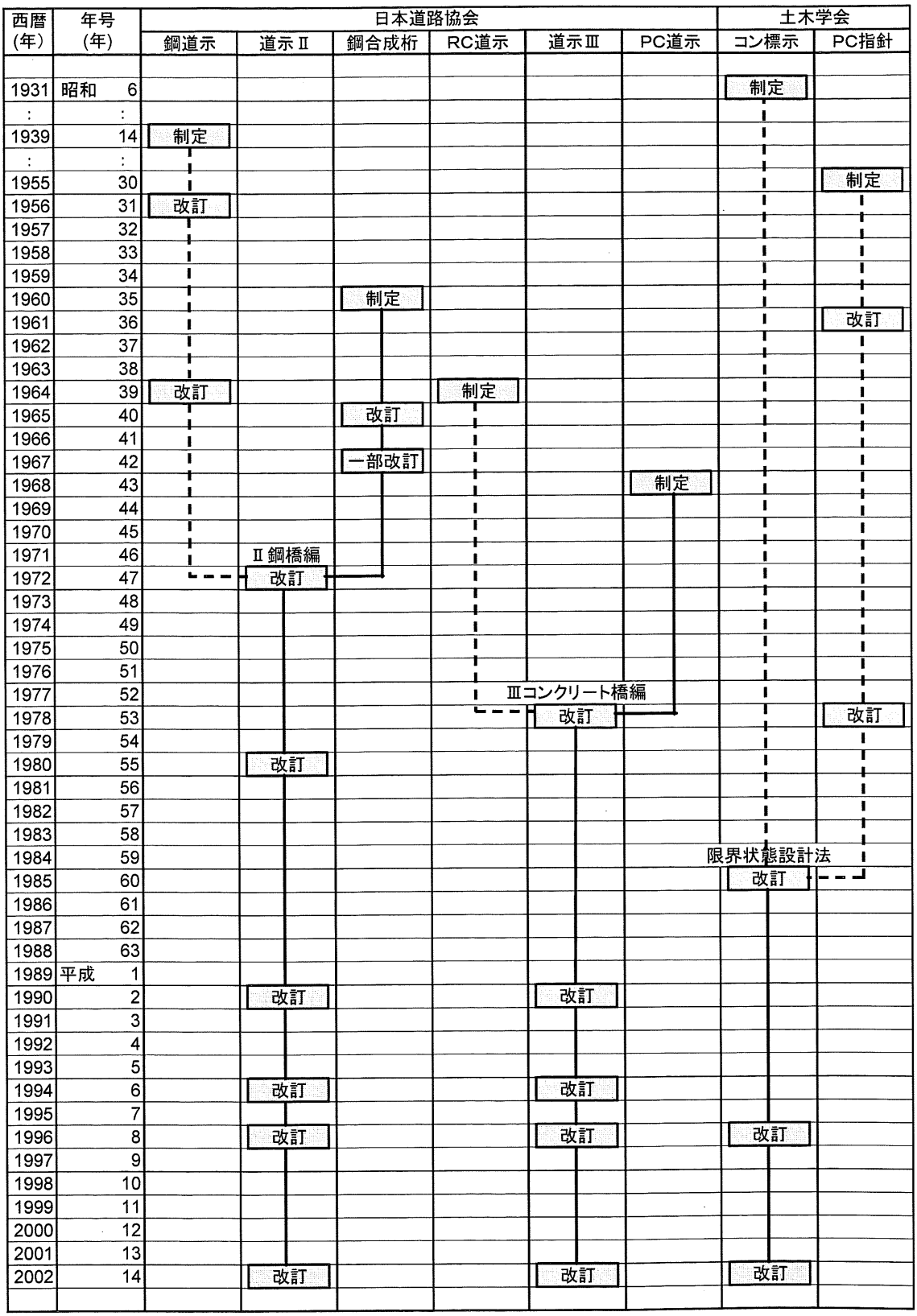
② 昭和 35 年の鋼合成げた指針では，ずれ止めに及ぼす死荷重によるせん断力として，合成される死荷重のほかに合成されない死荷重の 1/2 以上(活荷重合成げたの場合でも 50%以上)を考慮しなければならないとし，その解説で，前死荷重の 1/2 は，合成げたの降伏時の合成作用を確保する目的で行うものである，と記されていた。

③ 昭和 47 年，鋼合成げたの規定が道示[3.6)]に統合された際，規定の内容が見直された。合成前死荷重の 1/2 を考慮するという規定は，ずれ止めに対する降伏時の照査を新たに規定したのに伴い削除された。この改訂以降，現在までこの考え方は変わっていない。しかし，昭和 47 年の道示では，スタッドを用いる場合はずれ止めに対する降伏時の照査を省略してよいとしている。

［ PC 合成げた橋について］

④ PC 合成げたの設計において前死荷重の 1/2 を考慮するというのは，昭和 43 年の PC 道示[3.3)]で既に見られた。特に，PC 合成げたの記述部分は，同時期に発表された高速道路調査会のプレストレストコンクリート合成ゲタ設計要領(案)[3.7)]の検討結果が参考にされたものと推察される。同要領(案)によると，コンクリート合成げたの場合，各種クリープ差により生じる荷重について計算しているので，合成前の死荷重の 1/2 を加えること自体に異論があったこと，また，加えるとした場合でも，活荷重と死荷重の比が鋼合成げたでは 1.4～1.7(支間 25～40m)，コンクリート合成げたでは 0.7～1.1 程度(支間 20～35m)であることから，コンクリート合成げたに合成前の死荷重の 1/2 を考慮するのは過大であるとの議論があったことが紹介された上で，荷重の再配分，床版の打設順序なども考慮して，鋼合成げたと同様に取り扱うこと(合成前死荷重の 1/2 を考慮すること)に定めたという主旨の記述が見られる。

⑤ 昭和 53 年道示[3.8)]においてコンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響を考慮することが原則として規定された。しかし，合成前死荷重の 1/2 の規定は変わっていない。これは，けたと床版の合成作用の発生時期やその後の応力分担，とくにコンクリートのクリープ，乾燥収縮差の影響など十分解明されていないことから，安全を考慮した結果であると解説文に記載されている。前項で引用したとおり，現行道示と同様であり，現在までこの考え方は変わっていない。



注) 実線：合成げたまたはせん断伝達耐力に関する記述あり　　破線：同記述なし

図-3.1.1　PC 合成げた及び鋼合成げたに関する基準類の変遷

表-3.1.3　合成げた接合部の設計荷重の変遷

基準・関連資料		規定または文献内容	解　説	文献
1	DIN1078 (1953)	静的荷重の 80%以下が合成される場合に合成材の計算はその合成された静的荷重と，**少なくも鋼桁にのみ作用する静的荷重の 1/2 につきなすべきである。**	例えば全死荷重が合成されない場合でも，合成材の計算の際には死荷重の 1/2 が考慮されるべきなので**限界変形の際の合成の確保は充分である。**	3.4), 3.5)
2	土木技術資料 (1961)	アメリカにおける合成ゲタずれ止めの安全率（AASHO）	活荷重合成げたの場合でも死荷重によるせん断力の 1/2 を活荷重せん断力に加えたものでずれ止めを設計しなければならない。	3.9)
3	鋼合成げた指針 S35 (1960)	ずれ止めは，各種荷重の組合せによる鋼ゲタと版コンクリートとの間のせん断力が最も大きくなる場合について設計しなければならない。 ずれ止めの設計には許容応力度の割増しを考慮してはならない。 ずれ止めに及ぼす死荷重によるせん断力の計算には，合成される**死荷重の外に合成されない死荷重の 1/2 以上を考慮しなければならない。**	各種荷重とは，設計に用いた主荷重，プレストレス，乾燥収縮及び温度差応力を指すものである。 **合成桁の降伏時の合成作用を確保する目的で行う。**	3.2)
4	鋼合成げた指針 S40 (1965)	ずれ止めは，各種荷重の組合せによる鋼ゲタと版のコンクリートとの間のせん断力が最も大きくなる場合について設計しなければならない。 ずれ止めの設計には，許容応力度の割増しを考慮してはならない。 ずれ止めに及ぼす死荷重によるせん断力の計算には，合成させる死荷重の外に，合成されない死荷重の 1/2 以上を考慮しなければならない。	各種荷重とは，設計に用いた主荷重，プレストレス，乾燥収縮および温度差応力を指すものである。 合成ゲタ降伏時の合成作用を確保する目的で行う。	3.10)
5	橋梁と基礎 S43.2 (1968)	《解説》プレストレストコンクリート合成ゲタ設計（含施工）要領（案）	クリープ，乾燥収縮の影響，ケタコンクリートと床版コンクリートとのクリープ差，乾燥収縮差及び温度差による影響なども考慮しなければならない。ただし，コンクリートのクリープ差と乾燥収縮差による応力は一般に小さく，特別な場合を除いて計算を省略してよいことにしている。	3.7)
			接合部に及ぼす死荷重の影響によるせん断力の計算には，**合成後の死荷重のほかに，合成前の死荷重の 1/2 を考慮しなければならない。**合成ゲタに合成前の死荷重の 1/2 をとることに対して過大であるとの議論があったが，**荷重の再分配，床版の打設順序なども考慮して鋼合成ゲタに用いていると同様に取り扱うと定めた。**	
6	PC 道示 S43.3 (1968)	合成げた橋において，PC **げたと床版とのクリープ及び乾燥収縮差による影響は，特別な場合を除いては計算しなくてもよい。**	特別な場合とは，たとえばけたと床版とのコンクリートの材齢差が 3 ヶ月以上か，けた断面に比べて床版の断面が著しく大きく，クリープ及び乾燥収縮差の影響が無視できないと考えられる場合。	3.3)
		接触面のせん断応力度を算定する際のせん断力Ｓ： **（合成前荷重×1/2＋合成後荷重）**によるせん断力		
7	橋梁と基礎 S44.3 (1969)	《解説》プレストレストコンクリート道路橋示方書の主要点	接触面のせん断応力度を計算する場合は，合成後荷重のほかに合成前荷重の 1/2 を考慮しなければならない。これは，**コンクリートのクリープ差の影響を無視していること，荷重の再分配，床版の打設順序などの影響を考えて，鋼合成ゲタ設計施工指針に準じたものである。**	3.11)
8	道示鋼橋編 S47(1972)	ずれ止めは，各種荷重の組合せによる鋼げたと版のコンクリートとの間のせん断力が最も大きくなる場合について設計するものとする。 ずれ止めの設計には許容応力度の割増しを考慮してはならない。	**各種荷重とは，合成後死荷重，活荷重，プレストレス，乾燥収縮及び温度差等を指すものである。**	3.6)
9	道示 Q&A S47(1972)	【質問】 合成げたのずれ止めの設計せん断力には従来計算値のほかに合成されない死荷重の 1/2 を加算していたが，新しい示方書では計算値のみとなっている。この理由はなぜか。	【回答】 **降伏に対する安全度の照査はずれ止めに対しても行うことに改訂しているので，前示方書の死荷重 1/2 加算の主旨はこの条に生かされている。**	3.12)
10	道示コンクリート橋編 S53(1978)	応力度の照査にあたっては，けたと床版における**コンクリートのクリープの差及び乾燥収縮の差を考慮するのを原則とする。**	単純合成Ｔげた橋などでは，コンクリートのクリープ，乾燥収縮差の影響が比較的大きくなる場合が多いので，特別な場合を除いて，これらの影響を考慮するのを原則とする。特別の場合とは，けた断面に対する床版断面の割合がとくに小さい場合などである。	3.8)
		けたと床版の結合面における設計荷重作用時のコンクリートのせん断応力度の照査は，**けたと床版の合成前に作用する荷重の 1/2 と合成後に作用する荷重の組合せのうち，**けたと床版の結合面に生じるせん断力が最大となる荷重の組合せについて行うものとする。	ずれ止めの設計に用いる荷重は，理論的には合成後荷重の組合せのうち，けたと床版の間のせん断応力度がもっとも大きくなるものを考慮すればよいが，**けたと床版の合成作用の発生時期やその後の応力分担，とくにコンクリートのクリープ，乾燥収縮差の影響など十分解明されていない問題も残されているので，安全を考慮して，合成前に作用する荷重の 1/2 を考慮した場合についても検討するものとした。**	
11	道示鋼橋編 H2(1990)	ずれ止めは，各種荷重の組合せによる鋼げたと版のコンクリートとの間のせん断力が最も大きくなる場合について設計するものとする。 ずれ止めの設計には許容応力度の割増しを考慮してはならない。	各種荷重とは，合成後死荷重，活荷重，プレストレス，乾燥収縮及び温度差を指すものである。	3.13)
12	道示コンクリート橋編 H14(2002)	応力度の照査にあたっては，プレキャストげたと場所打ち床版におけるコンクリートのクリープ及び乾燥収縮の差を考慮するものとする。	単純合成Ｔげた橋等では，コンクリートのクリープ，乾燥収縮差の影響が比較的大きくなる場合が多いので，これらの影響を考慮するものとする。ただし，けた断面に対する床版断面の割合が小さい場合は，これらの影響を考慮しなくてもよい。	3.1)
		けたと床版の結合面におけるコンクリートのせん断応力度の照査は，それらの合成前に作用する荷重の 1/2 と合成後に作用する荷重の組合せのうち，結合面に生じるせん断力が最大となる荷重の組合せについて行うものとする。	ずれ止めの設計に用いるせん断力は，理論的には，合成後に作用する荷重の組合せのうち，けたと床版の合成作用の発生時期やその後の応力分担，とくにコンクリートのクリープの影響等十分に解明されていない問題も残されているので，安全を考慮して，合成前に作用する荷重の 1/2 を考慮した場合についても検討するものとした。	

注）網掛けは鋼合成げた橋関連

3.1.3　前死荷重 1/2 の影響度

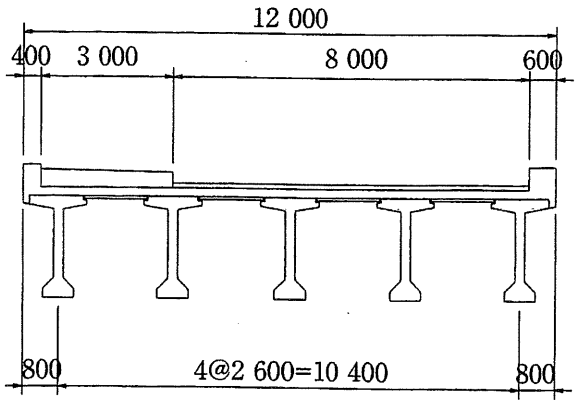
PC コンポ橋の設計において接合部の水平せん断応力度に占める各荷重の影響度を試算した。この試算は，図-3.1.2 に示す幅員構成で，支間長 25～45 m の単純げたを対象として実施した。これらの試算は PC 建協において「PC コンポ橋　設計・施工の手引き」[3.14]作成時に行われた試設計データを再整理したものである。図-3.1.3 に試算結果を示す。主な結果は次のとおりである。

① 設計水平せん断応力度における 1/2 前死荷重による応力度の比率は，いずれの幅員においても約 2 割である。

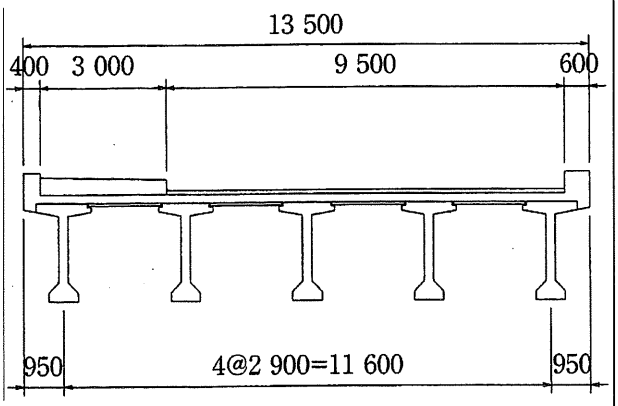
② 設計水平せん断応力度における橋面荷重(舗装，地覆，高欄などの後死荷重)＋活荷重による応力度の比率は 32～45%，温度差による応力度の比率は 35～50%，クリープ差による応力度の比率は 5～8%である。

なお，後述するように，前死荷重 1/2 を考慮しない場合には，主げた間隔 3.5～3.8 m の一部の支間長を除いて，ずれ止め鉄筋の必要量が最小ずれ止め鉄筋比 0.2%以下となることがわかった。

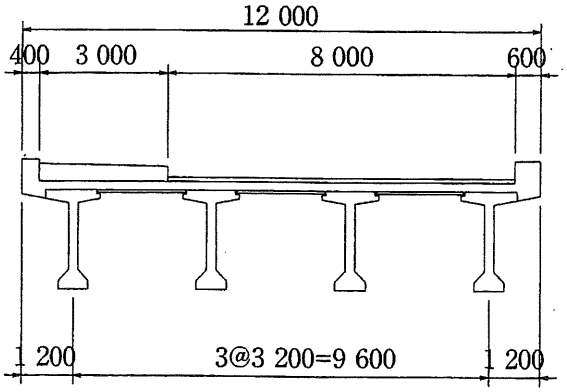
主げた間隔@2.6m　雪荷重無し（幅員⑩）



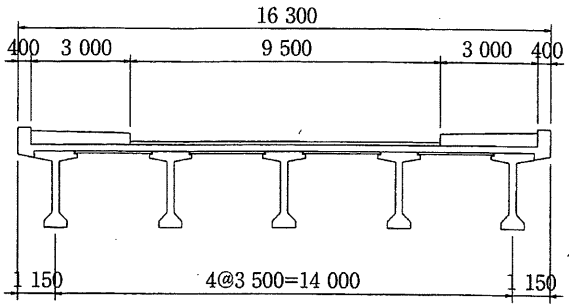
主げた間隔@2.9m　雪荷重無し（幅員④）



主げた間隔@3.2m　雪荷重有り（幅員⑩）



主げた間隔@3.5m　雪荷重有り（幅員⑦）



主げた間隔@3.8m　雪荷重有り（幅員④）

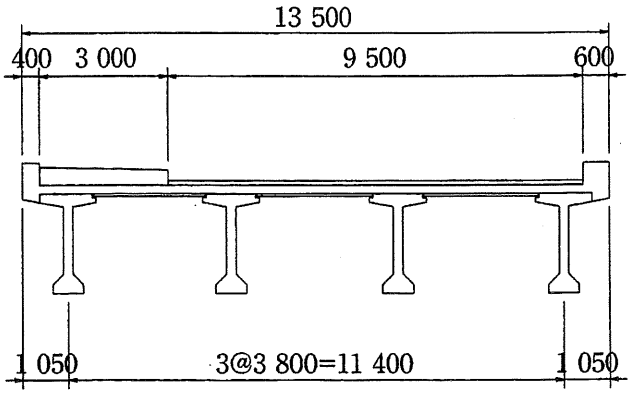
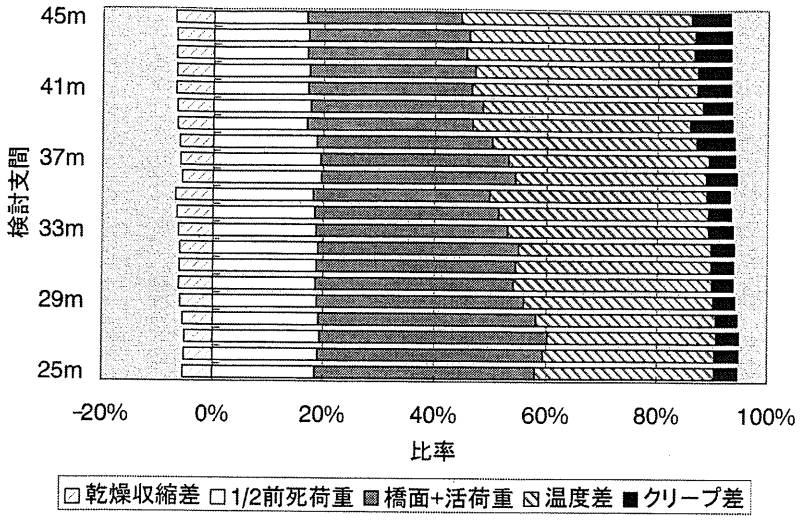
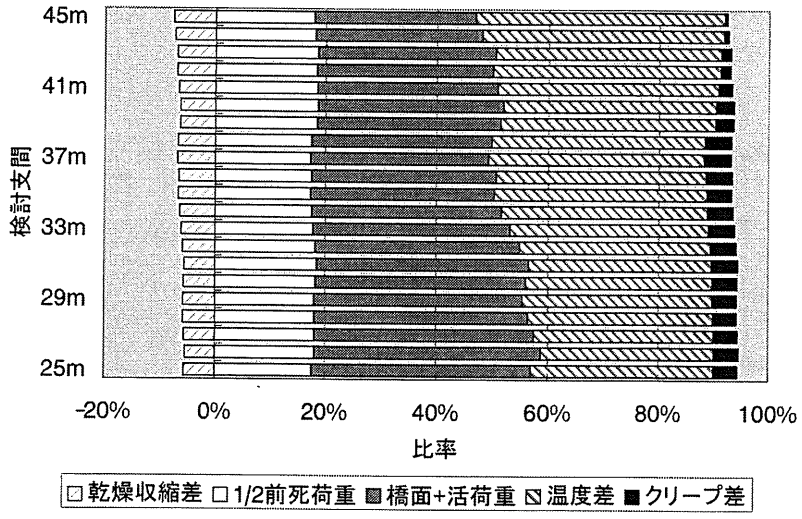


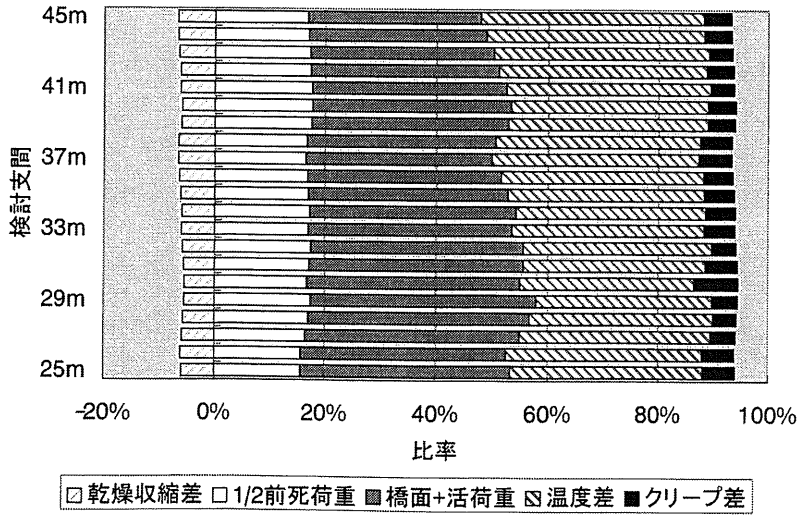
図-3.1.2　試設計の対象とした幅員構成



(a) 主げた間隔@2.6m 雪荷重考慮なし

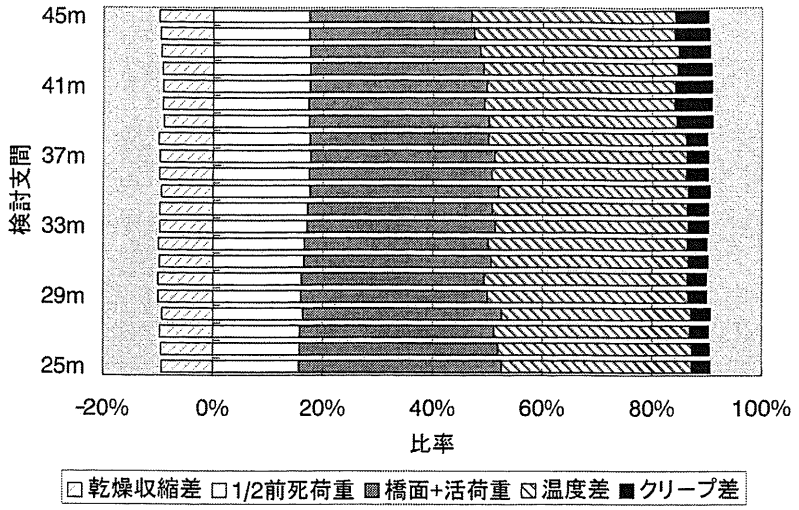


(b) 主げた間隔@2.9m 雪荷重考慮なし

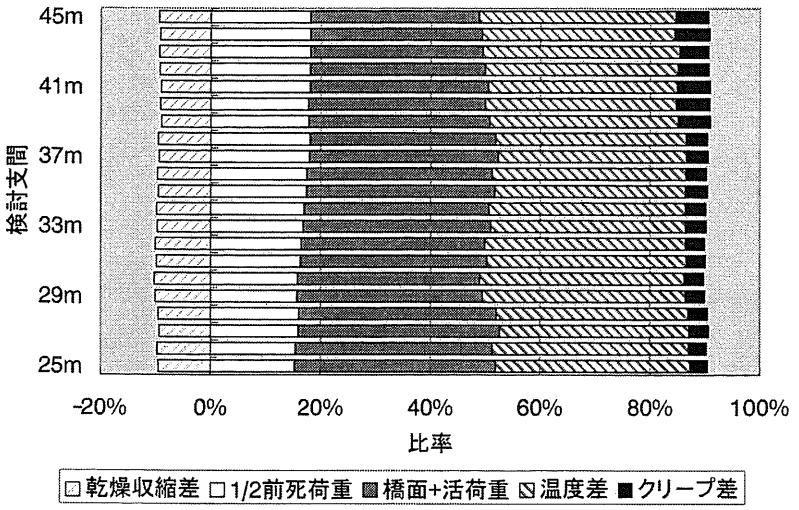


(c) 主げた間隔@3.2m 雪荷重考慮あり

図-3.1.3 水平せん断応力度における各荷重による応力度の比率



(d) 主げた間隔@3.5m　雪荷重考慮あり



(e) 主げた間隔@3.8m　雪荷重考慮あり

図-3.1.3(続き)　水平せん断応力度における各荷重による応力度の比率

3.1.4　クリープ，乾燥収縮の影響

(1) 道示Ⅲコンクリート橋編の規定

合成げた橋の設計においては，施工段階ごとの断面変化を考慮して設計が行われている。この際，主げたと床版のクリープ差，乾燥収縮差の影響により発生する内部応力の影響については，道示Ⅲ，11.2 解説 [3.1] に示される断面力，応力度算定式により照査が行われている。道示に示される単純げたの場合の断面力算定式を以下に示す。計算において想定した断面内の断面力状態図を図-3.1.4 に示す。

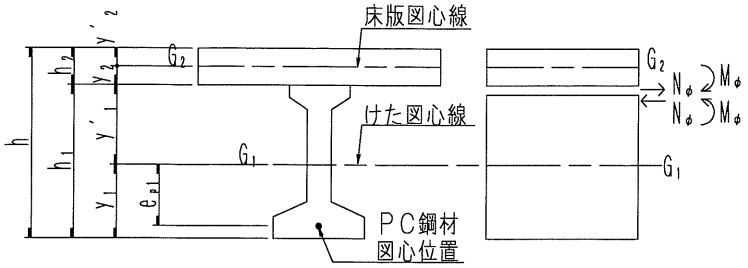


図-3.1.4　断面内の断面力状態 [3.1]

①クリープ差による影響

$$N_\phi = -\frac{K'}{C^2 - BF}\left[P\left\{B\left(y'_1 \cdot e_{pl} - r_{c1}^2\right) - C \cdot e_{pl}\right\} + M_{d1}\left(C - B \cdot y'_1\right)\right] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}\left(C - B \cdot y'_1\right)$$

$$M_\phi = -\frac{K'}{BF - C^2}\left[P\left\{C\left(y'_1 \cdot e_{pl} - r_{c1}^2\right) - F \cdot e_{pl}\right\} + M_{d1}\left(F - C \cdot y'_1\right)\right] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}\left(F - C \cdot y'_1\right)$$

ここに，$B = 1 + m$

$C = y'_1 - m\, y_2$

$F = y'^2_1 + r_{c1}^2 + m r_{c2}^2 + m\, y_2^2$

$m = \dfrac{E_{c1} \cdot I_{c1}}{E_{c2} \cdot I_{c2}}$

$K = \dfrac{\phi_\infty}{1 + \phi_\infty}$

$K' = \dfrac{\phi_t}{1 + \phi_\infty}$

ϕ_t: 床版を合成してから後のクリープ係数

P ：PC鋼材の引張力

M_{d1}: けた断面の死荷重による曲げモーメント

M_{d2}: 床版断面の死荷重による曲げモーメント

I_{c1}，r_{c1}，E_{c1}: けたの断面2次モーメント，断面2次半径，弾性係数

I_{c2}，r_{c2}，E_{c2}: 床版の断面2次モーメント，断面2次半径，弾性係数

②乾燥収縮差による影響

$$N_s=\varepsilon_s\cdot E_{cl}\cdot I_{cl}\cdot\frac{B}{BF-C^2}\cdot\frac{1}{1+\phi_\infty}$$

$$M_s=\varepsilon_s\cdot E_{cl}\cdot I_{cl}\cdot\frac{C}{C^2-BF}\cdot\frac{1}{1+\phi_\infty}$$

ここに,　ε_s：けたと床版の乾燥収縮差

(2) Mattock による研究

前項の道示に記されている算定式は，1961 年の Mattock の PCA 研究報告書[3.15),3.16)]が参考にされたようである[3.7)]。Mattock は，プレキャストげたのクリープ及びプレキャストげたと場所打ち床版の間のクリープ，乾燥収縮差が連続 PC 合成げたの挙動に及ぼす影響について実験的検討を行った。供試体は，各支間 10m の 2 径間連続 PC 合成げた 2 体が用意された。また，クリープ・乾燥収縮差の影響に関する二つの解析法(McHenry のクリープ係数法及び Ross の有効係数法)を取り上げ，その適用性を実験値との比較により検討された。その結果，両者ともに適用性がよく，実験値は概ね両者の中間にあることが確認された。以下にその解析法の概略と実験の概要を紹介する。

① 2 つの解析法

合成断面内における断面力の状態を図-3.1.5 のように仮定し，プレキャストげたのたわみ変化と床版のたわみ変化が等しいこと，プレキャストげた上縁の長さ変化と床版下縁の長さ変化が等しいことを条件として軸力 X，曲げモーメント M を求める。この際に，時間 dT ごとの X，M の変化量算定にあたって，係数 $(1-e^{-\phi})$を用いる方法(クリープ係数法)と，$E'=E/(1+\phi)$を用いる方法(有効係数法)が当時提案されていた。

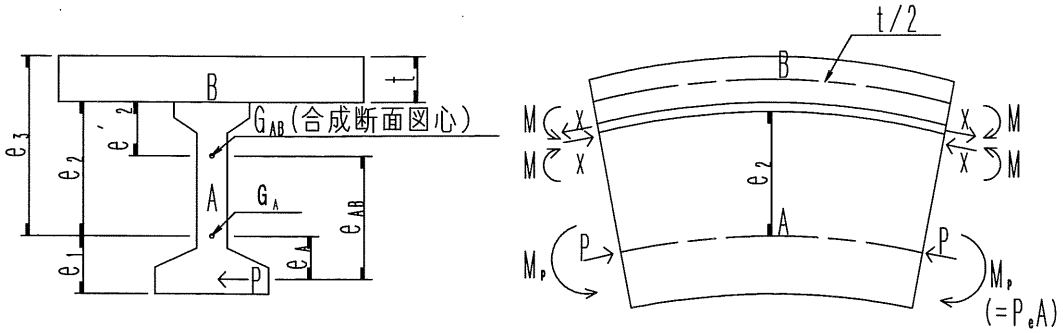


図-3.1.5　合成断面内の断面力状態[3.15),3.16)]

a) クリープ係数法

プレストレスによるクリープの影響について，次式が示されている。

$$X=M_p\left[\frac{C-B\left(e_2-r_A{}^2/e_A\right)}{C^2-B\cdot F}\right]\left(1-e^{-\phi}\right)=P\left[\frac{C\cdot e_A-B\left(e_2\cdot e_A-r_A{}^2\right)}{C^2-B\cdot F}\right]\left(1-e^{-\phi}\right)$$

$$M=M_p\left[\frac{F-C\left(e_2-r_A{}^2/e_A\right)}{B\cdot F-C^2}\right]\left(1-e^{-\phi}\right)=P\left[\frac{F\cdot e_A-C\left(e_2\cdot e_A-r_A{}^2\right)}{B\cdot F-C^2}\right]\left(1-e^{-\phi}\right)$$

床版コンクリート打設後にプレストレスを導入した場合の軸力 X'，曲げモーメント M' は，初期の弾性作用のみを考慮して次式となる。

$$X'=M_p\left[\frac{C-B\left(e_2-r_A{}^2/e_A\right)}{C^2-B\cdot F}\right]=P\left[\frac{C\cdot e_A-B\left(e_2\cdot e_A-r_A{}^2\right)}{C^2-B\cdot F}\right]$$

$$M'=M_p\left[\frac{F-C\left(e_2-r_A{}^2/e_A\right)}{B\cdot F-C^2}\right]=P\left[\frac{F\cdot e_A-C\left(e_2\cdot e_A-r_A{}^2\right)}{B\cdot F-C^2}\right]$$

上記により，以下の関係式が成立する。この関係式は，死荷重の影響についても同様である。

$$X=X'\left(1-e^{-\phi}\right)$$
$$M=M'\left(1-e^{-\phi}\right)$$

段階施工された合成けたのクリープの影響は，合成断面に一度に断面力が作用するものとして算定した断面力を$(1-e^{-\phi})$倍したものと等しい。

ここに，

$B=1+m'$

$C=e_2-m'\dfrac{t}{2}$

$m'=\dfrac{E_AI_A}{E_BI_B}$

$F=e_2{}^2+r_A{}^2+m'\left(\dfrac{t}{2}\right)^2+m'r_B{}^2$

I_A、E_A: プレキャストけたの断面２次モーメント，弾性係数

I_B、E_B: 床版の断面２次モーメント，弾性係数

また，乾燥収縮差の影響についても，軸力X_S，曲げモーメントM_Sをクリープの場合と同様に変形の適合条件を用いて算定し，次式が示されている。

$$X_s'=\varepsilon_s E_A I_A\left(\frac{B}{B\cdot F-C^2}\right)$$

$$M_s'=\varepsilon_s E_A I_A\left(\frac{C}{C^2-B\cdot F}\right)$$

ここに、ε_s: 乾燥収縮差によるひずみ

$$X_s=X_s'\left(\frac{1-e^{-\phi}}{\phi}\right)$$

$$M_s=M_s'\left(\frac{1-e^{-\phi}}{\phi}\right)$$

上式において，X_S', M_S'は，乾燥収縮差がクリープの影響を受けないものとして算定した断面力である。これを，$(1-e^{-\phi})/\phi$倍することにより最終的な断面力が算定できる。

b) 有効係数法

有効係数$E'=E/(1+\phi)$を適用することにより，プレストレスによるクリープの影響について，次式が示されている。

$$X=\left(\frac{\phi}{1+\phi}\right)\left[\frac{M_p(C-B\cdot e_2)+B\cdot P\cdot {r_A}^2}{C^2-B\cdot F}\right]$$

$$=\left(\frac{\phi}{1+\phi}\right)P\left[\frac{C\cdot e_A-B\left(e_2e_A-{r_A}^2\right)}{C^2-B\cdot F}\right]=\left(\frac{\phi}{1+\phi}\right)X'$$

$$M=\left(\frac{\phi}{1+\phi}\right)\left[\frac{M_p(F-C\cdot e_2)+C\cdot P\cdot {r_A}^2}{B\cdot F-C^2}\right]$$

$$=\left(\frac{\phi}{1+\phi}\right)P\left[\frac{F\cdot e_A-C\left(e_2e_A-{r_A}^2\right)}{B\cdot F-C^2}\right]=\left(\frac{\phi}{1+\phi}\right)M'$$

この関係式は，死荷重の影響についても同様である。

また，乾燥収縮差による影響については次式により算定できる。

$$X_s=\left(\frac{1}{1+\phi}\right)\left(\frac{\varepsilon_s E_A I_A B}{B\cdot F-C^2}\right)=\left(\frac{1}{1+\phi}\right)X_s'$$

$$M_s=\left(\frac{1}{1+\phi}\right)\left(\frac{\varepsilon_s E_A I_A C}{C^2-B\cdot F}\right)=\left(\frac{1}{1+\phi}\right)M_s'$$

② 実験の概要

実験は，2 径間連続 PC 合成げたにおける，クリープ，乾燥収縮差によって中間支点に生じる拘束モーメントの影響に着目して行われた。拘束モーメントとしては，プレキャストげたのクリープ変形が床版により拘束される影響や，床版の乾燥収縮がプレキャストげたにより拘束される影響などが考慮された。実験の目的，計測項目等は，以下に示すとおりである。また，図-3.1.6 に供試体の断面図を示す。

計測項目　：中間支点の支点反力（ロードセル），主げたのたわみ，連続鉄筋のひずみ

試験方法　：長期測定（2 年間），短期載荷荷重試験（設計荷重載荷による連続げたとしての性状確認），破壊荷重試験（長期測定終了後）

試験体　　：支間 2@10m，桁高 648 mm，2 径間連続 PC 合成げた（約 10 m のプレキャストげたを連結，床版は一括打設），2 体（1 体は正負の連続鉄筋を配置し，1 体は正の連続鉄筋の配置なし）

乾燥収縮測定：主げた，床版コンクリートの無拘束の乾燥収縮測定

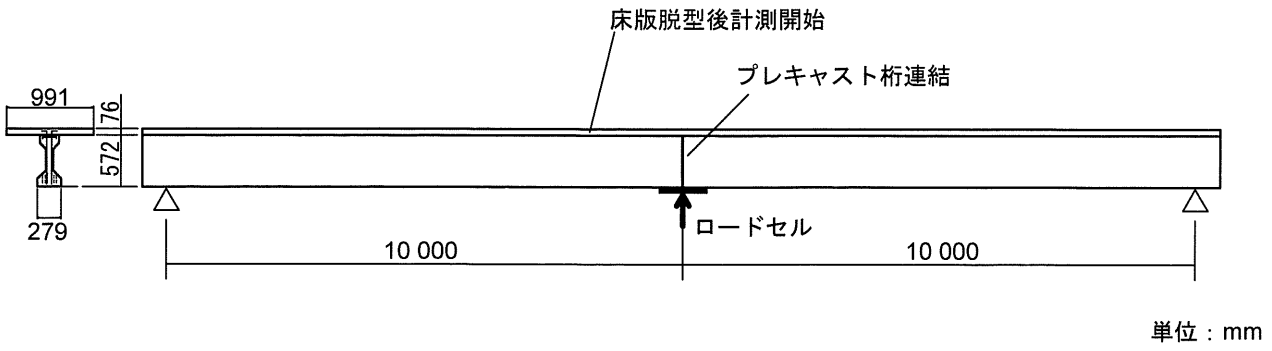


図-3.1.6　供試体の一般図

③　結果の概要

長期測定の結果から，測定された中間支点反力が 2 つの解析法により算定された反力と概ね整合することが確認された(図-3.1.7)[3.15]。ただし，脱型後 100 日以内で計算値と実測値の差が見られた。これは，乾燥収縮差の影響を過大に評価したことによるとしている。床版コンクリートのクリープがおそらく初期の段階に大きかったと考えられ，これによって乾燥収縮の影響が軽減されたと推察された。

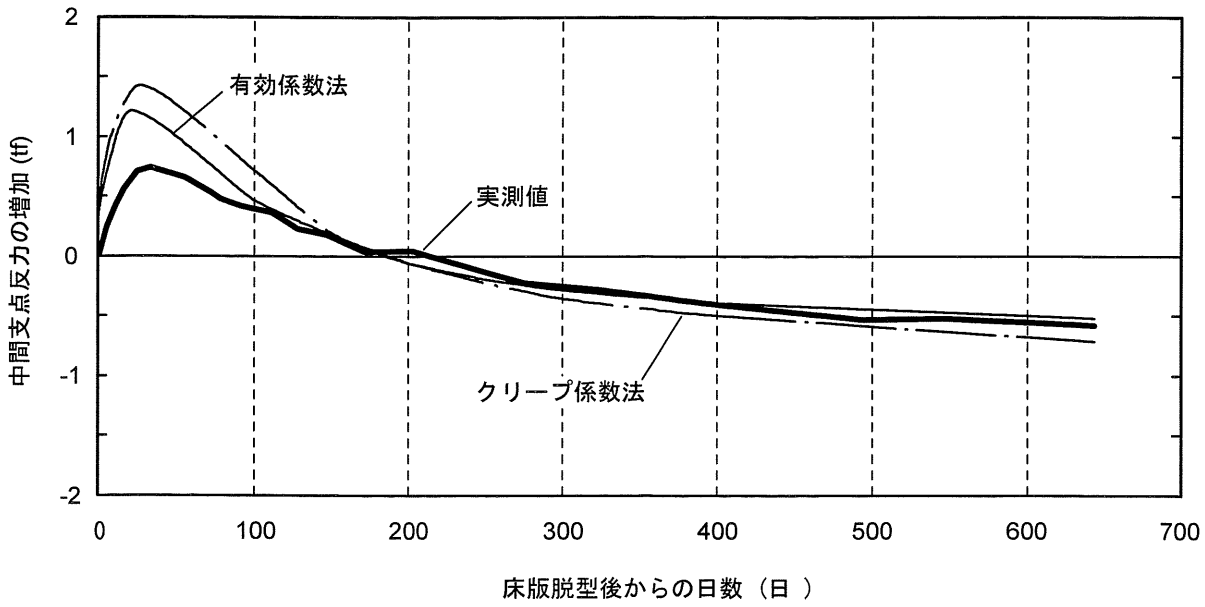


図-3.1.7　中間支点反力の変化に関する解析値と実験値の比較[3.15]

(3) 鋼合成げたにおける規定

1) 規定の変遷

表-3.1.4 に鋼合成げたのクリープ，乾燥収縮の影響に関する規定の変遷を示す。鋼合成げたにおいては，昭和 35 年の鋼合成げた指針[3.2]の制定当時からコンクリート床版のクリープ，乾燥収縮の影響について規定されていた。鋼合成げた指針はその後，昭和 47 年の道示Ⅱ鋼橋編[3.6]に併合され，その際，クリープ係数，乾燥収縮の影響の算定式が見直され，現行道示に至っている。この見直しは，①クリープ，乾燥収縮の影響を算定する際に，合成断面図心に作用する曲げモーメントを床版と鋼けたのそれぞれの図心位置に作用する曲げモーメントと軸力に分解して算定していたものを，その他の死荷重，活荷重同様に合成断面に作用させて算定することに修正するとともに，②クリープの影響を算定する際の鋼とコンクリートのヤング係数比 n_1 として $n_1 = n(1+\phi_1/2)$ を考慮することとしたものである[3.6), 3.17)]。

表-3.1.4 鋼合成げたのクリープ，乾燥収縮の影響に関する規定の変遷

鋼道路橋の合成げた規準類		クリープ係数	乾燥収縮度	算定式
1960(S35)	鋼合成げた指針	2.5	18×10^{-5}	—
1965(S40)	鋼合成げた指針	2.0	18×10^{-5}	—
1972(S47)	道示Ⅱ 鋼橋編	2.0	18×10^{-5}	見直し
1980(S55)	道示Ⅱ 鋼橋編	2.0	20×10^{-5}	—
2002(H14)	道示Ⅱ 鋼橋編	2.0	20×10^{-5}	—

2) 鋼合成げた指針の規定

鋼合成げた指針[3.10)]に示されていたクリープ，乾燥収縮の影響の算定式を以下に示す。

①クリープの影響

合成げたのコンクリート断面に最初に作用している曲げモーメント M_o を，コンクリート断面に作用する軸力 N_{co} と曲げモーメント M_{co}，鋼げたに作用する軸力 N_{so} と曲げモーメント M_{so} に分解し，これがクリープ変形することにより $N_{co}+N_c$，$M_{co}+M_c$，$N_{so}+N_s$，$M_{so}+M_s$ が生じるものとして算定する。

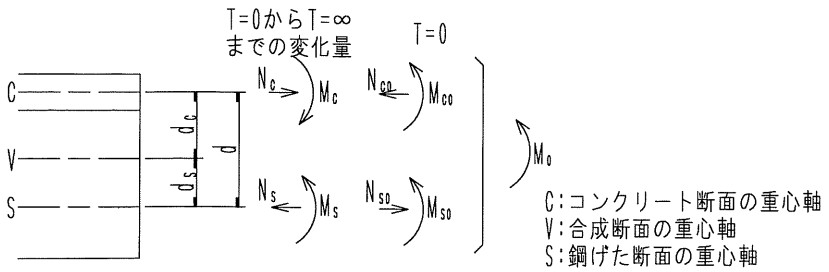


図-3.1.8 鋼合成げた指針のクリープの断面力の考え方[3.10)]

$$N_c = -N_s = -N_{co}\left(1-e^{-F\phi_1}\right)+\frac{M_{co}}{1-F}\cdot\frac{A_c d\cdot F}{I_c+nI_s}\cdot\left(e^{-F\phi_1}-e^{-\phi_1}\right)$$

$$F=\frac{1}{1+\dfrac{A_c}{nA_s}+\dfrac{A_c d^2}{I_c+nI_s}}$$

$$N_{co} = -N_{so} = -\frac{d_c A_c}{nI_v}\cdot M_o$$

$$M_s = d\cdot N_c - M_c$$

$$M_c = -M_{co}\left(1-e^{-\phi_1}\right)+\frac{H}{1-F}\left(e^{-F\phi_1}-e^{-\phi_1}\right)$$

$$H=\frac{I_c}{nI_s}\cdot d\cdot F\cdot N_{co}$$

$$M_{co}=\frac{I_c}{nI_v}\cdot M_o$$

ここで，ϕ_1: 時間T＝0からT＝∞までの間のクリープ係数(2.0)

②乾燥収縮の影響

乾燥収縮度 $\varepsilon_s=18\times10^{-5}$，クリープ係数 $\phi_2=2\phi_1=4.0$ を標準とし，クリープの影響を考慮したヤング係数比 $n_\phi=n(1+\phi_2/2)$を用いて，以下の算定式により乾燥収縮による影響を考慮する。

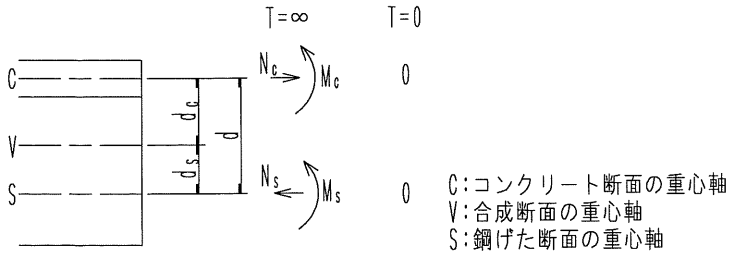


図-3.1.9　鋼合成げた指針の乾燥収縮の断面力の考え方 3.10)

$$N_c = -N_s = E'_c\cdot A_c\cdot\varepsilon_s\cdot F$$

ただし、$E'_c=\dfrac{E_s}{n_\phi}$とする

$$M_v = N_c\cdot d_c / F$$

$$M_c = N_c\cdot d\cdot\frac{I_c}{I_c+n_\phi I_s}$$

$$M_s = N_c\cdot d\cdot\frac{n_\phi\cdot I_s}{I_c+n_\phi I_s}$$

$$F=\frac{1}{1+\dfrac{A_c}{n_\phi A_s}+\dfrac{A_c d^2}{I_c+n_\phi I_s}}$$

ここに，ε_s: コンクリートの最終乾燥収縮度$\left(18\times10^{-5}\right)$

3) 現行道示Ⅱ鋼橋編の規定

道示Ⅱ11.2.6, 11.2.8の規定を以下に示す[3.18]。コンクリート床版のみがクリープ変形，乾燥収縮することから，床版に作用するクリープ，乾燥収縮による軸方向力を算出し，これを合成断面に作用させることによりクリープ，乾燥収縮の影響を考慮する。

①クリープの影響

クリープ断面力の求め方は，道示Ⅱ11.2.6の規定により図-3.1.10に示すとおりである。鋼げたによる拘束を受けない場合に生じるクリープひずみに対し，このひずみを元に戻すために必要な引張力 P_ϕ を作用させて元に戻した後（状態(b)），コンクリート床版と鋼げたを合成させて P_ϕ を解放すれば合成断面には P_ϕ の偏心軸圧縮力が作用することとなる（状態(c)）。したがって，状態(b)と(c)を重ね合わせることによってクリープの影響を考慮するものである。

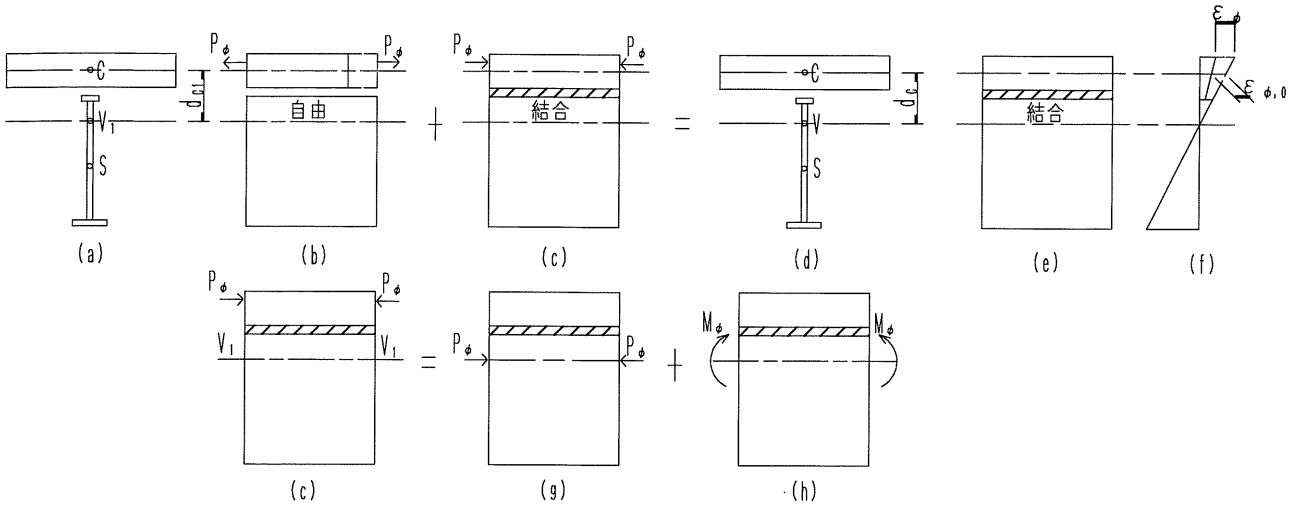


図-3.1.10 現行道示鋼橋編のクリープの断面力の考え方[3.18]

床版コンクリートのクリープによる応力度は，標準のクリープ係数 $\phi_1 = 2.0$ として算出する。

図-3.1.10を参照し，$n = E_s/E_c$ のかわりに $n_1 = n(1+\phi_1/2)$ を用いて求めた合成断面の重心軸 V_1，鋼に換算した断面二次モーメントを I_{v1}，鋼に換算した断面積を A_{v1}，圧縮応力を正として次式により算出する。

床版のコンクリート部

$$\Delta\sigma_c = \frac{1}{n_1}\left(\frac{P_\phi}{A_{v1}} + \frac{M_\phi \cdot y_{v1}}{I_{v1}}\right) - E_{c1}\frac{\sigma_c}{E_c}\phi_1$$

鋼げた部

$$\Delta\sigma_s = \frac{P_\phi}{A_{v1}} + \frac{M_\phi \cdot y_{v1}}{I_{v1}}$$

ここに,

$$P_\phi = E_{c1} \cdot A_c \cdot \varepsilon_{\phi o} = E_{c1} \cdot A_c \cdot \frac{N_c}{E_c \cdot A_c}\phi_1 = \frac{2\phi_1}{2+\phi_1}N_c$$

$$E_{c1} = E_c / (1 + \phi/2)$$

$$M_\phi = P_\phi\left(d_{c1} + r_c^{\,2}/d_c\right) \fallingdotseq p_\phi \cdot d_{c1}$$

$$r_c^{\,2} = I_c / A_c$$

$$N_c = \frac{M_d}{nI_v} d_c \cdot A_c$$

②乾燥収縮の影響

床版コンクリートの最終乾燥収縮度 $\varepsilon_s = 20\times10^{-5}$, クリープ係数 $\phi_2=2\phi_1=4.0$ を標準として，次式により算出する。クリープ係数 ϕ_2 は，収縮が生じるときのコンクリートの材齢が非常に若いこと，また収縮の大部分が早期に終了することを考慮して規定されている。

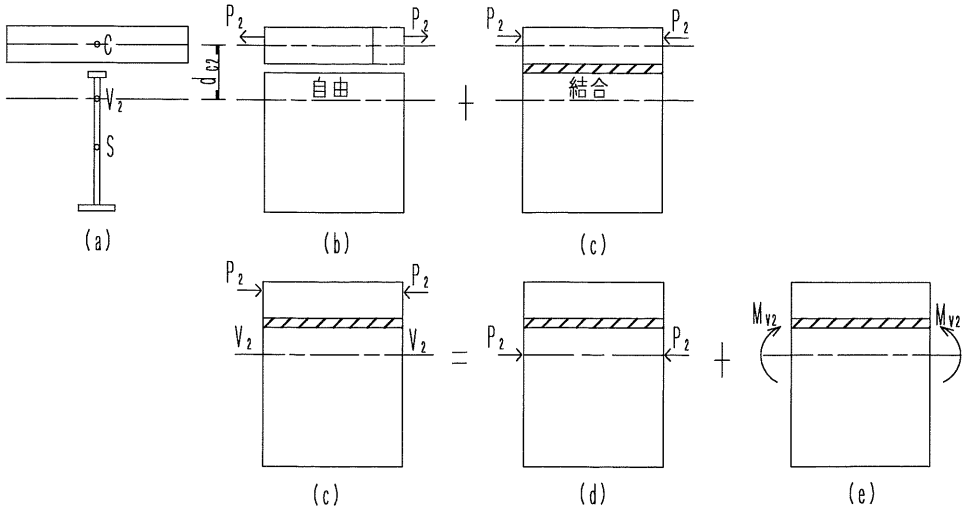


図-3.1.11　現行道示鋼橋編の乾燥収縮の断面力の考え方 3.18)

図-3.1.11 を参照し，$n = E_s/E_c$ のかわりに $n_2 = n(1+\phi_2/2)$ を用いて求めた合成断面の重心軸 V_2，鋼に換算した断面二次モーメントを I_{v2}，鋼に換算した断面積を A_{v2} として次式により算出する。

床版のコンクリート部

$$\sigma_c = \frac{1}{n_2}\left(\frac{P_2}{A_{v2}} + \frac{M_{v2}\cdot y_{v2}}{I_{v2}}\right) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$$

鋼げた部

$$\sigma_s = \frac{P_2}{A_{v2}} + \frac{M_{v2}\cdot y_{v2}}{I_{v2}}$$

ここに，

$P_2 = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_c / n_2 = E_{c2}\cdot\varepsilon_s\cdot A_c$

$E_{c2} = E_s / n_2$

$n_2 = n(1+\phi_2/2)$

$M_{v2} = P_2\cdot d_{c2}$

4) 鋼合成げたとPC合成げたの相違点

①鋼合成げたは床版のみがクリープ，乾燥収縮するが，PC 合成げたにおいては主げた，床版ともにクリープ，乾燥収縮する。

②それぞれの材齢修正弾性係数は次のとおりである。

鋼合成げた：$1/(1+1/2\cdot\phi)$

PC 合成げた：$1/(1+\phi)$

③クリープ係数，乾燥収縮度

鋼合成げたにおいては標準値を考慮することとしているが，PC 合成げたにおいては施工材齢や断面形状，環境条件に応じて算定している。鋼合成げたにおいては，若材齢における乾燥収縮の影響をクリープ係数で補正することによって考慮している。

(4) 場所打ち PC 箱げた橋の打継目を対象とした試算例

PC 合成げたにおけるクリープ，乾燥収縮の影響は，前掲図-3.1.2 で単純げたの PC コンポ橋の例をみることができる。ここでは，もう一つの試算例として，3 径間連続の場所打ち PC 箱げた橋の打継目を対象に検討した結果を示す。一般に場所打ち PC 箱げた橋はウェブと上床版を分割して施工される。この時に，ウェブと上床版に材齢差が生じることとなり，クリープ及び乾燥収縮による内部応力が発生すると考えられる。この材齢差によって生じる打継目のせん断力を算定する。

対象とした橋梁諸元は次のとおりである。

1) 橋梁諸元

構造形式：3 径間連続 PC 箱げた橋

橋長：132 m

支間：40 m + 50 m + 40 m

全幅員：9.2 m

2) 材料諸元

コンクリートの設計基準強度：36 N/mm^2

鉄筋の設計引張降伏点：295 N/mm^2

3) 試算の対象とした構造

図-3.1.12 に試算の対象とした橋梁の側面図及び平面図を，図-3.1.13 に断面図をそれぞれ示す。試算では，図-3.1.14 に示す断面を想定した。

4) ウェブと上床版の材齢差

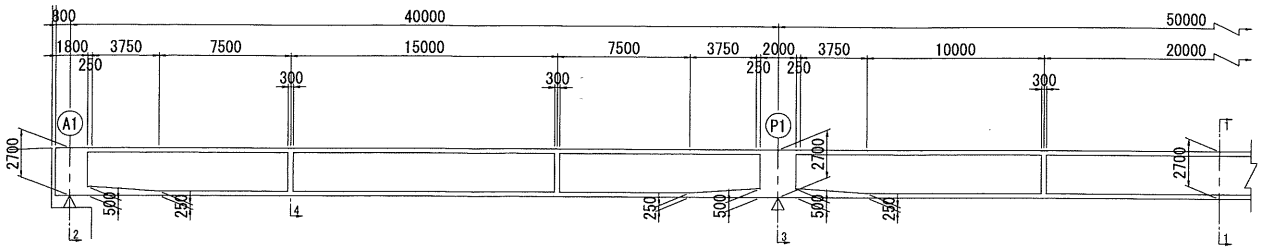
ウェブと上床版の打継目に作用するクリープ及び乾燥収縮差による拘束軸力を試算するため，表-3.1.5 に材齢差とその値に応じたクリープ係数，乾燥収縮度を示す。

5) 着目断面

検討する着目断面(節点)は図-3.1.15 に示す端支点付近，中間支点付近，支間中央付近とする。

6) 試算結果

各着目点における死荷重，活荷重及び温度の影響によるせん断力は，構造解析値から算出される設計せん断応力度から単位長さあたりのせん断力に換算したものを使用する。また，クリープ及び乾燥収縮差によるせん断力は，単位長さあたりの軸力差と単位長さあたりの変形拘束力をそれぞれ算出し，合算したものを単位長さあたりの水平せん断力とした。表-3.1.6 にウェブと上床版との打継目におけるクリープ及び乾燥収縮差による内部応力(拘束軸力)を示す。表-3.1.7 にウェブと上床版に生じるせん断力を，表-3.1.8 に，クリープ及び乾燥収縮差によるせん断力の設計せん断力に対する比率を示す。ウェブと上床版の界面に発生するクリープ及び乾燥収縮差によるせん断力は，設計せん断力に対して 2～5 %程度であった。また，この試算事例では，側径間の支間中央(着目接点 7)で，クリープ及び乾燥収縮の影響が大きかった。



平　面　図

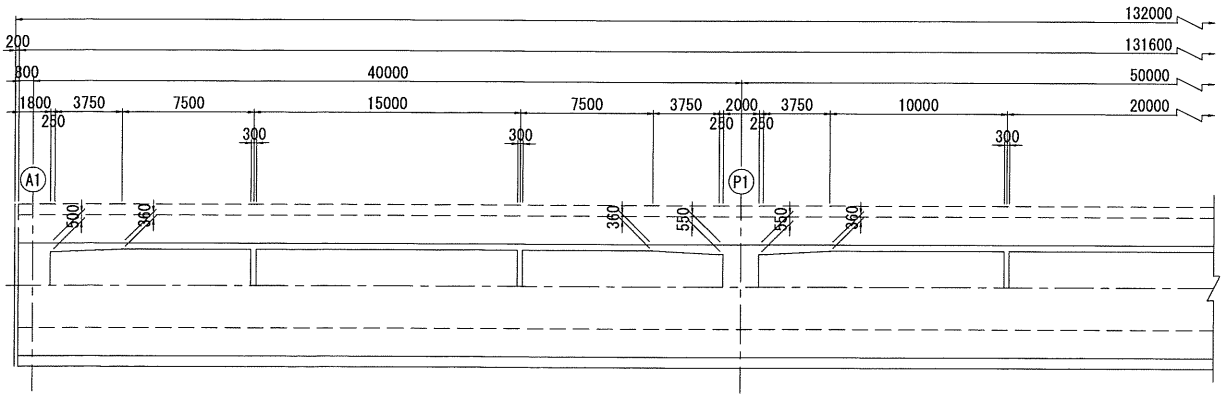
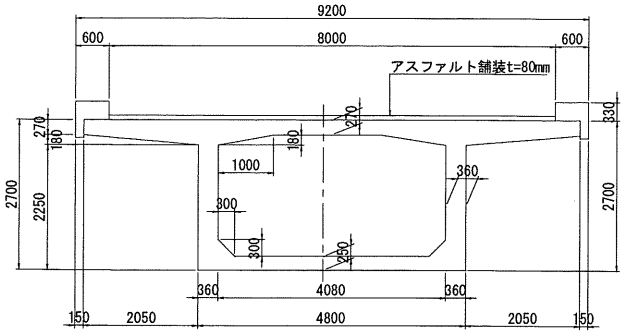
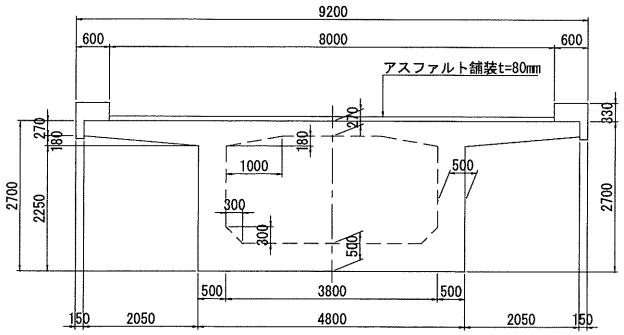


図-3.1.12　試算の対象とした構造の側面図及び平面図

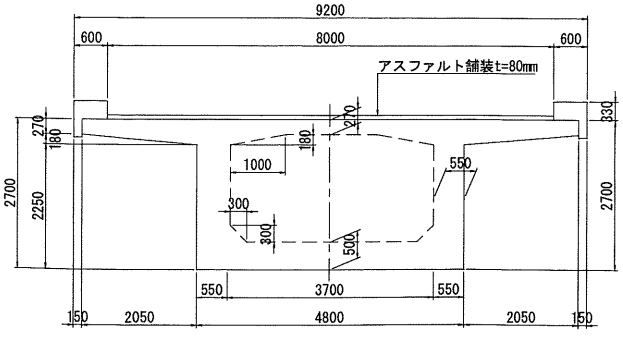
標 準 部
（ 1 － 1 ）



端 支 点 部
（ 2 － 2 ）



中 間 支 点 部
（ 3 － 3 ）



中 間 隔 壁 部
（ 4 － 4 ）

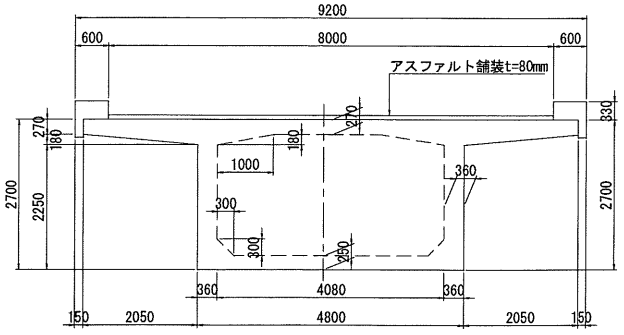


図-3.1.13　試算の対象とした構造の断面図

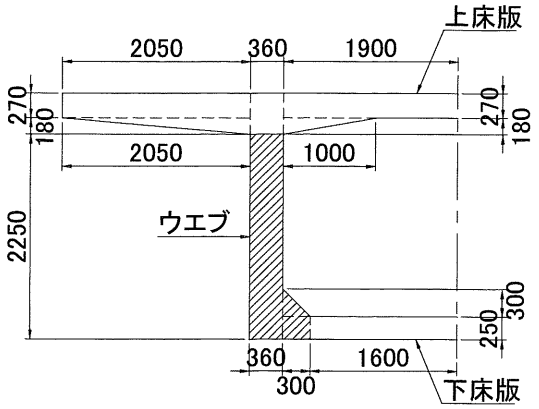


図-3.1.14　各部材間の構成図

表-3.1.5　各部材間における材齢差とクリープ係数，乾燥収縮度

	材齢差（日）	クリープ係数	乾燥収縮度($\times 10^{-6}$)
上床版	4	2.60	200
ウェブ	60	1.85	170
下床版	60	1.85	170

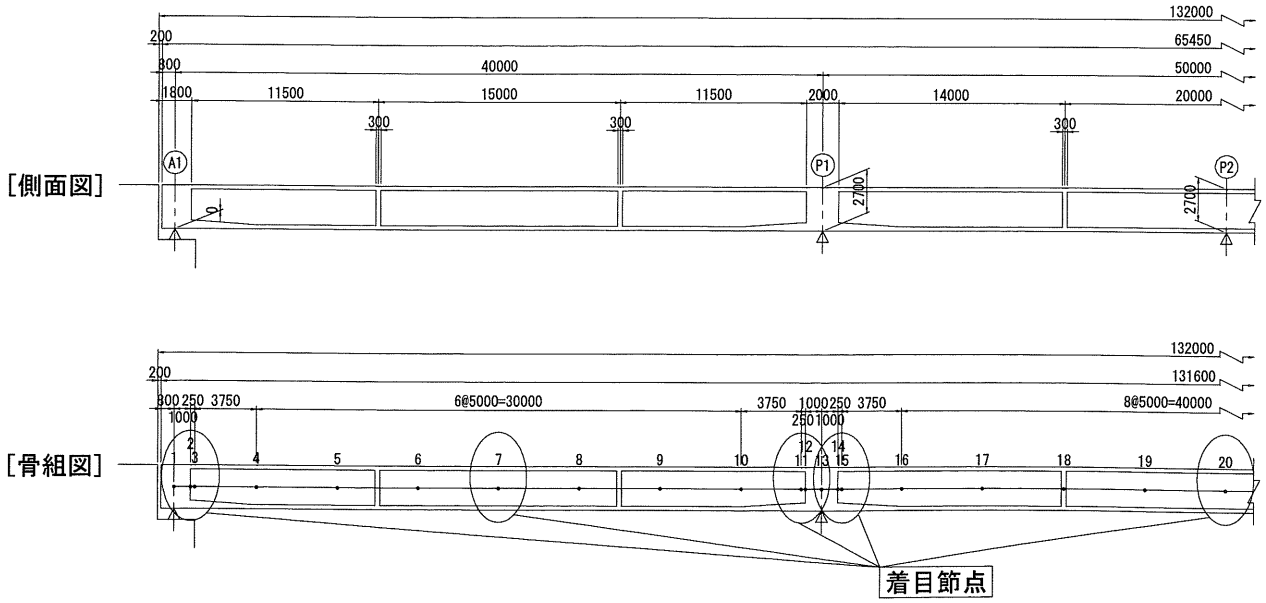


図-3.1.15　検討着目節点

表-3.1.6　クリープ係数差及び乾燥収縮差による拘束軸力

着目節点	A1からの距離	ウェブ厚	クリープ係数差による軸力	乾燥収縮差による軸力	クリープ・乾燥収縮差による軸力計
	m	mm	kN	kN	kN
3	1.250	500	349.5	103.8	453.3
7	20.000	360	420.9	76.2	497.1
11	38.750	550	461.7	116.9	578.6
15	41.250	550	452.5	116.9	569.4
20	65.000	360	195.2	76.2	271.4

表-3.1.7　ウェブと上床版に生じる設計せん断力

		①	②	③=①*②*2	Nφ
着目節点	A1からの距離	ウェブ厚	設計時せん断応力度	単位長さあたりのせん断力	クリープ・乾燥収縮差による軸力
	m	mm	N/mm^2	kN/m	kN
3	1.250	500	1.131	1131.0	453.3
7	20.000	360	-0.687	494.6	497.1
11	38.750	550	-1.348	1482.8	578.6
15	41.250	550	1.630	1793.0	569.4
20	65.000	360	0.294	211.7	271.4

④=($N_{\varphi i+1}$-$N_{\varphi i}$)/(L_{i+1}-L_i)	⑤=4*N_φ/L*X/(L/2)	⑥=④+⑤	⑦=(③+⑥)/2	⑧=(③*1.7+⑥)/2
単位長さあたりの軸力差	単位長さあたりの変形拘束力	単位長さあたりのずれせん断力	設計荷重時せん断力(1web)	終局荷重時せん断力(1web)
kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
10.9	27.4	38.3	584.6	980.5
4.9	21.2	26.1	260.4	433.5
48.8	14.4	63.2	773.0	1292.0
41.2	12.8	54.0	923.5	1551.1
4.0	0.0	4.0	107.8	181.9

表-3.1.8　クリープ，乾燥収縮の影響によるせん断力の設計せん断力に対する比率

		①	②	②／①＊100
着目節点	A1からの距離	単位長さあたりのせん断力	単位長さあたりのずれせん断力	比率
	m	kN/m	kN/m	%
3	1.250	1131.0	38.3	3.39
7	20.000	494.6	26.1	5.27
11	38.750	1482.8	63.2	4.26
15	41.250	1793.0	54.0	3.01
20	65.000	211.7	4.0	1.89

3.2　最小ずれ止め鉄筋比 0.2%

3.2.1　PC コンポ橋における課題

合成げた橋における主げたと場所打ち床版の接合部には，部材間のひずみ差や合成後荷重による断面内の力のつり合いによりせん断力が発生する。このせん断力に抵抗するため，接合面の適切な処理とともに，接合面を交差するずれ止め鉄筋が配置される。

図-3.2.1 に，PC コンポ橋の接合部の構造例を旧タイプの PC 合成げた橋と対比して示す。PC コンポ橋では，プレキャストげたに上フランジを有するため，接合面積が増加してせん断伝達に有利な接合構造となっているにもかかわらず，現行道示における接合部ずれ止めの鉄筋量を接合面積の 0.2%以上とする規定(以下，最小ずれ止め鉄筋比)によって従来よりも多くのずれ止め鉄筋を配置する必要がある。以下では，最小ずれ止め鉄筋比 0.2%の規定の変遷及び影響度について整理する。

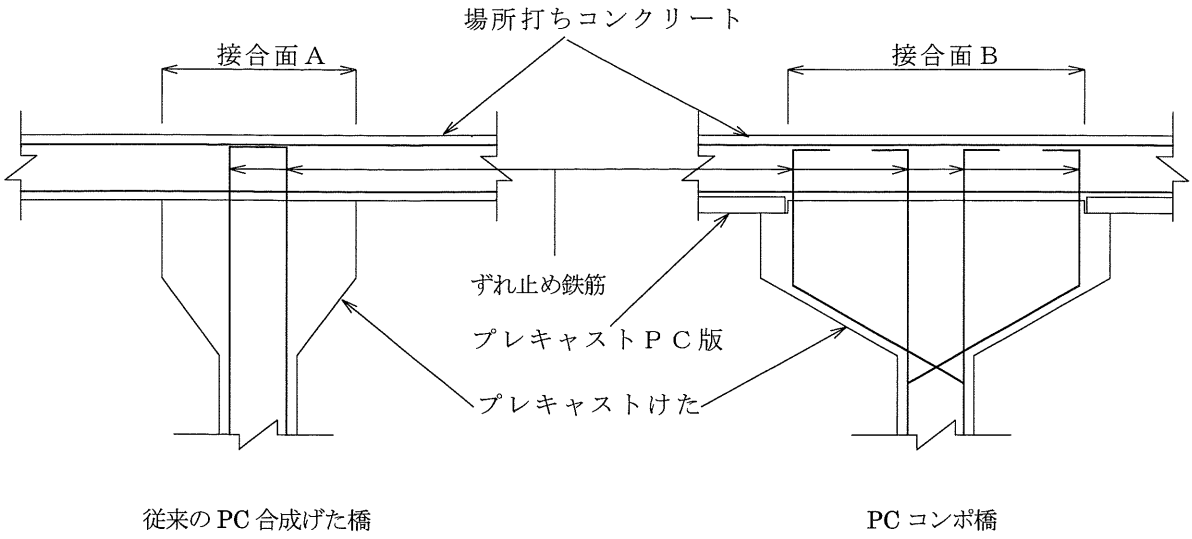


図-3.2.1　従来の PC 合成げた橋と PC コンポ橋の接合部の構造

3.2.2 規定の変遷

1968 年(昭和 43 年)の PC 道示 [3.3]と同時期にまとめられた PC 合成げた設計要領(案)[3.7]では，接合面の最小ずれ止め鉄筋比を 0.2%としていた。「ここで接合面の最小鉄筋比は 0.2%でなければならないという決定的な根拠はないが，バークランドの理論などを考慮するとともに，鉄筋コンクリート構造物としての最小鋼材量などとの関連において定めたものである。」[3.7]と補足説明された。

表-3.2.1 に PC 合成げた接合部の最小ずれ止め鉄筋比に関する変遷を，RC 構造の最小鋼材量規定とともに整理した。PC 道示における最小ずれ止め鉄筋比は，1960 年の ACI-ASCE の合成げた設計規定(案)[3.19]と同様に 0.15%と規定され，その後 1978 年(昭和 53 年)の道示コンクリート橋編の制定 [3.8]において 0.2%に変更され，現在に至っている。現行道示の解説では，接合面に作用するせん断応力度が小さい場合にはずれ止めを配置しなくともコンクリートのせん断強度(付着強度)で抵抗できる場合もあるが，破壊に対する安全度を確保するために最小ずれ止め鉄筋を配置することとした，と記されている。

現行の AASHTO LRFD[3.20]では，最小ずれ止め鋼材量に関して，以下の規定が見られる。

$$A_{vf} \geqq 0.35\, b_v / f_y$$

ここに，A_{vf}は単位長さ当りの鉄筋量

仮に単位長さを鉄筋間隔 s とおくと，次式のようになる。

$$p = A_{vf} / (b_v \cdot s) = 0.35 / f_y$$

例えば，$f_y = 295 \sim 345$ N/mm^2 とするとずれ止め鉄筋比 p は 0.10～0.12 %に相当する。

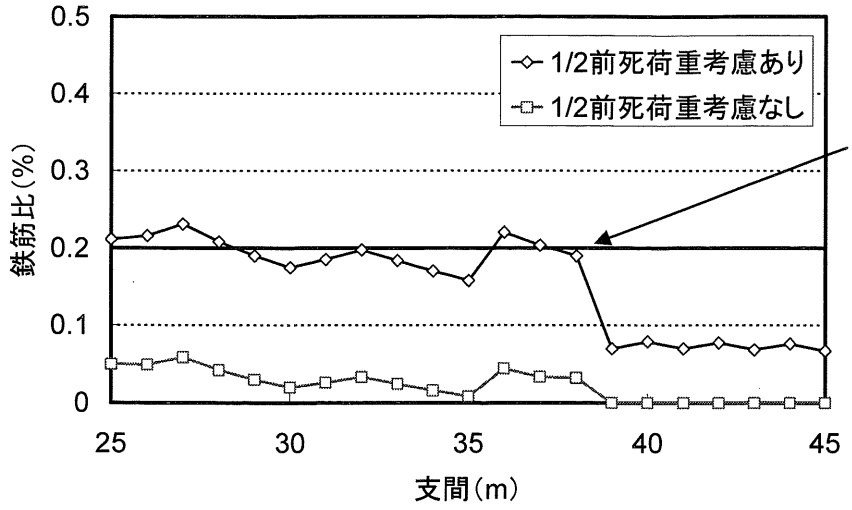
3.2.3 最小ずれ止め鉄筋比 0.2%の影響度

図-3.2.2 に，前掲の PC 建協で行った PC コンポ橋試設計 [3.14]の結果に基づき，PC コンポ橋における必要ずれ止め鉄筋比を示す。必要ずれ止め鉄筋比は，前死荷重の 1/2 を考慮する場合としない場合の両方について算出した。これらの図より以下の結果が得られた。

① 支間が長くなるほど，必要ずれ止め鉄筋比が少なくなる傾向がある。支間が長いほどけた高が大きくなり，合成断面の断面二次モーメントが加速的に増加するために，作用せん断力が急激に低下するためである。

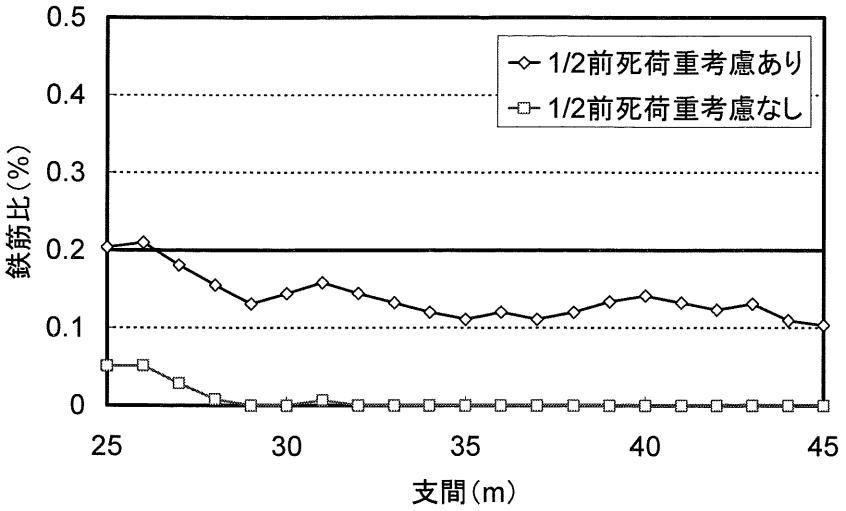
② 1/2 前死荷重を考慮しない場合の必要ずれ止め鉄筋比は，主げた間隔が広いほど必要ずれ止め鉄筋比が多くなる傾向がある。主げた間隔 2.9 m 以下では，支点部の最大せん断力に対しても必要ずれ止め鉄筋比は 0.2%程度であった。主げた間隔 3.5～3.8 m では，30 m 程度までの短い支間長において 0.2%以上のずれ止め鉄筋が必要となるが，30 m をこえる支間長の場合には 0.2%以下となる。

③ 前死荷重の 1/2 を考慮しない場合，必要ずれ止め鉄筋比は同荷重を考慮した場合よりも 0.16～0.17%(対接合面積)少なくなることがわかった。その場合，主げた間隔 3.5 m で支間 26 m 以下及び主げた間隔 3.8 m で支間 28 m 以下において，必要ずれ止め鉄筋比が 0.2%を超えていた。

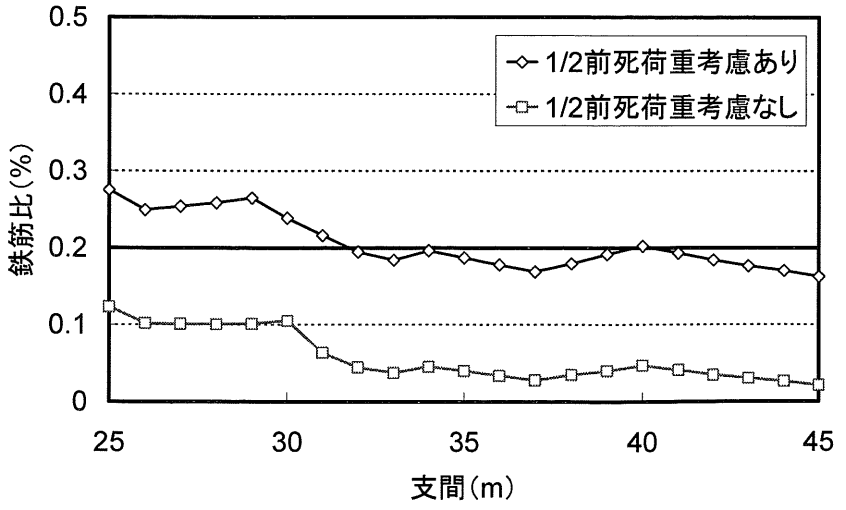


注) PC 鋼材種別変更による移行区間のため算定値に段差が生じている。

(a) 主げた間隔@2.6m 雪荷重無し



(b) 主げた間隔@2.9m 雪荷重無し

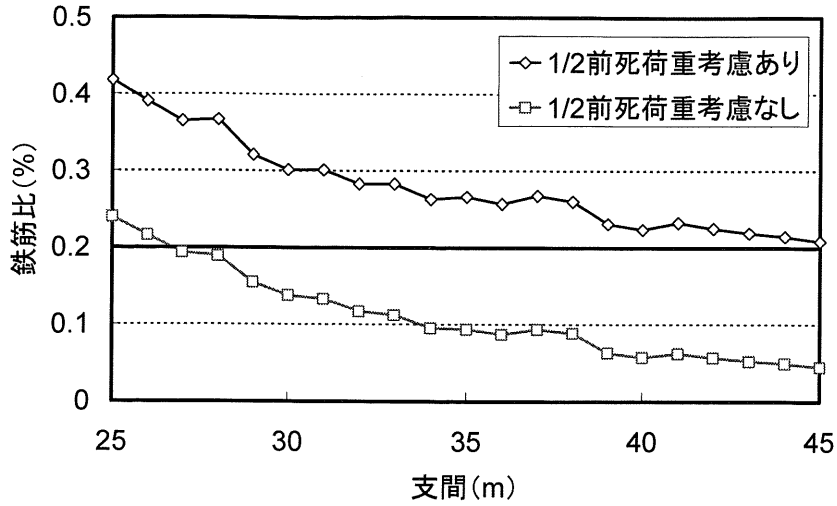


(c) 主げた間隔@3.2m 雪荷重有り

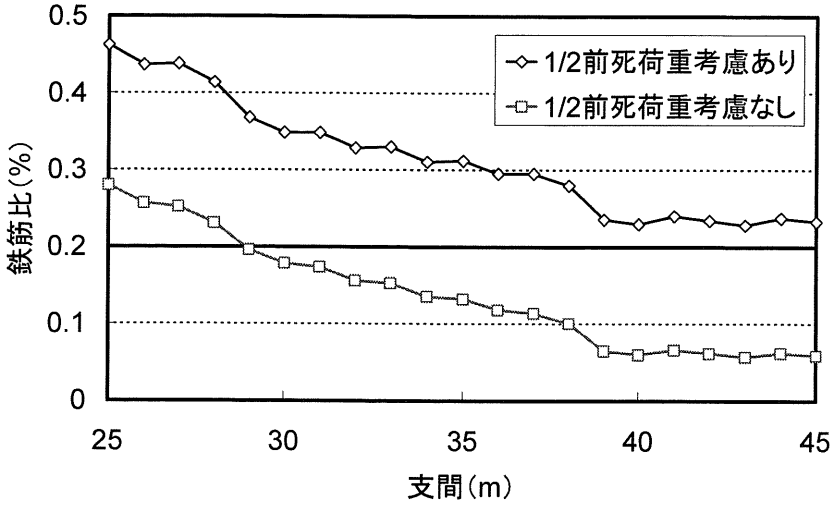
図-3.2.2 PC コンポ橋における必要ずれ止め鉄筋比

表-3.2.1　ずれ止めの最小鉄筋量規定の変遷

基準類 文献	最小ずれ止め 鉄筋比	一般部の最小鋼材量			備　考
		最小鋼材量（用心鉄筋）	軸方向引張主鉄筋	最小斜引張鉄筋量	
1955(S30) PC 指針 3.21)	−	コンクリート体積の 0.3%以上	断面におこるコンクリートの引張応力は，引張鉄筋でこれをうけさせるのが適当である。 圧縮側の一時的な引張応力およびまれにしか生じない荷重の組み合わせに対しては鉄筋の許容応力度を 30%増してよい。		
1960 ACI-ASCE Recommen- dations 3.19)	接触面積の 0.15%以上				
1961(S36) PC 指針 3.22)	−	ポステンの場合，コンクリート 1 m³ 当り 25 kg 以上	引張応力は引張鉄筋で受けなければならない。 圧縮側の一時的な引張応力およびまれにしか生じない荷重の組み合わせに対しては鉄筋の許容応力度を 30%増してよい。 (許容応力度の範囲かつ引張負担 2000kg/cm² 以内で)PC 鋼材を引張鉄筋とみなしてよい。		コンクリートにひびわれが発生した場合にも応力計算の基礎が大きく変わらないよう，また有害なひびわれ発生を避けられるようにした。 (PC 標示改定資料 1961.8) 3.30)
1968(S43.2) 橋梁と基礎 （PC 合成ゲタ設計（含施工）要領 3.7)	接合面最小鉄筋比 0.2%以上				決定的な根拠はないが，バークランドの理論等を考慮するとともに，RC 構造物としての最小鉄筋量等の関連において定めた
1968(S43) PC 道示 3.3)	接触面積の 0.15%以上	ポステンの場合，コンクリート 1 m³ 当り 30 kg 以上 （3 方向均一とした場合に約 0.13%に相当）			けたと床版の結合鉄筋は，ずれ止めとして役立つばかりでなく，けたと床版が鉛直方向に離れるのを防ぐ役目もする。 （PC 道示　解説）
1971(S46) PC 標示 (案) 3.23)	−	全断面積の 0.15%以上	コンクリートの引張区間に配置されている鉄筋または付着のある PC 鋼材断面積は，引張をうけるコンクリート面積の 0.5%以上としなければならない $A_s=T_c/\sigma_{sa}$ 以上 (許容応力度の範囲かつ引張負担 2000kg/cm² 以内で)PC 鋼材を引張鉄筋とみなしてよい。		付着のない場合， PS+D+1.35L の照査かつ コンクリート全断面の 0.2%以上
1978(S53) PC 標示 3.24)	−	全断面積の 0.1%以上	$A_s=T_c/\sigma_{sa}$ または引張応力の作用するコンクリート面積の 0.5%以上	異形：0.15 %以上	
1978(S53) 道示Ⅲ 3.8)	結合面の面積の 0.2%以上	部材断面積の 0.15%以上 （ポステンのグラウトした PC 鋼材を含めて付着のある鋼材としている）	$0.005b_w \cdot d$ 以上　ただし，桁において設計計算等で算出する必要鉄筋断面積の 4/3 以上の鉄筋が配置させている場合を除く	異形：$0.002b_w \cdot a \cdot \sin\theta$ 以上	せん断応力度が小さい結合面では，ずれ止めがなくてもｺﾝｸﾘｰﾄのせん断強度で抵抗できるが，破壊に対する安全度を確保するために最小ずれ止め鉄筋量を規定した。(道示Ⅲ　解説) 0.15%は PC 道示，PC 標示(案)を参考とした $0.005b_w \cdot d$ は RC 標示 45 条(1)を参考とした 3.31)
1983(S58) ｺﾝｸﾘｰﾄﾗｲﾌﾞﾗﾘ 52 号 3.25)		軸方向力の影響が支配的 0.15%以上 曲げの影響が支配的 0.2%以上 ただし，計算上必要な量の 4/3 倍以上のとき 0.15%			最大鉄筋量 6%以下（p.93） 0.2%の根拠 $p_m=f_{ct}/(f_y*6*0.9)$ $f_{ct}=30kg/cm^2$ $f_y=3000kg/cm^2$
1986(S61) 標示 3.26)		軸方向力の影響が支配的 0.8%以上 計算上必要な断面より大きな断面を有する場合 0.15%以上 曲げの影響が支配的 引張鉄筋比 0.2%以上，T 型断面の場合 $0.3\% \cdot b_w \cdot d$ 以上 PC の場合，コンクリート全断面積の 0.1%以上（異形鉄筋とプレテン緊張材を含む）	曲げひびわれ限界状態の場合で，コンクリート部材と緊張材が付着する状態の場合には，引張応力度が生じるコンクリート部分に $A_s= T_c/\sigma_{sl}$ 以上の引張鋼材を配置しなければならない。異形鉄筋を用いた場合。 σ_{sl}：引張鋼材の引張応力度の限界値 鉄筋，プレテン 2000kg/cm² ポステン　1000kg/cm²	0.15% (異形)	最大鉄筋量 6%以下 従来の PC 標示では 0.1%としていたのを 0.15%として，RC と同一としたとある。 ただし，付着ある緊張材は最小鋼材量に含めてよい。 ｺﾝｸﾘｰﾄﾗｲﾌﾞﾗﾘ 61 号　p.246 3.32)
1990(H2) 道示Ⅲ 3.13)	S53 道示と同じ	S53 道示と同じ	S53 道示と同じ	S53 道示と同じ	
1991(H3) 標示 3.27)		RC は S61 標示と同じ PC について，解説で，ポステン，プレテンともに付着のある緊張材を含めた全鋼材量をコンクリート断面積の 0.15%以上とする。	S61 標示と同じ	S61 標示と同じ	ｺﾝｸﾘｰﾄﾗｲﾌﾞﾗﾘ 70 号　p.92 3.33)
1996(H8) 標示 3.28)					ｺﾝｸﾘｰﾄﾗｲﾌﾞﾗﾘ 85 号 3.34) 特に記載なし
2002(H14) 標示 3.29)		H3 標示と同じ	S61 標示と同じ	S61 標示と同じ	SI に変換
2002(H14) 道示Ⅲ 3.1)	S53 道示と同じ	S53 道示と同じ	S53 道示と同じ	S53 道示と同じ	



(d) 主げた間隔@3.5m　雪荷重有り



(e) 主げた間隔@3.8m　雪荷重有り

図-3.2.2(続き)　PC コンポ橋における必要ずれ止め鉄筋比

3.3　合成げた接合面のせん断伝達耐力

3.3.1　現行道示における接合部の許容せん断応力度

前掲表-3.1.1 に示したとおり，現行道示[3.1)]における接合部の許容せん断応力度は，接合面の面積あたりの鉄筋比とコンクリートの設計基準強度をパラメータとした次式により算定する。

$$\tau_{ba} = 0.38 + 12\,p\,\sqrt{\sigma_{ck}} \qquad (H/D \geqq 5.5) \qquad (1a)$$

ここに，τ_{ba}：結合面におけるコンクリートの許容せん断応力度(N/mm²)

p：結合面の面積に対するずれ止め鉄筋比

σ_{ck}：床版に使用するコンクリートの設計基準強度(N/mm²)

この式を用いて，σ_{ck}＝30 N/mm² の場合の許容せん断応力度を算定した結果を図-3.3.1 に示す。ずれ止め鉄筋比 0.1%あたりの許容せん断応力度の増加分は，0.065 N/mm² である。設計基準強度が 30 N/mm² で，ずれ止め鉄筋比が最小(0.2%)である場合に許容せん断応力度が約 0.5 N/mm² となる。

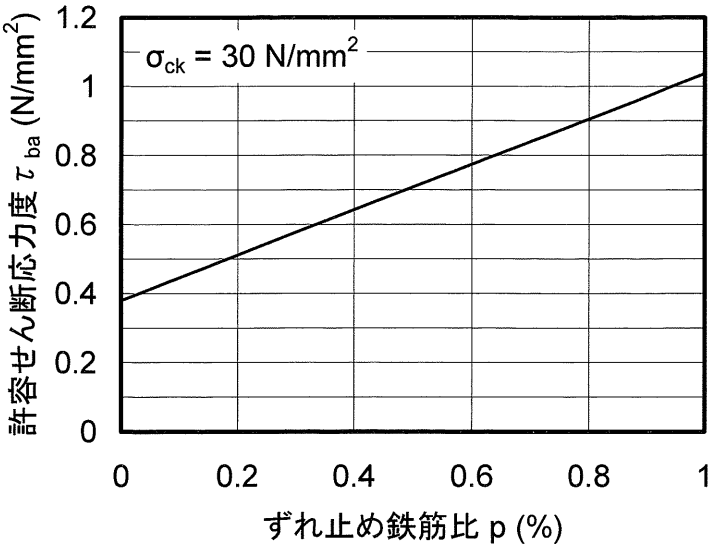


図-3.3.1　ずれ止め鉄筋比と許容せん断応力度の関係

現行道示の解説では，許容せん断応力度が安全側の値であることから，ずれ止めの破壊に対する安全度の照査を省略することができる，と記されている。この記述から，上記の照査式が設計荷重時の照査を想定したものであることがわかる。

しかしこの省略によって，接合部の設計において，設計荷重時，終局荷重時それぞれの場合に求められる接合面の状態の定義や，その状態に対して見込むべき安全率の考え方について，十分に議論されていないところが残されている。例えば，設計荷重時(あるいは使用限界状態)にまったくずれを認めないのか，ある程度許容するのか，曲げやせん断の終局荷重時においてずれ量を何 mm 程度に抑えるかなど，合成げた接合部に求められる具体的性能あるいは制限値が必ずしも明確でない。近年増加傾向にある新形式あるいは提案型の道路橋において，接合部の安全性の低下や逆に過大な設計となることが懸念される。

3.3.2 道示規定の変遷

前掲の PC 合成げた設計要領(案)[3.7]では，床版と PC げたの接合面の水平せん断に対するコンクリートの許容せん断応力度 τ_{ba} を 5 kg/cm²(0.5 N/mm²)と定めるとともに，ずれ止め鉄筋比 p が 1%増すごとに τ_{ba} を 3 kg/cm²(0.3 N/mm²)の割合で増してよいとした。これらは，p の最小量を 0.2%とし，木ごて仕上げ程度接触面を打放しにし，レイタンスを取ってきれいにそうじした場合を想定して設定された。

同年 3 月に発刊された PC 道示[3.3]にも PC 合成げたの規定が示された。PC 道示では，接合面の設計に関して以下のとおり規定された。また，ずれ止め鉄筋比 p が 1%増すごとに τ_{ba} を 2.5 kg/cm² の割合で増してよいとされた。

τ_{ba} = 5 kg/cm²(0.5 N/mm²)

(最小鋼材量 0.15 %を入れ，接合面を打放しにし，レイタンスを取ってきれいにそうじした場合)

τ_{ba} = 10 kg/cm²(1 N/mm²)

(最小鋼材量 0.15 %を入れ，接合面を骨材が露出するまでチッピングしてきれいにそうじした場合)

ここに，τ_{ba}：接合面の許容せん断応力度

1978 年，道示コンクリート橋編[3.8]の制定において，τ_{ba} は以下のとおり規定された。

$$\left.\begin{array}{ll} \tau_{ba} = 5\ \text{kg/cm}^2\ (0.5\ \text{N/mm}^2) & (p < 1\,\%) \\ \tau_{ba} = 7.5\ \text{kg/cm}^2\ (0.75\ \text{N/mm}^2) & (1\,\% \leqq p < 2\,\%) \\ \tau_{ba} = 10\ \text{kg/cm}^2\ (1\ \text{N/mm}^2) & (p \geqq 2\,\%) \end{array}\right\} \quad (2)$$

ここに，τ_{ba}：接合面におけるコンクリートの許容せん断応力度

p：接合面の面積に対するずれ止め鉄筋比

同解説では，以下の記述が見られる。

a) けたと床版の結合面はレイタンスを取り除いてきれいに清掃する場合は，付着強度が 30 kg/cm² (3 N/mm²)は期待できるので，安全性を考慮して上記の許容応力度を規定した。

b) ずれ量が 0.3～0.5 mm になるとけたの剛性からみて不完全合成の影響が大きくなる。

c) このずれが生じるのはずれ止めが全くないか，あるいはごく少量しかずれ止めを用いない場合でも，計算上のせん断応力度が 40～50 kg/cm²(4～5 N/mm²)に達してからであり，かつ，この程度のずれ量では，計算上のせん断応力度は，ずれ量を考慮してもほとんど変わらないとされている。

現行道示の τ_{ba} の評価式は 1990 年の改訂[3.13]において式(1a)のとおり示された。一般には条文の式(1a)が使用されるが，解説において H/D＞5.5 の場合は式(1b)によるとされている(当時は cgs 単位系で式(1a)，(1b)はそれぞれ式(1a')，(1b')のとおり)。式(1a)は，ずれ止め鉄筋がスタッドと同様な効果があるとして，スタッドの許容せん断力の式が導かれたと記されていることから[3.35]，H/D のパラメータはこれと同様の考えによって導入されたものと推察される。式(1a)によれば，ずれ止め鉄筋が最小鋼材量(0.2%)の場合のコンクリートの許容せん断応力度がそれまでの道示規定の 0.5 N/mm² に相当する(前項のとおり)。また，けたと床版の結合面はレイタンスを取り除いて十分に清掃した場合を想定している点も変更されていない。

$\tau_{ba} = 0.38 + 2.18(H/D)\, p \sqrt{\sigma_{ck}}$ $(H/D > 5.5)$ (1b)

ここに，H：ずれ止め鉄筋の高さ

D：ずれ止め鉄筋の直径

$\tau_{ba} = 3.8 + 38\, p \sqrt{\sigma_{ck}}$ $(H/D \geqq 5.5)$ (1a')

$\tau_{ba} = 3.8 + 6.9(H/D)\, p \sqrt{\sigma_{ck}}$ $(H/D > 5.5)$ (1b')

ここに，τ_{ba}：結合面におけるコンクリートの許容せん断応力度(kgf/cm²)

σ_{ck}：床版に使用するコンクリートの設計基準強度(kgf/cm²)

図-3.3.2 に，既往の基準類における PC 合成げた接合面の許容せん断応力度を示す。図中の横軸は，せん断伝達耐力の指標としてよく用いられる $p \cdot f_y$ (f_y：ずれ止め鉄筋の降伏点)で表した。

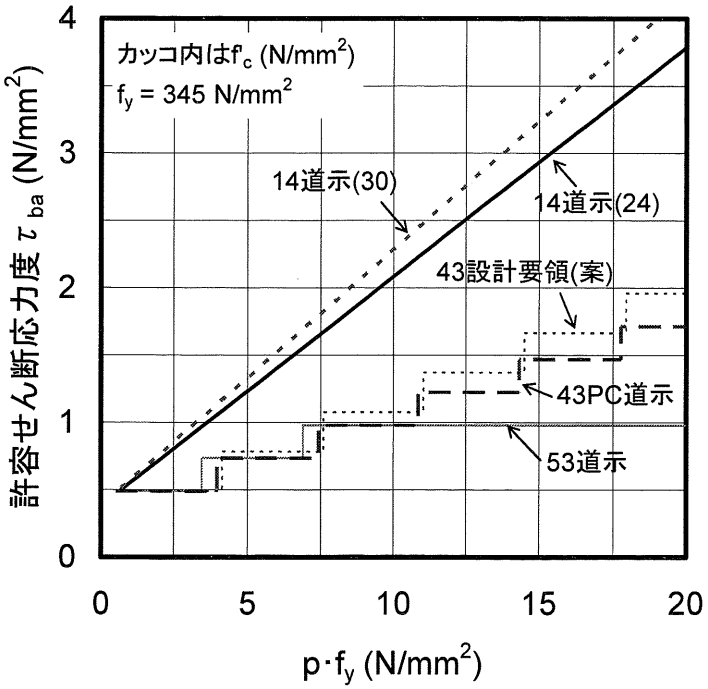


図-3.3.2　既往の基準類における PC 合成げた接合面の許容せん断応力度

3.3.3　コンクリート標準示方書規定の概要

コンクリート標準示方書では，限界状態設計法へ移行した 1986 年の設計編[3.26]からせん断伝達耐力の記述が見られるようになった。そのため当然ながら，コンクリート標準示方書では道示のような許容せん断応力度ではなく，耐力表記となっている。このときのせん断伝達耐力 V_{cwd} の照査式は式(3)のとおりである。これらの記述は ACI などのせん断摩擦理論に基づく規定を参考に，国内の電力施設関連[3.36]や地中連続壁関連[3.37]で実施された実験結果などを踏まえて規定されたようである。その後，前川らの一連の解析的検討の成果を踏まえて，1996 年の改訂[3.28),3.34)]で式(4)のとおり大きく変更され，現行[3.29]に至っている。なお，コンクリート標準示方書では接合面の最小ずれ止め鉄筋比の規定は見られない。

$$V_{cwd} = \mu \left(p \cdot f_{yd} \cdot \sin^2\theta + \sigma'_{nd}\right) \cdot A_c / \gamma_b \qquad (3)$$

$$\mu = 1.1\sqrt{f_{cd}} / \left(p \cdot f_{yd} \cdot \sin^2\theta + \sigma'_{nd}\right)^{2/3} \leqq 0.12\sqrt{f_{cd}}$$

※cgs 単位系

$$V_{cwd} = \left\{\left(\tau_c + p \cdot \tau_s \cdot \sin^2\theta - \alpha \cdot p \cdot f_{yd} \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta\right) \cdot A_c + V_k\right\} / \gamma_b \qquad (4)$$

$$\tau_c = \mu \cdot f_{cd}^{\,b} \left(\alpha \cdot p \cdot f_{yd} - \sigma_{nd}\right)^{1-b}$$

$$\tau_s = 0.08\, f_{yd} / \alpha$$

$\alpha = 0.75\left\{1 - 10\left(p - 1.7\,\sigma_{nd} / f_{yd}\right)\right\}$　：鉄筋軸方向剛性の低減係数[3.34]

※SI 単位系

ただし，$0.08\sqrt{3} \leqq \alpha \leqq 0.75$

ここに，　f_{yd}　：ずれ止め鉄筋の設計引張降伏強度，

σ_{nd}　：せん断面に垂直に作用する平均応力度で，圧縮の場合には，$\sigma_{nd} = -\sigma'_{nd}/2$ とする。

いずれの場合にも，$(\alpha \cdot p \cdot f_{yd} - \sigma_{nd})$が正でなければならない。

σ'_{nd}　：せん断面に垂直に作用する平均圧縮応力度

p　：せん断面における鉄筋比で，線断面から両側にそれぞれ十分な定着長をもった鉄筋のみを考慮する。

A_c　：せん断面の面積

θ　：せん断面と鉄筋のなす角度

b　：面形状を表す係数(0～1)で，以下の値を標準とする。

2/3 = ひび割れ面（普通強度のコンクリート)

1/2 = 打継面(処理あり)あるいは高強度コンクリートのひび割れ，プレキャスト部材の継目に接着剤を用いた場合の継目

2/5 = 打継面処理を省いた場合(解説に記載)

μ　：固体接触に関する平均摩擦係数（標示では 0.45 としてよいと記されている)

V_k　：せん断キーによるせん断耐力

$V_k = 0.1A_k \cdot f_{cd}$　　A_k：せん断キーのせん断面の断面積

γ_b　：部材係数（標示では一般に 1.3 としてよいと記されている)

コンクリート標準示方書の解説によれば，式(4)は，①コンクリートせん断面における伝達力 $\tau_c \cdot A_c$，②ずれ止め鉄筋に作用する軸力及びせん断力のせん断面方向成分$(p \cdot \tau_s \cdot \sin^2\theta - \alpha \cdot p \cdot f_{yd} \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta) \cdot A_c$ 及び③せん断キーによる伝達力 V_k を考慮したものと考えられる[3.29]。それぞれの影響度について，プレテンションウェブの上床版との接合部を例に見てみる。国内で初めて採用されたプレテンションウェブ橋[3.38]の場合，同接合部はずれ止め鉄筋のほか，コンクリートキーが併用されていた(図-3.3.3)。ずれ止め鉄筋は，プレキャストウェブの上面のほか，必要に応じて側面のハンチに埋まる部分にも配置された。試算に用いる断面諸元は既往の施工事例を参考として図-3.3.4 のとおりとした。せん断伝達耐力の計算結果を表-3.3.1 及び図-3.3.5 に示す。ずれ止め鉄筋の鉄筋量を増加させることで，鉄筋負担分のせん断伝達力が増加するが，その影響は，式(4)によれば全体のせん断伝達耐力の 5%以下とわずかであった。式(4)から明らかなように，鉄筋量の増加はコンクリート負担分のせん断伝達力も増加させるため，全体のせん断伝達耐力への鉄筋の影響は大きい。

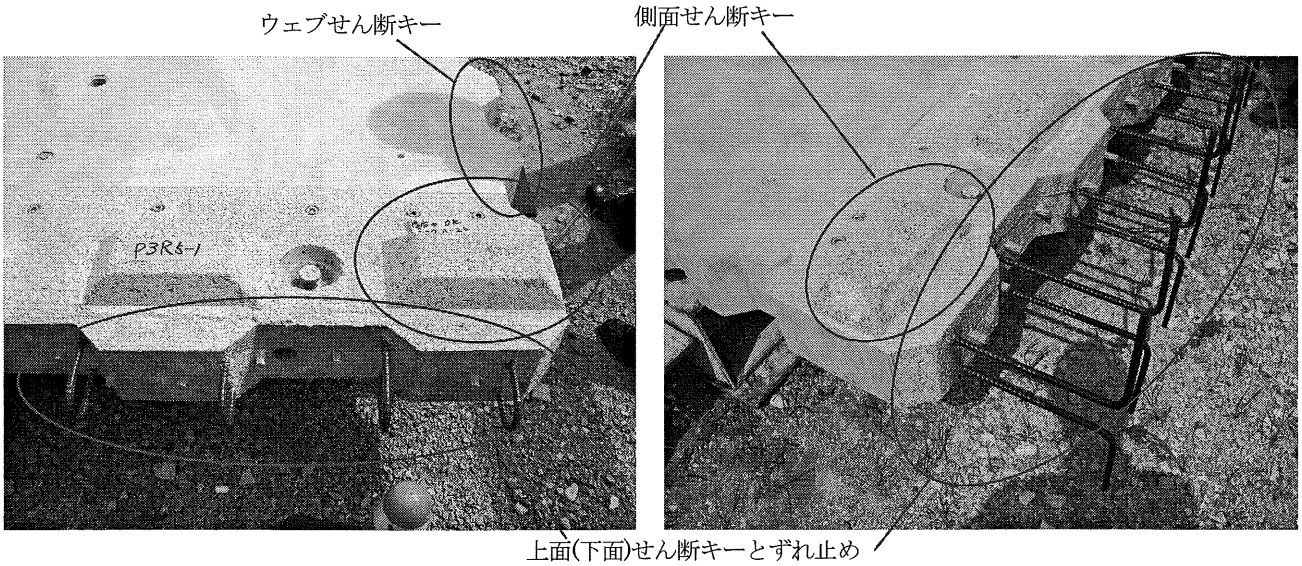
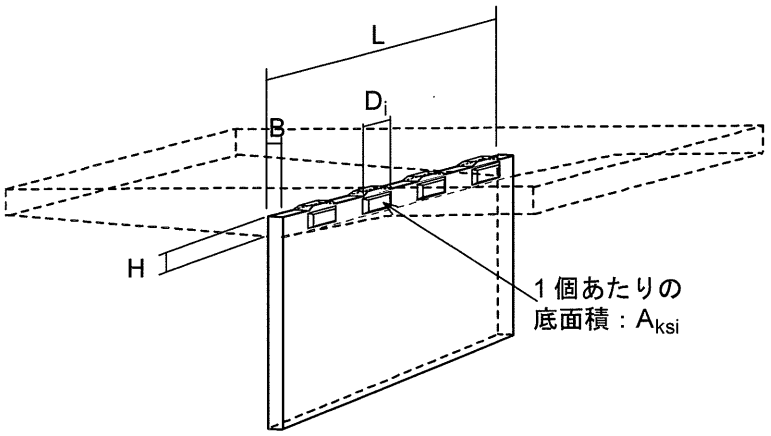


図-3.3.3　プレテンションウェブ接合部の仕上げ(錐ケ瀧橋の例)



ここで,
単位長さあたりのせん断面の面積：
$A_c = (B+2H) \times L/L$
せん断キー接合面の面積：
$\Sigma A_{ki} = \Sigma(B \times D_i) + \Sigma A_{ksi}$
$B = 200$ mm
$H = 300$ mm
$L = 1000$ mm
$A_c = 120000$ mm^2
$D_i = 300$ mm
$\Sigma A_{ki} = 360000$ mm^2

図-3.3.4　計算条件

(凡例の図はプレテンションウェブ橋設計施工ガイドライン(案)から引用した[3.38])

表-3.3.1　せん断伝達耐力の計算結果

ケース	ウェブ厚 (m)	スターラップ配筋要領	鉄筋量 A_{s1} (mm^2/m)	ハンチ鉄筋配筋要領	鉄筋量 A_{s2} (mm^2/m)	総鉄筋量 ΣA_s (mm^2/m)	① 接合面負担分 $\tau_c A_c$ (kN/m)	② 鉄筋負担分 $p\,\tau_s A_c$ (kN/m)	③せん断キー負担分 V_k (kN/m)	計 (kN/m)
							(A)	(B)	(C)	(A)+(B)+(C)
1	0.200	D13 @250	1013.6	-	0.0	1013.6	1295	38	1440	2773
2	0.200	D16 @250	1588.8	-	0.0	1588.8	1616	60	1440	3116
3	0.200	D13 @125	2027.2	-	0.0	2027.2	1820	77	1440	3337
4	0.200	D16 @125	3177.6	-	0.0	3177.6	2262	122	1440	3823
5	0.200	D13 @250	1013.6	D13 @250	1013.6	2027.2	1820	77	1440	3337
6	0.200	D16 @250	1588.8	D13 @250	1013.6	2602.4	2055	99	1440	3594
7	0.200	D13 @125	2027.2	D13 @250	1013.6	3040.8	2214	116	1440	3770
8	0.200	D16 @125	3177.6	D13 @250	1013.6	4191.2	2581	163	1440	4184
9	0.200	D13 @250	1013.6	D13 @125	2027.2	3040.8	2214	116	1440	3770
10	0.200	D16 @250	1588.8	D13 @125	2027.2	3616.0	2406	139	1440	3985
11	0.200	D13 @125	2027.2	D13 @125	2027.2	4054.4	2540	157	1440	4137
12	0.200	D16 @125	3177.6	D13 @125	2027.2	5204.8	2856	205	1440	4501

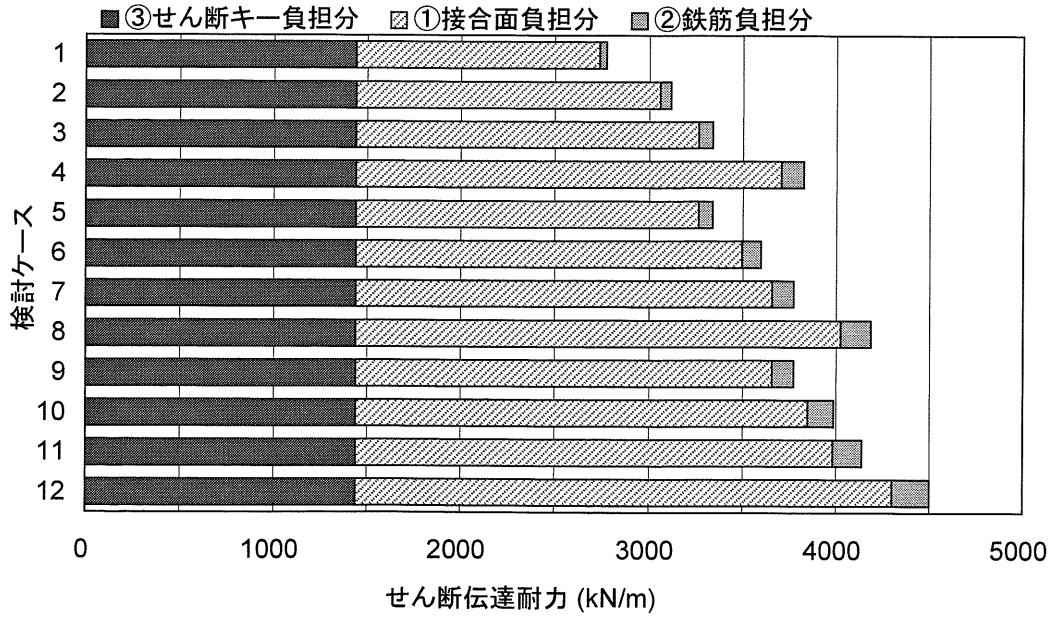


図-3.3.5　せん断伝達耐力の内訳

3.3.4 海外規定

(1) 米国の規定

ACI318[3.39]では，1971 年以降，一般的なせん断伝達の照査としてせん断摩擦理論に基づくせん断伝達耐力式(式(5))が示されている(11.7 節)。

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \leqq \min(0.2 f'_c A_c,\ 5.5 A_c) \qquad (5)$$

ここに，A_{vf} ：ずれ止め鉄筋の断面積

f_y ：ずれ止め鉄筋の降伏点（413 N/mm² を超えない）

μ ：摩擦係数

1.0λ ＝ 接合面の汚れやレイタンスを除去して，粗面仕上げ(最大凹凸振幅が約 6 mm)とする場合

0.6λ ＝ 接合面を粗面仕上げしない場合

0.7λ ＝ 鋼合成げたの場合(スタッドまたは鉄筋がある場合)

λ ：普通コンクリート 1.0，軽量コンクリート 0.75

現行規定 11.7.3 とその解説によると，式(5)は安全側の照査方法であり，実験値の予測ができる式を用いることとしている。例えば，式(6)が解説で紹介されている。この式で，第 1 項は接合面の摩擦による寄与分(摩擦係数を 0.8 とした)，第 2 項は接合面の凹凸のせん断抵抗と鉄筋のダウエル作用による寄与分を表わす，とされている。

$$V_n = 0.8 A_{vf} f_y + A_c K_1 \qquad (6)$$

ここに，A_c ：接合面の断面積(in²)

K_1 ：普通コンクリート 400，軽量コンクリート 200 (psi)

注) 式(6)は米国インチ，ポンド単位で表記，1 psi = 6.89 kPa = 0.00689 N/mm²

また，比較的鉄筋量が少ない PC 合成げたを対象とした規定では，式(7)が用いられる(17.5 節)。

$$V_n = (1.8 + 0.6\, p\, f_y)\, \lambda\, b_v d \leqq 3.5\, b_v d \qquad (7)$$

ここに，b_v ：接合面の幅

d ：有効高 （>0.80 h）

なお，文献 3.40)では，ACI の規定から $p \cdot f_y$ とせん断伝達耐力に相当するせん断応力度の関係を以下のとおり整理している。

	$p \cdot f_y$ (N/mm²)	せん断応力度 (N/mm²)
17.5 節	0～0.33	0.6
	0.33～2.83	$1.8 + 0.6\, p \cdot f_y$
	2.83～3.5	3.5
11.7 節	3.5～5.5	$p \cdot f_y$
	5.5 ～	5.5　　$f'_c \geqq 27.5$ N/mm²
		$0.2 f'_c$　　$f'_c < 27.5$ N/mm²

米国道路協会 AASHTO の米国道路橋設計示方書(許容応力度設計法(WSD)[3.41]では, PC 合成げたのせん断伝達耐力式として式(8)の記述が見られる。

$$V_n = [350 + (p - p_{min})100\,(160\,f_y / 40000)]\,b_v d \qquad (8)$$

$$p_{min} = 50 / f_y$$

これを書き換えると,

$$v_n = 330 + 0.4\,pf_y \qquad (8')$$

注) 式(8),(8')は米国インチ, ポンド単位で表記, 1 psi = 6.89 kPa = 0.00689 N/mm^2

一方, AASHTO の荷重抵抗係数設計法(LRFD)[3.42),3.20)]では, 式(9)が示されている。

$$V_n = cA_{cv} + \mu\,[A_v f_y + P_c] \leqq \min(0.2\,f'_c A_{cv},\ 5.5\,A_{cv}) \qquad (9)$$

ここに, c = 0.7 N/mm^2　粗面仕上げ(最大凹凸振幅が約 6 mm)とした場合

$\mu = 1.0\lambda$　粗面仕上げ(最大凹凸振幅が約 6 mm)とした場合

$\lambda = 1.0$　普通コンクリートの場合

P_c : 接合面に作用する圧縮力, 引張の場合は 0 とする。

なお, せん断伝達耐力に関して, AASHTO WSD は実験結果の 6 倍以上, AASHTO LRFD, ACI ともに実験結果の 2 倍以上であり, いずれもせん断摩擦理論は安全にすぎるという意見がある[3.43)]。

(2)　ユーロコードの規定

1994 の ENV1992[3.44)]では, PC 合成げたのせん断伝達耐力式として式(10)が規定されている。

$$\tau_{Rdj} = k_T \tau_{Rd} + \mu\,\sigma_N + p \cdot f_{yd}\,(\mu \sin\alpha + \cos\alpha) \leqq 0.5\,\nu\,f_{cd} \qquad (10)$$

ここに, $k_T = 1.8$　粗面仕上げとする場合

p = ずれ止め鉄筋比

$\mu = 0.7$ (粗面仕上げの場合)

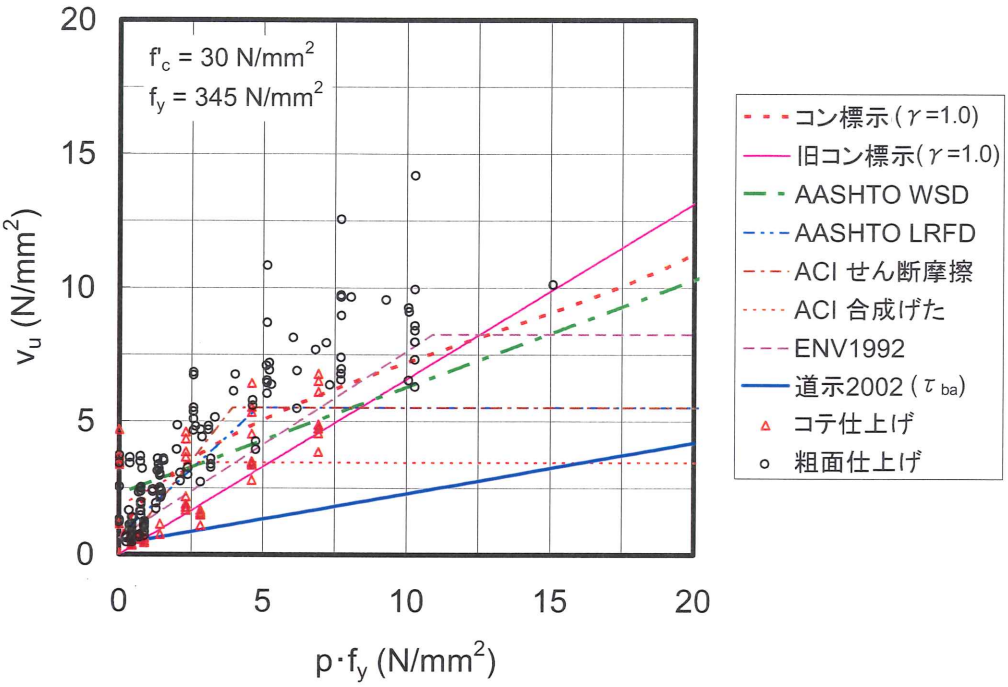
τ_{Rd} : 例えば f_{ck} = 30 N/mm^2, τ_{Rd} = 0.34 N/mm^2

$\nu = 0.7 - f_{ck}/200 \geqq 0.5$　(コンクリート強度クラス $\leqq$ C50/60)

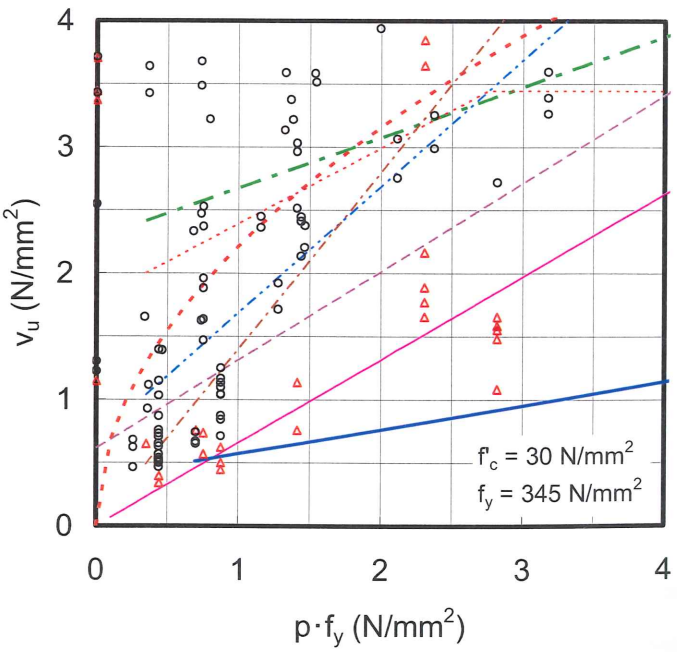
$\geqq 0.4$　(コンクリート強度クラス $>$ C50/60)

3.3.5　基準間の比較

図-3.3.6 にせん断伝達耐力に関する基準間の比較を示す。ただし，せん断伝達耐力は接合面積で除したせん断強度 v_u に換算して示した。図中には参考として，現行道示の許容せん断応力度 τ_{ba} と既往のプッシュオフ試験の結果[3.37),3.45)-3.51)]を示す。プッシュオフ試験結果は接合面を平滑にしたものを，記号を変えて示した。なお，国内の PC 合成げたの $p \cdot f_y$ は通常，概ね 0.6～1.2 N/mm² の範囲にある。



(a) 全データ



注) 基準類は粗面仕上げ，普通コンクリートとした場合の値を示す。

(b) v_u，$p \cdot f_y$ が 4 N/mm² 以下の範囲の拡大図

図-3.3.6　せん断伝達耐力に関する基準間の比較

3.3.6 PC 合成げたの接合面の挙動に関する既往の研究

PC 合成げたの実用化を目的とした研究プロジェクトとして実施された米国 PCA の事例[3.50),3.16)]，旧日本道路公団の事例[3.45),3.52)]及び旧建設省土木研究所と PC 建協の共同研究における事例[3.46)]を取り上げて，PC 合成げたの一般的な挙動を確認しておく。これらの事例では，いずれも水平せん断伝達の挙動と耐力についてプッシュオフ試験とはり試験の両方で検討され，相互の比較が行われた。

(1) PCA(1960 年)の事例[3.50)]

PCA の研究プロジェクトの一環として，Hanson は接合面の仕上げ方法，ずれ止め鉄筋比(0～0.8%)，接合面積，コンクリートせん断キーの有無などをパラメータとして，小型供試体 62 体によるプッシュオフ試験(一面せん断試験)を実施するとともに，支間 3.7～5.1 m，T 形断面のはり供試体 10 体を用いた水平せん断試験を実施した。このときの主な仕上げ方法は次のとおりであった。

a. Smooth（平滑面）　：比較的平滑にコテ仕上げしたもの

b. Rough（粗面）　：接合面のコンクリートが硬化する前に鋼板の角で掻いて表面荒しをしたもの。ただし，骨材を押し込んで平らにしない。平均レベルから最大 10 mm の凹凸を有するもの。

c. Bond（付着あり）　：粘着性付着力は乱さず乾燥した接合面に直接床版コンクリートを打設したもの。

d. Unbond（付着なし）　：接触面にシリコン剤を塗り新旧コンクリートの付着を防いだもの。

接合面の処理方法によって，さまざまなせん断応力度－ずれ変位の関係が得られた。この結果より，付着がない場合は大きなせん断応力に達するのに比較的大きなずれが生じるのに対して，付着がある結合はずれが小さく剛な結合であるとしている。

また，はり試験で得られたせん断応力度－ずれ変位の関係をプッシュオフ試験の結果と対比して，付着のある粗面の場合に両者は概ね同様の挙動であったとしている。しかし，はり試験で接触面に 0.13 mm のずれが生じた場合にはりのたわみ曲線に変化が現れたが，この 0.13 mm という値はプッシュオフ試験でずれが生じるまでのずれ量より大きかったとも述べている。

(2) 旧日本道路公団(1966 年)の事例[3.45),3.52)]

ずれ止め鉄筋比(0, 0.6, 1.2, 1.8 %)及び接合面の仕上げを主なパラメータとして，はり試験及びプッシュオフ試験(Hanson の試験と同様，一面せん断試験)が実施された。接合面の仕上げ方法は以下の 3 種類とした。

a. 一体型：けた部と床版部を同時に打設したもの

b. 合成型：けた部のコンクリート打設後，接合面を木ごて仕上げし，一週間後に床版コンクリートを打設したもの

c. 絶縁型：けた部コンクリートを打設し，接合面は木ごて仕上げして，一週間後に石けん液を塗布し，その後に床版コンクリートを打設したもの

また，プッシュオフ試験と同様のパラメータで小型はり(支間 1.3 m)の供試体 22 体及び中型はり(支間 8 m)

の供試体5体の水平せん断試験が実施された。中型はり試験ではせん断スパン比をパラメータとしていた。

文献 3.52)に示されたプッシュオフ試験及び小型はり試験から得られたせん断応力度－ずれ変位の関係では，プッシュオフ試験及び小型はり試験の結果はずれ発生までは概ね同様の傾向が見られ，接合面のずれ挙動をプッシュオフ試験である程度再現できていたと考察された。小型はり試験でたわみとの関係に変化が見られたせん断応力度 30～40 kg/cm²(3～4 N/mm²)程度の段階で，接合面のずれが急増していた。また，接合面のずれが 0.05 mm 以内の場合は，一体打ちとしたけたと同様な性質を示し，0.05 mm 以上になると次第に重ね合わせばりに近い性質を示すようになるので，ずれ量が 0.05 mm に達するまでが合成効果の性質を表す範囲と考えるのがよいと述べている。

(3) 旧土研・PC 建協の共同研究(1996～1998 年)の事例

旧土研・PC 建協の共同研究 3.48)では，次の 3 種類の試験が行われた。

① 輪荷重走行試験機を用いた床版部の疲労耐久性を確認する試験

② 上フランジ先端の切欠部に対する耐荷力及び疲労耐久性を確認する切欠部耐荷性能試験

③ 水平せん断強度確認試験（プッシュオフ試験，はり試験）

ここでは③水平せん断強度確認試験の概要について紹介する。38 体のプッシュオフ試験から，接合面の仕上げ状態・ずれ止め鉄筋比(0.05, 0.10, 0.15, 0.20 %)，接合面の仕上げ方法(洗い出し，ほうき目，金ゴテ)を主なパラメータとして，接合面のせん断伝達耐力に及ぼす影響を検討した。プッシュオフ試験は，油圧式ジャッキを用いて水平方向に荷重を作用させた一面せん断試験であった。また，3 体のはり試験(支間 5 m)も実施して，プッシュオフ試験の結果と比較された。

図-3.3.7 に，同文献のうち，プッシュオフ試験及びはり試験から得られた，ずれ止め鉄筋比 0.2 %の場合のせん断応力度とずれ止め鉄筋のひずみの関係を示す。両試験ともに，ずれ止め鉄筋のひずみ(軸方向ひずみ)はいずれも引張ひずみであった。完全なずれ発生までの鉄筋ひずみは 150 μ 以下であった。はり試験の結果は A～C の 3 箇所(支点からそれぞれ 225, 575, 925 mm)のずれ止め鉄筋について示しており，鉄筋の位置によってずれ発生までのひずみに差が見られた。はり試験のうち鉄筋 B の結果は，同じほうき目仕上げのプッシュオフ試験の結果とせん断応力度－鉄筋ひずみの関係が似ているが，はり試験の場合はずれ発生時のせん断応力度が 2 倍以上であった。この理由として，同文献では，接合面に作用する垂直応力の影響によるものとしている(垂直応力の詳細の記述が見られないが，載荷点，支点付近の外力によるものと床版自重によるものと思われる)。はり試験のまとめとして，接合面をほうき目仕上げとした場合，鉄筋比 0.1 %と 0.2 %の場合でせん断強度はそれぞれ 2.9 N/mm² と 3.4 N/mm² であり，どちらの場合も国内外の許容値に比べて高い値を示したとしている。

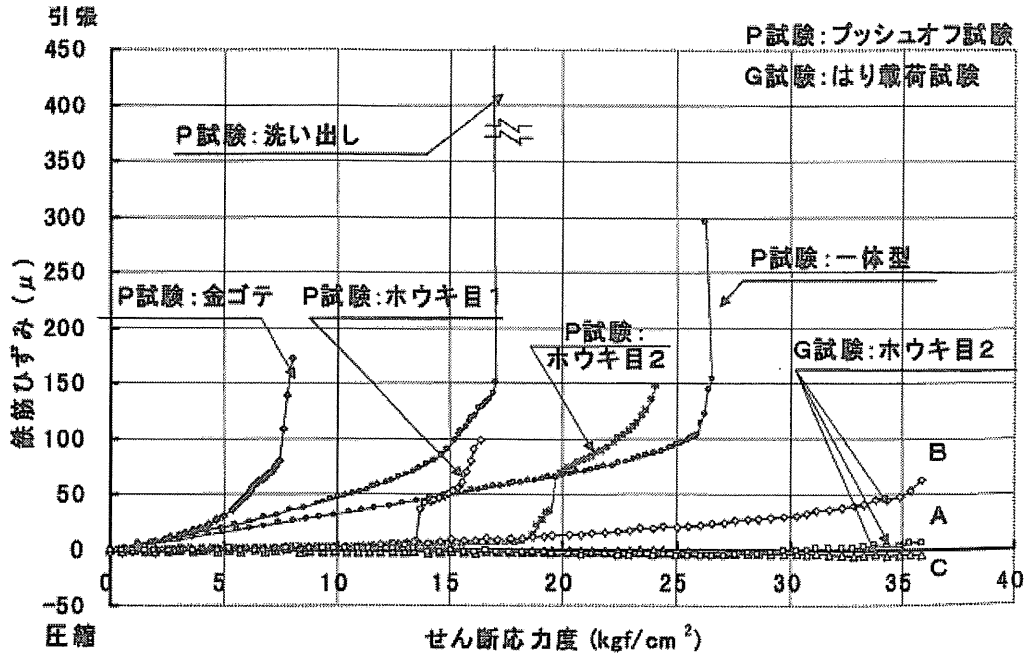


図-3.3.7　せん断応力度－ずれ止め鉄筋ひずみの関係におけるプッシュオフ試験と小型はり試験の比較[3.47]
(ずれ止め鉄筋比 0.2 %)

(4)　既往の研究プロジェクトを踏まえた検討課題の整理

1)　プッシュオフ試験とはり試験の結果の比較

PCA では，両試験から得られたせん断応力度とずれの関係を対比して示し，いずれの試験方法においても類似した挙動を示していたとしていた。旧日本道路公団の試験結果では明確な表現ではないが，その点について PCA と同様であったと思われる説明が見られる。しかし，プッシュオフ試験とはり試験のずれ挙動をせん断応力度とずれの関係だけで比較するのは概略的な検討であり，明確な結論が出せる状況にないように思われる。旧土研・PC 建協の共同研究報告書では，せん断応力度とずれ止め鉄筋の軸方向ひずみの関係について比較していたが，はり供試体のずれ止め鉄筋の位置によっても挙動が異なり，比較が容易でないことがわかった。既往の研究から得られるプッシュオフ試験のデータは多数あるが，その結果を適切に活用するためには，ずれ挙動に関する試験法の特性を把握して，はりのずれ挙動の予測に使える範囲を明確にする必要があると考えられる。

2)　ずれ止め鉄筋比の影響

過去のプッシュオフ試験では，PC 合成げたの接合面を想定したものだけではないためずれ止め鉄筋比が3%程度のものまで見られるが，ここにあげた研究プロジェクトはいずれも PC 合成げたを対象としていたことから，ずれ止め鉄筋比の低い領域での試験結果が多数得られている点で，今回の共同研究でも参考となる部分が多い。旧土研・PC 建協の試験より，ずれ止め鉄筋比が 0.1～0.2 %程度の場合に，鉄筋ひずみは完全ずれが発生するまではごく軽微であり，明確なずれが発生する段階に至るまでのずれ止め鉄筋の役割が必ずしも明確でない。また，この領域での鉄筋の挙動から，鉄筋の降伏点をパラメータとしているせん断摩擦理論の適用性が明確でない。

3) 接合面の仕上げ状態

プッシュオフ試験，はり試験ともに，接合面の仕上げ状態をさまざま変化させて試験を実施した結果，接合面の表面粗度が粗いほど，あるいは付着があるほど，せん断伝達耐力は大きい傾向が見られた。ずれ止め鉄筋比が 0.1～0.2 %程度の場合には，仕上げ状態によっては完全なずれ発生後にせん断応力度がさらに上ることなく，ずれ変位が増加するものも見られており，接合面の仕上げ状態とずれ止め鉄筋比の影響は相互に影響しているようである。しかし，接合面の表面粗度が定量的に評価されていないため，既往の研究だけでは，これらの影響についてさらに検討することが難しい状況にある。

3.3.7 せん断伝達耐力に関する既往の研究

(1) せん断摩擦理論(仮説)

合成げたの主げたと床版の界面のように，材齢の異なるコンクリート間の接合面に平行にせん断力が作用する場合，その接合部のせん断伝達を鉄筋で拘束されたコンクリート間の摩擦で負担するとした，せん断摩擦の仮説が Birkeland らや Mast によって提案された[3.53), 3.54)]。ACI(318-71 が最初)，AASHTO，ユーロコードのせん断伝達耐力算定式の原型はこのせん断摩擦理論(仮説)に基づいている[3.51)](3.3.4 項に示した現行 ACI の式(5)と同じ)。Birkeland らは，プレキャスト部材の接合構造を考える上で，実務的に何らかの理由により接合面にひび割れが生じることを想定する必要があるとしている[3.53)]。また，Mast は，プレキャスト部材の接合構造には，クリープ，乾燥収縮，温度変化などによる計算外の外力に対してダクティリティを確保する必要があると述べている[3.54)]。Mast は既往の試験結果から，せん断伝達耐力は $p \cdot f_y$ が小さい領域でのばらつきが大きく，そのばらつきは変動しやすいコンクリートの付着(cohesion)がかなり影響している可能性があるとして，この点から式(5)のとおりコンクリートの付着の影響を無視した[3.54)]。

このせん断摩擦の考えによれば，せん断伝達耐力は接合面に配置されたずれ止め鉄筋比 p と鉄筋の降伏点 f_y の積 $p \cdot f_y$ とみかけの摩擦係数 μ によって決定される。Birkeland らや Mast は，Anderson[3.55)]や Hanson[3.50)]のプッシュオフ試験の結果に基づき，μ=1.4 を提案した(概ね，当時の試験結果の下限値に相当)[3.53),3.54)]。接合面を粗く仕上げた場合を想定していたが，この摩擦係数はあくまでみかけのものであり，適用範囲は低い応力レベルに限定されるので，制限値が設けられた。その後，Mattock，Hofbeck らのグループは，彼らの実施した一連の試験結果を踏まえて，μ=1.0，$p \cdot f_y < 0.3f'c$ または 10.5 N/mm²(1500 psi)とすることを提案した[3.56)]。

ACI318-71 で導入されたせん断伝達耐力式では，せん断伝達耐力の上限値 55 N/mm²(800 psi)を設定した。これについて Mattock らは，鉄筋が適切に配置され，十分な強度を有するコンクリートの場合にその上限を超えるケースが多いことから，修正案をさらに提案した[3.51)]。

(2) 接合面の鉄筋の影響

前掲図-3.3.6 に示すとおり，せん断伝達耐力(図ではせん断強度 v_u で表記)はずれ止め鉄筋の指標 $p \cdot f_y$ と相関が強い。この関係は，鉄筋径の違いや鉄筋間隔の違いに依存しないことが確認された[3.51),3.56)]。ただし，$p \cdot f_y$ が小さい場合にせん断伝達耐力に対する $p \cdot f_y$ の影響度が大きい傾向がある。また，図-3.3.8 の模式図のとおり，コンクリートの圧縮強度に応じてせん断伝達耐力(せん断強度)の上限値(傾きの変化点)が見られ，コンクリートの圧縮強度が低いほどせん断伝達耐力の上限値が低下する[3.51),3.56)]。鉄筋の降伏点 f_y が大きい場合に，$p \cdot f_y$ に応じたせん断伝達耐力の増分は小さくなるが，多少の増加傾向は見られた[3.56)]。

Birkeland らはせん断伝達耐力が $p \cdot f_y$ の平方根に比例することを始めて示した[3.57)]。Mattock はせん断伝達耐力が $p \cdot f_y$ の 0.545 乗に比例する式を提案していたが，Loov らは式(11)のとおりさらに多くの実験データに基づき 0.545 を丸めて 0.5 乗としても実務上十分な推定精度があると述べている[3.43),3.58)]。この式が正しいことを前提とすると，せん断摩擦理論は，比較的 $p \cdot f_y$ が小さい領域で直線近似しているものと考えられる。

$$v_n = 0.5\sqrt{p \cdot f_y \cdot f_c} \qquad (11)$$

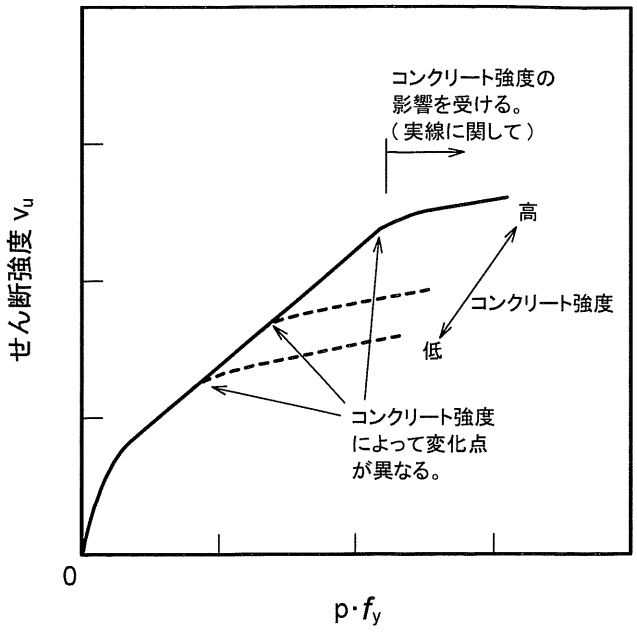


図-3.3.8　ずれ止め鉄筋の指標 $p \cdot f_y$ 及びコンクリート強度がせん断強度に及ぼす影響 3.56)
(ひび割れ面のせん断伝達に関するプッシュオフ試験結果に基づく模式図)

(3) 接合面の表面粗度の影響

接合面の仕上げによってせん断伝達耐力が異なることから，ACI をはじめ多くの基準類では，接合面に粗骨材を突出させて粗くするなどの表面粗度を意識した接合面の仕上げ方法を示したり，あるいは仕上げ方法に応じて摩擦係数 μ を与えるなどの配慮が見られる(3.3.6 項)。現行の道示では，接合面のレイタンスを取り除いて十分に清掃した状態を想定しているが，通常のコンクリートの打継目よりも特に粗くするなどの規定は見られない。3.3.2 項のとおり，規定作成の当初は仕上げ方法に応じて接合面のせん断伝達に関わる許容せん断応力度を変えていたことから，接合面の粗さを意識していたことは明らかであるが，これまでの PC 合成げたの施工事例の範囲では，木ゴテ仕上げ程度でも所要のせん断応力度が得られることと施工の容易さから，今日の規定に至ったものと推察される。なお，道示の表面の仕上げに関する規定は上記のとおりであるが，国内の PC 合成げたの事例では，これまで通常，接合面をほうき目仕上げ(具体には 4 章に示す)としている。

前項の研究事例をはじめ，これまでの多くの研究では，接合面の表面仕上げの影響について，仕上げ方法をパラメータとして定性的に評価されていた。ブラシまたはレーキ仕上げのほか，コテ仕上げしないで表面の粗骨材が一部出ている状態，平滑面，シリコンにより付着なしとした場合などの試験例が見られる。どの試験においても，接合面の仕上げの程度が荷重－ずれ挙動やせん断伝達耐力に影響を及ぼすことが明らかであった。しかし，既往の研究では，表面粗度の定量的評価が行われていないものが多く，その影響度は必ずしも明確でない。

西村らは，ひび割れ面のせん断伝達に着目した軸力作用下での繰返しせん断試験を行った中で，ひび割れ面の表面形状を変位計で 5 mm 間隔に測定した[3.59]。同文献では，得られた表面形状データから全測定ラインの平均標準偏差を求め，これをひび割れ面性状係数として定義している。結論の一つとして，コンクリートのひび割れ面のせん断伝達剛性に寄与する要因として，ひび割れ面の形状を考慮する必要があると述べている。

Gohnert の試験では[3.60]，表面粗度 R_z が 1.0～4.2 mm の範囲で 90 体の一面せん断プッシュオフ試験を行い，水平せん断強度との相関が示された。ここでいう表面粗度 R_z は，表面形状の上ピークの平均値と下ピークの平均値の差であるとされており，概ね日本の十点平均粗さ(具体には 4 章に示す)に相当するものと考えられる。この試験の範囲では，表面粗度の影響の方が，コンクリート強度(23～33 N/mm²)の影響よりも大きかった。なお，ずれ止め鉄筋として配置されたものではなかったが，接合面に吊り用鋼材があり，ずれ止め鉄筋比に換算すると最大 0.07%であった。接合面の表面粗度の影響として試験結果より式(12)が示された。

$$v_h = 0.209\, R_z + 0.772 \qquad (12)$$

ここに，v_h：水平せん断伝達耐力 (N/mm²)

R_z：実測表面粗度 (mm)

(4) コンクリート強度の影響

せん断を受ける接合面において，ずれ止め鉄筋が比較的少ない場合に，コンクリート強度は接合面のみかけの摩擦係数に影響しないとされている[3.51]。一方，ずれ止め鉄筋が多くなると，上記のとおり，せん断伝達耐力はコンクリート強度に依存する傾向がある[3.51]。これらは ACI に見られるせん断摩擦理論に基づくせん断伝達耐力式に反映されている。

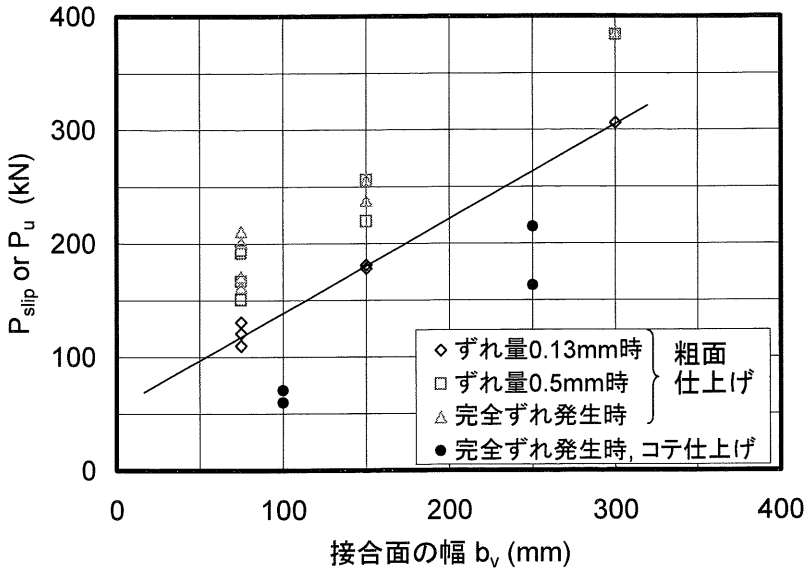
文献 3.58)では，コンクリート強度がせん断伝達耐力に及ぼす影響について，Loov らと Mattock が言及している。既往の実験データとの比較から，せん断伝達耐力はコンクリート強度 f_c の 0.5 乗(Loov 案，前掲式(11))～0.73 乗(Mattock 案)に比例するようである。ただし，接合面をコテ仕上げして平滑面とした場合，コンクリート強度はせん断伝達耐力に影響しなかったとしている[3.61]。

1960 年代から 1980 年代までに行われたプッシュオフ試験の研究では 70 N/mm² 以下のものが多く見られた[3.56]。Kahn らはその後 47～123 N/mm² のコンクリートでプッシュオフ試験を実施して，せん断摩擦理論を高強度域にも適用できることを確認した[3.62]。また，ACI ではコンクリート強度は考慮されていないので，Khan らはコンクリート強度 f_c を考慮したせん断伝達耐力の評価式を提案した。

(5) コンクリート幅の影響

Loov, Patnaik らは，接合面積を変えて試験しているが，本文ではその影響について言及されていない[3.43), 3.61]。図-3.3.9 にはりの試験における最大荷重に対する b_v の影響を示す。ずれ止め鉄筋比が同じ場合，コンクリートの接合面の幅が大きい方が，水平せん断耐力が大きかった[3.43]。接合面がコテ仕上げで平滑の場合にも同様の傾向が見られた[3.61]。平滑面の場合，概ね接合面の幅に比例していたことがわかる。

旧土研・PC 建協の共同研究で実施したプッシュオフ試験のうち[3.46]，ずれ止め鉄筋比 0.2%で，接合面の幅が異なる供試体の試験結果を図-3.3.10 に示す。この結果でも接合面の幅が広いほどせん断伝達耐力が大きい傾向は見られたが，幅広タイプの結果がばらついており，接合面の幅とせん断伝達耐力の関係が図-3.3.9 のはり試験の結果ほど明確でなかった。



注) P_{slip}：各ずれ量のときの荷重，P_u：完全ずれ発生時の荷重

図-3.3.9　はり試験における接合面の幅の影響

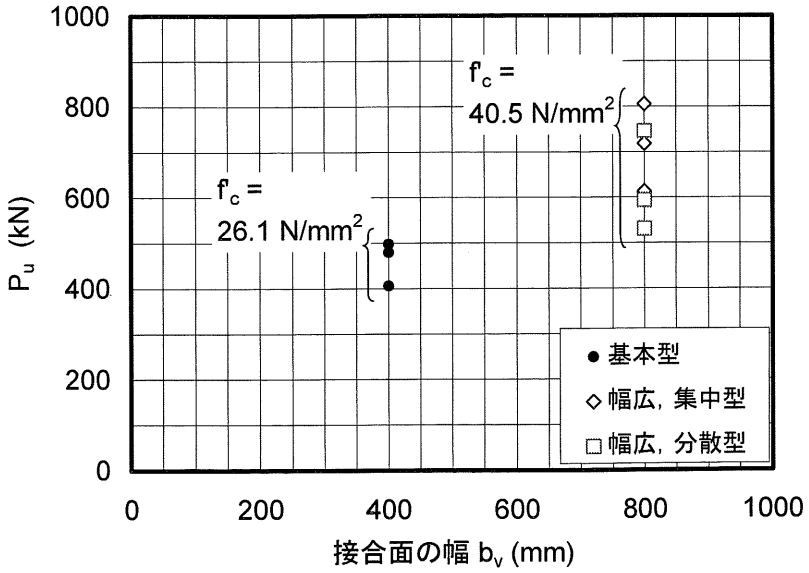


図-3.3.10　プッシュオフ試験における接合面の幅の影響

3.3.8 鋼合成げたとの比較

(1) 基準類の整備と日本への導入の主な経緯

図-3.3.11 に PC 合成げたと鋼合成げたの実用化検討の主な流れを示す。鉄筋コンクリート床版と鋼主げたを合成構造とした鋼合成げたは，PC 合成げたの開発よりも早くから始まり，1953 年にドイツで道路橋合成桁設計基準(DIN1078)が制定された[3.4),3.5)]。この内容の翻訳は翌 1954 年に雑誌道路に掲載された。1960 年に鋼道路橋の合成桁設計施工指針が発刊されるが[3.2)]，内容は DIN の影響を大きく受けていた。この当時のずれ止めは主として馬蹄形などの鋼材を上フランジ上面に溶接したものが多かった。その間，米国でスタッドの溶植技術が開発され，設計に用いる照査式についても Viest によって実験的に検討され，提案された[3.63)]。またこの時期，前述のとおり，米国 PCA から PC 合成げたの検討結果を公表するとともに，それも含めた研究成果を踏まえて，ACI と ASCE の合同委員会 333 において，鋼合成げたと PC 合成げたの両者を対象とした合成げたの設計基準の原案がまとめられた[3.19)]。

日本では，米国のスタッドの研究や設計基準について紹介された[3.9),3.64)]。山本らは Viest の研究を参考としてスタッドの検討を加え[3.65)]，1965 年の指針改訂時にスタッドの許容せん断力が示された[3.10)]。また，PC 合成げたについては，旧日本道路公団が PCA の研究を参考に実験的検討を行い[3.52)]，その結果を踏まえて 1968 年に設計要領(案)を示した[3.7)]。また，ほぼ同時期に発刊された PC 道示でも合成げたの記載が盛り込まれた[3.3)]。ACI-ASCE 合同委員会で一度は鋼合成げたと PC 合成げたの基準がいっしょにまとめられたものの[3.19)]，日本への導入はそれぞれ個別に導入された。

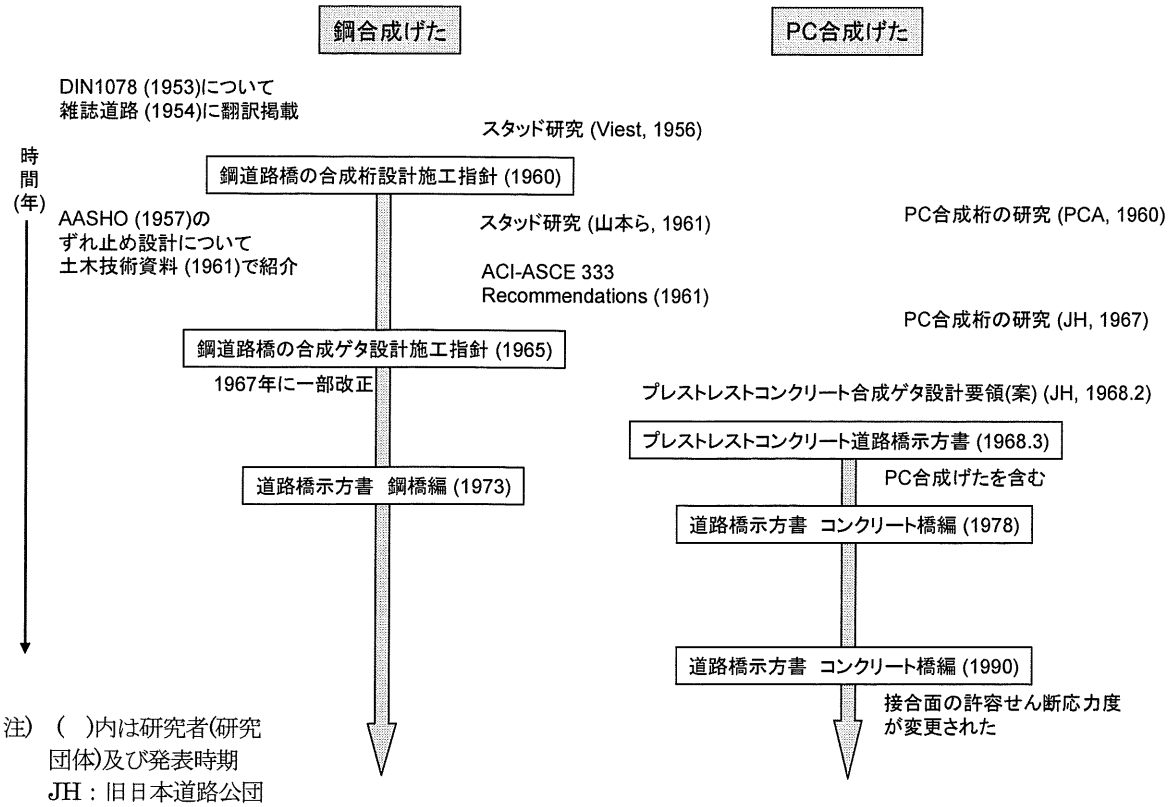


図-3.3.11 PC 合成げたと鋼合成げたの実用化検討の主な流れ

(2) スタッドのせん断伝達耐力

Viest は 12 体の 2 面せん断プッシュオフ試験を実施して，その結果に基づきスタッドのせん断耐力を次式で表した[3.63]。

$Q_{cr} = 332\, d^2\sqrt{f_c}$　　$d < 1$ in.　　(13a)

$Q_{cr} = 316\, hd\sqrt{f_c}$　　$d \geqq 1$ in.　　(13b)

ここに，Q_{cr} ：スタッド 1 本当たりせん断耐力(lb.)

d ：スタッド軸部の直径(in.)

h ：スタッドの高さ(in.)

f_c ：コンクリートの 28 日圧縮強度(psi)

注) 式(13a)，(13b)は米国インチ，ポンド単位で表記，1 psi = 6.89 kPa = 0.00689 N/mm²

この式を求める際の Q_{cr} は試験の最大荷重をスタッド本数で除した値が用いられた。その後の ACI-ASCE の基準原案では，スタッドの許容せん断力として次式を推奨した[3.19]。

$q = 165\, d^2\sqrt{f_c}$　　$h/d \geqq 4.2$　　(14a)

$q = 40\, hd\sqrt{f_c}$　　$h/d < 4.2$　　(14b)

ここに，q ：スタッド 1 本当たりせん断耐力(lb.)

注) 式(14a)，(14b)は米国インチ，ポンド単位で表記，1 psi = 6.89 kPa = 0.00689 N/mm²

山本らは 9 体の 2 面せん断プッシュオフ試験を実施して，Viest の試験結果と合わせて以下のスタッドのせん断耐力式を提案した[3.65]。

$Q_a = t_a A\sqrt{f_c/400}$　　$H/d \geqq 6$　　(15a)

$Q_a = t_a A\sqrt{f_c/400}\ (H/6d)$　　$H/d < 6$　　(15b)

ここに，Q_a ：スタッド 1 本当たりせん断耐力(kg)

t_a ：スタッドの許容せん断応力度(kg/cm²)，同文献では t_a = 800 kg/cm² とした

A ：スタッドの軸部断面積(cm²)，H ：スタッド高さ(cm)，d ：スタッド軸部の直径(cm)

注) 単位は cgs 系

H/d が 6 以上の場合は，供試体の破壊がスタッドのせん断破壊で生じ，H/d が 5 以下では供試体の破壊はコンクリートの強度に支配されるとしている。H/d が 5～6 の範囲では両方の破壊が複合的に現れ，ずれ量が最も大きくなる傾向があるとしている。1965 年の鋼合成げたの指針改訂[3.10]ではこれらの検討に基づきスタッドの許容せん断力が示され，現行道示に踏襲されている(式(16a),(16b))。

$Q_a = 9.4 d^2\sqrt{f_c}$　　$H/d \geqq 5.5$　　(16a)

$Q_a = 1.72 dH\sqrt{f_c}$　　$H/d < 5.5$　　(16b)

ここに，Q_a ：スタッド 1 本当たり許容せん断力(N/本)

d ：スタッド軸部の直径(mm)，H ：スタッド高さ(mm)

その後，平城らは，スタッドのせん断伝達耐力評価を行うため，既往の 179 個の実験結果の重回帰分析などを行った後，次の式を提案した[3.66]。

$$Q_{du} = 110\,A_s\sqrt{(h/d)\cdot f_c} - 2200 \qquad (17)$$

ここに，Q_{du} ：スタッド１本当たり設計せん断耐力(kgf/本)

A_s ：スタッドの軸部断面積(cm^2)

d ：スタッド軸部の直径(cm)，h ：スタッド高さ(cm)

式(17)は，回帰式から標準偏差の 2 倍を減じてデータの概ね下限値を表したものである。なお，この式は土木学会の複合構造物の性能照査指針(案)に使われている[3.67]。

接合部ずれ止めの設計手法について，道示Ⅲコンクリート橋編，道示Ⅱ鋼橋編，コンクリート標準示方書及び複合構造物の性能照査指針(案)の要求性能及び照査方法を表-3.3.2 に整理した。

(3) 破壊形態とせん断伝達耐力式のパラメータ

上記のとおり，スタッドの破壊パターンには大きく分けて，スタッドのせん断破壊とコンクリートの破壊(スタッドの引抜破壊など)によるものがある。現行の道示では，スタッドの形状を現す H/d によって破壊形態を分類しており，それぞれの破壊形態に応じて 2 つの式(16a)，(16b)が示されている。式(16a)のうち，d^2 はスタッドの断面積に比例することを表すものであるが，山本らの式(15a)に見られたスタッドのせん断強度はパラメータとして入っていない。スタッドのせん断破壊の照査においてスタッドのせん断強度が影響しないことは考え難いので，同式中では，使用する鋼材の強度が大差ないとみなして，係数の中に含まれているものと考えられる。なお，山本らはスタッドの許容せん断応力度として，隅肉溶接部のそれと同じとみなして 800 kg/cm^2(80 N/mm^2)を用いていた[3.65]。

PC 合成げたについても現行道示では，1990 年の改訂以降，ずれ止め鉄筋比とコンクリートの設計基準強度の平方根をパラメータとした式を示すとともに，鉄筋の高さと径の比 H/d が 5.5 よりも小さい場合の照査式を解説に示している[3.13]。これは，鋼合成げたのスタッドの許容せん断力式などを参考に決められた[3.35]。

なお，鋼合成げたでは鋼とコンクリートの間の摩擦は無視しているが，PC 合成げたでは現行の式から明らかなように，コンクリート間の摩擦(あるいは付着)をある程度期待したものとなっている。

表-3.3.2　PC 合成げたと鋼合成げたの接合部ずれ止め設計手法の比較

適用基準	道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編 日本道路協会，2002	道路橋示方書・同解説　Ⅱ鋼橋編 日本道路協会，2002
対象構造	PC 合成げた橋	鋼合成げた橋
接合構造	ずれ止め鉄筋	スタッド
参照項目	11章　　合成げた橋 11.3　けたと床版の結合	11 章　コンクリート床版を有するけた構造 11.5　ずれ止め
要求性能	けたと床版のずれ止めは，結合面に生じるせん断力に対して安全となるようにする。	①　密着を確保するとともに車両の加速及び制動並びに地震等による水平力に対して所定の位置を確保できるようにする。 ②　合成作用を考慮して設計する場合には，鋼げたと床版のコンクリート間のせん断力に対して安全となるようにする。
照査方法	【荷重組合せ】 結合面におけるコンクリートのせん断応力度の照査は，合成前荷重の 1/2 と合成後荷重の組合せのうち，最大となる組合せについて行う。下記の許容せん断応力度は安全側の値となることから，これにより設計するずれ止めについては，破壊に対する安全度の照査を省略できる。 【許容せん断応力度】 コンクリートのせん断応力度は，次式により求めた許容応力度以下とする。 $\tau_{ba} = 0.38 + 12 \cdot p\sqrt{\sigma_{ck}}$ ただし，H/D＜5.5 の場合には，次式による(解説に記載)。 $\tau_{ba} = 0.38 + 2.18(H/D) \cdot p\sqrt{\sigma_{ck}}$ 【作用せん断応力度】 コンクリートのせん断応力度は，次式により算出する。 $\tau_b = SQ / bI$ 【配置鉄筋】 ・ずれ止め鉄筋の直径は，13mm 以上とする。 ・ずれ止め鉄筋の中心間隔は，100mm 以上，かつ 500mm 以下とする。 ・ずれ止め鉄筋の鉄筋量は，結合面の面積の 0.2%以上とする。なお，プレキャストげたのスターラップやフランジ鉄筋等をずれ止め鉄筋とみなしてもよい。	【荷重組合せ】 ・ずれ止めとしてスタッドを用い，各種荷重の組合せによるせん断力が最も大きくなる場合について照査を行う。このとき，ずれ止めの許容応力度は割増しを行ってはならない。ただし，主けたは，降伏に対する照査を行う。 ・スタッドを用いて，11.5.1~11.5.5,11.5.8 による場合には，降伏及び破壊に対して十分な安全率をもつものと考え，降伏に対する安全度の照査は行わなくともよい。 【許容せん断力】 ずれ止めの許容せん断力は，疲労，降伏及び破壊に対して安全性が確保できるように設定する。 スタッド全高 150mm 程度の場合において，次式によって許容せん断力を算定する場合には，上記を満足するとみなしてよい。また，次式によって設計されたスタッドは，一般に降伏に対して 3 以上，破壊に対して 6 以上の安全率をもつものと考えてよい。 $Q_a = 9.4 \cdot d^2\sqrt{\sigma_{ck}}$　　$(H/d \geq 5.5)$ $Q_a = 1.72 \cdot d \cdot H\sqrt{\sigma_{ck}}$　　$(H/d < 5.5)$ 【作用せん断力】 コンクリート断面を有効とする場合にずれ止めに作用する水平せん断力は，次式により算出する。 $H_v = d_{vc}(A_c/n)S / I_v$ 【ずれ止め配置】 合成作用を考慮する場合の配置を，以下に示す。 ・床版コンクリートの乾燥収縮，鋼げたとの温度差により生じるせん断力は，床版自由端部において主けた間隔の範囲に設けるずれ止めで負担する。 ・ずれ止めの最大配置間隔は，床版コンクリート厚さの 3 倍かつ，600mm をこえないものとする。 ・スタッドの橋軸方向最小中心間隔は 5d または 100mm，橋軸直角方向の最小中心間隔は d+30mm とする。 ・標準スタッド　軸径 19mm 及び 22mm，全高 150mm

表-3.3.2(続き)　PC 合成げたと鋼合成げたの接合部ずれ止め設計手法の比較

適用基準	コンクリート標準示方書 土木学会，2002	複合構造物の性能照査指針(案) 土木学会，2002
対象構造	鋼・コンクリート合成構造	鋼・コンクリート合成構造
接合構造	スタッドまたは形鋼などの鋼材	機械的ずれ止め（スタッド，形鋼，ブロックジベル，孔あき鋼板ジベルなど）
参照項目	11 章　鋼コンクリート合成構造 11.3.3　ずれ止め	6 章　ずれ止め 参考資料　2.ずれ止め
要求性能	【合成部材として満足すべき事項】 ① 鋼とコンクリートは，使用時において一体性が保たれていることを原則とする。 ② コンクリートの内側に配置される鋼材は座屈しないこととする。 ③ 耐久性 ④ 耐火性	安全性，使用性について，終局限界，使用限界，疲労限界状態を設定して照査する。 ずれ止めに対する要求性能としては，どの限界状態の場合でも，接合界面での伝達力が保持されているのが原則である。したがって，ずれ止めの破断やコンクリートからの抜出しは認められない。接合界面での相対的なずれの発生は，照査する性能によって許容される場合もある。安全性の照査においては，ずれの有無は問わないことが多い。
照査方法	【照査式】 個々のずれ止めのせん断伝達耐力は規定していない。 複数のずれ止めの照査として，次式が成立することを確かめる。 $\gamma_i H_d \Big/ \sum_{i=1}^{n_{sc}} V_{scdi} \le 1.0$ ここに，γ_i：構造物係数 H_d：ある区間で鋼板とコンクリートとの間で単位幅当りに作用する設計せん断力 V_{scdi}：個々のずれ止めの設計せん断伝達耐力 n_{sc}：H_d を算定するための領域内のずれ止めの総数	【スタッドの設計耐力】 終局，使用，疲労の各限界状態に対して下記の耐力算定式を用いる。 ① 終局耐力 $V_{sud} = \left(31 A_{ss}\sqrt{(h_{ss}/d_{ss})f'_{cd}} - 22000\right)\Big/\gamma_b$ あるいは， $V_{sud} = 0.7 A_{ss} \cdot f_{sy}$　　のうち小さい方 ただし，$h_{ss}/d_{ss} > 4$ ②疲労耐力 (通常のコンクリート打設の場合) $V_{srd} / V_{suo} = 0.99N^{-0.105}$ (逆打ちの場合) $V_{srd} / V_{suo} = 0.93N^{-0.105}$ ただし， $V_{suo} = \left(31 A_{ss}\sqrt{(h_{ss}/d_{ss})f'_{cd}} + 10000\right)\Big/\gamma_b$ ③ずれ限界耐力 供用中に鋼とコンクリートの間に過大なずれが生じないように規定したもので，使用限界状態の耐力として適用する。限界ずれ量は，0.17~0.18mm 相当である。 打設方向とせん断力作用方向の関係に応じて， $V_{scd} = 0.3 \sim 0.5\ V_{sud}$

3.4 セグメント接合部の荷重組合せ $\sigma_0+1.7\sigma_L$

3.4.1 現行道示規定

現行道示におけるセグメント橋の要求性能(設計一般)を表-3.4.1 に，接合部(道示では継目部)の設計における要求性能及び設計手法を表-3.4.2 にそれぞれ示す。道示のセグメント橋に関する規定の多くは主に試験調査の結果 [3.68]を踏まえて検討されたものであり，その試験調査の範囲から，コンクリートの設計基準強度が 40 N/mm^{2}以上で，かつエポキシ樹脂接着剤を使用し，鋼製接合キー又はコンクリート接合キーを継目部に配置した場合に限定されたものとなっている。エポキシ樹脂接着剤の使用は，近年，接合部の強度と耐久性の両面から国内の道路橋では一般的となっている(2 章)。

また，現行道示の規定では，セグメント橋はフルプレストレスとするとともに，設計活荷重の 1.7 倍が作用した場合にも接合部にひび割れが発生しないことを照査することとしている。これらはいずれもセグメント接合部に軸方向鉄筋が配置されないことに対する配慮であるが，フルプレストレスとした上にさらに後者の配慮の必要性がわかりにくいものとなっている。本項では，このセグメント接合部の照査における設計活荷重の 1.7 倍の規定の経緯，接合部の耐久性に関連する既往の調査，$\sigma_0+1.7\sigma_L$の実設計における影響度について整理する。

表-3.4.1 現行道示におけるセグメント橋の要求性能(設計一般)

要求性能		i) プレキャストセグメント橋は，継目部のない場合のけたとして安全であるとともに，継目部が断面力に対して安全となるようにする。 ii) プレキャストセグメントは，施工段階において，安全性が確保されるようにする。
要求性能 i)に対する規定		プレキャストセグメント橋の設計にあたっては，継目部がないけたとして設計を行うほか，継目部の応力度及び耐力について照査する。
要求性能 ii) に対する規定	①	プレキャストセグメントは，吊上げ時，運搬時及び架設時に生じる応力度に対して照査を行う。
	②	プレキャストセグメント橋の主げたに用いるコンクリートの設計基準強度は，40 N/mm^{2}以上とする。

表-3.4.2　現行道示におけるセグメント接合部の設計における要求性能及び照査方法

要求性能		i)　継目部は相互のセグメントを確実に接合し，断面力を確実に伝達できる構造とする。 ii)　継目部は，耐久性上の弱点となることのないように配慮する。
要求性能 i) に対する規定	①	曲げモーメント，せん断力，ねじりモーメントに対する照査を行う。
	②	継目部に設ける接合キーはせん断力，ねじりモーメントに対して設計する。
	③	プレキャストセグメントの接合面は，主げたの部材軸線方向に直角に設ける。
要求性能 ii)に対する規定		継目部にエポキシ樹脂系接着剤を塗布する。
照査方法	曲げ応力度の照査	プレキャストセグメントの継目部には，設計荷重作用時及び架設時において引張応力が生じないようにする。(フルプレストレス)
		プレキャストセグメントの継目部においては，次式により算出するコンクリートの引張応力度について照査する。この場合の許容曲げ引張応力度は，コンクリートの設計基準強度 40 N/mm² に対して 2.5 N/mm² とする。 1)　けた　$\sigma_0+1.7\sigma_L$ 2)　床版　$\sigma_0+1.7\sigma_{Ls}+0.5\sigma_{Lg}$
	せん断力に対する照査	プレキャストセグメント橋の継目部におけるせん断力に対する照査は，架設時及び終局荷重作用時について行う。各接合キーに作用するせん断力は，接合キーが受け持つことができるせん断力以下とする。
		終局荷重作用時にプレキャストセグメントの継目部に作用するせん断力は，プレストレス力によって生じる継目部の摩擦抵抗力を考慮して算出してもよい。
	ねじりモーメントに対する照査	ねじりモーメントが作用するプレキャストセグメント橋の設計にあたっては，ねじりモーメントにより接合キーに発生するせん断力を考慮する。
		ねじりモーメントが作用するプレキャストセグメントの継目部には，ねじりモーメントに対して付着のある PC 鋼材を軸方向に配置する。
	鋼製接合キーの設計	鋼製接合キーは，架設時及び終局荷重作用時について，それぞれ鋼製キーが受け持つことのできるせん断応力度を考慮して設計する。
		鋼製接合キーは，埋込み部コンクリートに作用する支圧応力度について照査を行う。
	コンクリート製接合キーの設計	台形接合キーは，架設時及び終局荷重作用時のせん断力について照査し，補強鉄筋を配置する。
		多段接合キー及び波形接合キーの接合面は，架設時及び終局荷重作用時のせん断応力度について照査する。
	構造細目	プレキャストセグメント端部及び接合キーの周辺部は，鉄筋又は鉛直方向の PC 鋼材により補強する。
		接合キーは，接合面に直角に，１継目部あたり２箇所以上分散して配置する。

注）σ_0　：活荷重及び衝撃以外の主荷重によるコンクリートの曲げ引張応力度

σ_L　：活荷重及び衝撃によるコンクリートの曲げ引張応力度

σ_{Ls}　：活荷重及び衝撃による床版としてのコンクリートの曲げ引張応力度

σ_{Lg}　：活荷重及び衝撃によるけたとしてのコンクリートの曲げ引張応力度

3.4.2　セグメント接合部の荷重組合せの変遷

表-3.4.3 にセグメント継目部の設計の変遷を示す。

1955 年に土木学会で PC 指針[3.21]が取りまとめられたときに，既にセグメント橋(表中，当時の用語でブロックとしている)も対象にされていた。PC 橋を道路橋に適用するにあたり，当時，TL-20，TL-14 への活荷重改訂の検討[3.69]と並行して，PC 橋のひび割れに対する考え方について検討された[3.70]。PC 指針の制定とともに道路局長通達[3.71]が出され，道路橋の PC 橋はすべてフルプレストレスとするとともに，活荷重に対するひび割れの安全率(1955 年の PC 指針でこの照査が規定されていた，PC 指針では安全度としていたが，ここでは安全率という)を 1.4 以上とすることとなった。活荷重に対するひび割れの安全率を 1.4 とした背景について文献 3.70)に記されている。同文献では，以下の記述が見られる。

- 道路橋は，荷重の変動の予想が難しく，鉄道橋に比べ荷重(特に最大荷重)があいまいである。
- PC 橋は，荷重の変動に対する応力度変化が比較的敏感である。
- 設計荷重以上の荷重が予想される道路橋では，設計荷重に対して応力度が許容値内にあるかどうかの検討と同時に，荷重の増大に対する安全率を検討する必要がある。活荷重の変動(over load)に対して安全率を規定するという趣旨からは，活荷重に対するひび割れの安全率について検討する必要がある。
- フルプレストレスとして設計されていれば，ある程度の over load によってひび割れが発生した場合でも，活荷重が通過してしまえば(理屈上では)ひび割れをふさいでしまうはずである。しかしこれはあくまで理論上のことであり，道路橋のように繰返し荷重を頻繁に受ける構造物で，このような計算上の結果を過信することはいささか危険ではないか。特に繰返し荷重としてある程度以上の over load が考えられるような場合には，ひび割れは急速に発達し，PC 鋼線の腐食等 PC げたにとって致命的な影響も考えられる。
- 死活荷重比，コンクリートの引張強度などをパラメータにひび割れに対する安全率を試算した(セグメント橋も含む)。その結果と，新旧活荷重の一等橋と二等橋の比率（20t/14t = 1.43，13t/9t = 1.44），破壊に対する安全度や他の形式の橋における安全率なども勘案して，40 %前後の over load に対してひび割れが発生しないようにしたい。

1961 年の PC 指針の改定[3.22]に伴い，再び道路局長通達[3.72]が出された。このときに，道路橋の PC 橋はパーシャルプレストレスを原則とすることとなった。また，それまで行ってきたひび割れに対する安全率の照査はパーシャルプレストレスとフルプレストレスのひび割れに対する安全率の意味合いが異なるなど，パーシャルへの移行とともにひび割れに対する安全率の意味が不明確になってきたことから PC 指針の改定の中で削除された[3.30]。しかし，同通達[3.72]では，セグメント橋に関しては従来と同様にフルプレストレスとして，セグメント接合部の設計において，新たな規定(1.1×静荷重＋1.2×動荷重に対して継目に圧縮が残るようにする)が盛り込まれた。これは，それまでの over load に対するひび割れに対する安全率の照査に相当するものとして設けられたものと推察される。

1978 年の道示コンクリート橋編[3.8]において，1.1×静荷重＋1.2×動荷重に替わる照査($\sigma_0+1.7\sigma_L$に対する照査)が規定された。その解説資料では，「支間が短い橋の場合は(従来の)局長通達の規定とほぼ同様な規定であるが，支間が長くなると若干楽になる。ただし，床版に対する検討は従来より厳しくなっている。」と記

されている[3.73]。

以上の経緯を整理すると以下のとおりである。

1) セグメント接合部の設計活荷重の 1.7 倍の照査は，初期の PC 指針と道路局通達のひび割れに対する安全率の照査を踏襲しているようである。

2) 現行道示の解説に記されている「設計荷重を超える大きな活荷重」は，20 トンや 25 トンといった絶対値のことではなく，道路橋の活荷重のもつもともとの大きい変動性(over load)を考慮したものと考えられる。

3) ここでいうひび割れに対する安全率の照査は，主として PC 鋼材の腐食などの耐久性に配慮したものと考えられる。

表-3.4.3　セグメント継目部の設計の変遷

基準, 通達類	一般のけたの規定 (セグメント継目部を含む)		セグメント継目部関連 の規定	備　考
1955(S30) 土木学会 PC 指針 3.21)	ひびわれに対する安全度を照査する パーシャル 1.03～1.23 フル 1.14～1.40	パーシャル 下側引張縁および防水層のある上側引張縁　25 kg/cm² 防水層のない上側引張縁　15 kg/cm² フル 0 kg/cm²	安全率計算において，ブロックの場合，継目の施工が適切なときに曲げ引張強度を 15 kg/cm² としてよい cf 一般　50 kg/cm²	主要な道路橋はパーシャルとしない。(本文 p.39) 1961 年の改訂で，パーシャルを導入した場合にひびわれ安全率が一定の安全性評価指標になっていないとされ削除 (改訂資料 1961.8) 3.30)
1955(S30) 道路局長通達 3.71)	活荷重(衝撃含む)に対するひびわれの安全率は 1.4 以上	設計はすべてフルプレストレスによる	ブロックに関する特記なし	1.4 の根拠について，雑誌道路(1955)に関連記事 3.70)
1961(S36) 土木学会 PC 指針 (改訂) 3.22)	ひびわれ安全度照査を削除 パーシャルの控えめな態度を改めた まれにしか生じない荷重の組み合わせのときの許容曲げ引張応力度を追加，引張を許容(フルプレストレスに対して)・緩和(パーシャルプレストレスに対して)	パーシャル 下または上で防水あり　30 kg/cm² 上，防水なし 20 kg/cm² フル 20 kg/cm²		パーシャルとした場合，許容引張応力度をコンクリートの曲げ引張強度よりも小さくしているので，ブロックの場合を除いて，ひびわれの安全度は，なお RC よりも大きい。　(本文 p.65) 改訂指針程度の許容応力度の範囲で設計されたけたでは破壊荷重とひび割れ荷重の比がだいたい 4 : 3 であるから，破壊の照査がされていればひび割れ安全率 1.4 は確保されている。(解説資料)3.74) その他関連資料あり 3.75),3.76)
1961(S36) 道路局長通達 3.72)	塩害，凍害に関連してひびわれによる懸念がある場合にフルとする簡易な防水は防水層と認めない		1.1(静荷重)＋1.2(動荷重)，継目に圧縮応力が残るようにする	荷重係数 1.1，1.2 の根拠は不明
1965(S40) 企画課長通達	局長通達の徹底のため，再通知			
1968(S43) PC 道示 3.3)	パーシャルを全面的に採用 軸引張はフル (道路 1969.6) 3.77)	パーシャル 死荷重時 0 kg/cm² 設計荷重時 15 kg/cm²		活荷重の 75%載荷時もフル(許容引張 0 kg/cm²)が望ましい
1972(S47) 通達	道示通達に伴うコンクリート関連規定の修正			
不明			1.1(静荷重)＋1.2(動荷重)， 1.05(静荷重)＋1.25(動荷重)， 継目に引張応力が生じないようにする	設計便覧において，道示Ⅲ以前に適用されていたと記されているが通達等の出典が不明。 (1985，設計便覧 p.394) 3.78)
1978(S53) 道示Ⅲ 3.8)			けた　$\sigma_0+1.7\sigma_l$ 床版　$\sigma_0+1.7\sigma_{ls}+0.5\sigma_{lg}$ 継目部の許容曲げ引張応力度 25 kg/cm²　※ 接合面に接着剤を塗布	一般の許容値 15 kg/cm² の 70 %増しと記述されている。 (本文 p.260) 道路局長通達の 1.1D+1.2L に対応したものである。 短支間の場合に従来と同等，長支間では若干楽になる。 (改訂資料) 3.73)
1990(H2)	変更なし			
1994(H6)	設計活荷重が 25 トンになってもセグメント接合部の照査は変更なし			
1996(H8)	変更なし			
2002(H14)	変更なし			

※ σ_{ck} = 400 kg/cm² (40 N/mm²)の場合について記す。

3.4.3 既往の調査

(1) セグメント橋接合部の不具合事例

英国では，セグメント橋の突然の落橋などを契機に 1992 年にセグメント橋を含むポストテンション PC 橋の使用が一時禁止された[3.79]。1996 年にポストテンション PC 橋の禁止が解除されてからも，セグメント橋については，接合部の防食が確実でないため，現在も禁止されたままである。

落橋事例の一つ，Ynys-y-Gwas 橋は 1953 年に建設された初期の PC セグメント橋であり，1985 年に突然落橋した[3.80]。その落橋の原因はセグメント接合部の PC 鋼材の腐食であった。その腐食は，凍結防止剤の散布に由来する塩化物イオンによるもので，さらに主げた全体を覆う現場打ち鉄筋コンクリート床版がなかったこと，不適切な防水層，接合部でのボール紙の使用，グラウト不良などの PC 鋼材の不適切な保護，活荷重作用下でのセグメント接合部の開き，河川上での高い湿気，接合面付近の不適切な防水処理など，複数の要因によって加速されたものと考えられている。

日本国内では，PCT げたのセグメント橋の接合部(幅 100 mm のコンクリート目地)に活荷重による最大 0.3 mm 程度の開きが生じた事例が報告されている[3.81]。

(2) セグメント接合部の調査

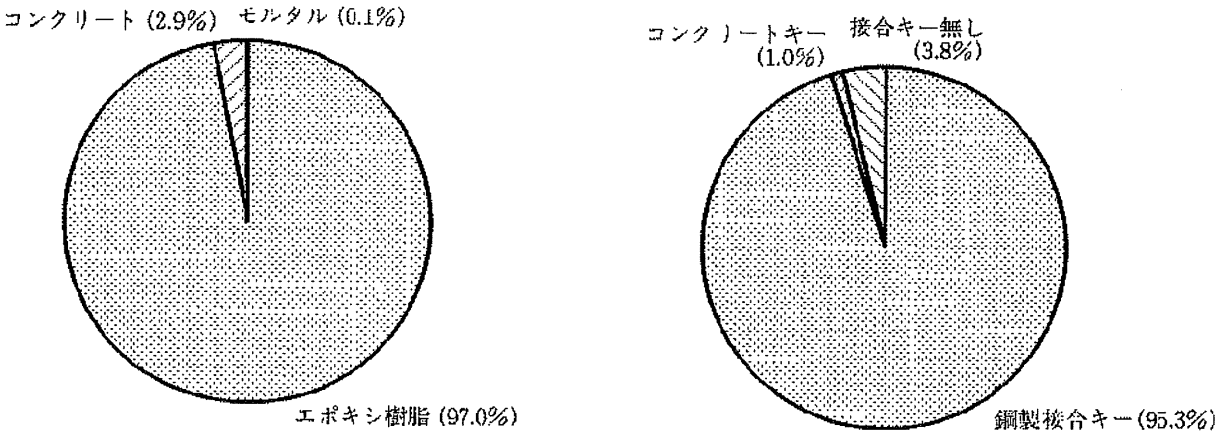
PC 建協では，表-3.4.4 のとおり，これまでに 3 回の既設 PC 橋に関する調査を実施した。これらの調査はセグメント橋に限定したものではないが，調査対象には含まれていた。

表-3.4.4 PC 建協が実施した既設 PC 橋の調査

調査年	背景	対象橋梁	橋数	主な調査内容
1990 年 (H2)	英国でのブロックげた橋の落橋事故	ブロックげた橋	742 橋	・1981～1989 年までの 9 年間の施工実績調査 ・橋梁諸元のほか，ブロック製作時データや継目構造の調査が行われた。
1994～ 1995 年 (H6～7)	グラウト不良による PC 鋼材の損傷劣化事故	横締めを伴う橋梁	5,922 橋	「変状部位」として，主げた下面・定着部側面，横げた下面・側面，床版下面，横締緊張端に分類し， 「変状種別」として，ひび割れ，剥離，鉄筋露出，漏水，遊離石灰，さび汁，露出・突出・抜けを調査した。
2001 年 (H13)	2000.6　山陽新幹線コンクリートはく落事故 2000.9　PC 建協内「保全点検委員会」の設立 2000.11 既設 PC 橋梁総点検の建協内通達の発信 2001.4　国土交通省通達「第三者被害をするための橋梁点検要領(案)」をもとにした 8,000 橋点検	JH，首都高，阪高の管理する本線橋ならびに JR の管理する鉄道橋を除くすべての橋梁	優先対象橋梁： 9,800 橋 上記対象以外の橋梁： 44,600 橋	「優先度の高い橋梁」と「その他の橋梁」のそれぞれに対して下記を実している。 ・一次調査～目視による変状調査 ・二次調査～5 種類の詳細チェックシートへの記載

1) 1990 年調査

1990 年調査は, プレキャストブロック工法による PC 橋(本文ではセグメント橋)を対象とした 1981～1989 年までの 9 年間の施工実績調査（総回答数 742 件）である。調査内容は，橋梁諸元のほか，ブロック製作時データや接合構造など，20 項目にわたる調査が行われており，「プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリートTげた道路橋設計施工指針」[3.82]の巻末参考資料に整理されている。同調査のアンケートでは，図-3.4.1 に示すように，ブロック継目部の接合材料は 97 %がエポキシ目地であり，また，接合キーは 95 %が鋼製接合キーを使用しており，セグメント橋の建設初期（昭和 30～40 年代）に多用された「接合キーを用いずにセメント系モルタルやセメント系ペーストを接合材料に採用」した施工実績は，この調査対象中にはほとんど見られなかった。



(a) 接合材料　　(b) 接合キーの有無と種類

図-3.4.1　1990 年調査の結果抜粋

2) 1994 / 95 年調査

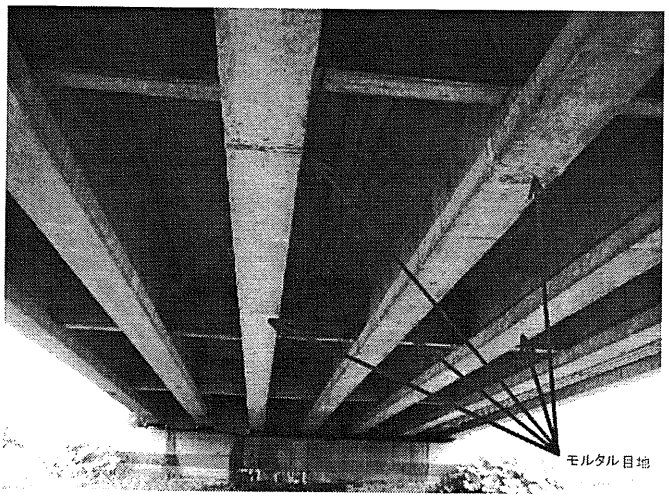
1994～1995 年に行った調査(1994/95 年調査)は，PC グラウトの施工不良に起因する PC 鋼材の損傷劣化事故を受け，PC 建協が緊急対応として実施した，横締め PC 鋼材を伴う橋梁を対象に行われた変状調査である。具体的な調査内容は,「変状確認部位」として主げた下面，主げた定着部側面，横げた側面，床版下面，横締緊張端の 5 つに分類し，「変状判定種別」として，ひびわれ，剥離，漏水，遊離石灰，さび汁，露出・突出・抜けを調査しており，橋梁総数 5,922 橋の調査の結果，約 17 %に変状が確認された。変状が認められた具体の判定種別は, 多数が伸縮装置部からの漏水, 横締め定着部箱抜きの後埋め部の遊離石灰, ひび割れ, T げた橋床版下面の遊離石灰であった。また，変状確認部位のうちの主げた下面で確認ができるセグメント接合部の変状は確認されておらず，健全性を保っていることが窺える。

3) 2001 年調査

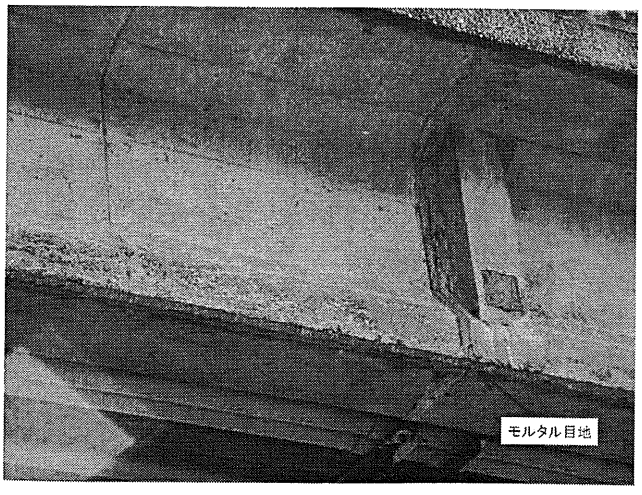
2001 年調査は，山陽新幹線コンクリートはく落事故をきっかけとした建設・運輸・農林水産の三省（当時）による土木コンクリート構造物耐久性検討委員会の経年劣化を指摘した報告[3.83]などを背景に，PC 建協

が予防保全の観点から自主的に行った橋梁変状調査である。調査対象の橋梁は，日本道路公団・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・JR の管理する橋梁を除くすべての橋梁（54,400 橋）を対象とし，「優先度の高い橋梁（コンクリートはく落による第三者被災の恐れのある跨線橋，跨道橋）」（9,800 橋）をはじめ，「その他の橋梁」（44,600 橋）のそれぞれに対して，目視による変状調査である一次調査を行い，変状の確認された橋梁については詳細チェックとなる二次調査を実施している。1994 / 95 調査の件数の 9 倍にもなる膨大な調査報告においても，前回と同様，主げた下面や主げた側面においての変状は確認されておらず，セグメント接合部の安全性に対して危惧する性能低下は見られなかった。

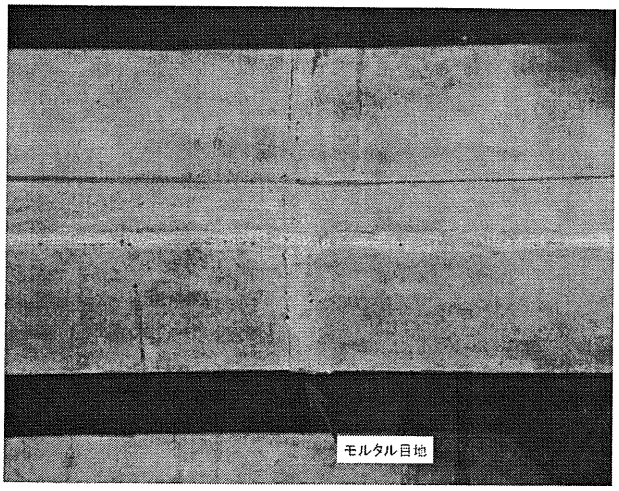
先に述べたように，初期に建設されたセグメント接合部の構造は，接合キーを用いず，セメント系モルタルやセメント系ペーストが目地材料に用いられていた。図-3.4.2 に，現存する昭和 30 年代(1955～1964 年)に建設されたセグメント橋のモルタル目地の状況を示す。これらの例では，ひび割れ，目開き，漏水，遊離石灰の溶出などの痕跡は見られなかった。



(a)　1958 年(昭和 33 年)施工



(b)　1961 年(昭和 36 年)施工



(c)　1962 年(昭和 37 年)施工

図-3.4.2　現存するセグメント橋の健全なモルタル目地の例

3.4.4　$\sigma_0+1.7\sigma_L$の影響度

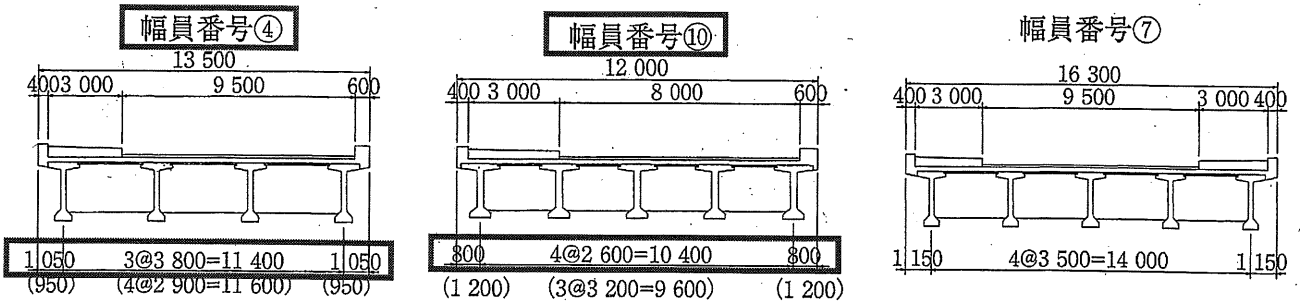
(1)　検討方法

PC コンポ橋の応力度集計表のデータを利用して，接合部の活荷重割増しが主げたの断面決定に対する影響を調べる。

接合部における設計荷重時の曲げ応力度とその許容値（フルプレストレス：$\sigma_c=0$ N/mm²）に対する余裕度を 0 とした時に，過載荷時における曲げ応力度がその許容値（主げたコンクリートの設計基準強度：50 N/mm² の場合，許容曲げ引張応力度：−3.0 N/mm²）を超えるか否かを算定する。つまり，設計荷重時のフルプレストレス制御に対する余裕分と過載荷時の曲げ応力度の差(活荷重割増しによる増分)を算定して，−3 N/mm² を超えていなければ活荷重割増し 1.7 は効いていないことがわかる。なお，検討に用いたデータは単純げたであるため，曲げ応力度の着目断面はけた下縁側のみである。

(2)　検討データ

検討に用いるデータは，標準設計として検討が行われた「PC コンポ橋　設計・施工の手引き」[3.14]の参考資料に掲載されている試設計の応力度集計表を用いた。試設計で検討された幅員は，図-3.4.3 に示す幅員④，⑦，⑩の片側または両側歩道の構成であり，主げた間隔 5 種類（2.6～3.8m）×支間 25（25～39，36～45）＝125 ケースであった。そのうち，本検討では，幅員構成を幅員④の主けた間隔 3.8 mと幅員⑩の同 2.6 m とした。また，セグメント割を等分割にした Type 1 と中央セグメントを輸送限界長に設定した Type 2 の検討を行った。本共同研究で検討したケース数は，2(幅員)×2(セグメント分割種別)×25(支間)=100 ケースである。



注)　囲いは本共同研究における検討対象を示す。

図-3.4.3　幅員構成図

(3) 検討結果

幅員別及び支間別に計算結果を集計した一覧を，表-3.4.6～3.4.11 に示す。表中の網掛け部は，活荷重割増しによる検討によって継目部の断面が決定されたものを示す。また，各表の最下段に示す応力比は，セグメント分割の違いによる上記応力度の比率を示す。

活荷重割増しによる増分が－3 N/mm² を超えないケースは，全 100 ケース中 59 ケースであった。その内訳は，セグメントの分割を等分割した場合で 50 ケース中 27 ケース，中央セグメントを輸送限界長とした場合で 50 ケース中 32 ケースであった。セグメント分割方法 Type1, Type2 の間に有意な差は見られなかった。また支間長によっては活荷重割増しによる増分が－3 N/mm² を超える場合が見られたが，支間長に依存した特有の傾向は見られなかった。

幅員番号⑩の主げた間隔 2.6 m の中では全 50 ケース中 13 ケースで活荷重割増しによる増分が－3 N/mm² を超えていなかったのに対して，幅員番号④の主げた間隔 3.8 m では，50 ケース中 46 ケースとほとんどのケースで－3 N/mm² を超えなかった。このことは，片歩道の影響などにより設計荷重時に最大断面力が発生する主げたが必ずしも過載荷時の活荷重割増しの影響が大きくなるとは限らないことがわかる。また，活荷重割増しによる増分に関して，幅員⑩（主けた間隔 2.6 m）と幅員④（主けた間隔 3.8 m）の差はわずかであった。

(4) 活荷重比率が大きな橋梁に対する検討

前項で示した試設計データの分析結果からは，設計荷重時に目地部をフルプレストレス制御することと過載荷時の活荷重割増しは，各々の許容値に対する余裕度に有意な差を見出せなかったが，過載荷時に対して活過重比率が大きくなるよう主げたが配置される橋梁ではその影響も大きくなると予想される。

ここでは手引き作成時に検討が行われた幅員の他に活荷重比率が大きくかつ一般的な幅員構成として，図-3.4.4 の幅員③を対象として，活荷重割増しによる応力増分を算出した。支間長は 25 m, 45 mの 2 ケースとした。

表-3.4.12 に結果を示す。歩道部のない幅員構成の場合，活荷重割増しによる応力増分は－3.5～－4.0 N/mm² であった。歩道部を有する幅員構成⑩④に比べてやや大きい傾向があることがわかった。

以上の結果より，以下のことがわかった。

支間 25～45 m の PC コンポ橋の場合，セグメント目地部の活荷重割増しは許容値－3 N/mm² を超えるものもあったが，顕著に超えるものではなかった。また，歩道部がない方が活荷重割増しによる応力増分が大きい傾向が見られた。

表-3.4.6　幅員番号⑩　L=25m～34m

幅員番号⑩ W=12.000m，主けた間隔4@2.600m												
Type1：セグメント重量等分割（25t以下）												
支間長(m)				25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
セグメント分割数				3	3	3	3	3	3	5	5	5	5
けた高(m)				1.400	1.400	1.400	1.500	1.600	1.700	1.700	1.800	1.800	1.800
PC鋼材			緊張力	1240	1280	1320	1310	1280	1320	1240	1240	1310	1310
			種別	12S12.7BL									
			本数	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5
目地部応力	導入直後		上縁	1.20	0.91	0.68	0.64	0.69	0.71	0.91	0.97	1.23	1.45
			下縁	13.86	15.17	16.09	15.58	14.61	14.47	17.52	16.90	17.76	16.96
	設計時		上縁	6.10	6.37	6.51	6.45	6.29	6.39	7.52	7.41	7.97	8.06
			下縁	0.54	0.63	0.77	0.68	0.54	0.49	0.83	0.89	0.89	0.63
	σ0+1.7σL		上縁	4.47	4.62	4.69	4.66	4.56	4.65	5.55	5.49	5.95	6.07
			下縁	-2.39	-2.50	-2.48	-2.45	-2.41	-2.41	-2.42	-2.22	-2.38	-2.54
設計時フル→1.7σL下縁				-2.93	-3.13	-3.25	-3.13	-2.95	-2.90	-3.25	-3.11	-3.27	-3.17
Type2：中央セグメント最大分割（30t以下）												
支間長(m)				25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
セグメント分割数				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
けた高(m)				1.400	1.400	1.400	1.500	1.500	1.600	1.700	1.700	1.700	1.800
けた高差：type2-tyoe1				**0.000**	**0.000**	**0.000**	**0.000**	**-0.100**	**-0.100**	**0.000**	**-0.100**	**-0.100**	**0.000**
PC鋼材			緊張力	1170	1230	1260	1290	1320	1320	1170	1230	1290	1280
			種別	12S12.7BL									
			本数	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5
PC鋼材本数差：type2-type1				**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**
目地部応力	導入直後		上縁	2.19	1.76	1.05	1.36	0.68	0.57	1.44	1.29	1.15	1.10
			下縁	11.56	13.11	14.59	14.21	15.65	15.38	15.21	16.51	17.83	17.25
	設計時		上縁	6.07	6.26	6.30	6.49	6.53	6.48	7.08	7.42	7.78	7.71
			下縁	0.13	0.40	0.51	0.52	0.65	0.64	0.51	0.71	0.91	0.79
	σ0+1.7σL		上縁	4.63	4.60	4.61	4.81	4.73	4.68	5.29	5.52	5.77	5.72
			下縁	-2.46	-2.41	-2.52	-2.42	-2.50	-2.42	-2.45	-2.43	-2.41	-2.43
設計時フル→1.7σL下縁				-2.59	-2.81	-3.03	-2.94	-3.15	-3.06	-2.96	-3.14	-3.32	-3.22
上表との応力比：type2/type1				**0.88**	**0.90**	**0.93**	**0.94**	**1.07**	**1.06**	**0.91**	**1.01**	**1.02**	**1.02**

表-3.4.7　幅員番号⑩　L=35m～39m

幅員番号⑩ W=12.000m，主けた間隔4@2.600m								
Type1：セグメント重量等分割（25t以下）								
支間長(m)				35	36	37	38	39
セグメント分割数				5	5	5	5	5
けた高(m)				2.000	2.000	2.000	2.100	2.100
PC鋼材			緊張力	1310	1270	1300	1320	1320
			種別	12S12.7BL				
			本数	5	6	6	6	6
目地部応力	導入直後		上縁	1.35	1.96	2.07	2.27	2.34
			下縁	16.66	18.65	19.13	18.61	19.34
	設計時		上縁	7.97	9.06	9.54	9.51	9.97
			下縁	0.66	1.51	1.19	1.35	1.25
	σ0+1.7σL		上縁	6.00	6.27	6.60	6.68	7.00
			下縁	-2.41	-1.67	-2.16	-1.84	-2.10
設計時フル→1.7σL下縁				-3.07	-3.18	-3.35	-3.19	-3.35
Type2：中央セグメント最大分割（30t以下）								
支間長(m)				35	36	37	38	39
セグメント分割数				3	5	5	5	5
けた高(m)				1.900	2.000	2.000	2.000	2.000
けた高差：type2-tyoe1				**-0.100**	**0.000**	**0.000**	**-0.100**	**-0.100**
PC鋼材			緊張力	1290	1340	1320	1320	1320
			種別	12S12.7BL				
			本数	5	5	6	6	6
PC鋼材本数差：type2-type1				**0**	**-1**	**0**	**0**	**0**
目地部応力	導入直後		上縁	1.24	2.10	2.33	2.50	2.56
			下縁	16.75	15.72	18.85	18.68	19.53
	設計時		上縁	7.77	8.48	9.14	9.60	10.07
			下縁	0.71	0.59	2.05	1.34	1.28
	σ0+1.7σL		上縁	5.80	6.09	6.58	6.99	7.29
			下縁	-2.43	-2.21	-0.90	-1.68	-1.19
設計時フル→1.7σL下縁				-3.14	-2.80	-2.95	-3.02	-2.47
上表との応力比：type2/type1				**1.02**	**0.88**	**0.88**	**0.95**	**0.74**

表-3.4.8　幅員番号⑩　L=36m～45m

幅員番号⑩　W＝12.000m，主けた間隔4@2.600m											
Type1：セグメント重量等分割（25t以下）											
支間長(m)			36	37	38	39	40	41	42	43	44	45
セグメント分割数			5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
けた高(m)			1.800	1.900	2.000	2.100	2.100	2.200	2.200	2.300	2.300	2.400
PC鋼材		緊張力	1340	1340	1330	1340	1200	1240	1260	1290	1320	1320
		種別	12S15.2BL									
		本数	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5
目地部応力	導入直後	上縁	1.07	1.22	1.33	1.89	2.18	1.98	2.38	2.22	2.34	2.62
		下縁	19.61	18.87	18.02	17.17	18.89	19.42	19.36	19.61	20.01	19.11
	設計時	上縁	9.13	9.39	9.00	9.55	10.21	10.04	10.70	10.55	11.03	11.08
		下縁	1.00	0.89	0.77	0.57	0.92	1.61	0.99	1.48	1.17	0.94
	σ0+1.7σL	上縁	6.82	6.30	6.79	6.57	7.13	6.99	7.51	7.38	7.73	7.85
		下縁	-2.49	-2.50	-2.45	-2.49	-2.22	-1.46	-2.23	-1.66	-2.11	-2.23
設計時フル→1.7σL下縁			-3.49	-3.39	-3.22	-3.06	-3.14	-3.07	-3.22	-3.14	-3.28	-3.17
Type2：中央セグメント最大分割（30t以下）											
支間長(m)			36	37	38	39	40	41	42	43	44	45
セグメント分割数			5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
けた高(m)			1.700	1.800	1.900	2.000	2.100	2.100	2.200	2.200	2.300	2.400
けた高差:type2-tyoe1			**-0.100**	**-0.100**	**-0.100**	**-0.100**	**0.000**	**-0.100**	**0.000**	**-0.100**	**0.000**	**0.000**
PC鋼材		緊張力	1340	1340	1340	1340	1340	1250	1250	1270	1300	1320
		種別	12S15.2BL									
		本数	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5
PC鋼材本数差:type2-type1			**0**	**0**	**0**	**0**	**-1**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**
目地部応力	導入直後	上縁	0.91	1.04	1.18	1.60	1.65	2.09	1.87	2.04	2.46	2.61
		下縁	20.11	19.40	18.71	17.81	17.29	19.81	19.76	19.84	19.49	19.12
	設計時	上縁	8.98	8.97	8.96	9.34	9.38	10.23	10.27	10.56	11.05	11.09
		下縁	1.15	1.05	0.96	0.88	0.65	1.53	1.41	1.21	0.88	0.93
	σ0+1.7σL	上縁	6.65	6.67	6.70	6.55	6.55	7.29	7.13	7.50	7.78	7.85
		下縁	-2.44	-2.42	-2.49	-2.02	-2.28	-1.52	-1.39	-1.92	-2.37	-2.25
設計時フル→1.7σL下縁			-3.59	-3.47	-3.45	-2.90	-2.93	-3.05	-2.80	-3.13	-3.25	-3.18
上表との応力比:type2/type1			**1.03**	**1.02**	**1.07**	**0.95**	**0.93**	**0.99**	**0.87**	**1.00**	**0.99**	**1.00**

表-3.4.9　幅員番号④　L=25m～34m

幅員番号④　W＝13.500m，主けた間隔3@3.800m											
Type1：セグメント重量等分割（25t以下）											
支間長(m)			25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
セグメント分割数			3	3	3	3	5	5	5	5	5	5
けた高(m)			1.900	2.000	2.000	2.100	2.300	2.400	2.400	2.500	2.500	2.600
PC鋼材		緊張力	1300	1340	1200	1200	1200	1250	1300	1300	1210	1220
		種別	12S12.7BL									
		本数	4	4	5	5	5	5	5	5	6	6
目地部応力	導入直後	上縁	0.28	0.55	0.19	0.37	0.03	0.00	0.02	0.21	0.02	0.13
		下縁	13.73	13.54	15.44	14.89	14.91	15.33	16.03	15.45	17.49	17.14
	設計時	上縁	4.92	5.03	5.27	5.47	5.47	5.54	5.80	5.99	6.30	6.43
		下縁	0.32	0.60	0.67	0.29	0.27	0.64	0.66	0.31	0.69	0.53
	σ0+1.7σL	上縁	3.53	3.67	3.81	4.00	4.02	4.09	4.28	4.46	4.70	4.83
		下縁	-2.51	-2.13	-2.22	-2.57	-2.42	-2.01	-2.12	-2.42	-2.16	-2.28
設計時フル→1.7σL下縁			-2.83	-2.73	-2.89	-2.86	-2.69	-2.65	-2.78	-2.73	-2.85	-2.81
Type2：中央セグメント最大分割（30t以下）											
支間長(m)			25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
セグメント分割数			3	3	3	3	3	3	5	5	5	5
けた高(m)			1.700	1.800	1.900	2.000	2.100	2.200	2.300	2.400	2.500	2.500
けた高差:type2-tyoe1			**-0.200**	**-0.200**	**-0.100**	**-0.100**	**-0.200**	**-0.200**	**-0.100**	**-0.100**	**0.000**	**-0.100**
PC鋼材		緊張力	1300	1340	1200	1200	1200	1250	1300	1300	1210	1220
		種別	12S12.7BL									
		本数	4	5	5	5	5	5	6	6	6	6
PC鋼材本数差:type2-type1			**0**	**1**	**0**	**0**	**0**	**0**	**1**	**1**	**0**	**0**
目地部応力	導入直後	上縁	0.50	0.34	0.50	0.39	0.17	0.55	0.11	0.11	0.28	0.13
		下縁	14.69	15.95	15.39	16.71	17.19	16.36	16.95	17.39	16.78	17.92
	設計時	上縁	5.03	5.14	5.36	5.43	5.42	5.75	6.00	6.09	6.28	6.53
		下縁	0.70	1.08	0.67	1.66	1.98	1.40	0.52	0.92	0.53	0.70
	σ0+1.7σL	上縁	3.65	3.73	3.92	3.96	3.93	4.24	4.40	4.50	4.68	4.85
		下縁	-2.29	-1.87	-2.25	-1.25	-0.91	-1.47	-2.43	-1.99	-2.34	-2.29
設計時フル→1.7σL下縁			-2.99	-2.95	-2.92	-2.91	-2.89	-2.87	-2.95	-2.91	-2.87	-2.99
上表との応力比:type2/type1			**1.06**	**1.08**	**1.01**	**1.02**	**1.07**	**1.08**	**1.06**	**1.07**	**1.01**	**1.06**

表-3.4.10　幅員番号④　L=35m～39m

幅員番号④ W=13.500m，主けた間隔3@3.800m							
Type1：セグメント重量等分割（25t以下）							
支間長(m)			35	36	37	38	39
セグメント分割数			5	5	5	5	7
けた高(m)			2.600	2.700	2.700	2.800	3.000
PC鋼材		緊張力	1300	1270	1340	1340	1340
		種別	12S12.7BL				
		本数	6	6	6	6	6
目地部応力	導入直後	上縁	0.05	0.34	0.22	0.38	0.43
		下縁	18.76	17.56	18.84	18.23	17.40
	設計時	上縁	6.65	6.88	7.15	7.31	7.32
		下縁	1.24	0.47	0.76	0.43	0.24
	σ0+1.7σL	上縁	4.98	5.20	5.41	5.57	5.63
		下縁	−1.69	−2.41	−2.25	−2.54	−2.53
設計時フル→1.7σL下縁			−2.93	−2.88	−3.01	−2.97	−2.77
Type2：中央セグメント最大分割（30t以下）							
支間長(m)			35	36	37	38	39
セグメント分割数			5	5	5	5	7
けた高(m)			2.500	2.600	2.700	2.800	3.000
けた高差:type2−tyoe1			**−0.100**	**−0.100**	**0.000**	**0.000**	**0.000**
PC鋼材		緊張力	1300	1270	1340	1340	1340
		種別	12S12.7BL				
		本数	6	6	6	6	6
PC鋼材本数差:type2−type1			**0**	**0**	**0**	**0**	**0**
目地部応力	導入直後	上縁	0.11	0.10	0.26	0.41	0.43
		下縁	19.09	19.35	18.76	18.19	17.40
	設計時	上縁	6.87	6.95	7.10	7.28	7.32
		下縁	0.88	1.16	0.85	0.49	0.24
	σ0+1.7σL	上縁	5.12	5.20	5.35	5.54	5.63
		下縁	−2.24	−1.92	−2.17	−2.47	−2.53
設計時フル→1.7σL下縁			−3.12	−3.08	−3.02	−2.96	−2.77
上表との応力比:type2/type1			**1.06**	**1.07**	**1.00**	**1.00**	**1.00**

表-3.4.11　幅員番号④　L=35m～39m

幅員番号④ W=13.500m，主けた間隔3@3.800m											
Type1：セグメント重量等分割（25t以下）											
支間長(m)			36	37	38	39	40	41	42	43	44	45
セグメント分割数			5	5	5	5	7	7	7	9	9	9
けた高(m)			2.600	2.700	2.800	2.900	3.000	3.000	3.100	3.200	3.200	3.300
PC鋼材		緊張力	1150	1150	1200	1230	1230	1270	1300	1310	1200	1220
		種別	12S15.2BL									
		本数	5	5	5	5	5	5	5	5	6	6
目地部応力	導入直後	上縁	0.06	0.15	0.64	0.59	0.39	0.28	0.15	0.09	0.32	0.35
		下縁	17.87	17.41	17.59	17.53	17.52	18.35	18.50	18.32	19.74	19.61
	設計時	上縁	7.01	7.12	7.48	7.51	7.62	7.89	7.87	7.93	8.54	8.60
		下縁	0.42	0.20	0.55	0.57	0.28	0.31	0.49	0.34	0.31	0.34
	σ0+1.7σL	上縁	5.27	5.38	5.73	5.77	5.88	6.08	6.06	6.13	6.68	6.73
		下縁	−2.43	−2.61	−2.23	−2.17	−2.42	−2.49	−2.27	−2.37	−2.49	−2.42
設計時フル→1.7σL下縁			−2.85	−2.81	−2.78	−2.74	−2.70	−2.80	−2.76	−2.71	−2.80	−2.76
Type2：中央セグメント最大分割（30t以下）											
支間長(m)			36	37	38	39	40	41	42	43	44	45
セグメント分割数			5	5	5	5	5	5	7	7	9	9
けた高(m)			2.500	2.600	2.700	2.800	2.900	2.900	3.100	3.200	3.200	3.200
けた高差:type2−tyoe1			**−0.100**	**−0.100**	**−0.100**	**−0.100**	**−0.100**	**−0.100**	**0.000**	**0.000**	**0.000**	**−0.100**
PC鋼材		緊張力	1150	1150	1200	1230	1230	1270	1300	1310	1200	1220
		種別	12S15.2BL									
		本数	5	5	5	5	5	5	5	5	6	6
PC鋼材本数差:type2−type1			**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**
目地部応力	導入直後	上縁	0.04	0.05	0.26	0.13	0.32	0.19	0.15	0.14	0.26	0.30
		下縁	18.80	18.75	18.53	19.15	18.34	19.20	18.50	18.25	19.84	19.69
	設計時	上縁	7.21	7.26	7.45	7.48	7.62	7.89	7.87	7.91	8.46	8.53
		下縁	0.48	0.60	0.59	0.89	0.64	0.64	0.49	0.40	0.45	0.46
	σ0+1.7σL	上縁	5.39	5.44	5.64	5.65	5.81	6.01	6.06	6.10	6.58	6.65
		下縁	−2.57	−2.39	−2.35	−2.09	−2.20	−2.30	−2.27	−2.33	−2.35	−2.31
設計時フル→1.7σL下縁			−3.05	−2.99	−2.94	−2.98	−2.84	−2.94	−2.76	−2.73	−2.80	−2.77
上表との応力比:type2/type1			**1.07**	**1.06**	**1.06**	**1.09**	**1.05**	**1.05**	**1.00**	**1.01**	**1.00**	**1.00**

幅員番号③

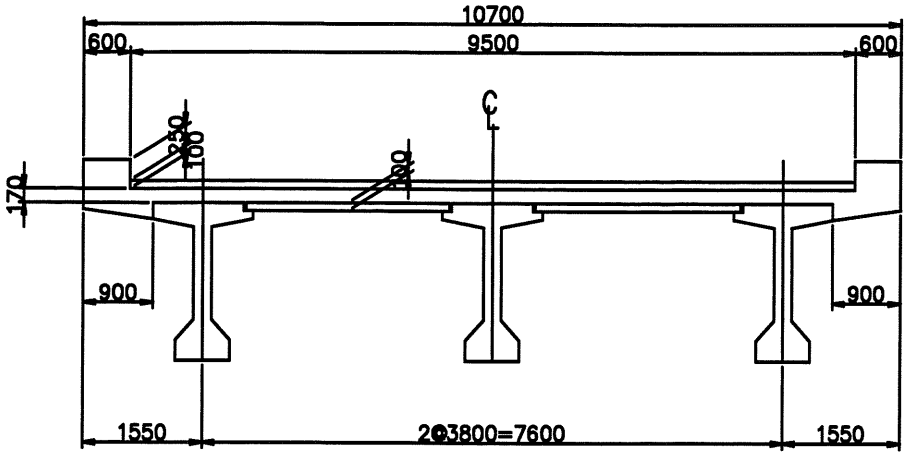


図-3.4.4　幅員構成図

表-3.4.12　応力度集計表

Type1：セグメント重量等分割（25t以下）				
支間長(m)			25	45
セグメント分割数			3	9
けた高(m)			2.000	3.400
PC鋼材		緊張力	1330	1260
		種別	12S12.7BL	12S15.2BL
		本数	4	6
目地部応力	導入直後	上縁	0.02	0.04
		下縁	14.01	20.19
	設計時	上縁	4.56	8.00
		下縁	0.84	1.15
	σ0+1.7σL	上縁	2.63	4.97
		下縁	-2.69	-2.83
設計時フル→1.7σL下縁			-3.53	-3.98

4．プッシュオフ試験

4.1 目的

前掲図-2.2.2 に示すように，PC コンポ橋は，旧 PC 合成げた橋に比して主げた本数を減らして(間隔を広げて)施工省力化，コスト縮減に貢献しているが，けた上面に突出する多数のずれ止め鉄筋が架設作業を煩雑にしている。本来，PC コンポ橋の桁と床版の接合面の幅は旧 PC 合成げた橋に比べて大きいので，接合面の作用せん断応力度が低くなるとともにコンクリート間のせん断抵抗力が増加しているにもかかわらず，最小ずれ止め鉄筋比の規定によってむしろ鉄筋量を接合面積に比例して増加させなければならない(前掲図-3.2.1)。3 章で述べたとおり，現行のコンポ橋は道示の最小ずれ止め鉄筋比 0.2 %の規定でずれ止め鉄筋量が決定されることが少なくない。

PC 建協(PC 橋の要求性能化委員会)では，平成 15～16 年度(2003～2004)にかけて，PC コンポ橋の接合構造改善に向けて，ずれ止め鉄筋比の影響及びコッター(コンクリートのみの凹凸によるせん断キー)などの他の接合方法による代替構造の可能性について検討するため，計 10 体のプッシュオフ試験を実施した[4.1]。そのうち，4 体はほうき目仕上げの表面粗度の影響を除去するため金ゴテ仕上げで行った。その結果，いずれの供試体においてもせん断伝達耐力の推定は安全側であったが，その精度が必ずしもよくないこと，ずれ止め構造によって最大荷重時のずれ量が大きく異なっており，ずれ限界の要否やその規定値が明確でないこと，接合面のほうき目仕上げの影響が明確でないことなどの疑問点が残った。これらの課題は本共同研究立ち上げのきっかけの一つであった。

本共同研究では，主として接合面の仕上げ状態がせん断伝達挙動に及ぼす影響に着目して，新たに 7 体のプッシュオフ試験を行った。ここでは，上述の 10 体のプッシュオフ試験の結果も有用であると考え，今回の結果と合わせて整理することとした。

4.2 試験方法

4.2.1 供試体

(1) 供試体の外形寸法

図-4.2.1 に供試体の外形寸法及びずれ変位計測位置を示す。供試体は，D10 のずれ止め鉄筋を 8 本(1 接合面当り，ずれ止め鉄筋比 0.2%に相当)を配置できるように接合面を 600×475mm とした。ずれ止め鉄筋比 0.1%の場合は半分の D10，4 本とした。コンクリートは PC コンポ橋を想定して，主げた部と床版部の 2 回に分けて打設した。それぞれの厚さは鉄筋加工及び実構造物の床版後打ちコンクリート厚さを考慮して，主げた側の厚さを 200 mm とし，床版側の厚さを 180 mm とした。接合面にずれを発生させるため，主げた側と床版側を上部で 50 mm，下部で 75 mm ずらした形状とした。

(2) 試験パラメータ

表-4.2.1 に供試体の一覧を，主な試験パラメータとともに示す。

a) 接合構造 [4.1)]

供試体 No.1～10 は，主として接合構造をパラメータにしたものである。2003 年度は，接合面の仕上げを標準的なほうき目仕上げとし，ずれ止め鉄筋比を 0.2%（基準供試体）と 0.1%としたものの他に，図-4.2.2 に示す接合構造も用意された。

凸型コッター形式は，ずれ止め鉄筋比を 0.1%とし，主げたコンクリートを床版側に突出させた凸型コッターを設けた構造である。コッターの寸法は，コンクリート標準示方書に示されるせん断伝達耐力式(3 章 3.3.3，式(4))を用いて決定した。凸型コッターを設けるための型枠が必要であるが，比較的簡易な型枠で済む。

凹型コッター形式は，ずれ止め鉄筋比を 0.1%とし，床版コンクリートを主げた側に突出させた凹型コッターを設けた構造である。せん断耐力の算出は凸型コッターと同様であるが，コッターのコンクリート強度は床版側コンクリートと同じであるため，せん断キーの面積は凸型コッターよりも大きくなる。主げた上面に凹型の型枠が必要である。施工時に雨水やごみなどがたまり易いので床版打設前に清掃が必要である。

パーフォボンドリブ形式は，波形鋼板ウェブ橋などに適用されているパーフォボンドリブを主げた側，床版側の両方に適用した構造である。主げた上面に鉄筋は突出せず，パーフォボンドリブが連続的に配置されている。

スタッド形式は，主げた上面に埋設されたベースプレートの上下にスタッドを溶植して，主げた側，床版側ともにスタッドによる接合を適用した構造である。主げた側スタッドとベースプレートは主げたコンクリート打設時に埋設するが，床版側スタッドは主げた架設後に溶植できるため，架設時には主げた上面に突出物が全くない状態にできる。

2004 年度は，ずれ止め鉄筋(0.1, 0.2%)，鉄筋＋凸型コッター及びスタッドの各形式について，接合面の仕上げを金ゴテ仕上げにして実施した。この試験は，主としてコンクリート接合面の付着や摩擦によるせん断抵抗を極力小さくして鉄筋，コッターなどの突起物のみの抵抗を確認することを目的とした。

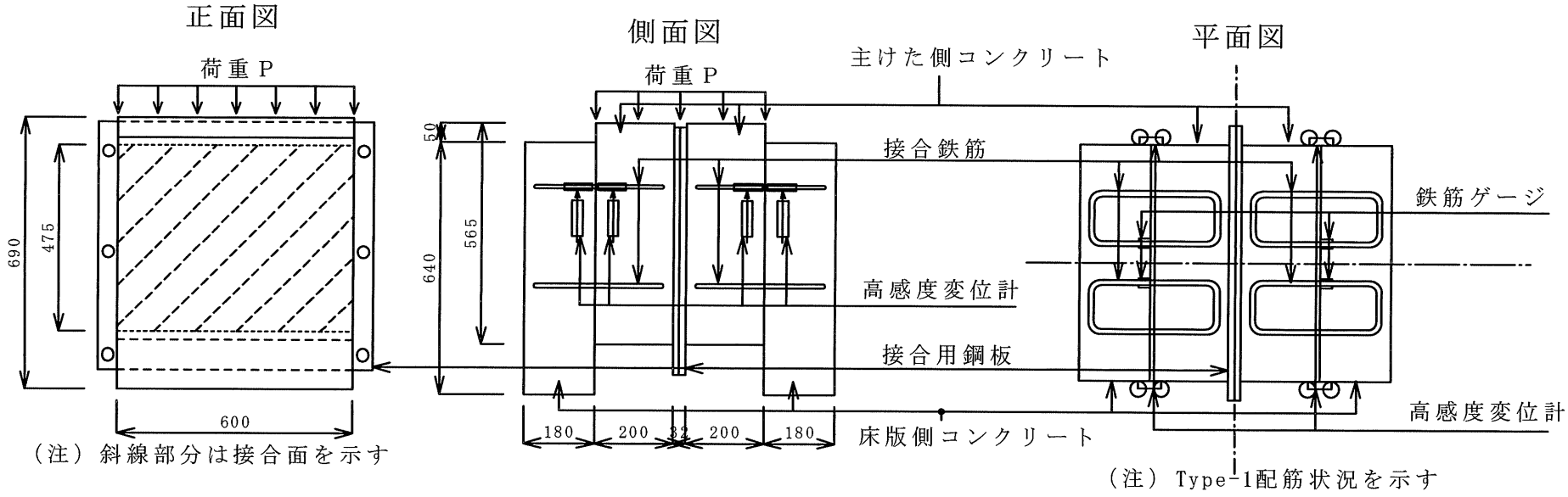


図-4.2.1　供試体の外形寸法及びずれ変位計測位置

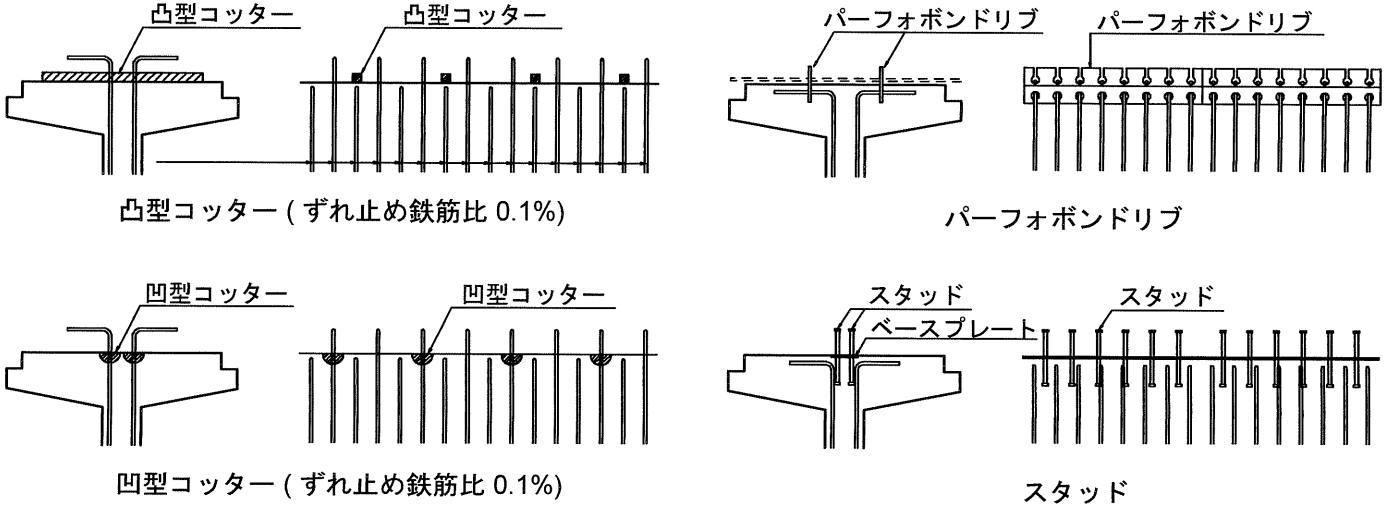


図-4.2.2　試験の対象とした接合構造(鉄筋のみを除く)

表-4.2.1　供試体の種類

実施年度	No.	記号 [1]	仕上げ状態 [2]	結合構造
2003 年 [3]	1	標-03-2	標準ほうき目 (1～2 mm)	ずれ止め鉄筋 0.2%
	2	標-03-凸		凸型コッター
	3	標-03-凹		凹型コッター
	4	標-03-パ		パーフォボンドリブ
	5	標-03-ス		スタッド
	6	標-03-1		ずれ止め鉄筋 0.1%
2004 年 [3]	7	金-04-2	金ゴテ	ずれ止め鉄筋 0.2%
	8	金-04-凸		凸型コッター
	9	金-04-ス		スタッド
	10	金-04-1		ずれ止め鉄筋 0.1%
2005 年	11	洗-05-2	洗い出し	ずれ止め鉄筋 0.2%
	12	洗-05-1		ずれ止め鉄筋 0.1%
	13	細-05-2	細かいほうき目 (0.1～1 mm)	ずれ止め鉄筋 0.2%
	14	細-05-1		ずれ止め鉄筋 0.1%
	15	標-05-2	標準ほうき目 (1～2 mm)	ずれ止め鉄筋 0.2%
	16	粗-05-2	粗面 (3～4 mm)	ずれ止め鉄筋 0.2%
	17	粗-05-1		ずれ止め鉄筋 0.1%

注 1)　供試体の記号は以下を示す。

標-03-2
- 2 ― ずれ止め鉄筋比(1:0.1%, 2:0.2%)または接合構造
- 03 ― 実施年度
- 標 ― 接合面仕上げ状態

注 2)　(　)内は表面粗度の目標値を示す
　目標としての表面粗度は外観上の凹凸の高低差であり，概念的には Rz や Rzjis に相当する。

注 3)　PC 建協の既往の検討より [4.1]

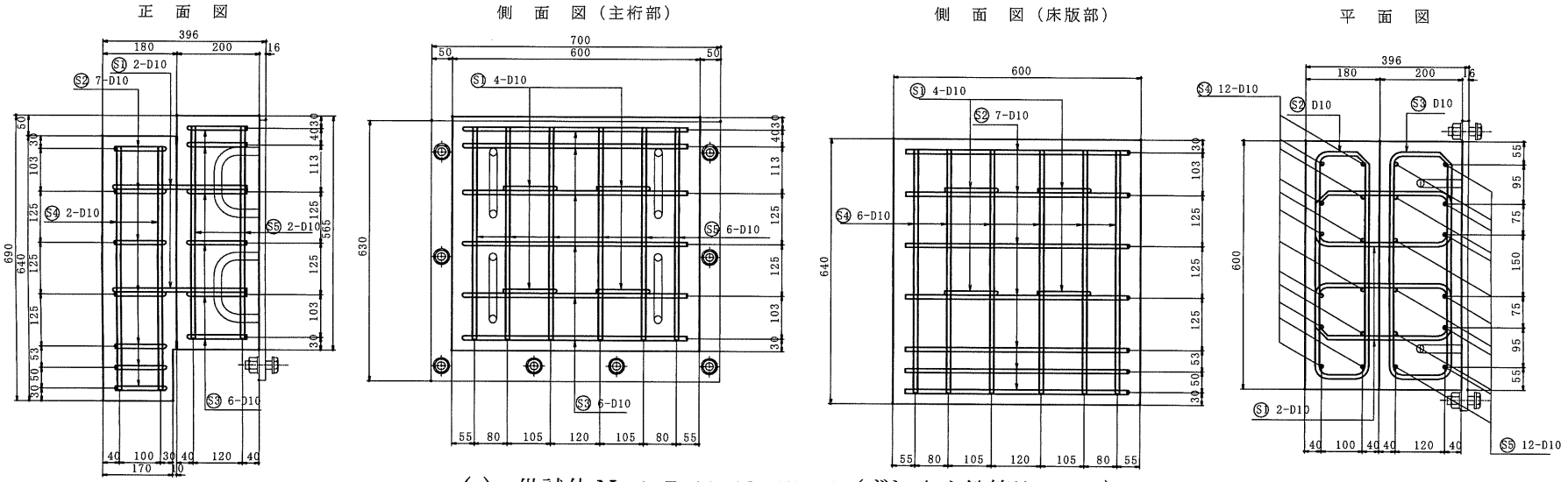
b) 接合面の仕上げによる要因

接合面の仕上げがせん断伝達耐力に大きな影響を及ぼすことは既に多くの実験によって知られている(3章)。しかし，接合面の仕上げ状態を定量的に評価して，せん断伝達耐力との関係を検討した研究事例は少ない。

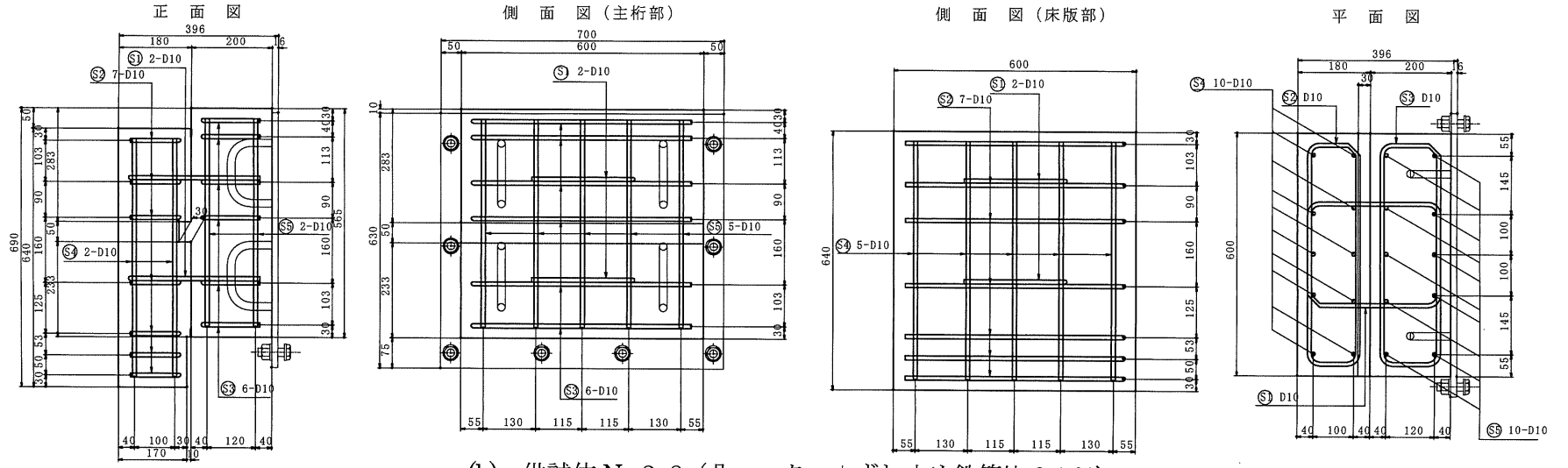
供試体 No.11～17 は，表面仕上げを標準的なほうき目仕上げ，標準仕上げに比較して粗い状態と細かい状態及び表面処理剤を用いて洗い出しを行い表面のモルタル部分を取り除いた状態とし，それぞれの仕上げ状態について表面粗度を測定した。ずれ止め鉄筋比は 0.2%と 0.1%とした(標準ほうき目仕上げは 0.2%のみとした)。なお，供試体 No.1～10 は表面粗度を測定していない。

(3) 接合鋼材の配置

各供試体のずれ止め鉄筋，接合鋼材及びコッターの配置を図-4.2.3～4 に示す。前述のとおりずれ止め鉄筋は D10 を用い，ずれ止め鉄筋比 0.2%となるように 1 接合面に D10 を 8 本，同 0.1%の場合は D10 を 4 本配置した。凸型コッターの形状は高さ 30 mm×長さ 50 mm×幅 600 mm で接合面の中央に 1 箇所配置した。凹型コッターはφ125 mm の半球を 4 箇所に配置した。パーフォボンドリブは厚さ 12 mm の鋼板にフラスコ型の切り欠き(円形部はφ20mm)を床版側及び主げた側に 3 箇所ずつ設けたものを載荷方向に平行に接合面の中央に配置した。また，D13 の鉄筋を各切り欠き円形部を貫通させて配置した。スタッドは，軸径 19 mm，高さ 150 mm のものを床版側及び主げた側にそれぞれ 2 本(スタッド軸部断面積の 2 本の計が接合面の 0.2%に相当)配置した。ずれ止め構造以外の配筋は全ての供試体で共通とした。

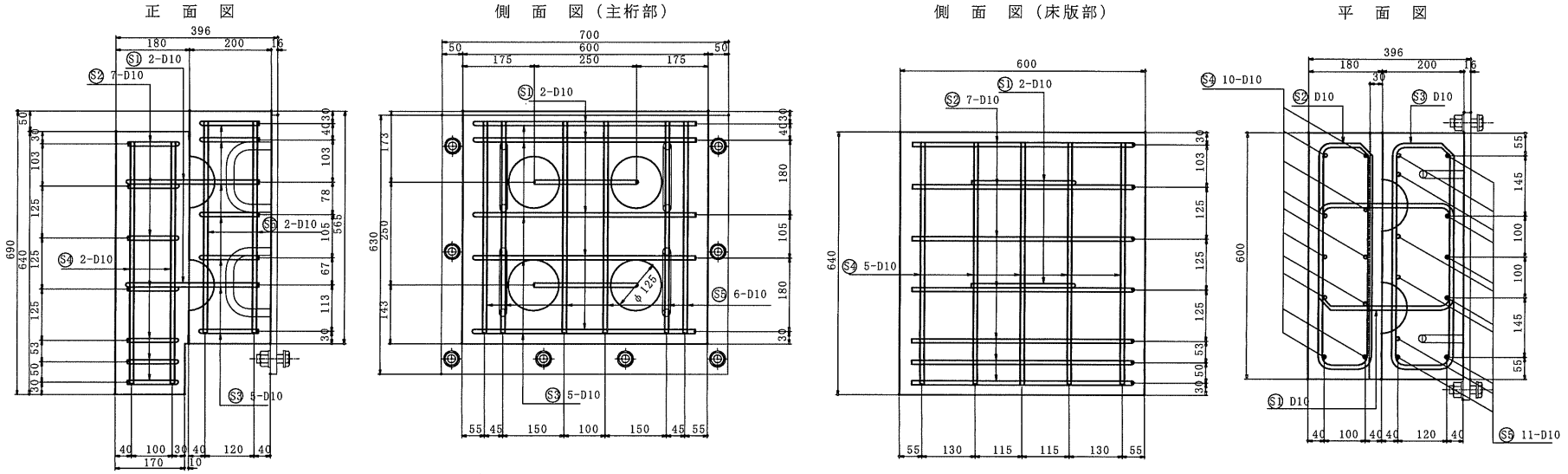


(a)　供試体 No.1, 7, 11, 13, 15, 16（ずれ止め鉄筋比 0.2 %）

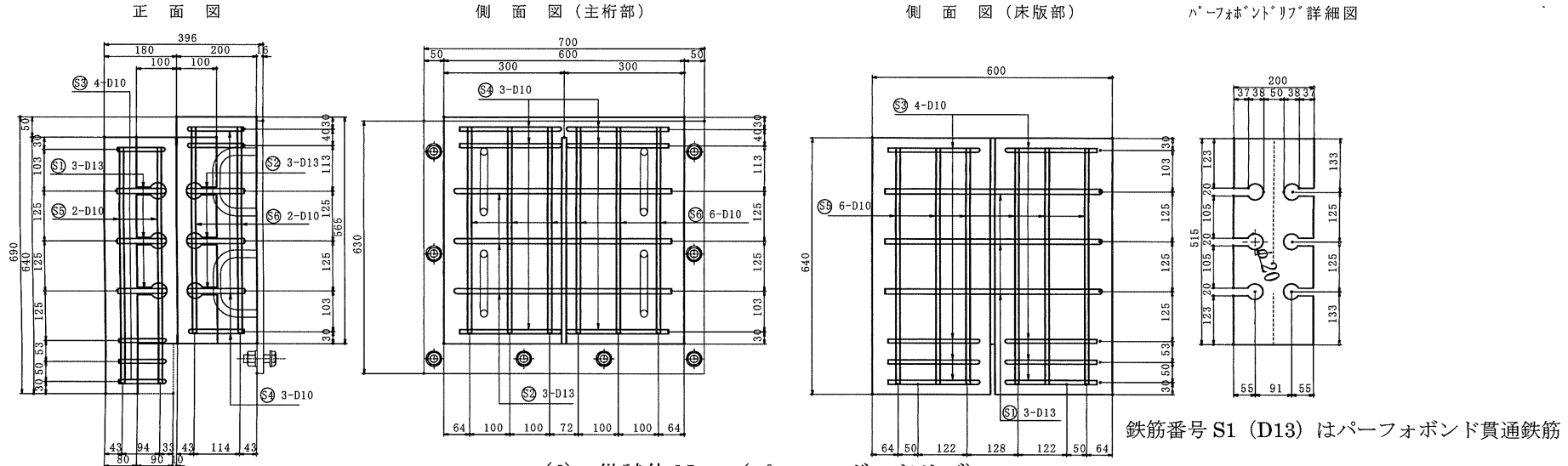


(b)　供試体 No.2, 8（凸コッター＋ずれ止め鉄筋比 0.1 %）

図-4.2.3　ずれ止め鉄筋，接合鋼材及びコッターの配置



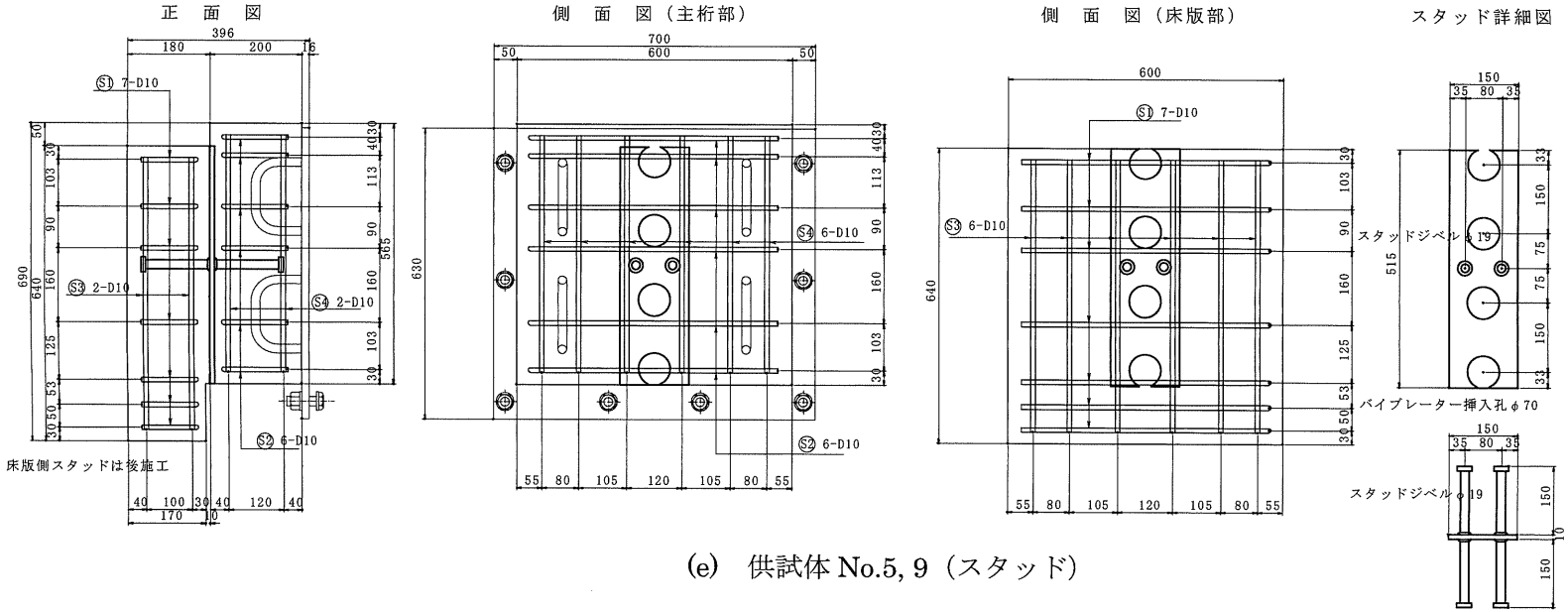
(c)　供試体 No.3（凹型コッター＋ずれ止め鉄筋比 0.1 %）



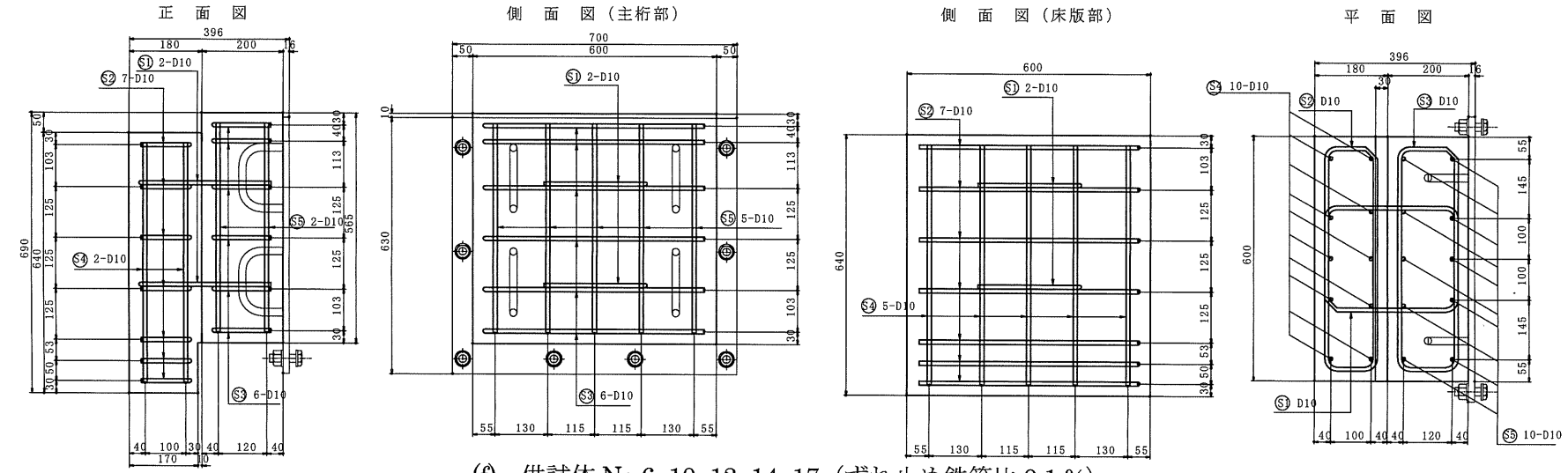
鉄筋番号 S1（D13）はパーフォボンド貫通鉄筋

(d)　供試体 No.4（パーフォボンドリブ）

図-4.2.3(続き)　ずれ止め鉄筋，接合鋼材及びコッターの配置

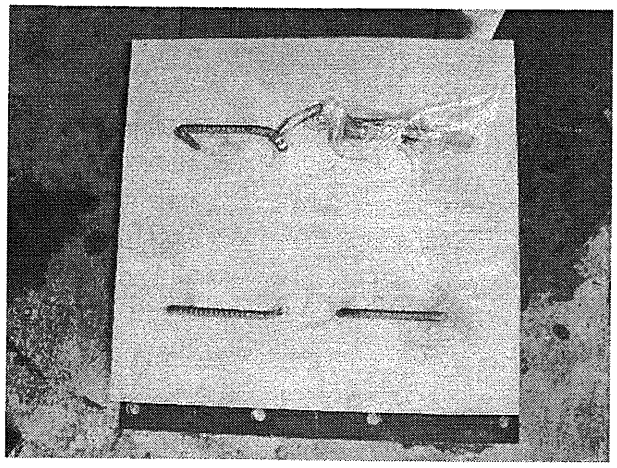


(e)　供試体 No.5, 9（スタッド）

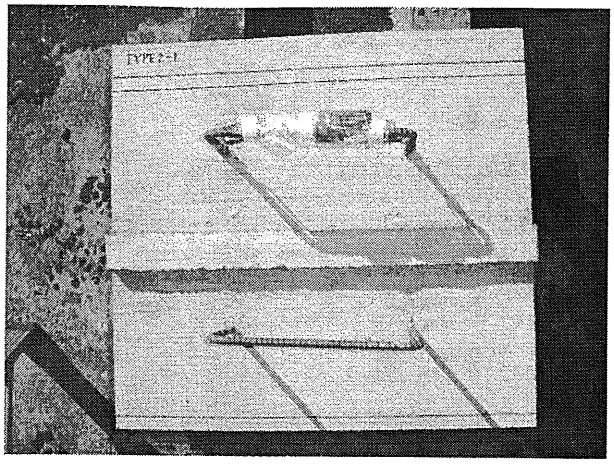


(f)　供試体 No.6, 10, 12, 14, 17（ずれ止め鉄筋比 0.1 %）

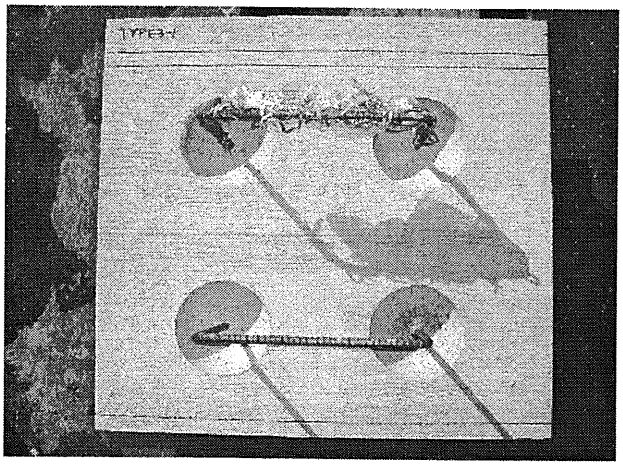
図-4.2.3(続き)　ずれ止め鉄筋，接合鋼材及びコッターの配置



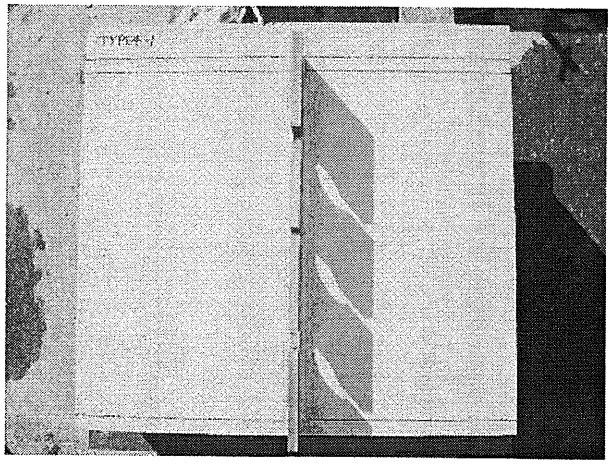
供試体 No.1 (No.7, 11, 13, 15, 16 も同様)



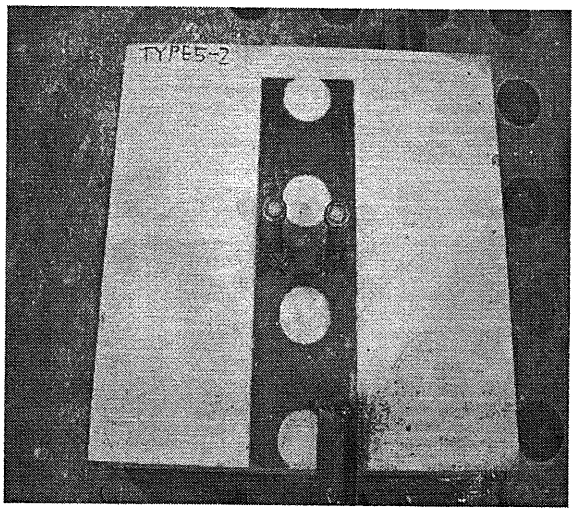
供試体 No.2 (No.8 も同様)



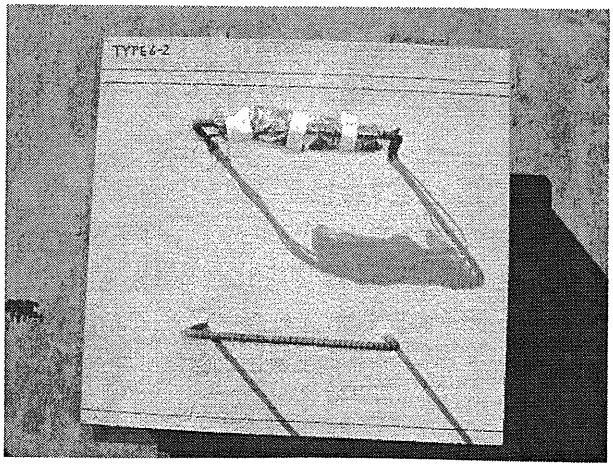
供試体 No.3



供試体 No.4 (3@D13 設置前)



供試体 No.5 (No.9 も同様)



供試体 No.6 (No.10, 12, 14, 17 も同様)

図-4.2.4　接合構造の種類 (写真は標準ほうき目仕上げ)

(4) 供試体製作

左右の供試体の接合面は実構造物の施工を考慮して，水平の状態で主げた側及び床版側のコンクリートを打設した(図-4.2.5)。左右の供試体を接合するため，接合用鋼板にコンクリートを打設し，鋼板同士を M20 ボルト 8 本を用いて接合した。鋼板には，コンクリートとの一体化を目的に U 字形に曲げ加工した D19 の鉄筋 4 本を厚さ 12 mm の接合鋼板に溶接した。

標準ほうき目仕上げは，主げた側のコンクリート打設後，約 2 時間後に行った。約 1 週間後に水平に置かれたままの状態で床版側のコンクリートを打設した。標準ほうき目仕上げの主な作業手順を図-4.2.6 に示す。

スタッド供試体は，床版側スタッドを主げた側コンクリート打設後に溶植を行った(図-4.2.7)。

供試体 No.2 及び No.8 の凸型コッターの形成は図-4.2.8(a)のように高さ 30 mm の木材を型枠表面に設置することによった。供試体 No.3 の凹コッターは図-4.2.8(b)のように直径 125mm の半球状の発泡ウレタンを使用した。また，供試体 No.4 のパーフォボンドリブと貫通鉄筋 D13 の設置状況を図-4.2.8(c)に示す。

図-4.2.9 に標準ほうき目仕上げ，細かいほうき目仕上げ及び粗い仕上げに使用した道具を示す。また，それぞれの仕上げ状況を図-4.2.10 に示す。

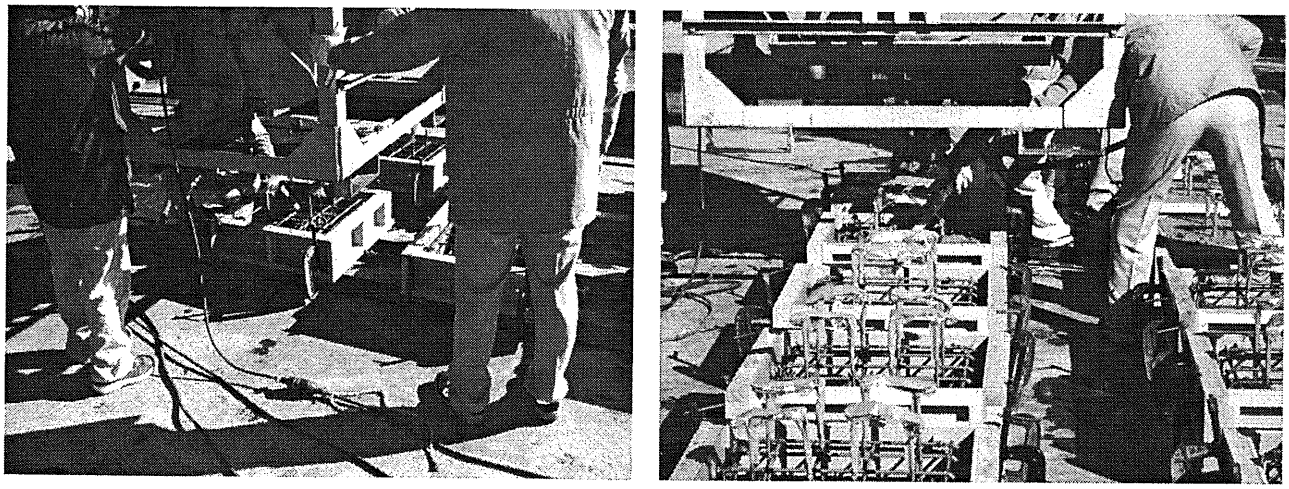


図-4.2.5 主げた側コンクリートの打設状況

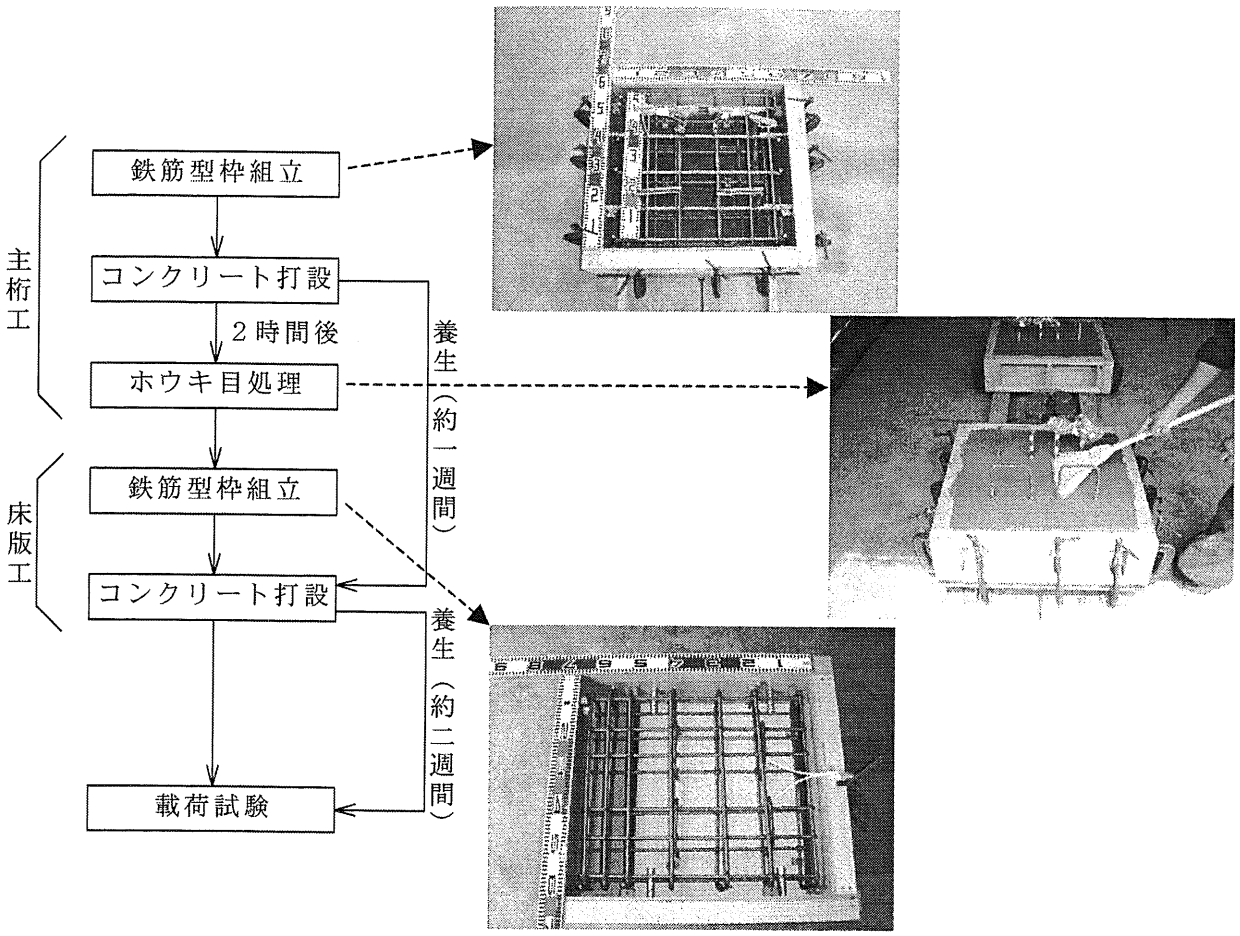
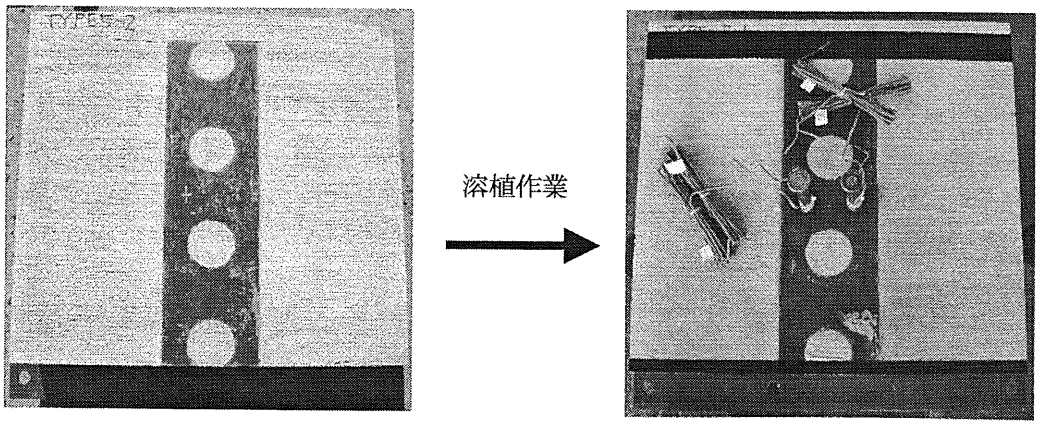
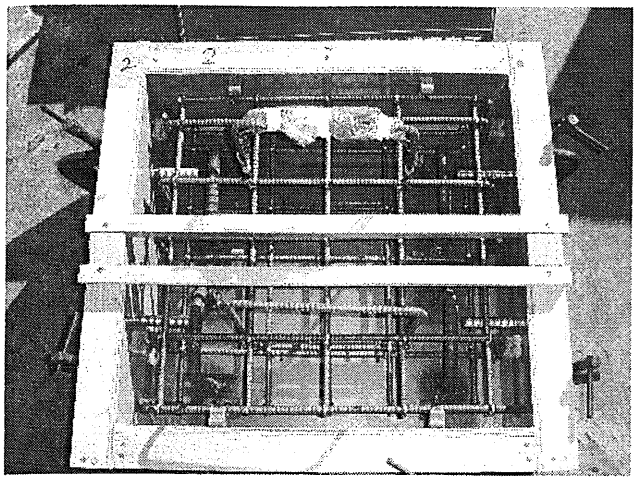


図-4.2.6　標準ほうき目仕上げの供試体製作手順

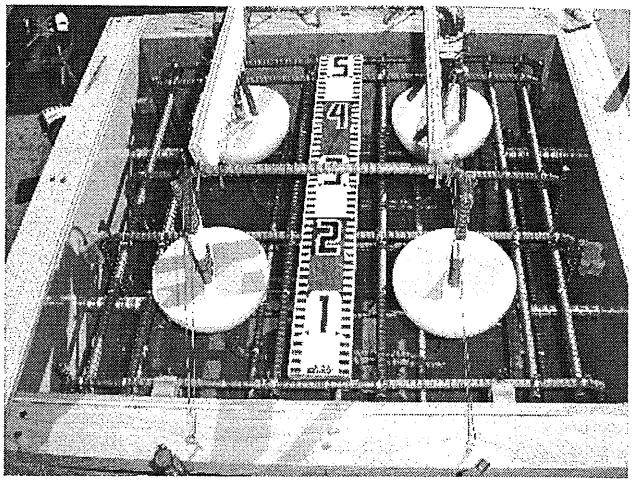


(a) 床版側スタッドの溶植前　　(b) 床版側スタッドの溶植後

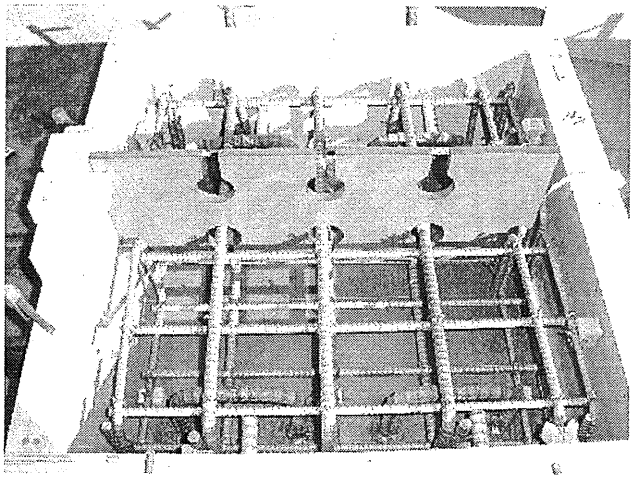
図-4.2.7　床版側スタッド溶植前後



(a)　No.2, 8 供試体　凸コッター型枠



(b)　No.3 供試体　凹コッター型枠



(c)　No.4 供試体　パーフォボンド貫通鉄筋

図-4.2.8　供試体 No.2, 3, 4, 8 の主げた側コンクリート打設前の型枠状況

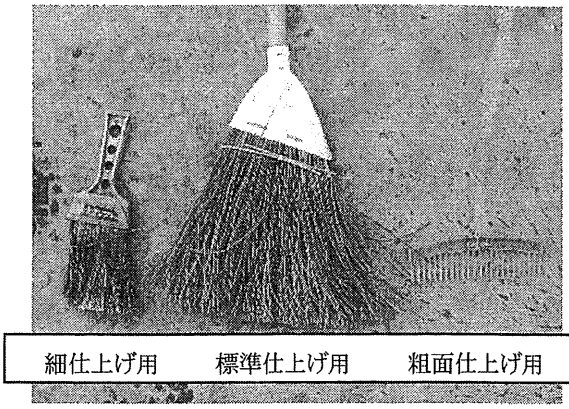
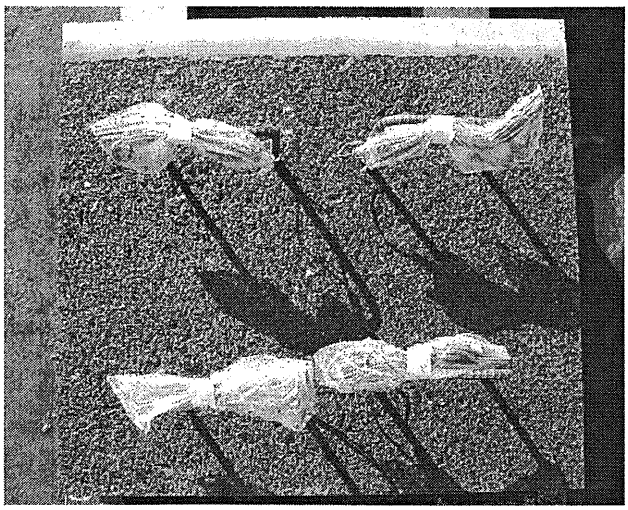
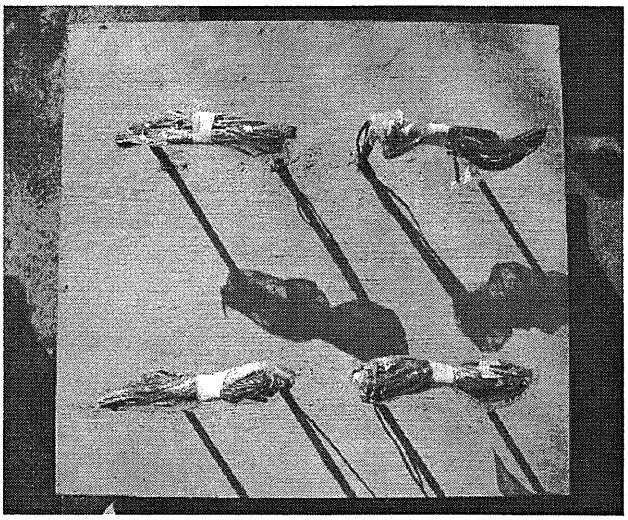


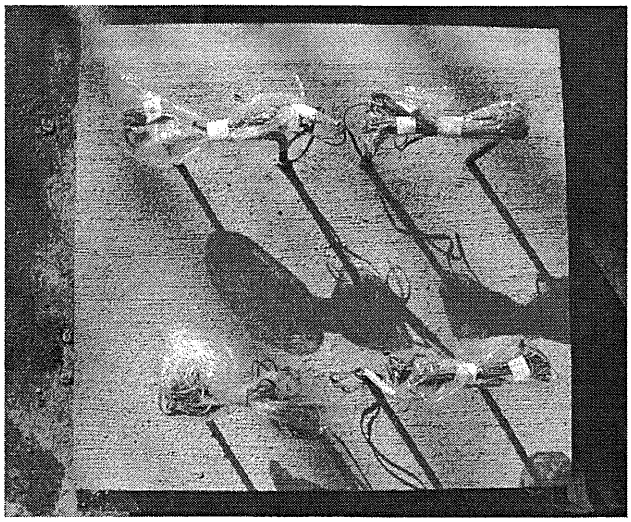
図-4.2.9　表面仕上げに用いた道具



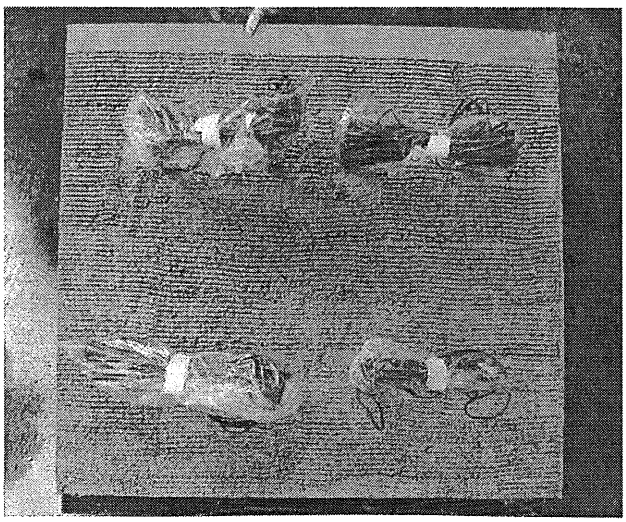
(a)　洗出し仕上げ



(b)　細かいほうき目仕上げ



(c)　標準ほうき目仕上げ



(d)　粗面仕上げ

図-4.2.10　接合面仕上げ状態

4.2.2　使用材料

(1)　コンクリート

供試体に使用したコンクリートの配合表と性状を表-4.2.2 に示す。設計基準強度は，PC コンポ橋で通常使用されている強度を考慮し，供試体の主げた側コンクリートを 50 N/mm^2，後打設する床版側コンクリートを 30 N/mm^2 とした。各供試体の試験時強度を表-4.2.3 に示す。

表-4.2.2　コンクリートの配合表と性状

(a) 配合表

名称	設計基準強度 σ_{ck} (N/mm^2)	セメント種類	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m^3)			
					W	C	S	G
主げた部	50	早強	40	43.1	160	400	756	1006
床版部	30	早強	65	47.9	165	254	898	984

混和剤：NL4000，目標空気量 2.5 %，スランプ：8±2.5 cm

(b) 性状(実測値)

供試体	部位	スランプ (cm)	空気量 (%)	練り上がり温度 (℃)
No.1～6	主げた部	6.0	1.3	32
	床版部	7.0	2.0	31
No.7～10	主げた部	6.0	1.7	20
	床版部	6.0	2.1	20
No.11～17	主げた部	7.0	1.4	13
	床版部	6.0	2.4	17

表-4.2.3　コンクリート強度試験結果

(a)　供試体 No.1～6

名称	供試体	記号	圧縮強度(MPa)				弾性係数(GPa)			
			1	2	3	平均	1	2	3	平均
主げた部 $\sigma_{ck}50$	No.1	標-03-2	54.7	55.7	53.4	54.6	33.1	33.3	34.6	33.7
	No.2	標-03-凸	-	-	-	*63.6*	-	-	-	*33.4*
	No.3	標-03-凹	-	-	-	*63.9*	-	-	-	*34.7*
	No.4	標-03-パ	65.6	63.9	62.2	63.9	34.0	34.9	36.2	35.0
	No.5	標-03-ス	58.9	58.2	58.7	58.6	33.6	33.9	33.2	33.6
	No.6	標-03-1	64.5	64.0	62.2	63.6	34.1	32.8	32.5	33.1
床版部 $\sigma_{ck}30$	No.1	標-03-2	40.6	42.9	41.1	41.5	31.3	30.9	29.6	30.6
	No.2	標-03-凸	-	-	-	*38.4*	-	-	-	*28.4*
	No.3	標-03-凹	-	-	-	*41.1*	-	-	-	*29.5*
	No.4	標-03-パ	41.2	42.3	41.5	41.7	29.9	29.3	30.1	29.7
	No.5	標-03-ス	37.7	37.9	36.9	37.5	28.5	29.1	27.4	28.3
	No.6	標-03-1	37.9	37.9	37.8	37.9	28.8	28.6	27.3	28.2

(b)　供試体 No.7～10

名称	供試体	記号	圧縮強度(MPa)				弾性係数(GPa)			
			1	2	3	平均	1	2	3	平均
主げた部 $\sigma_{ck}50$	No.7	金-04-2	68.4	69.9	70.1	69.5	34.7	37.0	35.2	35.6
	No.8	金-04-凸	-	-	-	*69.4*	-	-	-	*35.8*
	No.9	金-04-ス	-	-	-	*69.4*	-	-	-	*35.8*
	No.10	金-04-1	68.7	68.7	70.5	69.3	35.5	36.5	36.1	36.0
床版部 $\sigma_{ck}30$	No.7	金-04-2	35.1	36.0	34.8	35.3	28.3	30.0	28.4	28.9
	No.8	金-04-凸	-	-	-	*35.3*	-	-	-	*29.0*
	No.9	金-04-ス	-	-	-	*35.3*	-	-	-	*29.1*
	No.10	金-04-1	35.5	35.9	34.3	35.2	27.4	29.6	30.8	29.3

(c)　供試体 No.11～17

名称	供試体	記号	圧縮強度(MPa)				弾性係数(GPa)				引張強度(MPa)			
			1	2	3	平均	1	2	3	平均	1	2	3	平均
主げた部 $\sigma_{ck}50$	No.11	洗-05-2	61.1	62.0	63.6	62.2	34.5	34.1	34.7	34.4	3.94	4.32	4.56	4.30
	No.12	洗-05-1	-	-	-	*62.4*	-	-	-	*34.3*	-	-	-	*4.30*
	No.13	細-05-2	-	-	-	*62.5*	-	-	-	*34.3*	-	-	-	*4.30*
	No.14	細-05-1	-	-	-	*62.7*	-	-	-	*34.2*	-	-	-	*4.20*
	No.15	標-05-2	-	-	-	*62.8*	-	-	-	*34.2*	-	-	-	*4.20*
	No.16	粗-05-2	-	-	-	*63.6*	-	-	-	*33.9*	-	-	-	*4.10*
	No.17	粗-05-1	63.7	66.3	61.6	63.9	33.0	34.1	34.2	33.8	4.16	4.02	4.02	4.10
床版部 $\sigma_{ck}30$	No.11	洗-05-2	34.7	34.3	36.5	35.2	27.8	27.6	27.1	27.5	2.72	3.11	2.46	2.80
	No.12	洗-05-1	-	-	-	*35.2*	-	-	-	*27.5*	-	-	-	*2.80*
	No.13	細-05-2	-	-	-	*35.2*	-	-	-	*27.4*	-	-	-	*2.80*
	No.14	細-05-1	-	-	-	*35.2*	-	-	-	*27.4*	-	-	-	*2.80*
	No.15	標-05-2	-	-	-	*35.2*	-	-	-	*27.4*	-	-	-	*2.80*
	No.16	粗-05-2	-	-	-	*35.3*	-	-	-	*27.2*	-	-	-	*2.90*
	No.17	粗-05-1	35.8	34.2	35.8	35.3	27.0	27.3	27.1	27.1	2.62	2.86	3.28	2.90

注) イタリック体の値は材齢に基づき直線補間した推定値

(2) ずれ止め鉄筋

供試体に使用したずれ止め鉄筋及び供試体 No.4（パーフォボンドリブ形式）の貫通鉄筋として使用した鉄筋の引張試験結果を表-4.2.4 に示す。

表-4.2.4 鉄筋の引張試験結果

供試体 No.1

		降伏荷重 P_y (kN)	降伏応力 σ_y (N/mm²)	降伏ひずみ $\varepsilon_y(\mu)$	弾性係数 E_s (kN/mm²)	最大応力 σ_u (N/mm²)	標点距離		伸び (%)	破断位置
							l_0 (mm)	l (mm)		
D-10	TP1	23.9	336	1805	186	471	80.1	97.5	21.6	A
	TP2	24.3	341	1870	182	471	80.7	97.9	21.3	A
	TP3	24.5	344	1856	185	470	80.4	97.2	20.9	A
	平均	24.3	340	1844	184	471	80.4	97.5	21.3	全てA

供試体 No.2,3,6

		降伏荷重 P_y (kN)	降伏応力 σ_y (N/mm²)	降伏ひずみ $\varepsilon_y(\mu)$	弾性係数 E_s (kN/mm²)	最大応力 σ_u (N/mm²)	標点距離		伸び (%)	破断位置
							l_0 (mm)	l (mm)		
D-10	TP1	25.8	361	2032	179	515	80.7	93.6	16.0	A
	TP2	25.8	362	1988	183	522	79.7	94.2	18.2	A
	TP3	25.6	359	2016	179	513	80.2	94.0	17.2	A
	平均	25.7	361	2012	180	517	80.2	93.9	17.1	全てA

供試体 No.4

		降伏荷重 P_y (kN)	降伏応力 σ_y (N/mm²)	降伏ひずみ $\varepsilon_y(\mu)$	弾性係数 E_s (kN/mm²)	最大応力 σ_u (N/mm²)	標点距離		伸び (%)	破断位置
							l_0 (mm)	l (mm)		
D-13	TP1	45.2	356	1908	187	505	104.0	124.1	19.3	A
	TP2	45.5	359	1939	186	504	104.1	124.0	19.1	A
	TP3	45.5	359	1925	187	503	104.0	124.0	19.3	A
	平均	45.4	358	1924	186	504	104.0	124.0	19.2	全てA

供試体 No.7, 8, 10

		降伏荷重 P_y (kN)	降伏応力 σ_y (N/mm²)	降伏ひずみ $\varepsilon_y(\mu)$	弾性係数 E_s (kN/mm²)	最大応力 σ_u (N/mm²)	標点距離		伸び (%)	破断位置
							l_0 (mm)	l (mm)		
D-10	TP1	24.8	348	1945	182	471	80.9	96.4	19.1	A
	TP2	25.3	355	1896	189	480	81.3	97.6	20.0	A
	TP3	24.6	344	1862	186	471	81.3	98.4	21.0	A
	平均	24.9	349	1901	184	474	81.2	97.5	20.1	全てA

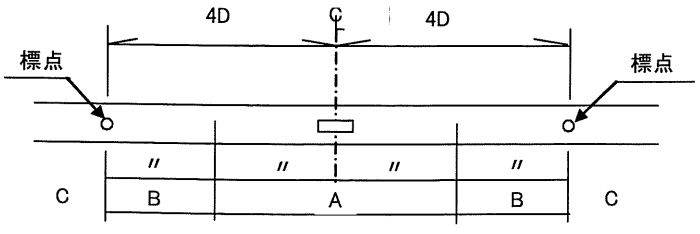
供試体 No.11～17

		降伏荷重 P_y (kN)	降伏応力 σ_y (N/mm²)	降伏ひずみ $\varepsilon_y(\mu)$	弾性係数 E_s (kN/mm²)	最大応力 σ_u (N/mm²)	標点距離		伸び (%)	破断位置
							l_0 (mm)	l (mm)		
D-10	TP1	26.0	365	2081	181	520	80.07	93.87	17.2	A
	TP2	26.3	368	2071	184	522	79.97	93.75	17.2	A
	TP3	26.3	368	2042	185	522	80.13	94.62	18.1	A
	平均	26.2	367	2065	183	521	80.06	94.08	17.5	全てA

lo： 試験前の標点距離

l ： 試験後の突合せによる標点距離

破断位置の記号：右図のとおり



(3) スタッド

供試体 No.5 及び No.9 に使用したスタッドの機械的性質と各寸法測定結果を表-4.2.5 に示す。

表-4.2.5 スタッドの諸元

呼び名	項目	機械的性質 (3 本の平均)			寸法検査表(mm) (5 本の平均)				
		耐力 σ_y (N/mm²)	引張強さ σ_u (N/mm²)	伸び (%)	全長 L(mm)	軸径 d(mm)	頭部直径 D(mm)	頭部厚 T(mm)	首下の丸み (mm)
φ-19	規格	235 以上	400～550	20 以上	±0.5	±0.4	±0.4	最小 10	2 以上
	平均値	312	460	32.7	154.1	19.2	31.8	11.0	3

※L (全長) = L' (呼び長さ) +4mm (溶け代)
「寸法」は 呼び名×呼び長さ
首下の丸みは r ｹﾞｰｼﾞ を使用

(4) その他

供試体 No.4 に使用したパーフォボンドリブ(200 mm×12 mm×515 mm)の外観写真を図-4.2.11 に示す。材質は SM490YA で，降伏点 419 N/mm²，引張強さ 543 N/mm²，伸び 28%であった(ミルシートによる)。

図-4.2.12 に，左右の供試体を接合するための鋼板の外観を示す。コンクリートとの付着を確保するため厚さ 12 mm の鋼板に U 字形に加工した D19 の鉄筋を片面当たり 4 本ずつ溶接した。

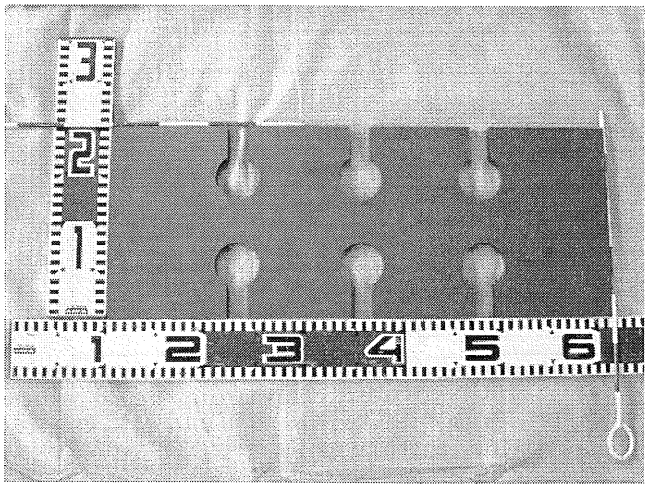


図-4.2.11 パーフォボンドリブ鋼板

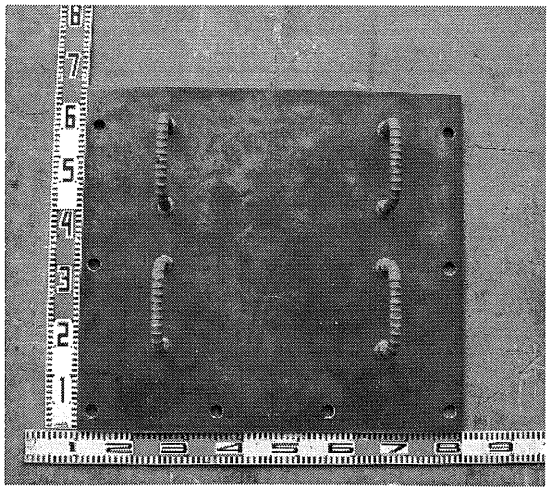


図-4.2.12 接合鋼板

4.2.3　表面粗度計測

(1)　各計測方法と使用機材

供試体 No.11～17 で行った接合面の表面粗度の計測は，レーザー変位計による方法(以下，レーザー法)とデジタルカメラを用いて画像処理から求める方法(以下，デジカメ法)で行った。図-4.2.13 に示すとおり，計測位置は各接合面の 2 箇所とし，各方法の計測箇所が概ね一致するようにした。

(a)　レーザー法

図-4.2.14～16 にレーザー法による計測位置，測定機器設置状況及び計測状況を示す。レーザー変位計による計測は，リニアモーターを利用した等速直線移動可能な架台にレーザー変位計(キーエンス LB-080)を固定し，接合面に概ね平行にその架台を置き，レーザー変位計を移動させながら動的変位計測を行った。この架台におけるレーザー変位計の移動可能長さは約 115 mm であった。表面粗度算出のための基準長さは計測範囲約 115 mm から任意の 100 mm の範囲とした。測定結果はレーザー変位計のノイズを除去するため，3 点移動平均(位相補正)した(図-4.2.17)。また，測定結果の 6 次回帰式を基準高さとして，実測値と基準高さの差を表面粗度指標算出のための輪郭曲線とした(うねり補正，図-4.2.18)。

(b)　デジカメ法

図-4.2.19 のようにボール紙の枠に 16 個の評点(黒丸)を予め記した標点ボードを用意して，その枠の内側を撮影対象として枠(枠の標点)ごと撮影した。デジタルカメラは，一眼レフ，500 万画素のものを用いた。撮影状況を図-4.2.20 に示す。画像処理には 2 方向からの撮影で可能であるが，精度を向上させるために 3 方向から撮影した。計測対象面から約 400 mm 離し，前後左右方向に約 100 mm 程度ずらして撮影した(図-4.2.21)。

画像処理により 3 次元の表面形状が得られる。画像処理には市販ソフトを用いた。表面粗度指標は表面形状のうち，レーザー法と概ね同じ位置の直線上の表面形状を用いて，表面粗度指標を算出した。また，測定位置による表面粗度のばらつきを把握するため，レーザー法による計測位置以外に，約 3 mm 間隔の 10 本の計測線についても表面形状を抽出した(前掲図-4.2.19 に示した破線位置)。1 回(3 回撮影)当りの画像処理から得られたデータの最大長さは約 55 mm であった。デジカメ法でも，レーザー法と同様にうねり補正を行った。

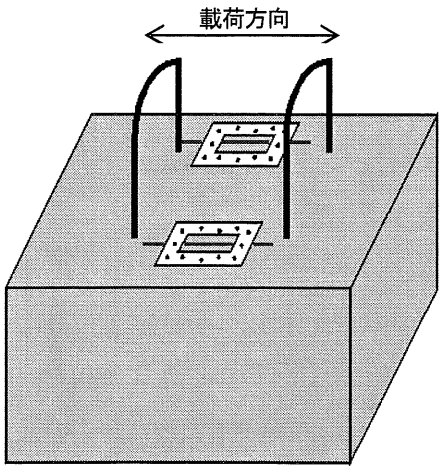


図-4.2.13　計測位置のイメージ

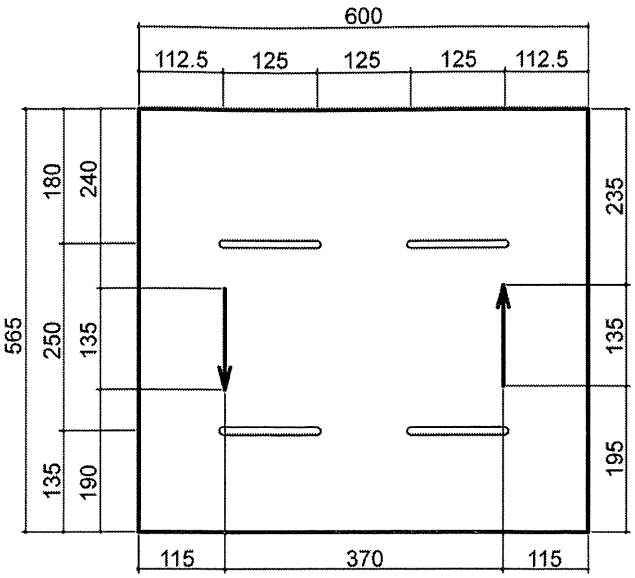


図-4.2.14　レーザー法による計測位置
(ずれ止め鉄筋比 0.2%の例，矢印が測定した基準線位置)

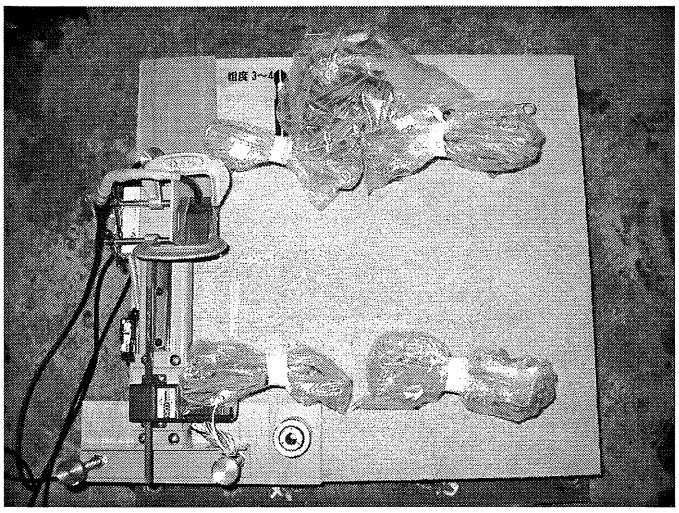


図-4.2.15　レーザー法の測定機器設置状況

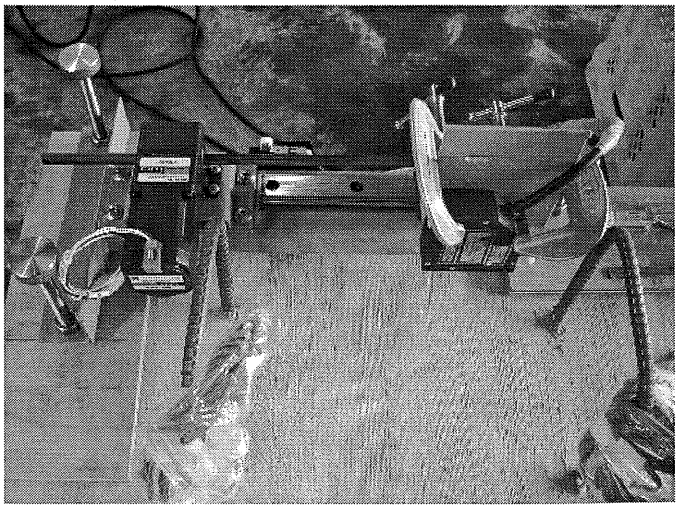
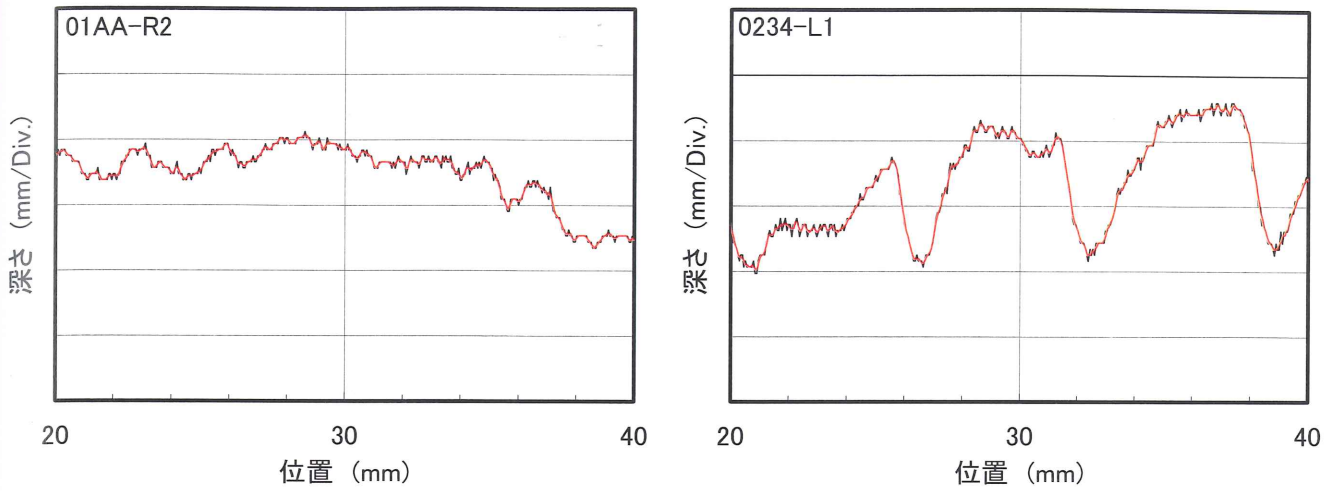


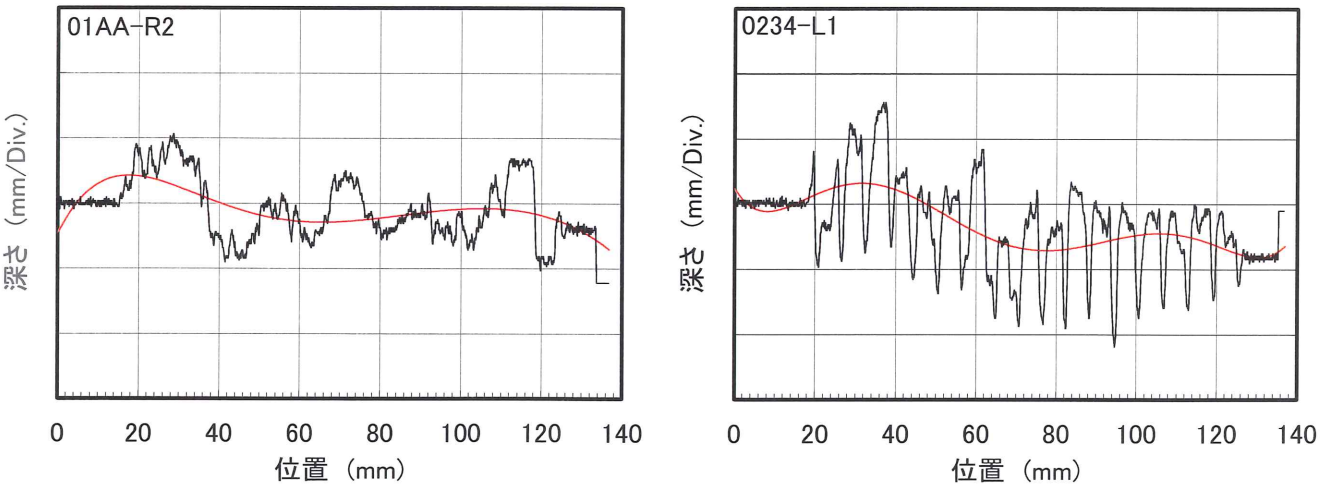
図-4.2.16　レーザー法による測定状況



(a)　洗い出しの例（供試体 No.12）　　(b)　粗面仕上げの例　（供試体 No.16）

注）　縦軸の 1 目盛は 1mm，黒線：実測値，赤線：3 点移動平均

図-4.2.17　レーザー法測定結果の 3 点移動平均の例



(a)　洗い出しの例（供試体 No.12）　　(b)　粗面仕上げの例　（供試体 No.16）

注）　縦軸の 1 目盛は 1mm，黒線：実測値，赤線：6 次回帰

図-4.2.18　レーザー法測定結果の 6 次回帰(うねり補正)の例

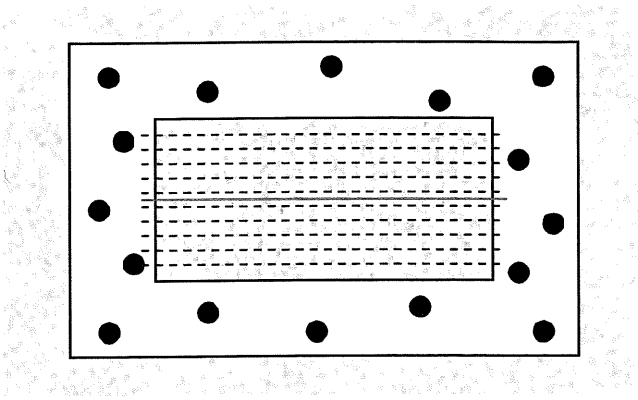


図-4.2.19　デジカメ法に用いた標点ボードと基準線の位置
(中央の実線はレーザー法測定位置に合わせた)



図-4.2.20　デジタルカメラによる撮影状況

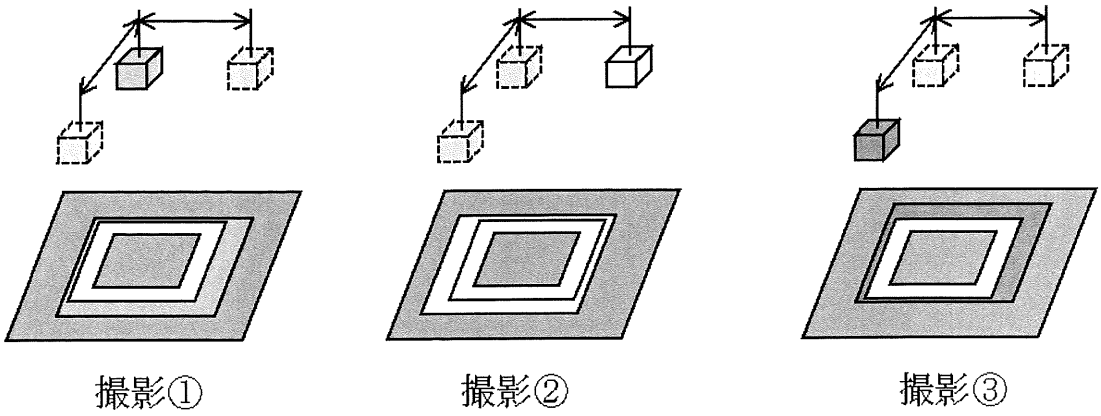


図-4.2.21　デジタルカメラ撮影手順

(2) 表面粗度の指標

測定した表面形状から表面粗度を表す指標として，最大高さ Rz，平均深さ Ra 及び十点平均粗さ Rzjis を算出した。各表面粗度の算出方法を以下に示す。表面粗度指標 Rz(旧 JIS の Ry), Ra は JIS B0601-2001(ISO 4287-1997 に対応)によった。また，Rzjis は旧 JIS で規定されていたものであり，現行の JIS の付属書 1 を参照した(ISO には規定されていない)。

a) 最大高さ Rz

最大高さ Rz は，平均線から最も高い山頂までの高さ（Z_{max}）と最も低い谷底までの深さ（Z_{min}）との絶対値の和で表したものである(図-4.2.22)。１箇所でも際立って高い山や深い谷があると，大きな値になってしまい測定値のばらつきが大きくなる。

$$Rz = |Z_{max}| + |Z_{min}|$$

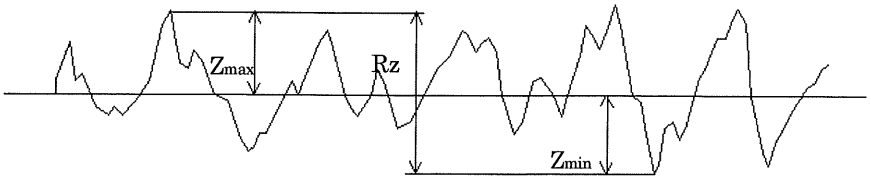


図-4.2.22 最大高さ(Rz)

b) 算術平均粗さ Ra

$$Ra = \Sigma |Zi| / N$$

ここに，Zi：輪郭曲線の各測定点の基準線からの高さの絶対値(N 個のデータ)

N：測点数（= 基準長さ／測定間隔）

c) 十点平均粗さ Rzjis

十点平均粗さ Rzjis は，平均線から最も高い山頂から 5 番目までの山頂の標高(Zpj)の絶対値の平均値と，最も低い谷底の標高(Zvk)の絶対値の平均値との和を求める(図-4.2.23)。

$$Rzjis = \frac{\left|Z_{p1} + Z_{p2} + Z_{p3} + Z_{p4} + Z_{p5}\right| + \left|Z_{v1} + Z_{v2} + Z_{v3} + Z_{v4} + Z_{v5}\right|}{5}$$

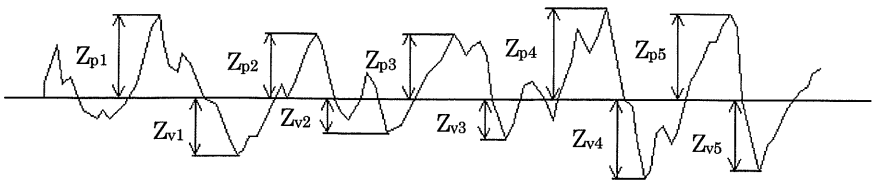
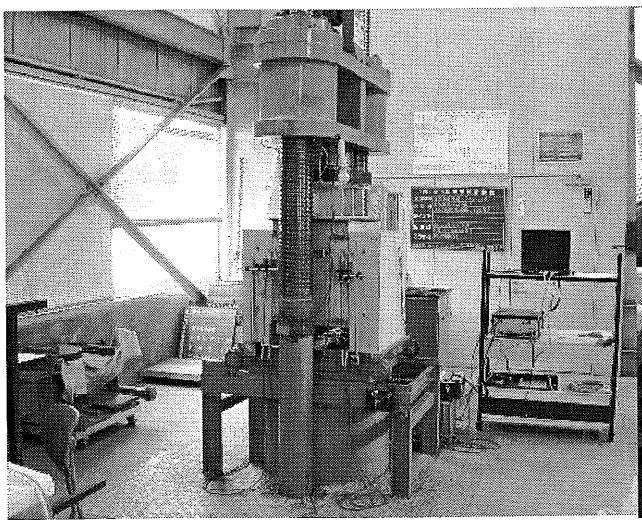


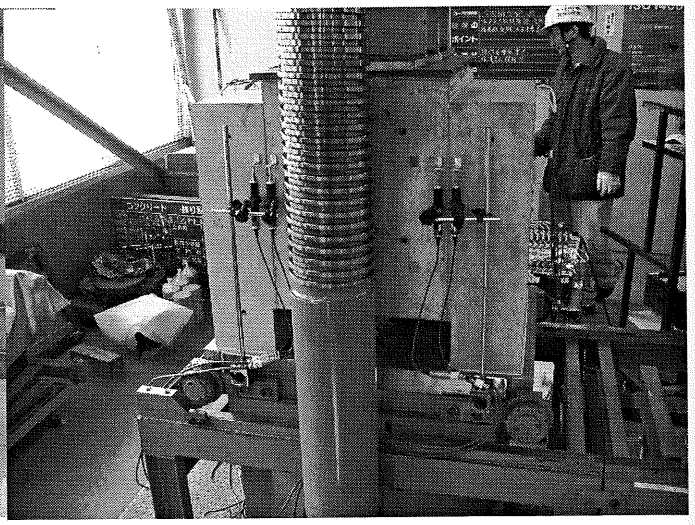
図-4.2.23 十点平均粗さ(Rzjis)

4.2.4　載荷方法

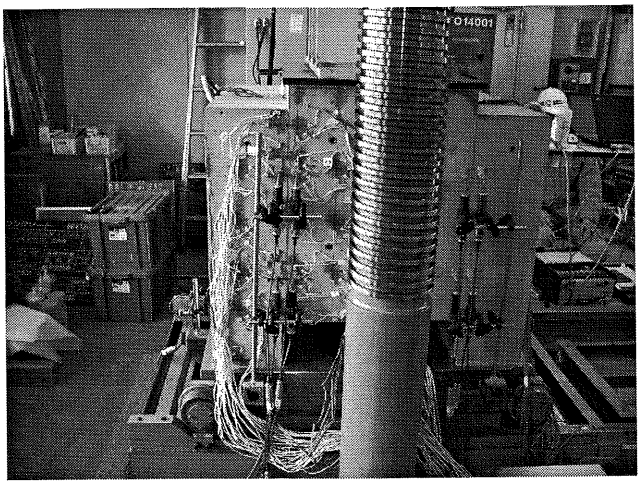
載荷試験状況を図-4.2.24 に示す。載荷装置は 5000 kN 圧縮型試験機を用い，載荷速度は約 2 kN/sec に設定した。載荷ステップは，図-4.2.25 に示すように 1 面当り平均せん断応力度約 0.5 N/mm² を基準に 4 ステップで行った。供試体の載荷面及び下面設置面に不陸調整用石膏を敷いた。



(a) 全景

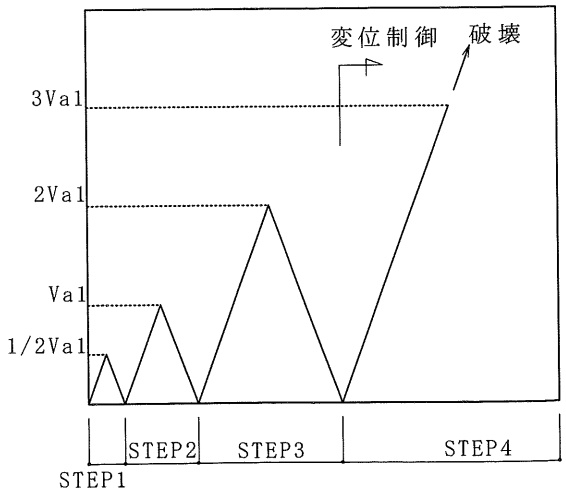


(b) S 面



(c) N 面

図-4.2.24　載荷状況



Val：1 面当り平均せん断応力度約 0.5 N/mm² に相当するせん断力

図-4.2.25　載荷ステップ

4.2.5　計測項目

計測項目は，荷重，接合面のずれ変位，ずれ止め鉄筋ひずみ，コンクリートひずみである。それらの計測位置を図-4.2.26～29 に示す。また，ずれ止め鉄筋ひずみの計測位置詳細を図-4.2.30 に，供試体 No.16～17 のコンクリートひずみの計測位置詳細を図-4.2.31 にそれぞれ示す。供試体 No.1～10 は，上段ずれ止め鉄筋のひずみとその高さのずれ変位を計測した。供試体 No.11～15 については上下ずれ止め鉄筋ひずみと上段鉄筋位置のずれ変位を計測した。No.16～17 については上下ずれ止め鉄筋ひずみと上下鉄筋位置のずれ変位のほか，コンクリートのひずみも計測した。

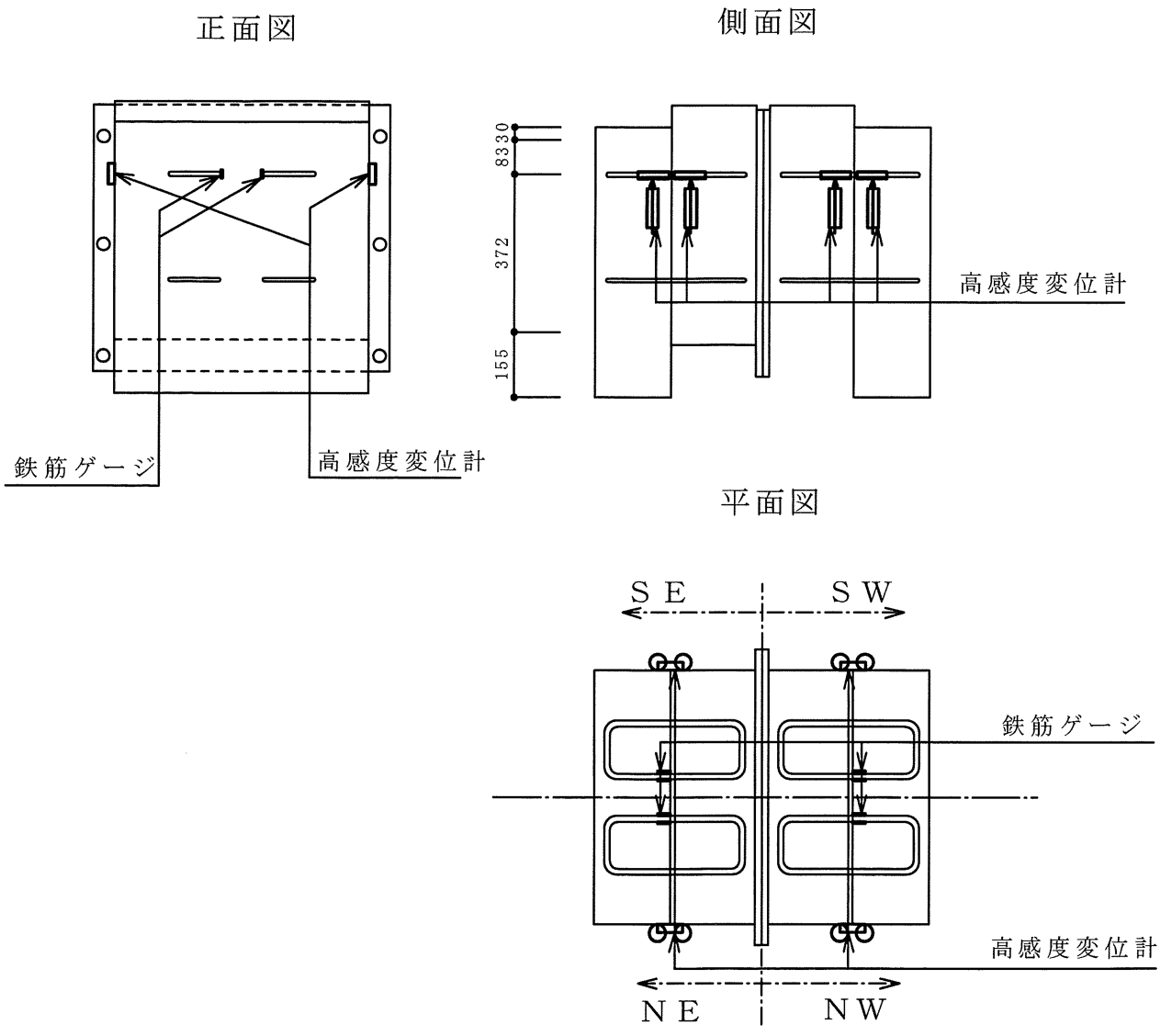


図-4.2.26　供試体 No.1～10 の計測位置

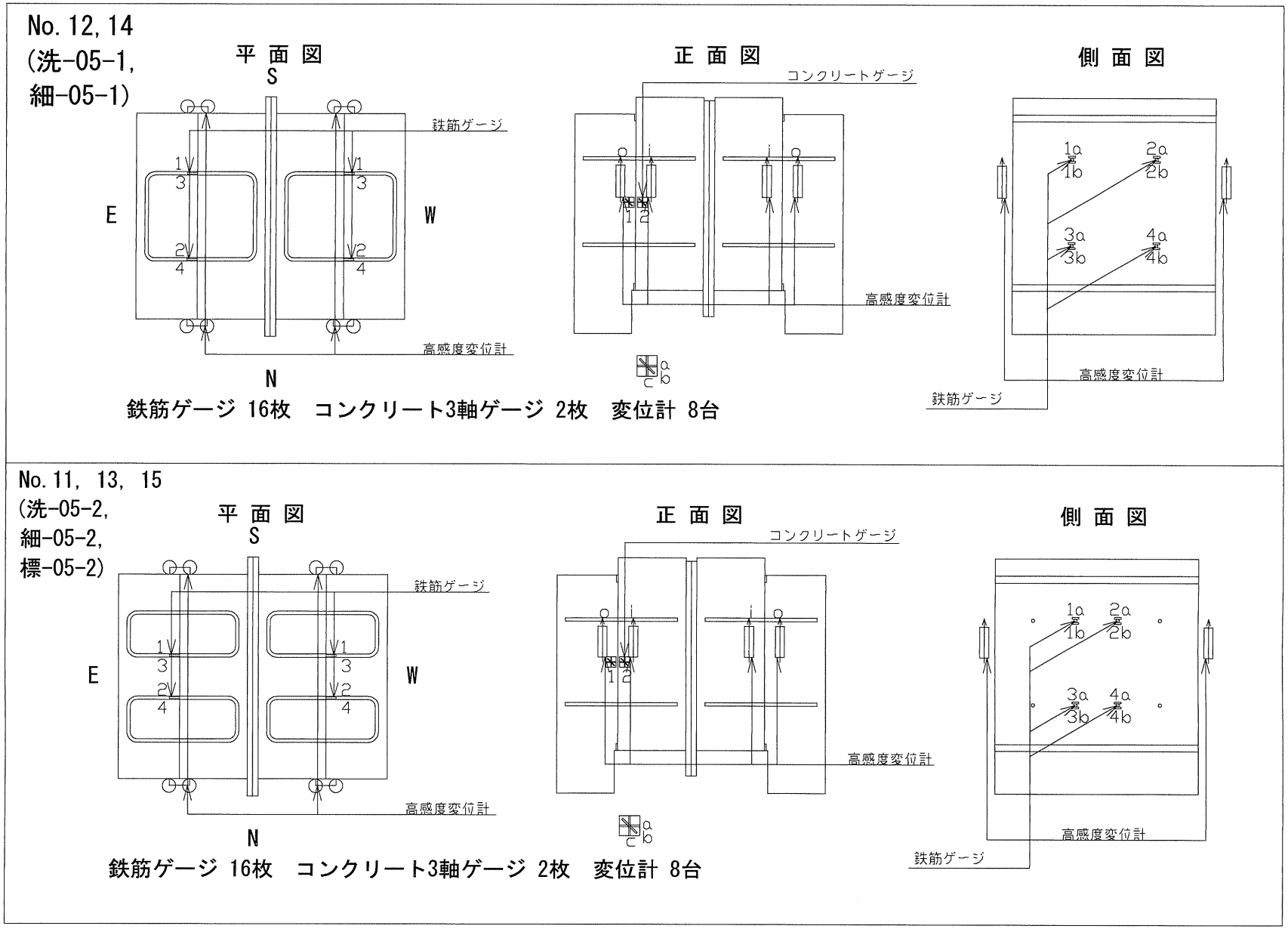


図-4.2.27　供試体 No.11～15 の計測位置

使用ゲージ；鉄筋ゲージ FLA-5-11,　コンクリート PFL-30-11

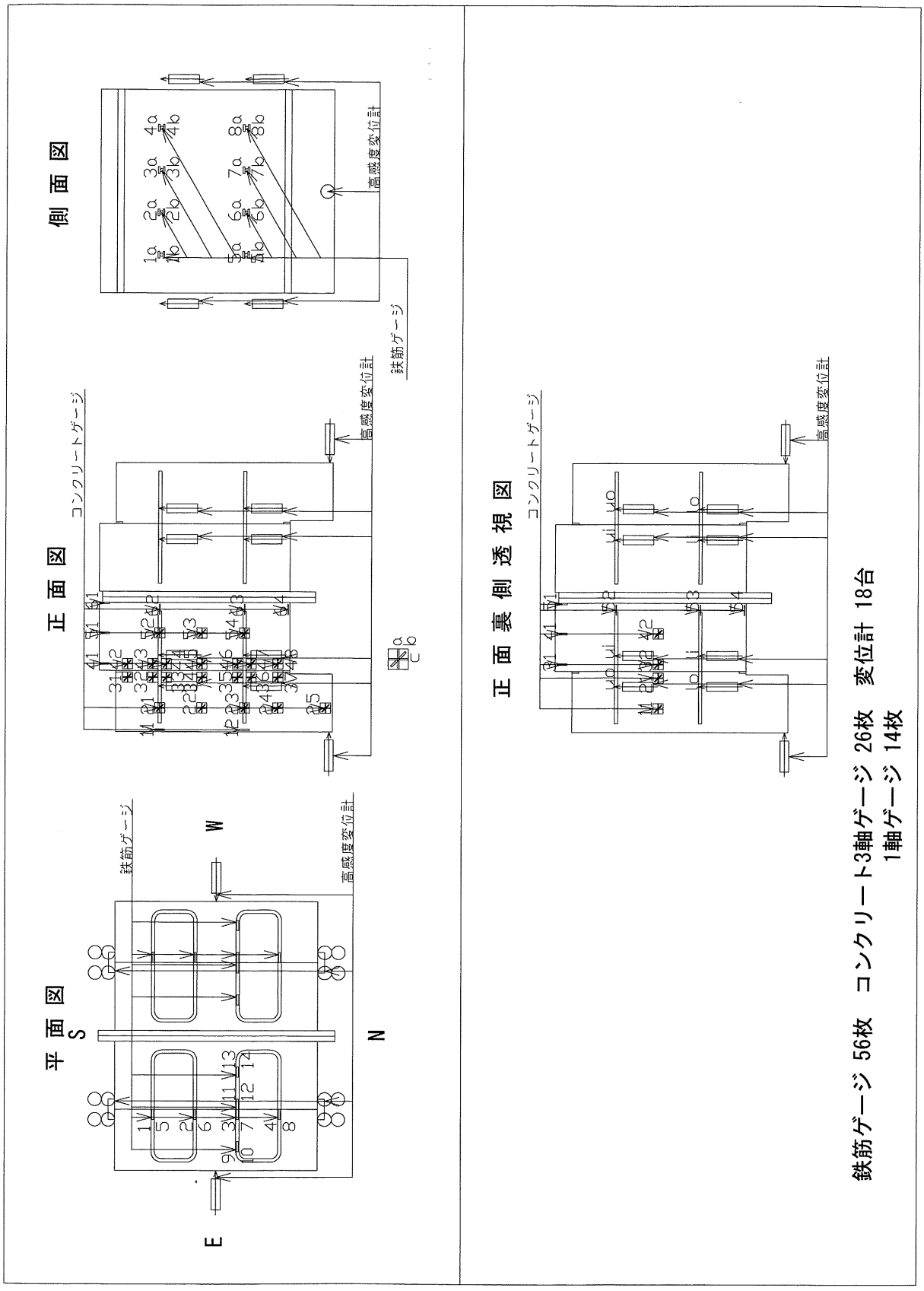
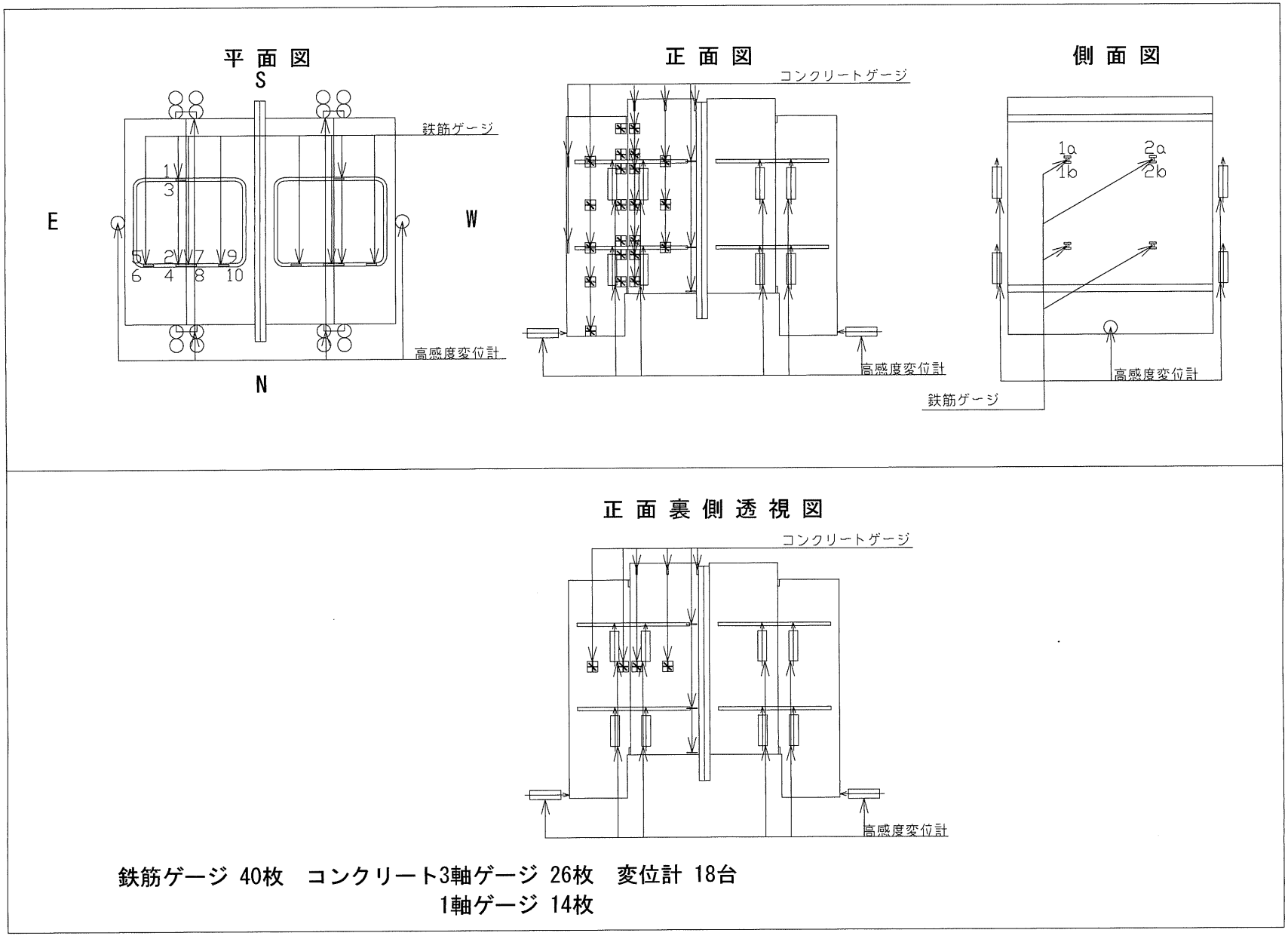


図-4.2.28　供試体 No.16 の計測位置

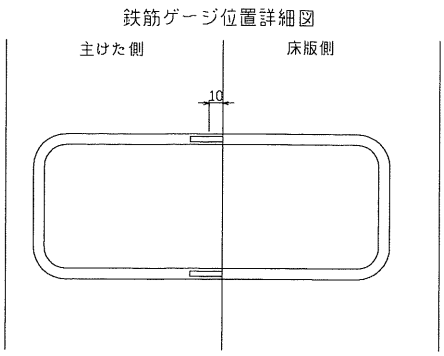
No. 17(粗-05-1)



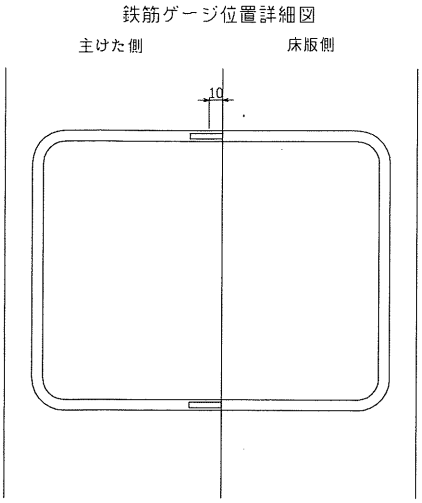
鉄筋ゲージ 40枚　コンクリート3軸ゲージ 26枚　変位計 18台
1軸ゲージ 14枚

使用ゲージ；鉄筋ゲージ FLA-5-11,　コンクリート PFL-30-11

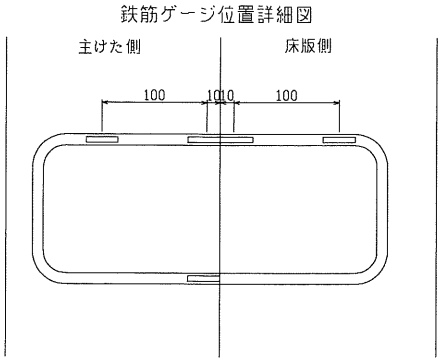
図-4.2.29　供試体 No.17 の計測位置



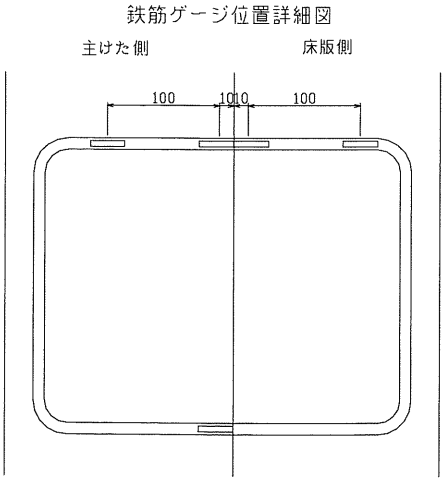
(a) 供試体 No.11,13,15



(b) 供試体 No.12,14



(c) 供試体 No.16



(d) 供試体 No.17

注) 鉄筋用ひずみゲージはいずれも FLA-5-11 を使用した。

図-4.2.30 ずれ止め鉄筋のひずみ計測位置詳細

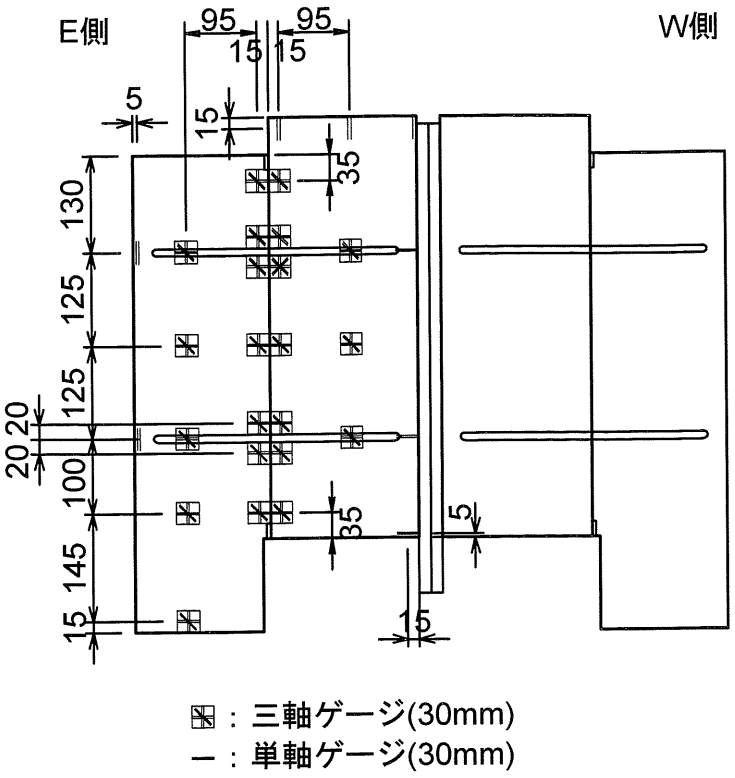


図-4.2.31　供試体 No.16～17 のコンクリートひずみ計測位置詳細

4.3　接合面仕上げ状況と表面粗度

(1)　表面粗度の測定結果

図-4.3.1 に，供試体の接合面の表面形状測定例を示す。各供試体の接合面の表面粗度測定結果について，表-4.3.1 にレーザー法による結果，表-4.3.2 にデジカメ法による結果をそれぞれ示す。仕上げ方法に応じて表面粗度に差が現れていた。洗い出しの場合，表面に骨材が現れていたが，表面粗度で比較すると標準ほうき目と粗面仕上げの中間であった。

参考として，実施工におけるほうき目仕上げの例として一般的な PC 桁(図-4.3.4)で測定した結果を各表の下欄に合わせて示す。測定対象の PC 桁は特に試験を意識して製作されたものではなかったが，支間方向の位置に関係なく，同程度の表面粗度に仕上げられていた。その表面粗度は，標準ほうき目の供試体と同程度であった。

(2)　測定方法の比較

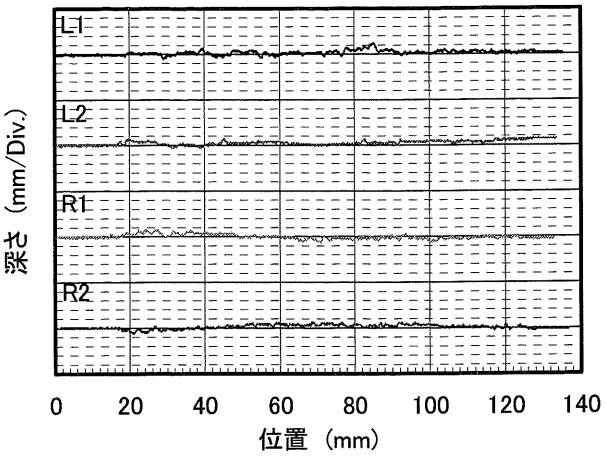
図-4.3.2 に，レーザー法による結果とデジカメ法による結果を対比して示す。これらの結果より，いずれの表面粗度指標においても，両測定方法の間に顕著な差はなく，デジカメ法による方法によっても表面粗度を適切に評価できることがわかる。なお，表面粗度が大きいところでばらつきが大きい傾向が見られる。図-4.3.1(c)に見られるように，粗面仕上げは，測定位置によって局所的な変化が比較的大きかったことから，ほぼ同一の測定線上を測っても，測定区間の設定の違いなどであっても影響を受けやすい傾向にあった。このことから，上記のばらつきは測定方法の影響ではなく，粗面仕上げが他に比べて不均一であることの影響が現れたものと考えられる。

(3)　粗度指標の比較

図-4.3.3 に，レーザー法による結果を例として，各表面粗度の相関を示す。コンクリートの表面形状に関して，表面粗度指標である Rz，Ra，Rzjis は，それぞれ相互に強い相関が見られる。いずれの表面粗度指標でも，相互の換算が可能であることから，以下のせん断伝達耐力との対比などの考察では，Rz を各供試体，各接合面の表面粗度指標の代表値として使用する。Rz は，うねり補正された表面形状の最も高い位置と低い位置の差であることから，目視による粗さの感覚と比較的近いことや，既往の文献において表面粗度を測定しない場合も概略の値を想定しやすいことなどの利点がある。一方，一つの飛び出した値に依存することが懸念されるが，今回の測定した範囲では特段の支障は見られなかった。

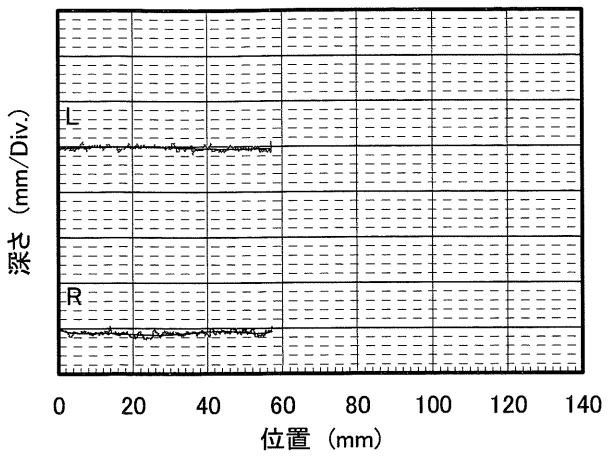
(4)　デジカメ法の結果に基づく表面形状(高さ)のばらつき

図-4.3.5 に，デジカメ法で得られた全計測線のデータについて平均面からの高さの分布を示す。分布は概ね正規分布であった。粗面仕上げの結果は他の仕上げ方法に比べると不均質な傾向が見られた。これらのデータの標準偏差を表-4.3.3 に示す。また，図-4.3.6 この標準偏差と前掲表-4.3.2 に示したデジカメ法による Rz(2 面の平均値)の関係を示す。表面粗度 Rz が大きいほど標準偏差も大きい傾向があることがわかった。



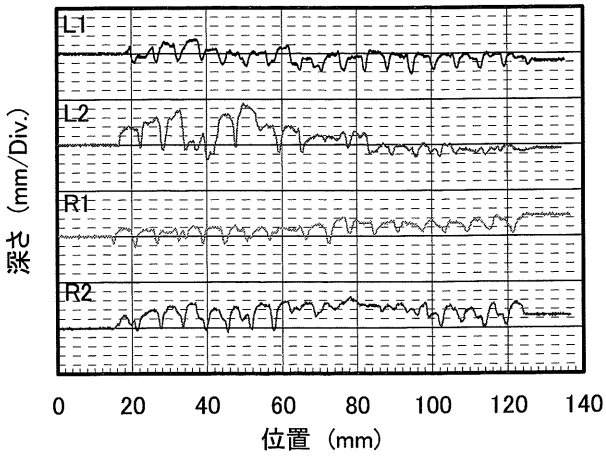
(a) 標準ほうき目，レーザー法

(供試体 No.15)



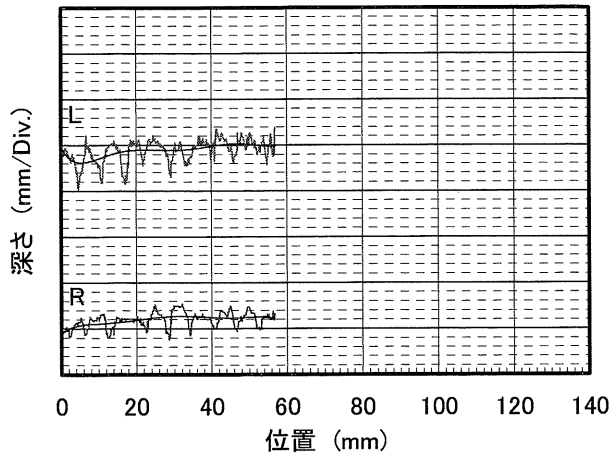
(b) 標準ほうき目，デジカメ法

(供試体 No.15)



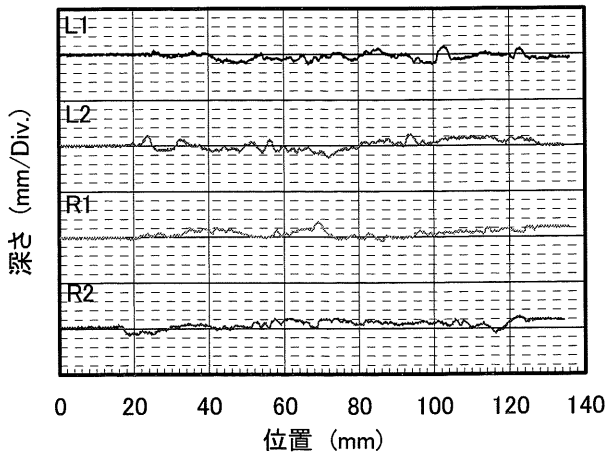
(c) 粗面，レーザー法

(供試体 No.16)



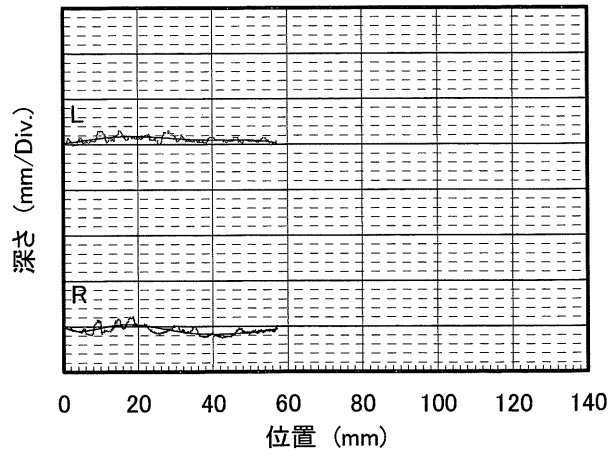
(d) 粗面，デジカメ法

(供試体 No.16)



(e) 粗い出し，レーザー法

(供試体 No.11)



(f) 粗い出し，デジカメ法

(供試体 No.11)

注) 縦軸の 1 目盛は深さ 1 mm を表す。

図-4.3.1　接合面の表面形状の測定例

表-4.3.1　レーザー変位計による接合面の表面粗度測定結果

(mm)

供試体 No.	仕上げ方法	粗度指標	R1	R2	R側(W側) 平均値	L1	L2	L側(E側) 平均値	両面 平均値
11	洗い出し	Rz	1.91	1.57	1.74	1.93	2.04	1.99	1.86
		Ra	0.24	0.22	0.23	0.27	0.27	0.27	0.25
		Rzjis	1.14	1.12	1.13	1.33	1.47	1.40	1.26
12	洗い出し	Rz	1.37	1.71	1.54	1.92	1.30	1.61	1.57
		Ra	0.21	0.34	0.28	0.28	0.20	0.24	0.26
		Rzjis	0.98	1.19	1.08	1.38	1.00	1.19	1.14
13	細かい ほうき目 (0.1～1mm)	Rz	0.59	0.37	0.48	0.49	0.34	0.41	0.45
		Ra	0.05	0.04	0.05	0.06	0.04	0.05	0.05
		Rzjis	0.38	0.32	0.35	0.37	0.28	0.33	0.34
14	細かい ほうき目 (0.1～1mm)	Rz	0.29	0.33	0.31	0.30	0.38	0.34	0.32
		Ra	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
		Rzjis	0.27	0.30	0.28	0.27	0.32	0.30	0.29
15	標準 ほうき目 (1～2mm)	Rz	0.94	0.79	0.87	1.38	0.95	1.16	1.01
		Ra	0.12	0.10	0.11	0.16	0.12	0.14	0.13
		Rzjis	0.80	0.63	0.71	0.98	0.69	0.83	0.77
16	粗面 (3～4mm)	Rz	2.76	3.59	3.17	2.98	6.17	4.57	3.87
		Ra	0.39	0.55	0.47	0.53	0.76	0.64	0.55
		Rzjis	2.08	3.13	2.60	2.44	4.18	3.31	2.96
17	粗面 (3～4mm)	Rz	2.14	2.49	2.32	3.65	2.48	3.06	2.69
		Ra	0.24	0.39	0.31	0.52	0.44	0.48	0.40
		Rzjis	1.53	1.88	1.70	2.77	1.98	2.37	2.04

(参考値)　実際のPCげたでの測定例　(mm)

供試体 No.	仕上げ方法	粗度指標	A1	CL	A2	Avg.
PC桁	標準 ほうき目 (1～2mm)	Rz	0.89	0.99	1.15	1.01
		Ra	0.12	0.12	0.13	0.12
		Rzjis	0.76	0.73	0.84	0.78

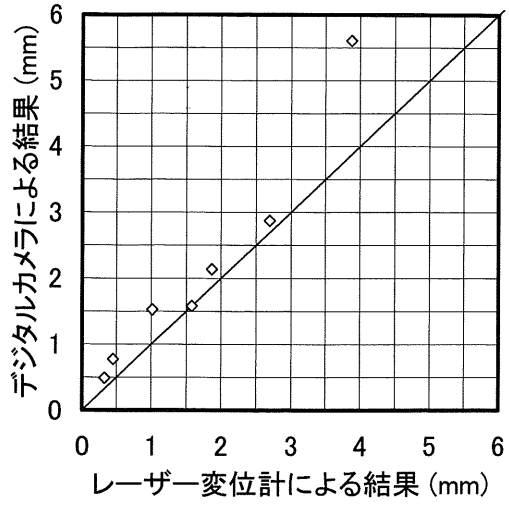
表-4.3.2　デジカメ画像処理による接合面の表面粗度測定結果

(mm)

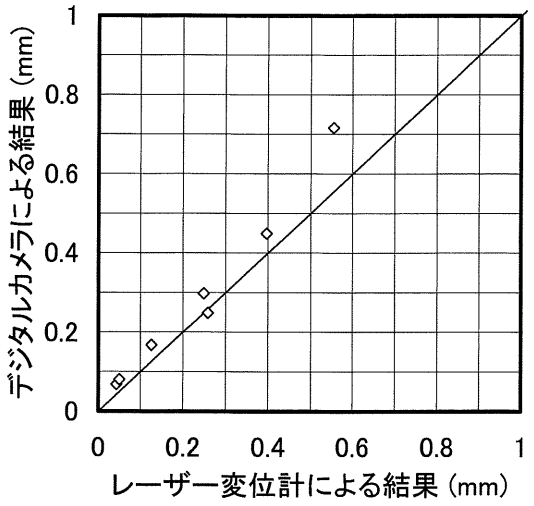
供試体 No.	仕上げ方法	粗度指標	R1	R2	R側(W側)平均値	L1	L2	L側(E側)平均値	両面平均値
11	洗い出し	Rz	1.44	1.63	1.53	2.30	3.18	2.74	2.14
		Ra	0.23	0.27	0.25	0.37	0.32	0.35	0.30
		Rzjis	1.12	1.34	1.23	1.96	1.74	1.85	1.54
12	洗い出し	Rz	1.47	1.59	1.53	1.91	1.35	1.63	1.58
		Ra	0.23	0.28	0.26	0.30	0.18	0.24	0.25
		Rzjis	0.95	1.29	1.12	1.43	1.02	1.22	1.17
13	細かいほうき目(0.1～1mm)	Rz	1.49	0.63	1.06	0.46	0.55	0.50	0.78
		Ra	0.11	0.09	0.10	0.06	0.07	0.06	0.08
		Rzjis	0.92	0.51	0.71	0.37	0.45	0.41	0.56
14	細かいほうき目(0.1～1mm)	Rz	0.35	0.43	0.39	0.53	0.67	0.60	0.49
		Ra	0.06	0.06	0.06	0.08	0.08	0.08	0.07
		Rzjis	0.30	0.39	0.34	0.46	0.48	0.47	0.41
15	標準ほうき目(1～2mm)	Rz	1.44	1.28	1.36	1.85	1.54	1.69	1.53
		Ra	0.16	0.17	0.16	0.21	0.14	0.17	0.17
		Rzjis	1.08	1.03	1.05	1.18	1.07	1.13	1.09
16	粗面(3～4mm)	Rz	6.42	3.91	5.16	5.33	6.77	6.05	5.61
		Ra	0.82	0.57	0.70	0.74	0.74	0.74	0.72
		Rzjis	4.77	3.02	3.90	3.40	4.70	4.05	3.97
17	粗面(3～4mm)	Rz	2.91	4.00	3.45	1.77	2.84	2.31	2.88
		Ra	0.40	0.72	0.56	0.22	0.45	0.34	0.45
		Rzjis	1.96	3.01	2.49	1.27	2.37	1.82	2.15

(参考値)　実際のPCげたでの測定例　(mm)

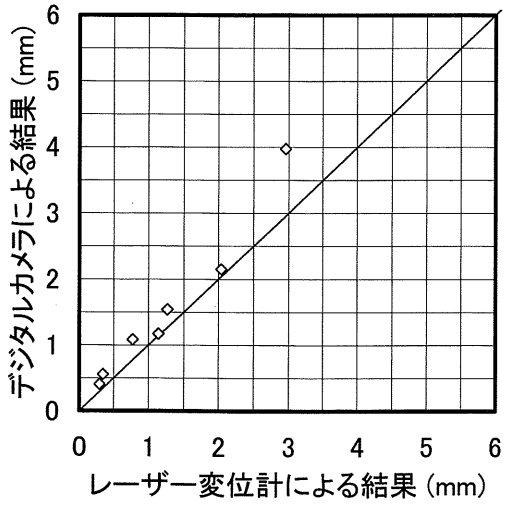
供試体 No.	仕上げ方法	粗度指標	A1	CL	A2	Avg.
PC桁	標準ほうき目(1～2mm)	Rz	1.26	1.05	0.94	1.08
		Ra	0.16	0.15	0.14	0.15
		Rzjis	0.82	0.92	0.78	0.84



(a) 最大高さ粗さ Rz



(b) 算術平均粗さ Ra



(c) 10 点平均粗さ Rzjis

図-4.3.2 測定方法の比較

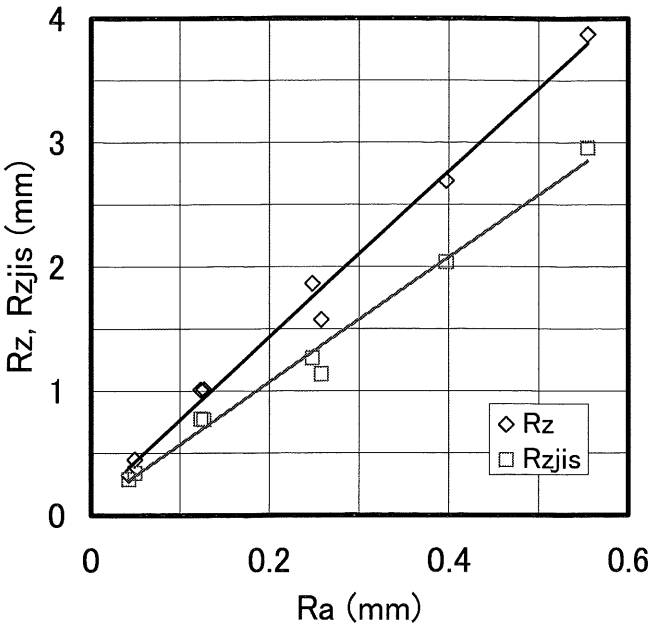
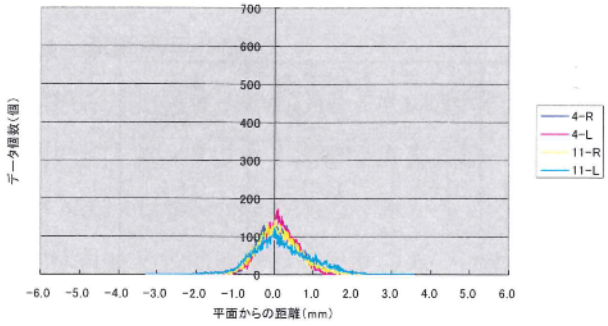


図-4.3.3　粗度指標の相関　(レーザー法の結果)

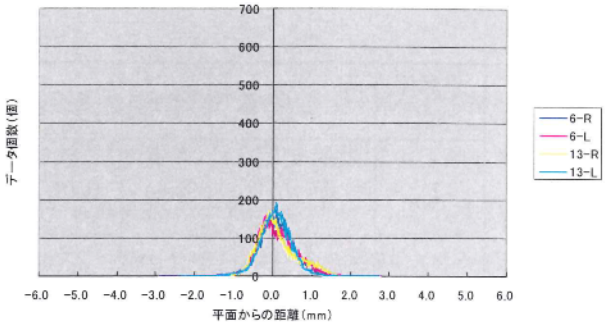


図-4.3.4　実際のプレテンション PC 桁(標準ほうき目仕上げ)での表面粗度測定状況

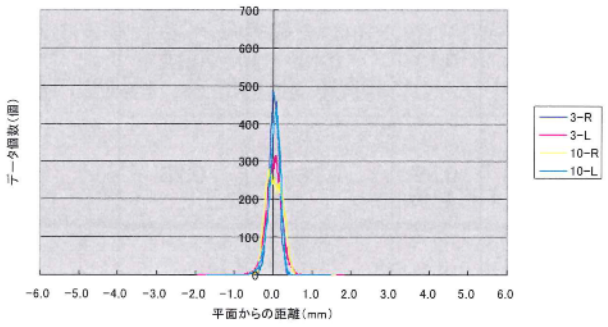
(測定結果は表-4.3.1～2 の下欄に参考値として示した)



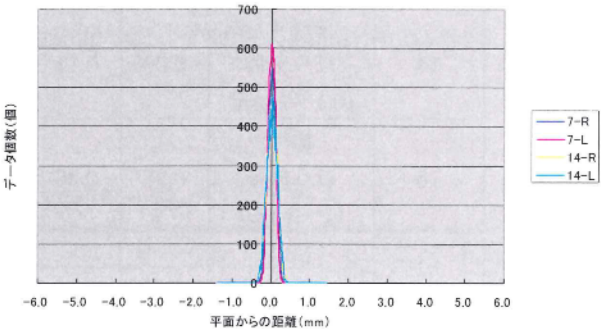
(a)　供試体 No.11 (洗い出し，0.2%)



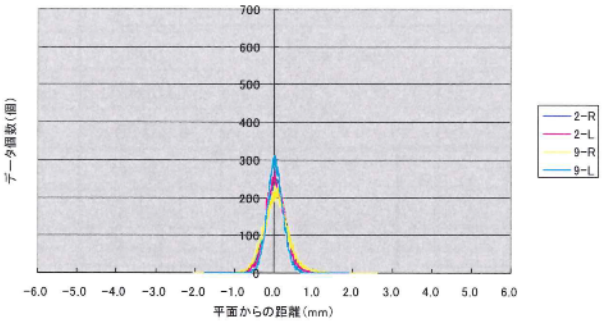
(b)　供試体 No.12 (洗い出し，0.1%)



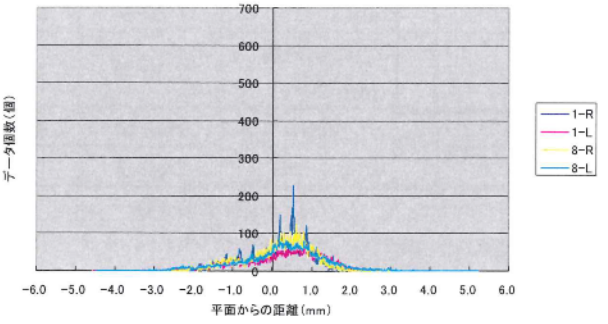
(c)　供試体 No.13 (細かいほうき目，0.2%)



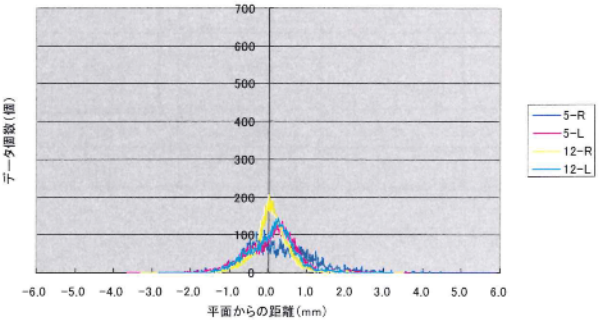
(d)　供試体 No.14 (細かいほうき目，0.1%)



(e)　供試体 No.15 (標準ほうき目，0.2%)



(f)　供試体 No.16 (粗面，0.2%)



(g)　供試体 No.17 (粗面，0.1%)

図-4.3.5　デジカメ法による平均面に対する高さの分布

表-4.3.3　デジカメ法による表面形状(高さ)の標準偏差

(mm)

供試体 No.	仕上げ方法	R1	R2	R 側(W 側) 平均値	L1	L2	L 側(E 側) 平均値	両面 平均値
11	洗い出し	0.44	0.48	0.46	0.70	0.53	0.61	0.54
12	洗い出し	0.46	0.43	0.44	0.38	0.49	0.44	0.44
13	細かい ほうき目 (0.1～1mm)	0.19	0.13	0.16	0.15	0.20	0.18	0.17
14	細かい ほうき目 (0.1～1mm)	0.09	0.11	0.10	0.13	0.13	0.13	0.12
15	標準 ほうき目 (1～2mm)	0.25	0.26	0.26	0.20	0.32	0.26	0.26
16	粗い ほうき目 (3～4mm)	0.99	0.81	0.90	1.06	0.84	0.95	0.92
17	粗い ほうき目 (3～4mm)	0.61	0.81	0.71	0.55	0.46	0.51	0.61

注) 表中の平均値は標準偏差の平均値を示す。

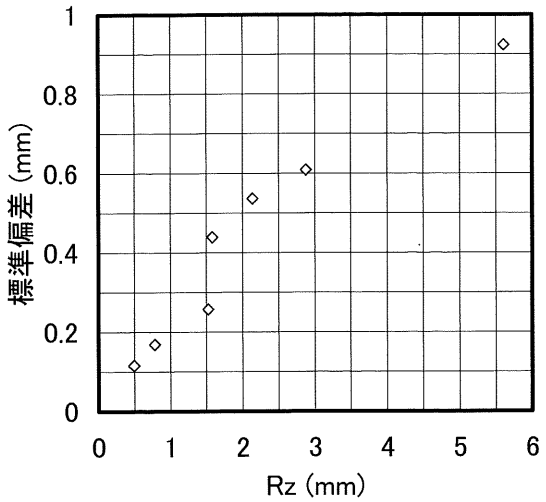


図-4.3.6　デジカメ法による最大高さ Rz と高さの標準偏差の関係

4.4 載荷試験結果

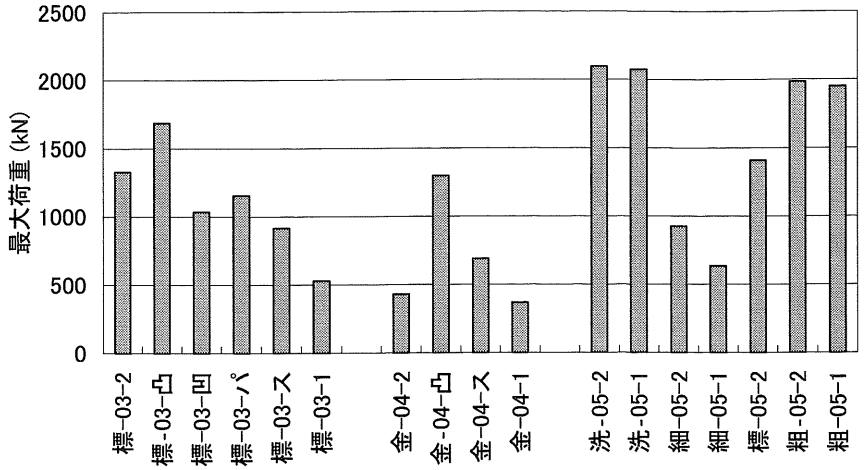
4.4.1 試験結果一覧

試験結果を表-4.4.1 及び図-4.4.1 に示す。最大荷重は，接合面 2 面の合計を示し，計算値は実材料強度を用いて，コンクリート標準示方書に沿って算出したものである(前掲式(4)，部材係数は 1.0 とした)。供試体 No.16 は接合面の明確なずれが生じる前に接合鋼板の U 字形鉄筋の一部が破断した。図-4.4.1(b)は，同じずれ止め鉄筋比で表面粗度の違いによる比較を示している。これより，ずれ止め鉄筋比 0.2%の最大荷重は，表面粗度に比例して高い傾向が見られた。ずれ止め鉄筋比を 0.1%とした場合もその傾向が若干見られるが，明確でない。凸型コッター及びスタッドは，ずれ止め鉄筋に比べ表面粗度による影響は小さい。図-4.4.1(c)は，同程度の表面粗度で，ずれ止め鉄筋比の違いによる比較を示している。ずれ止め鉄筋比が小さくなることで最大荷重も低下したが，今回の試験の範囲では，ずれ止め鉄筋比の違いによる最大荷重の変動は，表面粗度の影響に比べて小さかった。

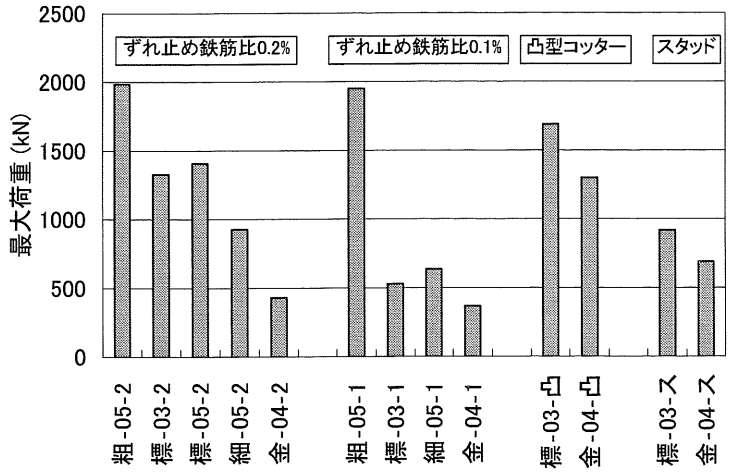
表-4.4.1 プッシュオフ試験結果一覧

No.	記号	仕上げ状態	接合構造	最大荷重		先にずれた接合面	最大荷重時ずれ変位 (mm)
				実験値 (kN)	計算値 (kN)		
1	標-03-2	標準ほうき目 (1～2 mm)	ずれ止め鉄筋0.2%	1330	1210	W	0.13
2	標-03-凸		凸型コッター	1689	1140	E	0.15
3	標-03-凹		凹型コッター	1039	1130	E	0.12
4	標-03-パ		パーフォボンドリブ	1158 (973)	1690	E,W	2.85 (0.15)
5	標-03-ス		スタッド	918	964	E	0.12
6	標-03-1		ずれ止め鉄筋0.1%	529	840	E	0.09
7	金-04-2	金ゴテ	ずれ止め鉄筋0.2%	431	350	W	0.06
8	金-04-凸		凸型コッター	1301	596	E	0.15
9	金-04-ス		スタッド	691 (482)	306	W	0.15 (0.06)
10	金-04-1		ずれ止め鉄筋0.1%	369	200	E	0.05
11	洗-05-2	洗い出し	ずれ止め鉄筋0.2%	2097	1160	E	0.47
12	洗-05-1		ずれ止め鉄筋0.1%	2075	798	E	0.33
13	細-05-2	細かいほうき目 (0.1～1 mm)	ずれ止め鉄筋0.2%	927	1160	W	0.12
14	細-05-1		ずれ止め鉄筋0.1%	636	798	W	0.09
15	標-05-2	標準ほうき目 (1～2 mm)	ずれ止め鉄筋0.2%	1409	1160	E	0.19
16	粗-05-2	粗面 (3～4 mm)	ずれ止め鉄筋0.2%	1987*	1160	—	0.94*
17	粗-05-1		ずれ止め鉄筋0.1%	1952	798	W	0.40

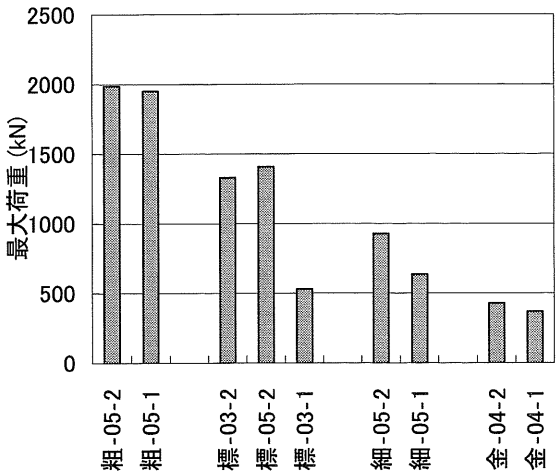
注) 最大荷重時ずれ変位は，先にずれた接合面側の値を示す。
( )内は初回のずれ発生時のずれ変位を示す。
*は接合鋼板の U 字形鉄筋の破断が生じた。



(a)　最大荷重一覧



(b)　接合面仕上げの比較



(c)　ずれ止め鉄筋比の比較

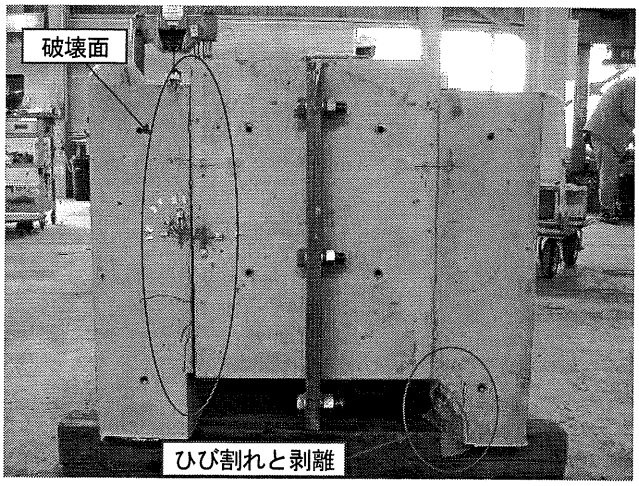
図-4.4.1　プッシュオフ試験結果

4.4.2　破壊状況

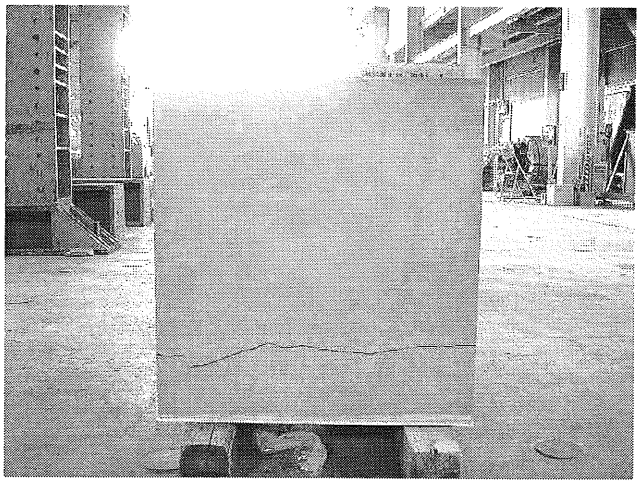
(1)　ずれ止め鉄筋供試体

ずれ止め鉄筋だけを配置した供試体の破壊は，ほとんどの場合，図-4.4.2(a)，(e)に示すように片側の接合面にずれが発生して荷重が急激に低下するものであった。破壊荷重が 1000 kN を超えるような高い荷重を示したものは，同図(b)に示すような供試体の床版側コンクリート背面にひび割れが発生していた。供試体 No.11, 15 では，床版側コンクリートの接合面側から水平方向のひび割れが見られた(同図(a), (c), (e))。供試体 No.13 は両面でずれが発生した(同図(f))。なお，載荷の比較的初期の段階で同図(g)，(h)のような供試体の下面支持部(内側付近)にひび割れが発生した。

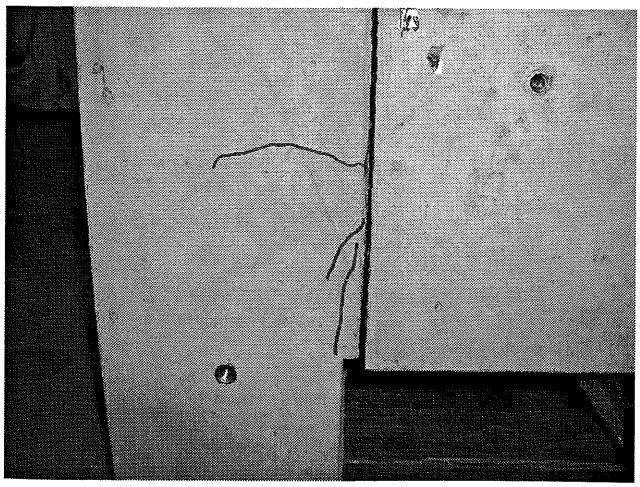
試験後にずれ止め鉄筋を取り出し変形状態を確認した。その状況写真を図-4.4.3(a)に示す。ずれ止め鉄筋は，接合部近傍で 2 箇所の折れ曲げ(kinking)が見られ，コンクリート強度が低い床版側でより大きな変形が見られた。金ゴテ仕上げでずれ止め鉄筋比 0.1%の場合に，接合面でずれ止め鉄筋 4 本の破断が生じ，主げた側と床版側が分離した(図-4.4.3(b))。



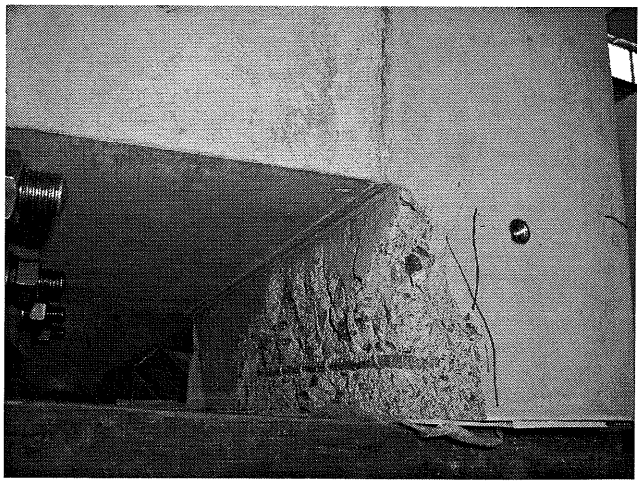
(a) ずれ破壊，ひび割れ，剥離



(b) 床版側コンクリート背面のひび割れ

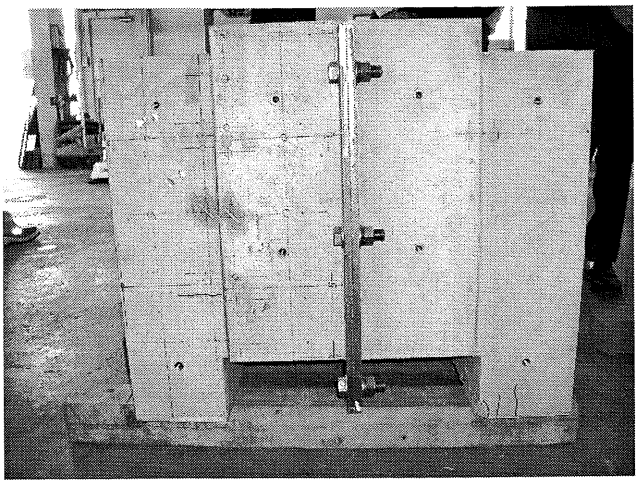


(c) 床版側コンクリート接合面側のひび割れ

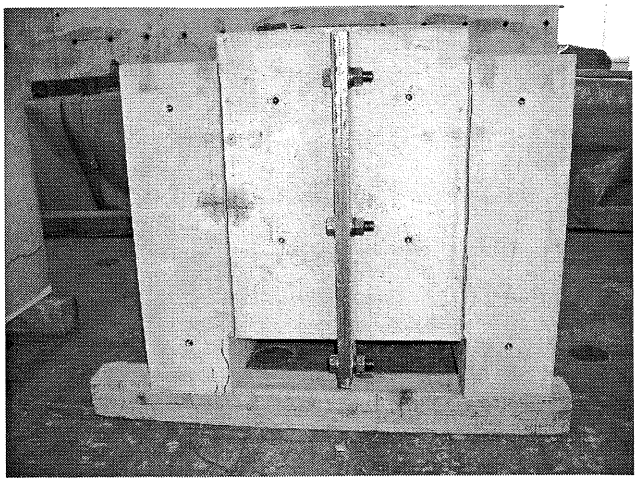


(d) 支持部のコンクリート剥離

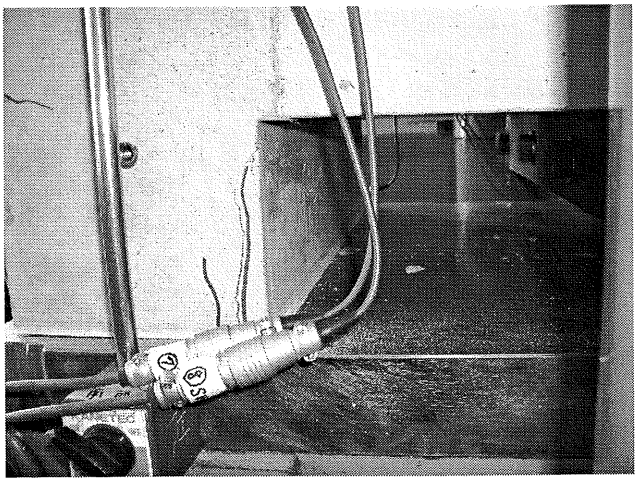
図-4.4.2　破壊状況の例　　※(a)～(d)は供試体 No.11(洗-05-2)



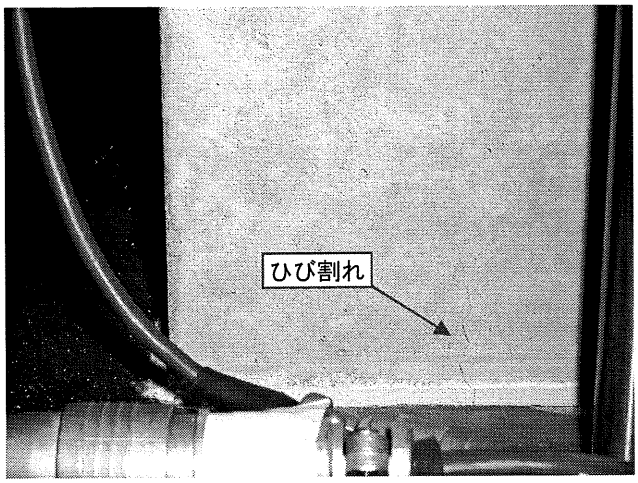
(e) ずれ破壊 (No.15, 標-05-2)



(f) 両接合面でずれ破壊 (No.13, 細-05-2)

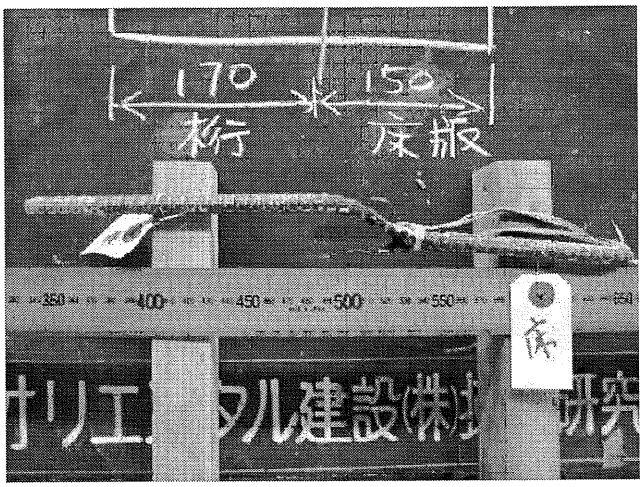


(g) 支持部の縦方向ひび割れ
(No.12, 洗-05-1, SW 側)

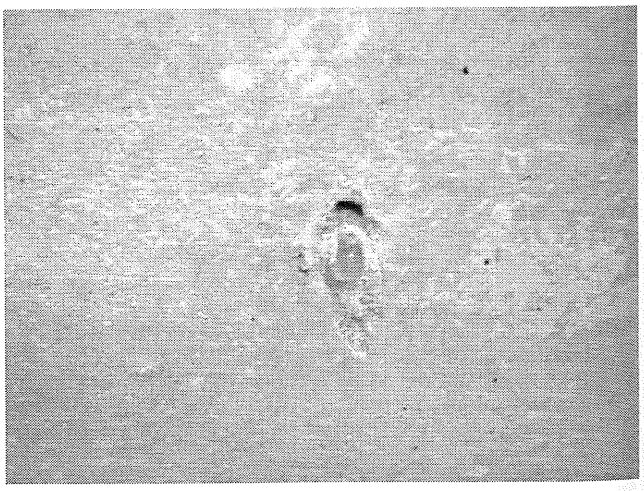


(h) 支持部の縦方向ひび割れ
(No.12, 洗-05-1, SE 側)

図-4.4.2 破壊状況 (続き)



(a) ずれ止め鉄筋の変形 (No.17, 粗-05-1)

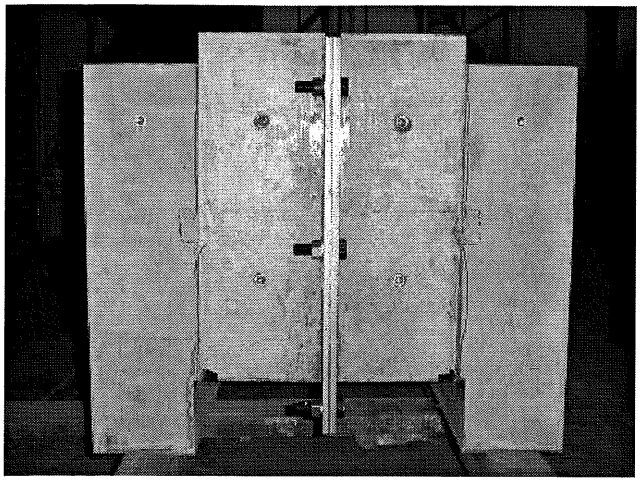


(b) ずれ止め鉄筋の破断
(No.10, 金-04-1, 床版側接合面)

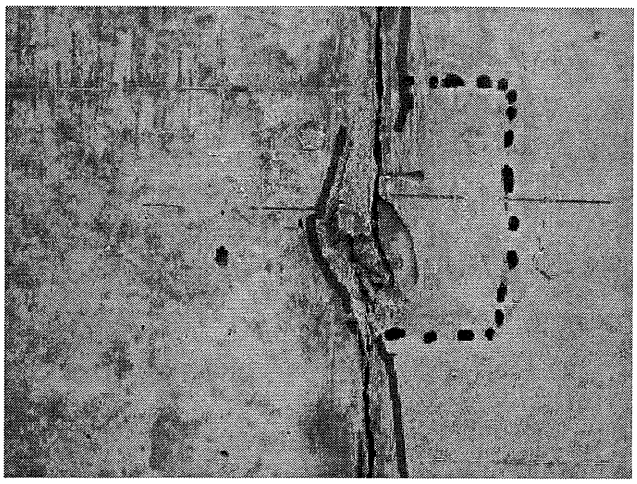
図-4.4.3 ずれ止め鉄筋の破壊後の状況

(2)　凸型コッター供試体

ずれ止め鉄筋のみを配置した供試体と同様に，破壊は接合面に沿ったずれが発生して荷重が低下した。凸型コッター部の上下に斜めひび割れが見られた。



(a) 破壊状況 (No.8，金-04-凸)



(b) 凸型コッター部詳細 (No.8，金-04-凸)

図-4.4.4　凸型コッター供試体の破壊状況

(3)　スタッド供試体

スタッド供試体も破壊は，接合面に沿ったずれ破壊であった。破壊後のスタッドの変形状況を図-4.4.5に示す。ずれ止め鉄筋と同様に，床版側の接合面近傍で曲げ変形が生じていた。

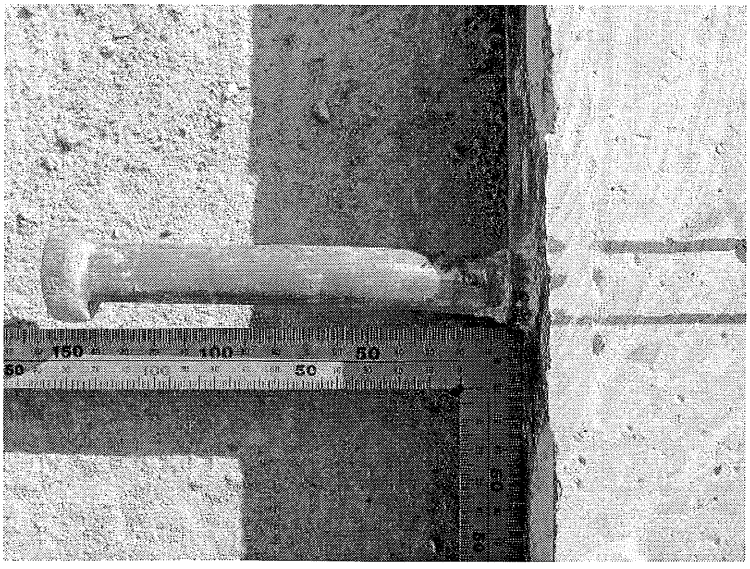


図-4.4.5　スタッドの破壊状況 (No.9 解体後，金-04-ス)

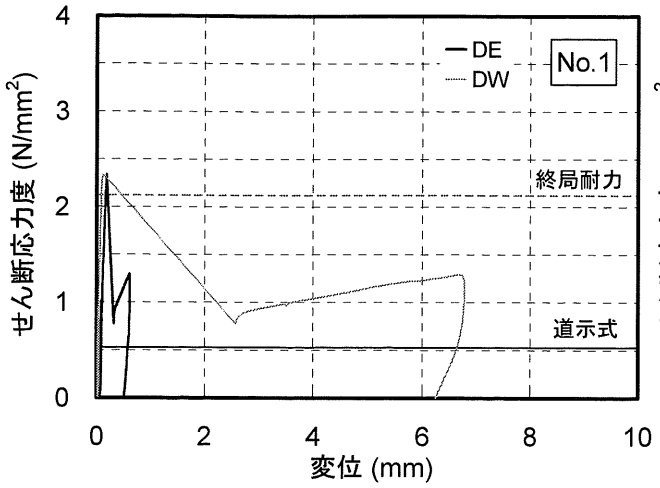
4.4.3　せん断応力度－ずれ変位の関係

図-4.4.6 に各供試体のせん断応力度とずれ変位の関係を示す。縦軸のせん断応力度は，片面当りの載荷荷重を接合面積(600 mm×475 mm)で除した平均せん断応力度(以下同じ)である。計算に用いた接合面の面積は 475 mm×600 mm とした。ここでは，スタッド溶植用プレートの面積やコッターの面積は除いていない。図中には，2 面の接合面(DE：E 側，DW：W 側)それぞれのずれ変位を表示した。図中，「終局耐力」はコンクリート標準示方書に従って算出したせん断伝達耐力(3 章 3.3.3，式(4))を接合面積で除した値を，「道示式」は道示に示されたずれ止め鉄筋の許容せん断応力度(3 章 3.3.1，式(1a))をそれぞれ示す(パーフォボンドリブ，スタッドは除く)。これらの計算には各供試体のコンクリート強度，鉄筋降伏点の実測値を用いた(前掲表-4.2.3～4.2.5)。終局耐力の算定における部材係数は 1.0 とした。

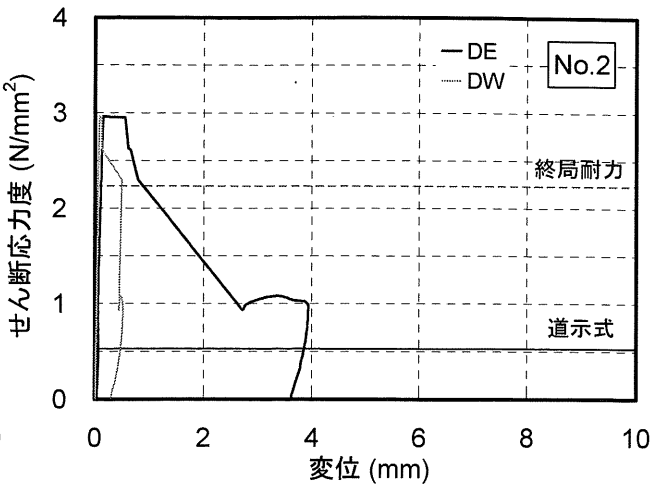
荷重低下をもたらす明確なずれが生じたときの変位(供試体 No.4，9 は初期ずれ変位)は，ほうき目仕上げ，金ゴテ仕上げの場合に 0.05～0.2 mm 程度，粗面，洗い出しの場合に 0.3～0.5 mm 程度であった(供試体 No.16 を除く)。ずれ止め鉄筋及びコッターを用いた場合は，ずれの発生とともに荷重は急激に低下した。

供試体 No.4(標準ほうき目，パーフォボンドリブ)及び No.9(スタッド，金ゴテ仕上げ)の場合，接合面のずれが発生した後，変位は急増するが荷重はさらに上昇した。パーフォボンドリブの場合，最大荷重時ずれ変位は 2.9 mm であり，最大荷重は初期ずれ発生後に大きなずれ変位が生じた後であった。

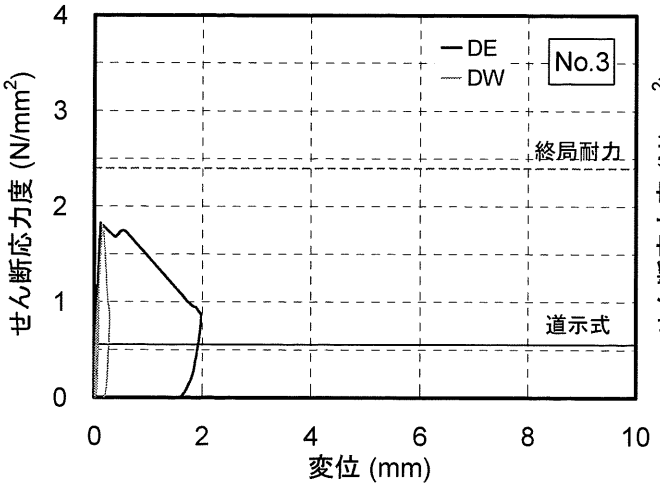
供試体 No.16(粗-05-2)のずれ変位は 0.94 mm と比較的大きいが，これは接合鋼板の鉄筋破断のために，荷重ピーク前にずれ変位がみかけ上増加した分も含まれる。



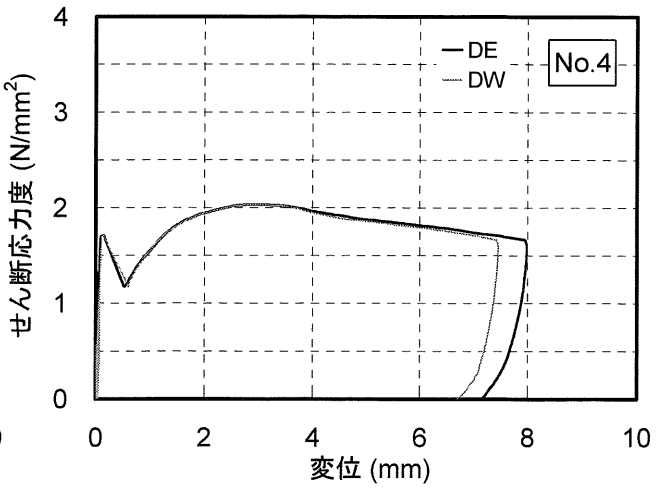
(a) 供試体 No.1 (標-03-2)



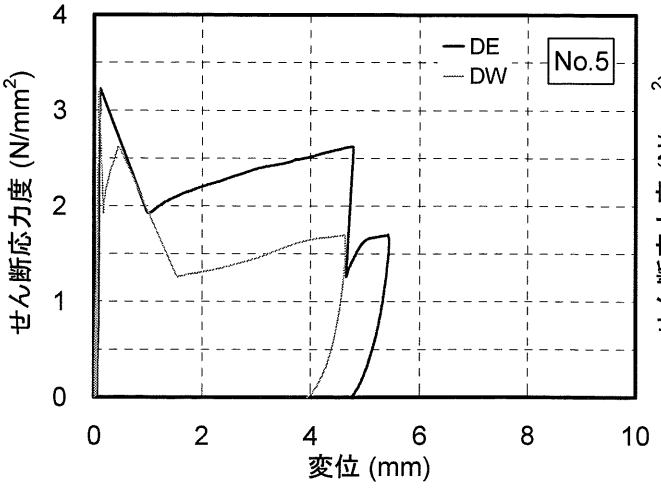
(b) 供試体 No.2 (標-03-凸)



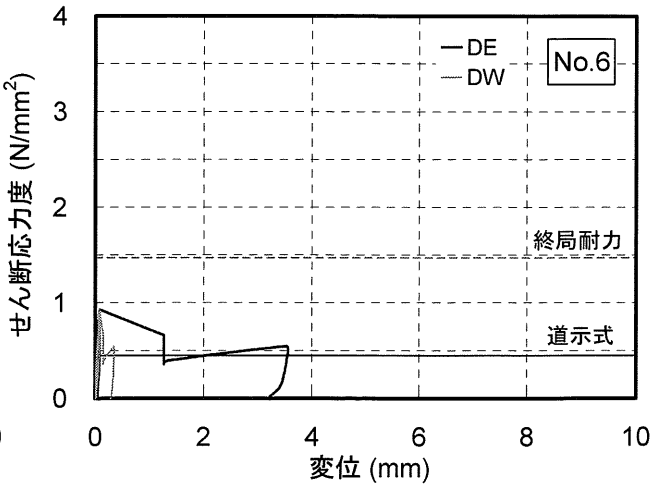
(c) 供試体 No.3 (標-03-凹)



(d) 供試体 No.4 (標-03-パ)



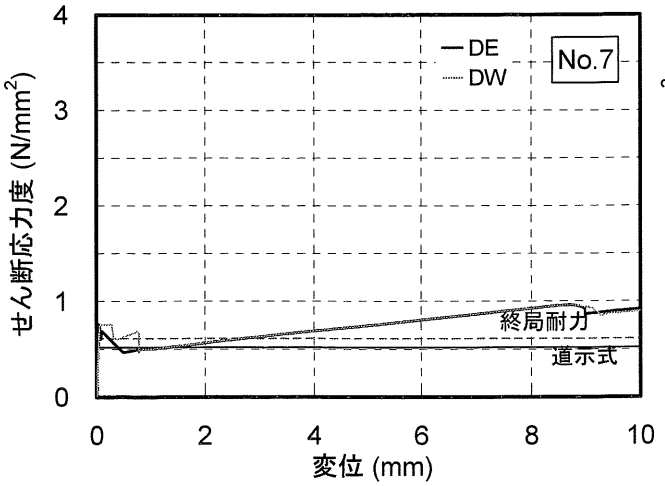
(e) 供試体 No.5 (標-03-ス)



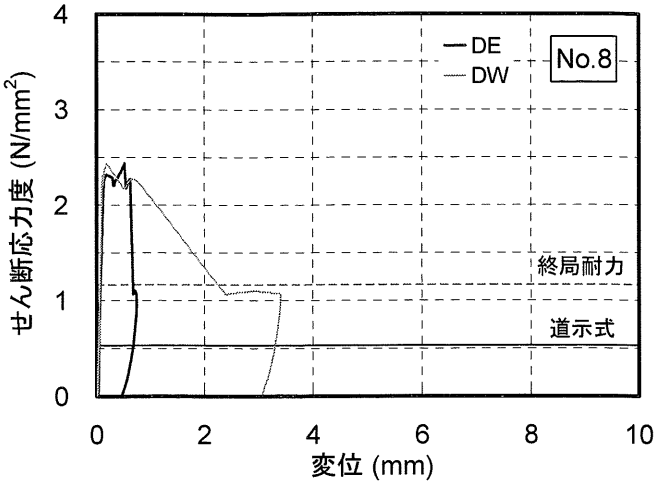
(f) 供試体 No.6 (標-03-1)

注) DE, DW はそれぞれ E 側, W 側の接合面のずれ変位の平均値。

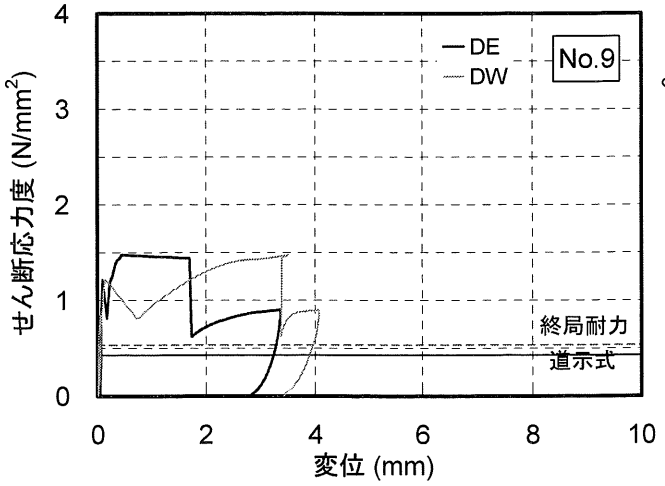
図-4.4.6 せん断応力度－ずれ変位の関係



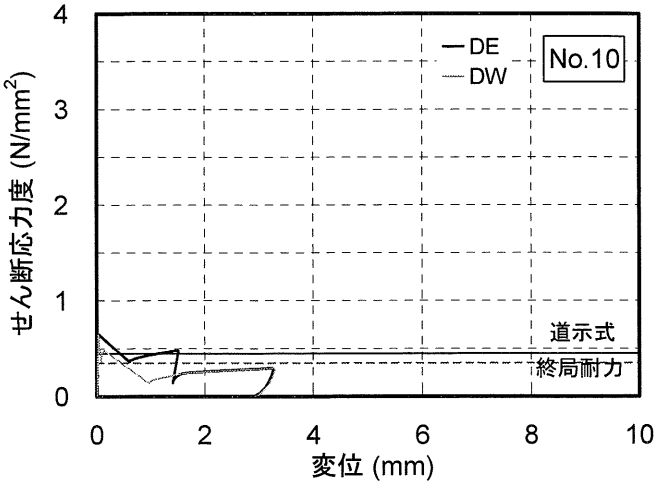
(g) 供試体 No.7 (金-04-2)



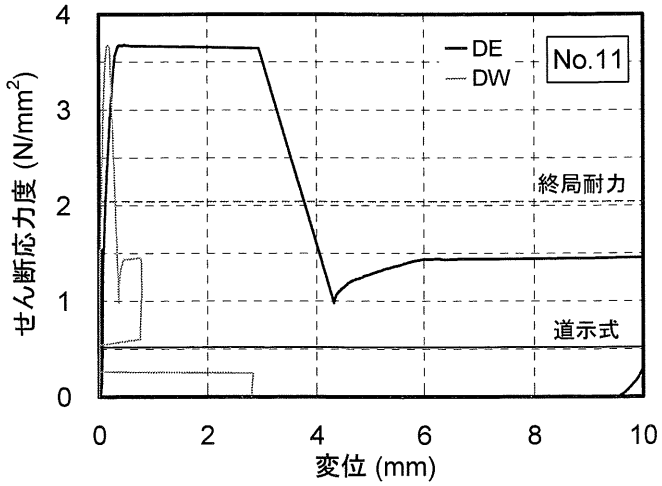
(h) 供試体 No.8 (金-04-凸)



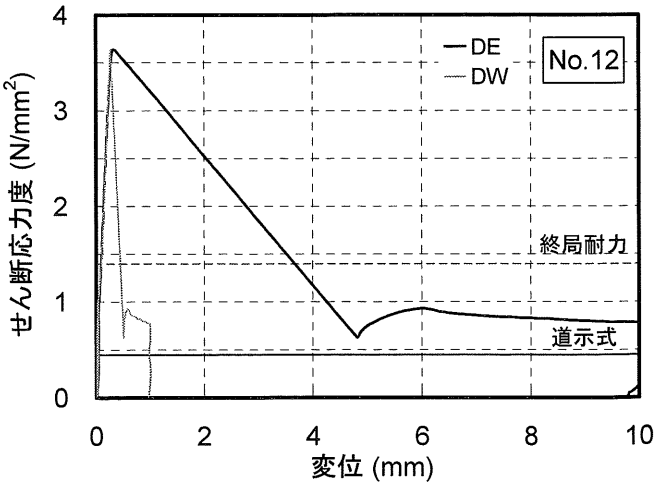
(i) 供試体 No.9 (金-04-ス)



(j) 供試体 No.10 (金-04-1)

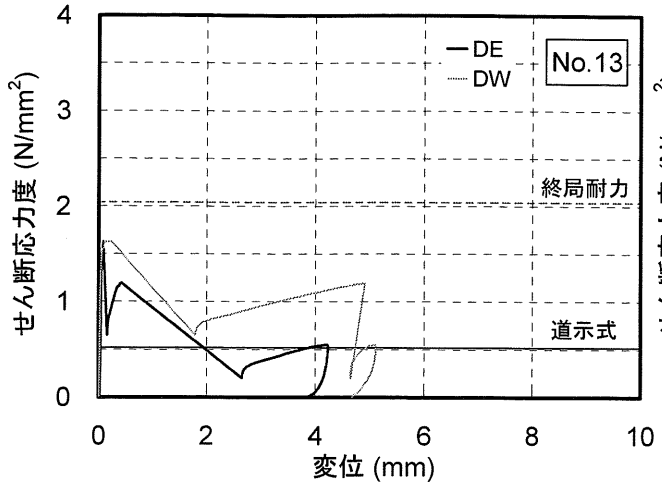


(k) 供試体 No.11 (洗-05-2)

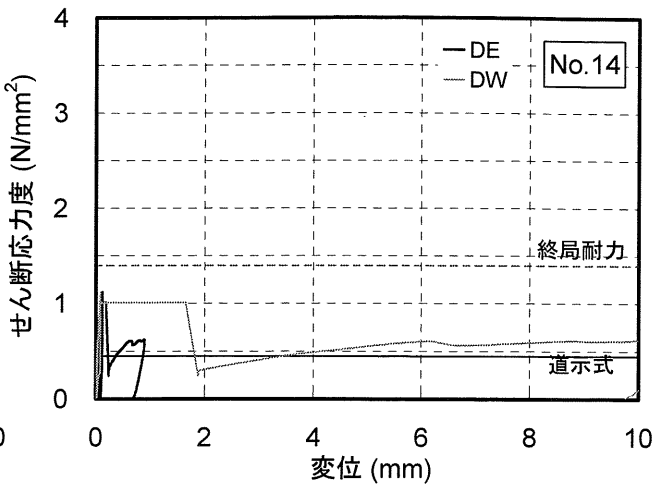


(l) 供試体 No.12 (洗-05-1)

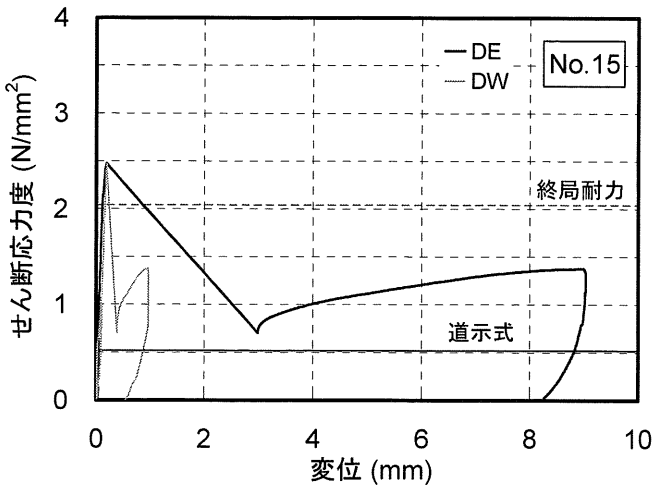
図-4.4.6　せん断応力度－ずれ変位の関係（続き）



(m) 供試体 No.13 (細-05-2)

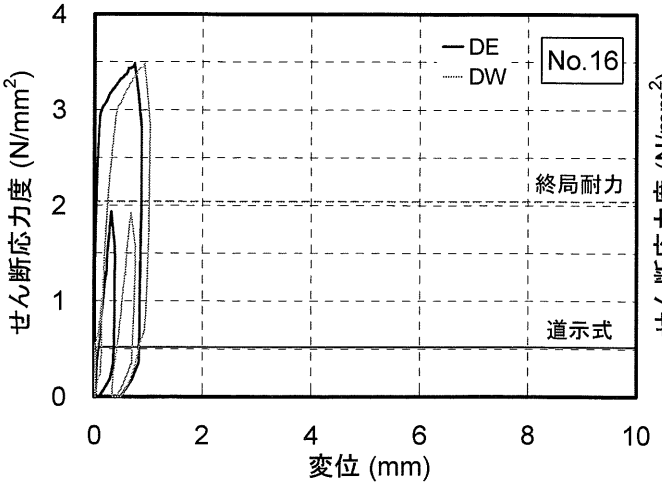


(n) 供試体 No.14 (細-05-1)

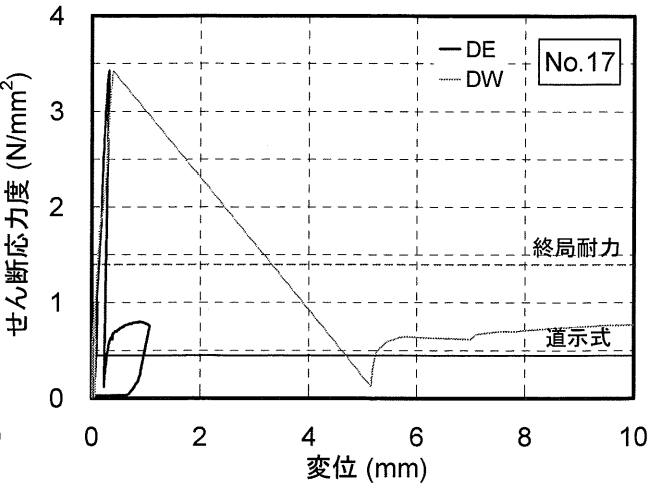


(o) 供試体 No.15 (標-05-2)

※供試体 No.16～17 の変位は，供試体 No.1～10 と同様に上段鉄筋位置で測定したずれ変位の平均値を示す。



(p) 供試体 No.16 (粗-05-2)



(q) 供試体 No.17 (粗-05-1)

図-4.4.6　せん断応力度－ずれ変位の関係（続き）

4.4.4　ずれ止め鋼材ひずみ

(1)　接合面近傍の軸方向ひずみ

図-4.4.7 に各供試体のずれ止め鋼材ひずみとせん断応力度(図-4.4.6 と同じ平均せん断応力度)の関係を示す。これらの図に示したずれ止め鉄筋の軸方向ひずみ(供試体 No.1～10 は鉄筋左右のひずみの平均値, No.11～17 は上段鉄筋の上下面ひずみの平均値)は，接合面から床版側に 10 mm の位置で計測したものである。供試体 No.4(標-03-パ)は，パーフォボンドリブを貫通する鉄筋のひずみで，計測は鋼板と鉄筋が交差する位置で計測した値を示す。供試体 No.5(標-03-ス)及び No.9(金-04-ス)は，床版側のスタッド基部(接合面)より 10 mm の位置で計測したひずみを示す。供試体 No.16(粗-05-2)及び No.17(粗-05-1)は，供試体 No.1～15 と同じ位置の鉄筋ひずみを示す。

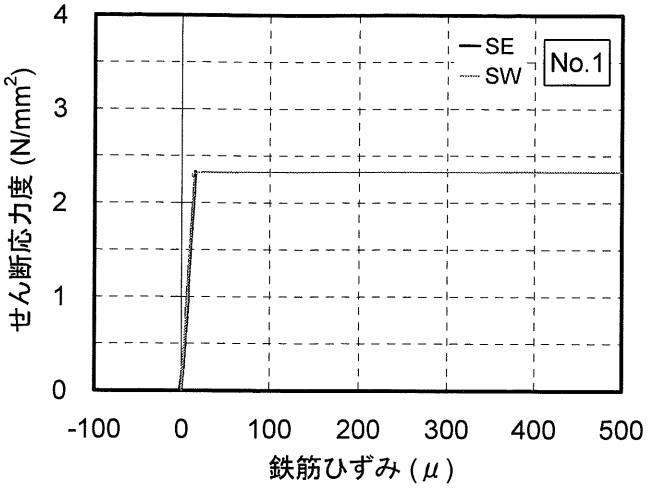
すべての供試体において，ずれ止め鉄筋の軸方向ひずみは，ずれが発生するまで 150 μ以下(ほとんどは 100 μ以下)とごく軽微であった。軸方向ひずみは軽微ではあったが，ひずみの増加はほぼ直線的であるとともに，表面粗度が小さいほど傾きが大きい傾向が見られた。ほうき目仕上げの場合は，軸方向ひずみはいずれも引張ひずみであった。また，金ゴテ仕上げの場合は，ずれ発生までの軸方向ひずみが圧縮ひずみとなっていた。せん断応力度－軸方向ひずみ関係のずれ発生までの傾きに関して，ずれ止め鉄筋比による明確な違いは見られなかった。ずれが生じた側の鉄筋の軸方向ひずみは，ずれ発生前後で急激にひずみが増加した。

スタッドの軸方向ひずみは，鉄筋の場合と同様にずれ発生まで直線的にひずみが増加し，ずれ発生とともに急激にひずみが増加した。スタッドの場合，鉄筋で見られたような表面粗度の違いによるせん断応力度－軸方向ひずみ関係の傾きの違いは見られなかった。

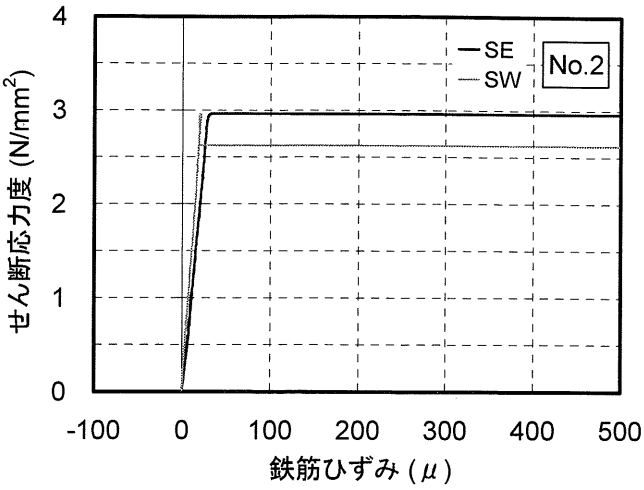
パーフォボンドリブ供試体の貫通鉄筋の軸方向ひずみは，初期のずれが発生するまでほとんど生じていなかった。ずれ発生後は急激にひずみが増加し，SW 側は最大荷重までに降伏ひずみに達したが，SE 側は最大荷重時点ではまだ降伏していなかった。

(2)　接合面付近のずれ止め鉄筋の軸方向ひずみ

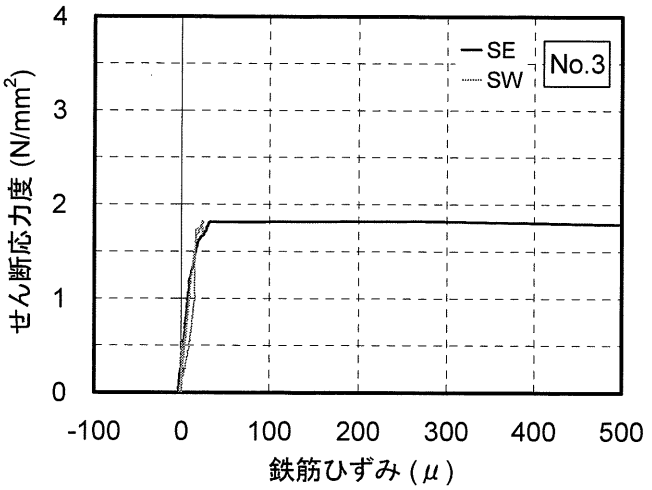
図-4.4.8 に，供試体 No.11～17 に関して，明確なずれが生じた側のずれ止め鉄筋 4 本(No.16 のみ 8 本で測定)それぞれの床版側の軸方向ひずみ(接合面から 10 mm)を示す。軸方向ひずみは上下段ともに引張ひずみであった。供試体 No.11～17 はいずれも下段鉄筋の軸方向ひずみの方が上段鉄筋に比べて大きな値を示していた。また，供試体 No.13，14 を除き，ずれ発生前に，左右の鉄筋の軸方向ひずみに差が現れていた。洗い出しや標準ほうき目仕上げでは，表面粗度の左右のばらつきは比較的小さい方であったことから，供試体によっては左右(N 側と S 側)のわずかな偏心があったものと考えられる。



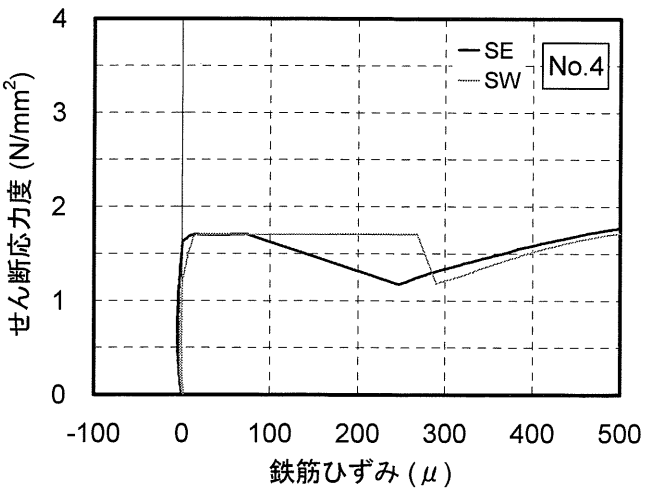
(a) 供試体 No.1 (標-03-2)



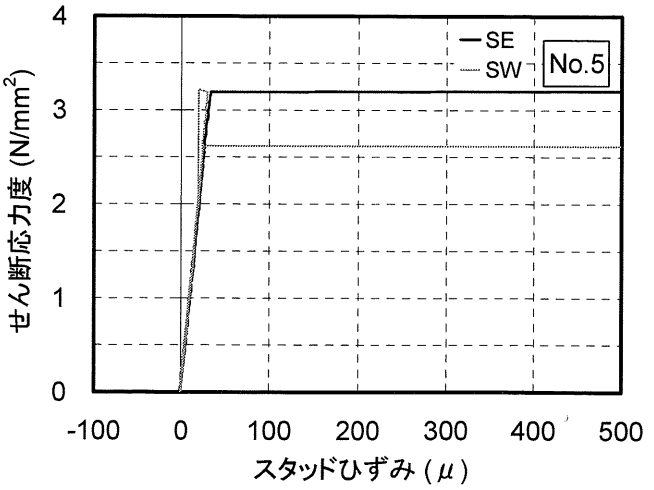
(b) 供試体 No.2 (標-03-凸)



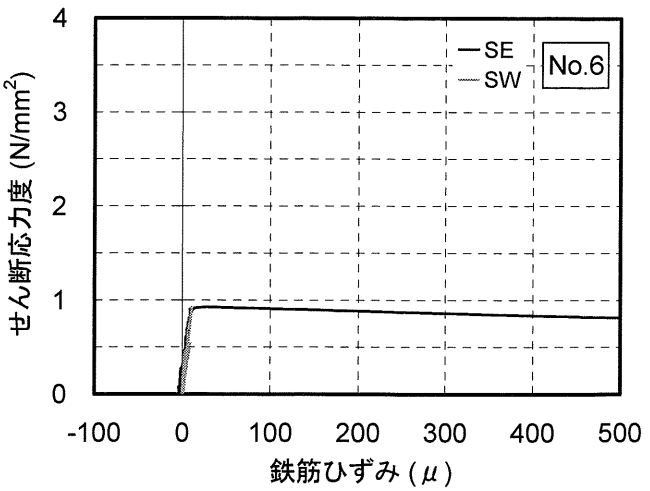
(c) 供試体 No.3 (標-03-凹)



(d) 供試体 No.4 (標-03-ハ)



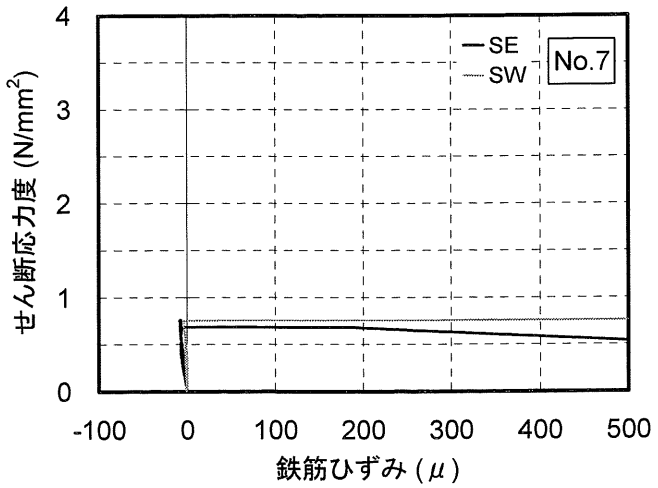
(e) 供試体 No.5 (標-03-ス)



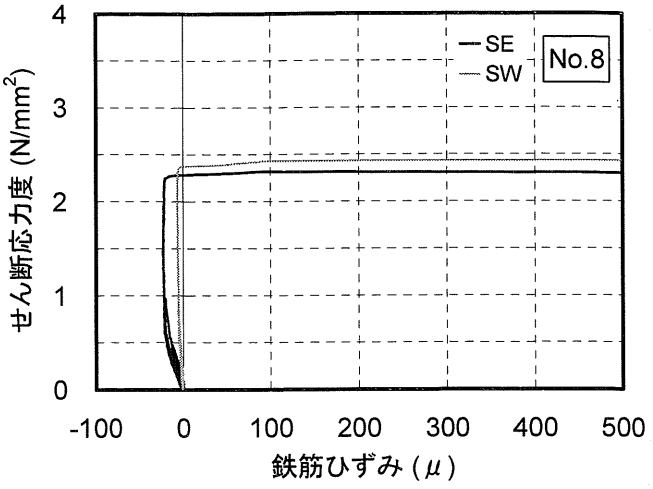
(f) 供試体 No.6 (標-03-1)

注) SE, SW はそれぞれ E 側，W 側の床版コンクリート接合面付近における鉄筋軸方向ひずみをいう。

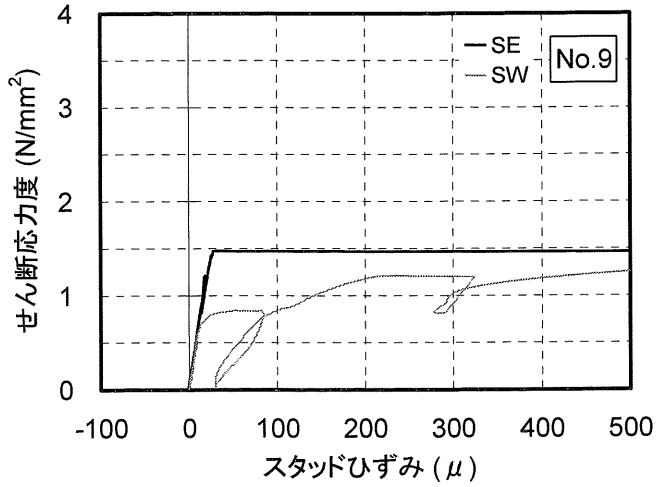
図-4.4.7　せん断応力度－ずれ止め鋼材ひずみの関係



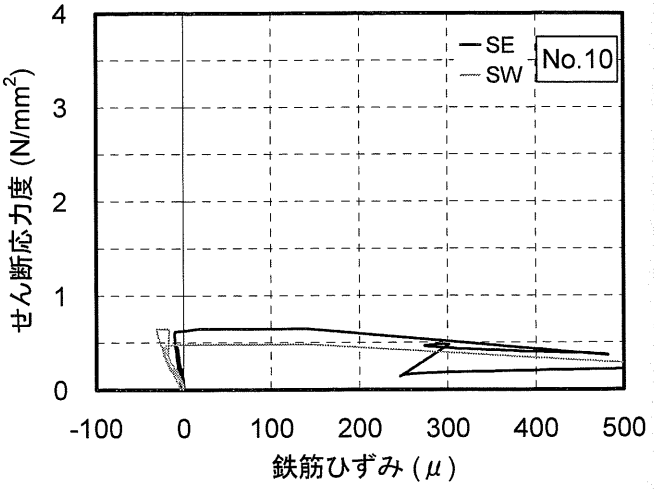
(g) 供試体 No.7 (金-04-2)



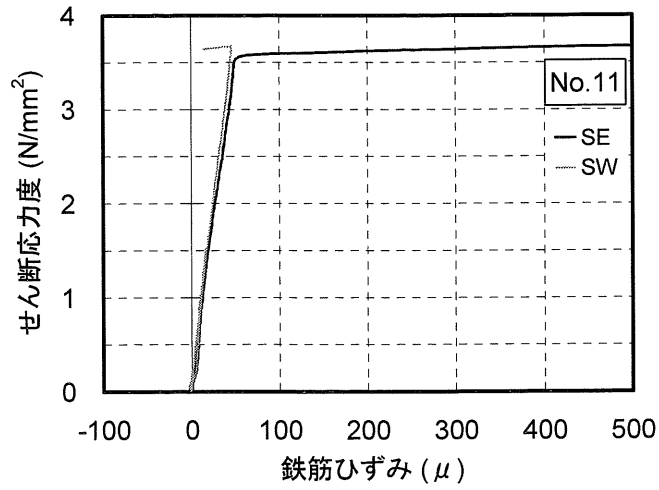
(h) 供試体 No.8 (金-04-凸)



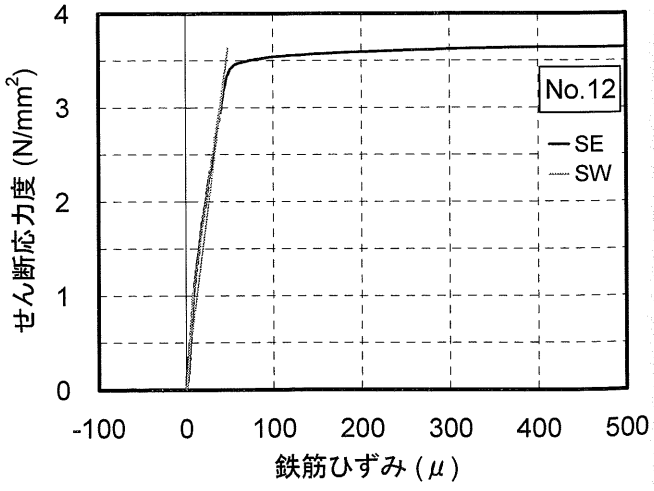
(i) 供試体 No.9 (金-04-ス)



(j) 供試体 No.10 (金-04-1)

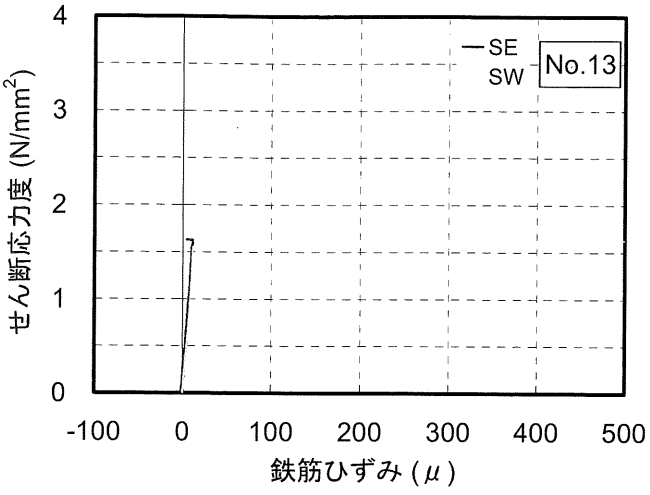


(k) 供試体 No.11 (洗-05-2)

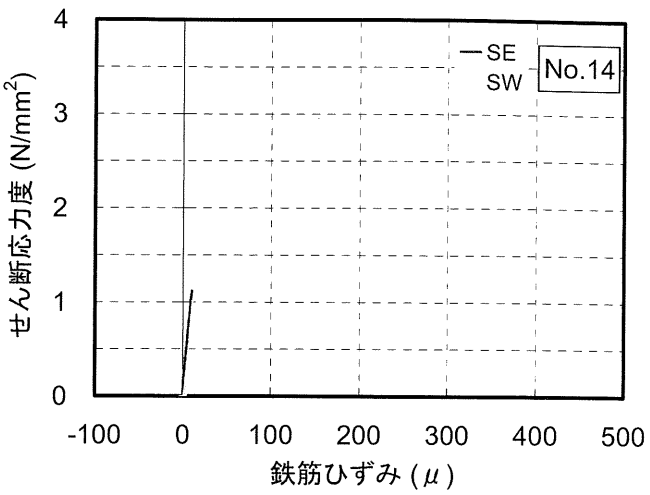


(l) 供試体 No.12 (洗-05-1)

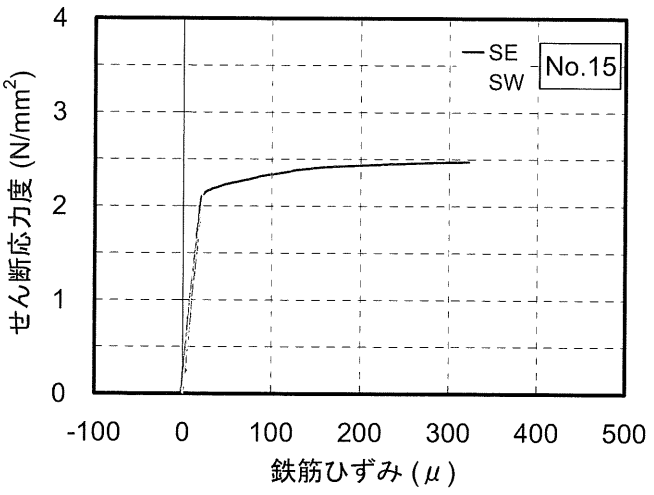
図-4.4.7　せん断応力度－ずれ止め鋼材ひずみの関係（続き）



(m) 供試体 No.13 (細-05-2)

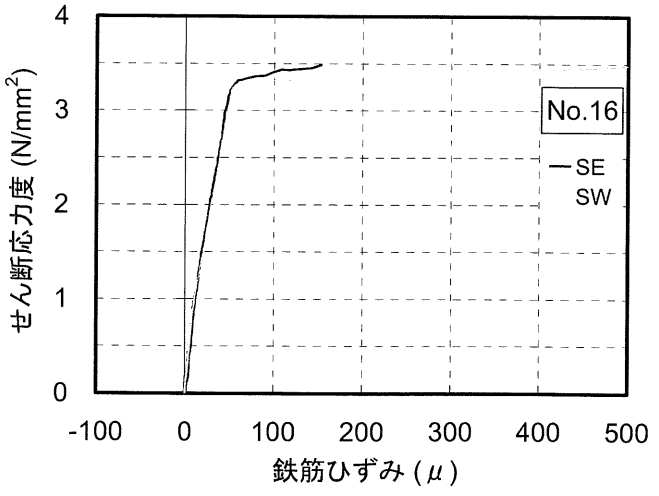


(n) 供試体 No.14 (細-05-1)

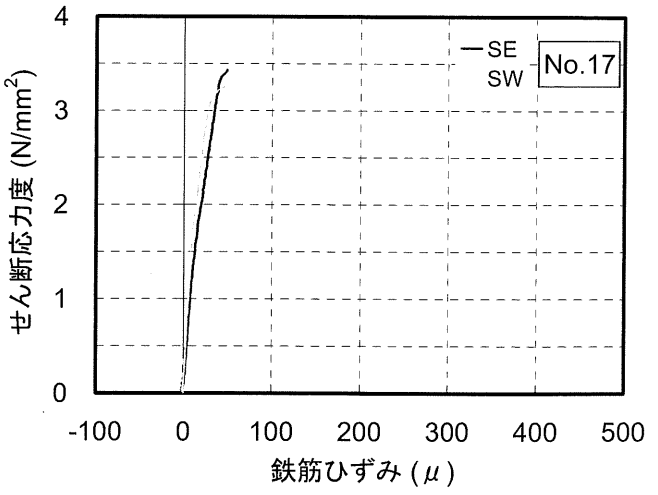


(o) 供試体 No.15 (標-05-2)

※図-4.4.7 における供試体 No.11～17 の鉄筋ひずみは，供試体 No.1,6,7,10 と同じ位置での測定結果を示す(他の鉄筋のひずみは図-4.4.8 に示す)。

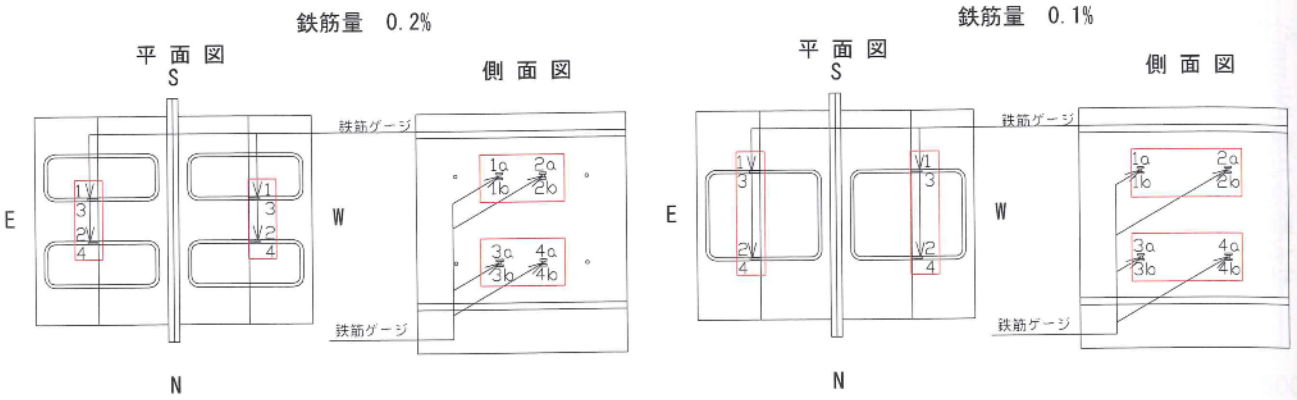


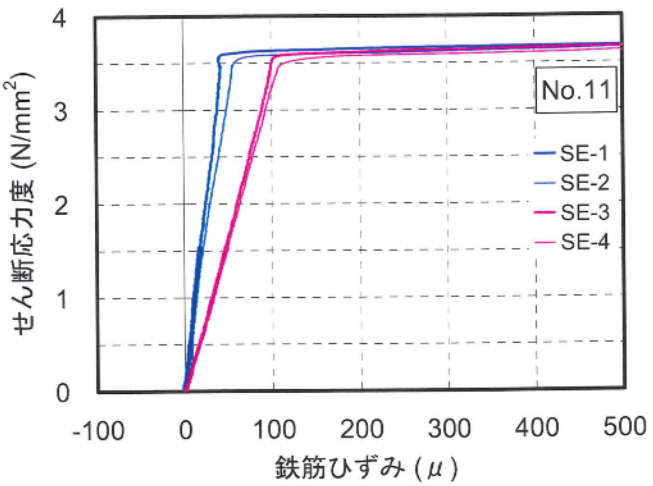
(p) 供試体 No.16 (粗-05-2)



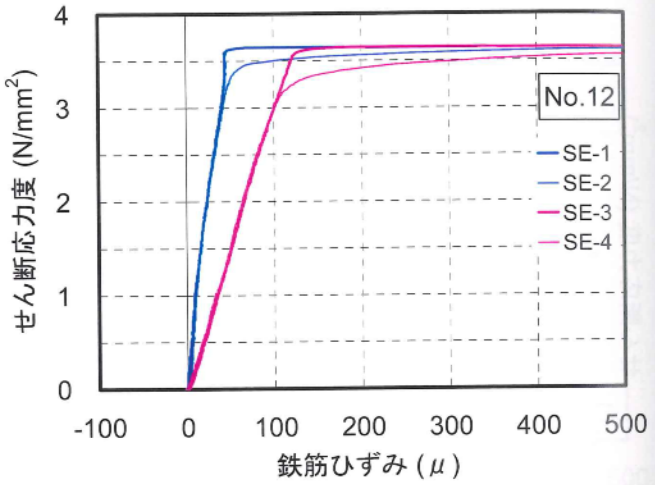
(q) 供試体 No.17 (粗-05-1)

図-4.4.7　せん断応力度－ずれ止め鋼材ひずみの関係（続き）

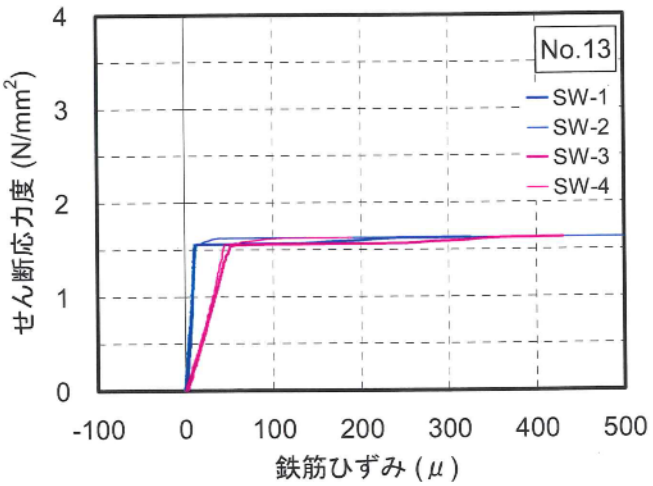




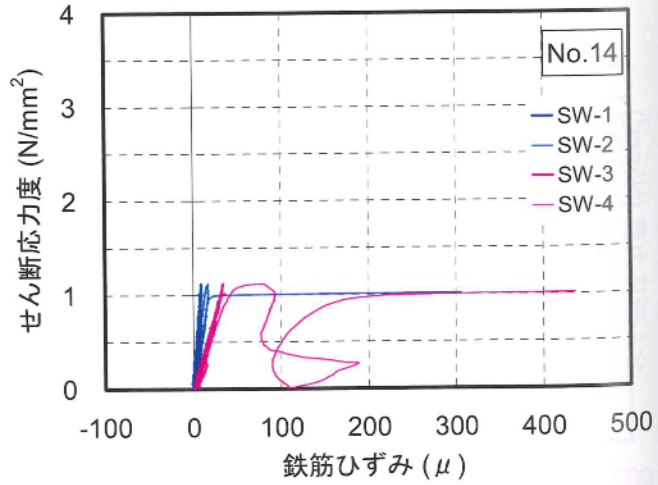
(a) 供試体 No.11 (洗-05-2)



(b) 供試体 No.12 (洗-05-1)



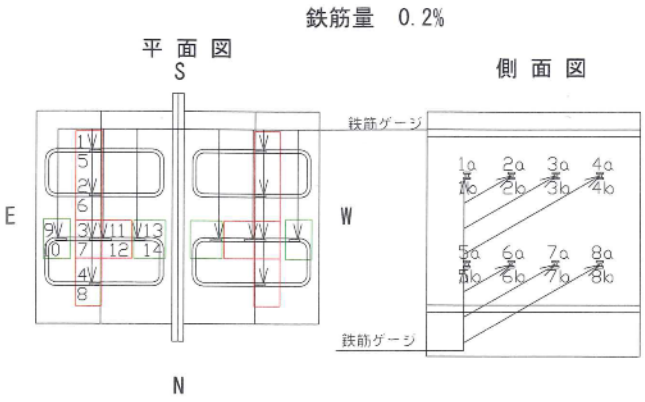
(c) 供試体 No.13 (細-05-2)



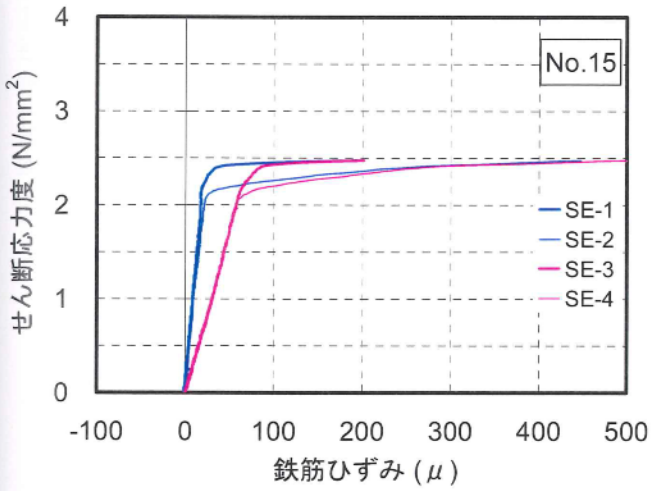
(d) 供試体 No.14 (細-05-1)

注) SE-1～8, SW-1～8 は E 側または W 側における個々の鉄筋の軸方向ひずみをいう(接合面付近，床版側)。

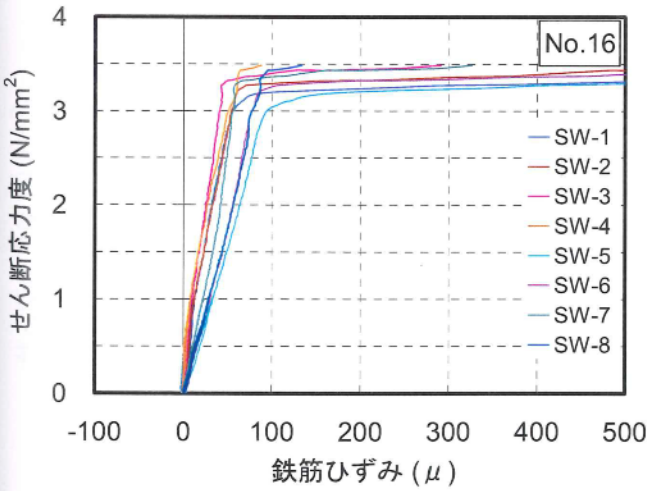
図-4.4.8　せん断応力度－鉄筋ひずみの関係(完全ずれが生じた側のみ)



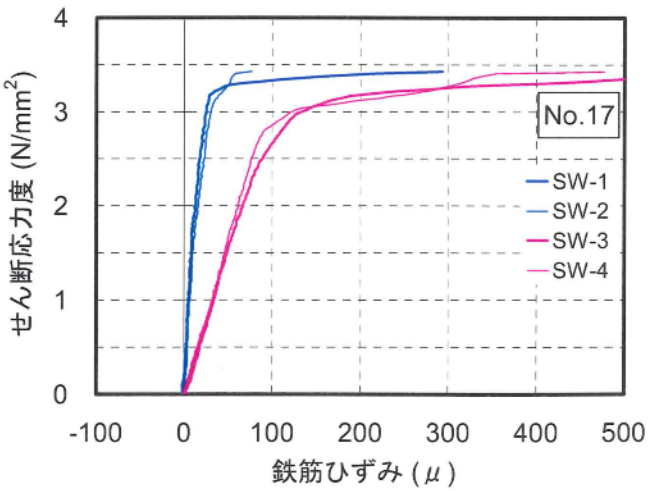
供試体 No.16 のゲージ番号



(e) 供試体 No.15 (標-05-2)



(f) 供試体 No.16 (粗-05-2)



(g) 供試体 No.17 (粗-05-1)

図-4.4.8　せん断応力度－鉄筋ひずみの関係（続き，完全ずれが生じた側のみ）

(3)　接合面付近のずれ止め鉄筋の主げた側の軸方向ひずみ

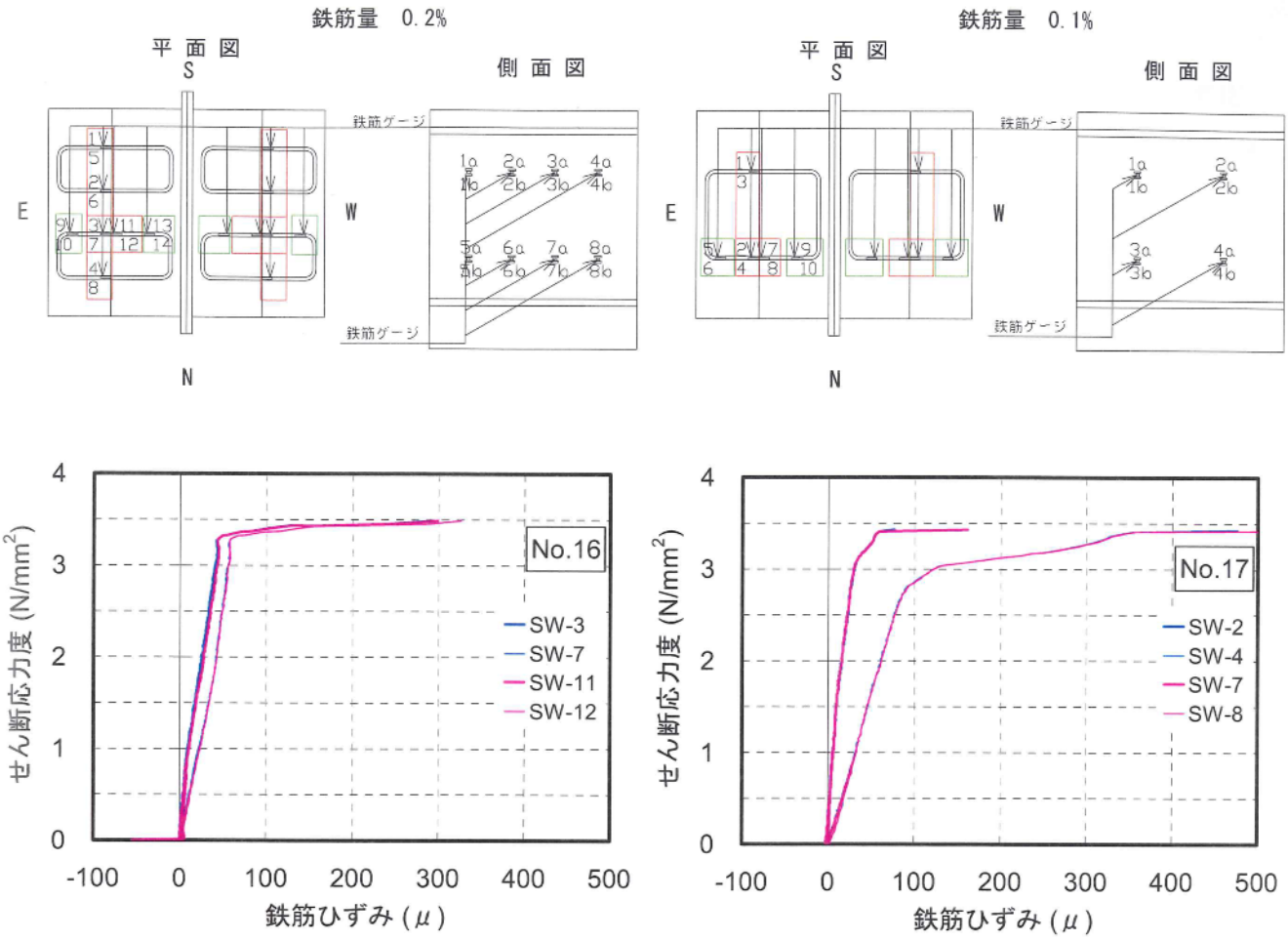
図-4.4.9 に供試体 No.16，17 でのみ計測したずれ止め鉄筋の主げた側(接合面から 10 mm)の軸方向ひずみを，床版側の値と対比してそれぞれ示す。前述のとおり，上段鉄筋と下段鉄筋の差は見られるが，主げた側と床版側の軸方向ひずみの挙動はよく一致しており，接合面をはさんで差がないことが確認できた(曲げひずみは 4.5 考察で述べる)。

(4)　ずれ止め鉄筋の接合面から 110 mm の位置における軸方向ひずみ

図-4.4.10 に供試体 No.16，No.17 のみで計測したずれ止め鉄筋の内部(接合面から 110 mm)の軸方向ひずみを示す。図-4.4.11 に最大荷重時のずれ止め鉄筋の軸方向のひずみ分布を示す。鉄筋のひずみは接合面付近で大きく，接合面から 110 mm 離れた位置でのひずみはごくわずかであった。この位置での軸方向ひずみは，床版側では下段鉄筋の方が上段よりも，主げた側は上段鉄筋の方が下段よりも，それぞれ大きい傾向が見られた。

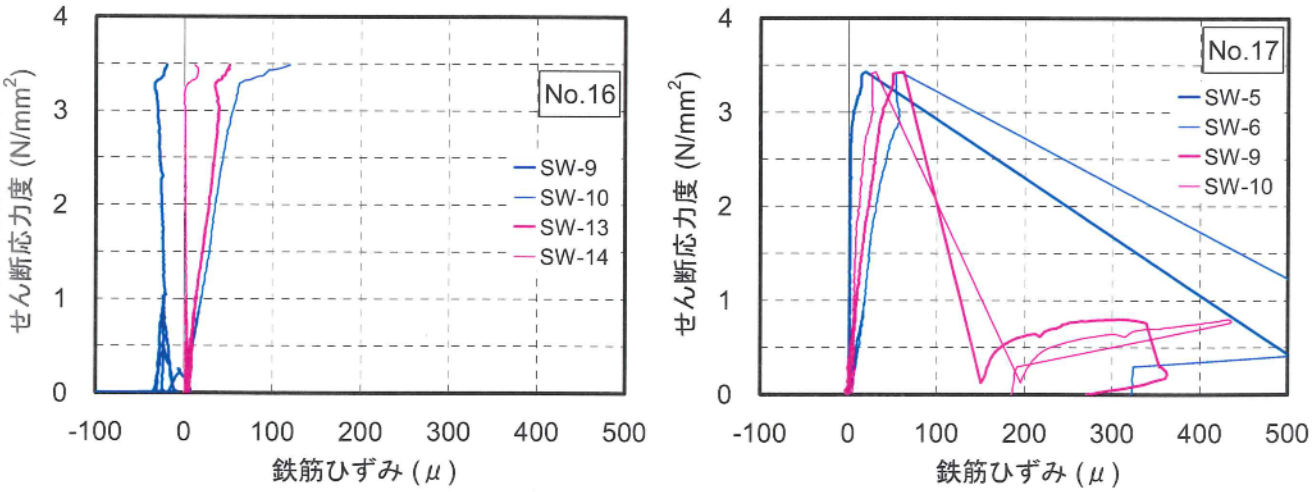
(5)　ずれ止め鉄筋の幅方向の分布

図-4.4.12 に供試体 No.16, 17 のみで測定した最大荷重時における床版側のすべてのずれ止め鉄筋の軸方向ひずみ(接合面から 10 mm)を示す。両供試体とも，ずれ止め鉄筋のひずみは，一方の端部のずれ止め鉄筋のひずみが最も大きく，ひずみ分布に偏りが見られた。



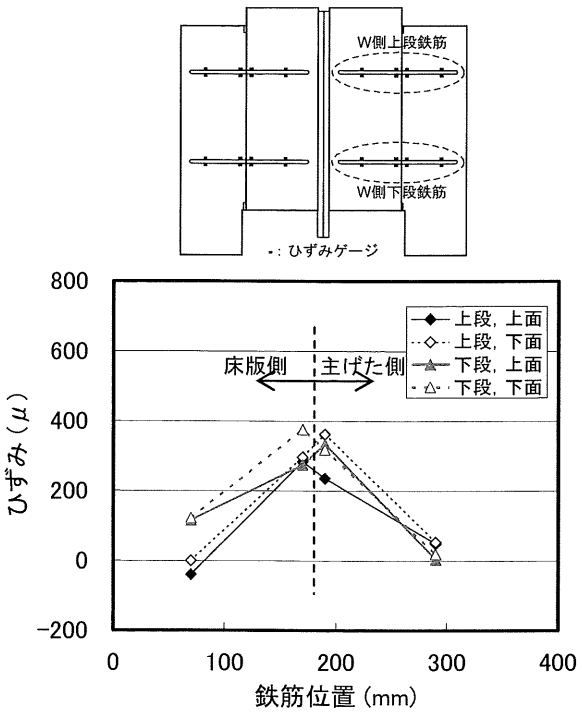
(a) 供試体 No.16 (粗-05-2)　　(b) 供試体 No.17 (粗-05-1)

図-4.4.9　同一ずれ止め鉄筋の接合面から 10 mm の位置での軸方向ひずみ(床版側と主げた側の比較)

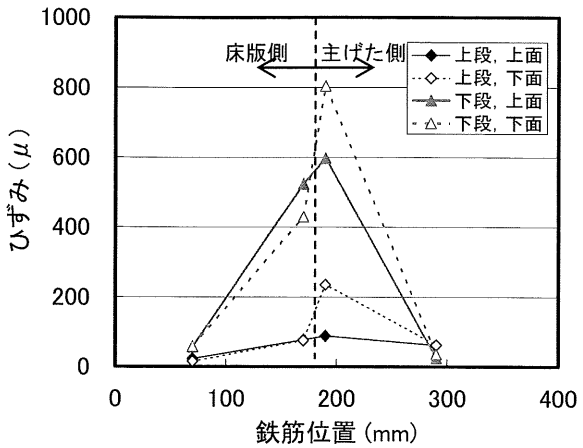


(a) 供試体 No.16 (粗-05-2)　　(b) 供試体 No.17 (粗-05-1)

図-4.4.10　同一ずれ止め鉄筋の接合面から 110 mm の位置での軸方向ひずみ

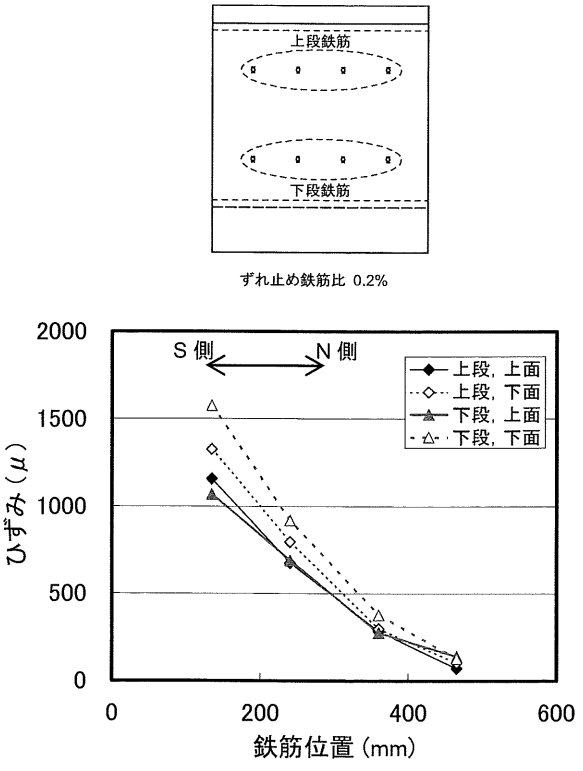


(a) 供試体 No.16 (W 側)

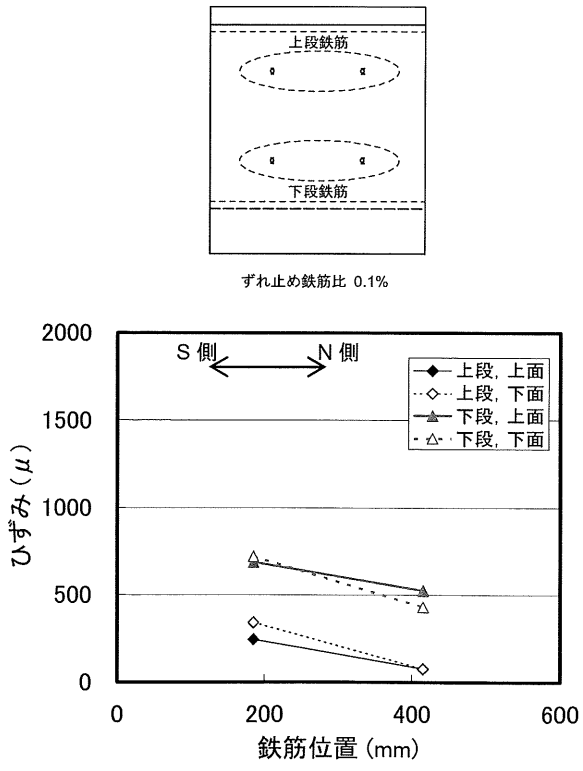


(b) 供試体 No.17 (W 側)

図-4.4.11　最大荷重時のずれ止め鉄筋の軸方向のひずみ分布（供試体 No.16, 17)



(a) 供試体 No.16 (W 側)



(b) 供試体 No.17 (W 側)

図-4.4.12　最大荷重時のずれ止め鉄筋の幅方向のひずみ分布（供試体 No.16, 17)

(床版コンクリート接合面から 10 mm)

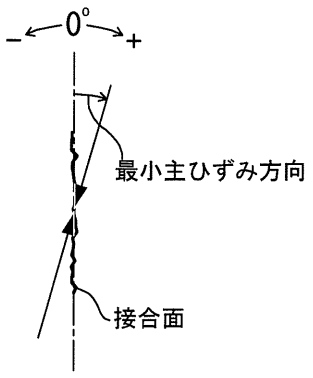
4.4.5 コンクリート主ひずみ

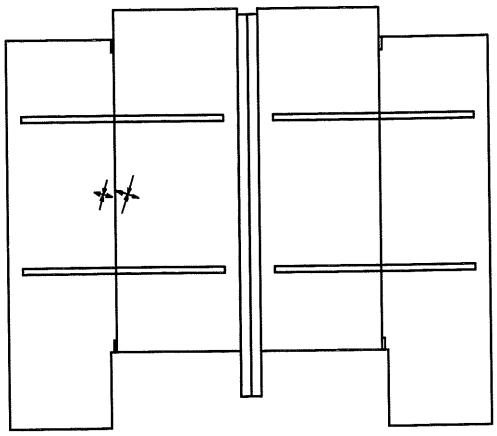
図-4.4.13 に供試体 No.11～17 のせん断応力度 1 N/mm² 時(ずれ止め鉄筋比 0.2%の道示許容せん断応力度相当)の主ひずみ図を示す。また，表-4.4.2 に同図における最大・最小主ひずみ及び最小主ひずみ方向を示す。最小主ひずみ方向は接合面から時計回りを正の方向とする。これらの図表より，接合面近傍の最小主ひずみ(主として圧縮)の方向は，接合面に対して主げた側で 16～23°，床版側で 3～18° の角度で作用していた。

表-4.4.2 せん断応力度 1 N/mm² 時の主ひずみと主ひずみ方向

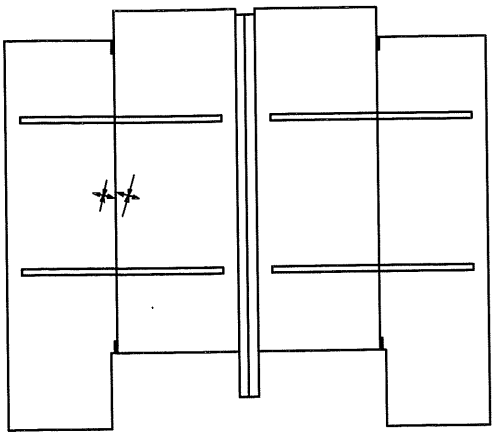
供試体		測定位置	正面			正面裏側（透視図）		
			最大主ひずみ (μ)	最小主ひずみ (μ)	最小主ひずみ方向 (deg)	最大主ひずみ (μ)	最小主ひずみ (μ)	最小主ひずみ方向 (deg)
No.11	洗-05-2	床版	15.4	-24.4	14.3	—	—	—
		主桁	19.2	-31.2	16.9	—	—	—
No.12	洗-05-1	床版	17.0	-25.0	12.7	—	—	—
		主桁	18.3	-35.3	16.4	—	—	—
No.13	細-05-2	床版	10.1	-32.1	2.7	—	—	—
		主桁	12.6	-34.6	18.2	—	—	—
No.14	細-05-1	床版	8.3	-33.3	4.8	—	—	—
		主桁	15.2	-43.2	19.0	—	—	—
No.15	標-05-2	床版	12.5	-37.5	9.9	—	—	—
		主桁	13.2	-34.2	17.3	—	—	—
No.16	粗-05-2	床版	14.4	-25.4	14.2	11.7	-34.7	16.3
		主桁	16.9	-36.9	15.7	18.1	-37.1	15.8
No.17	粗-05-1	床版	11.2	-23.2	17.8	10.8	-31.8	11.8
		主桁	17.5	-47.5	22.5	13.2	-35.2	14.9

注) 供試体 No.16，17 については，図-4.4.11 に示した測定位置のうち枠で囲んだ箇所の値を示す。

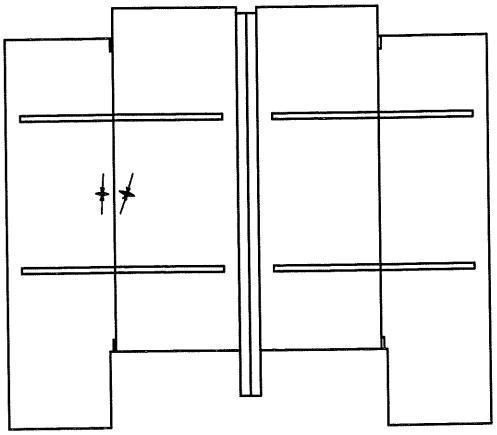




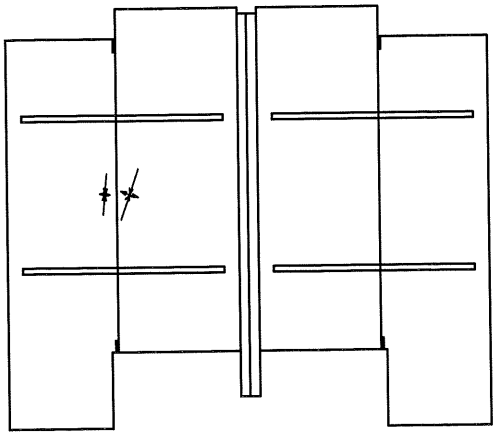
No.11



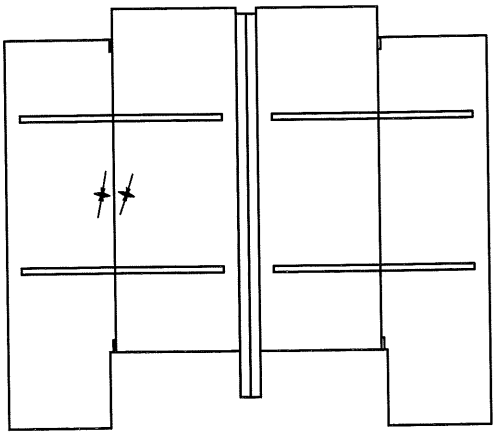
No.12



No.13



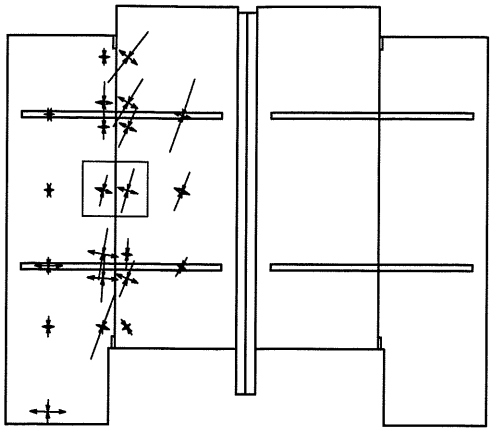
No.14



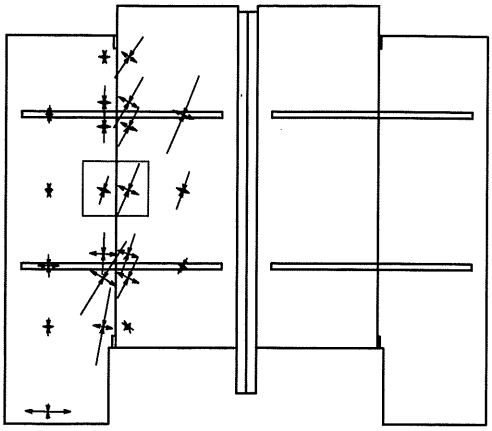
No.15

100 μ

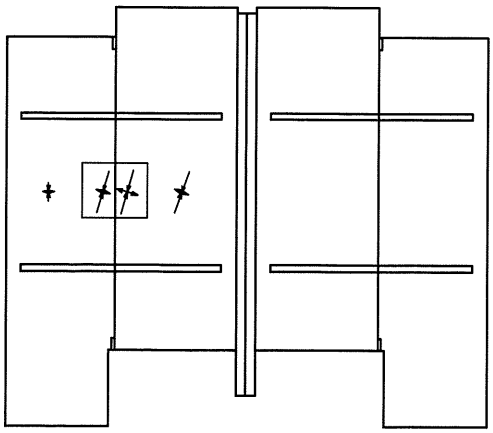
図-4.4.13　せん断応力度 1 N/mm^2 時の主ひずみ図



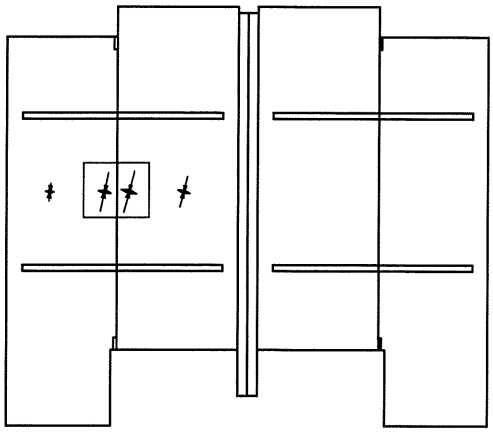
No.16



No.17



No.16 (裏側透視図)



No.17(裏側透視図)

100 μ

図-4.4.13　せん断応力度 1 N/mm^2 時の主ひずみ図（続き）

4.5 考察

4.5.1 ずれ発生までの挙動

(1) 全体挙動

前掲図-4.4.6 のせん断応力度－ずれ変位の関係では，ずれ変位が概ね 0.5 mm 以下のところから数 mm の値まで急激に増加した時点をもってずれ発生(以下，完全ずれという)とみなすことが比較的容易であるとともに，ずれ変位のスケールの取り方からずれ発生までの挙動はほとんど直線的で単調な変化であったように見受けられた。

図-4.5.1 に供試体 No.11～17 について，ずれ変位が 0.5 mm 以下におけるせん断応力度－ずれ変位の関係を示す(縦軸は平均せん断応力度)。完全ずれが発生するまでの関係は直線的でなく，いくつかの変動が生じていたことがわかる。せん断応力度と接合面の仕上げ及びずれ止め鉄筋比が異なることによる差異があることは認められるが，ばらつきはあるものの，共通する特徴も見られる。同図における供試体間の共通点と相違点は次のとおりである。

1) せん断応力度が 0.5 N/mm^2 程度までは，No.14 を除いてずれ変位が 0.01 mm 以下であった。細かいほうき目仕上げ，ずれ止め鉄筋比 0.1 %の供試体 No.14 は，載荷初期よりずれ変位が 0.01 mm を超えており，他の供試体に比べてずれ変位の増加が大きかった。

2) せん断応力度が 0.5 N/mm^2 程度を超えると，ずれ変位が急激に増加した。

3) せん断応力度が 1 N/mm^2 程度を超えると，せん断応力度－ずれ変位の傾きがやや大きくなった。そのときのずれ変位は概ね 0.1 mm 程度以下であった。以降，せん断応力度，ずれ変位は直線関係かやや傾きが緩くなりながら増加した。

4) 標準ほうき目仕上げ(No.15)，粗面仕上げ(No.16, 17)の場合は，完全ずれ発生の前に再びずれ変位が急増する変化点が見られた。洗い出し仕上げ(No.11, 12)の場合も，完全ずれ発生前にずれ変位が急増する傾向は見られたが，明確な変化点は見られなかった。

5) 細かいほうき目仕上げ(No.13, 14)の場合，3)～4)の過程の途中で完全ずれが発生した。

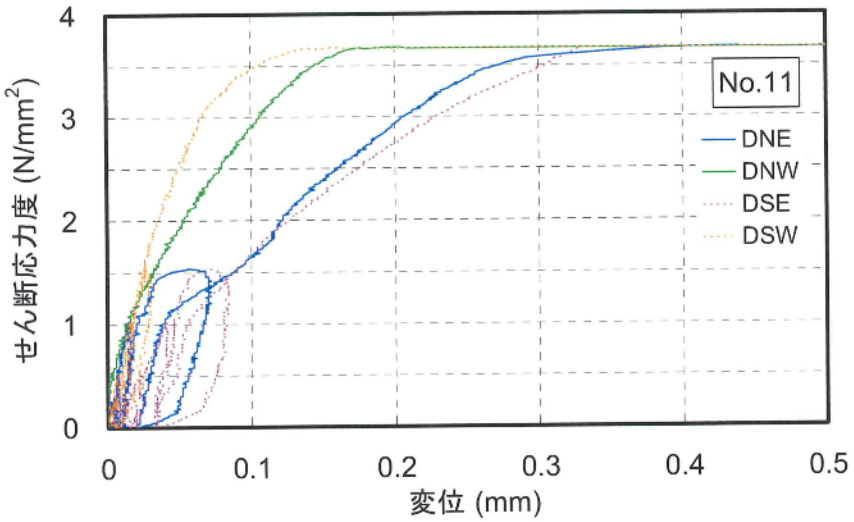
6) 繰返し載荷の間にも上記の変化が進行しており，せん断応力度が 0.5 N/mm^2 程度を超えるとずれ変位の残留変位が見られるとともに，二度目の載荷時に元よりもずれ変位が増加する場合も見られた。供試体 No.14 は，直前の除荷前の最大荷重に到達せずに完全ずれが生じた。

(2) ずれ止め鉄筋の挙動

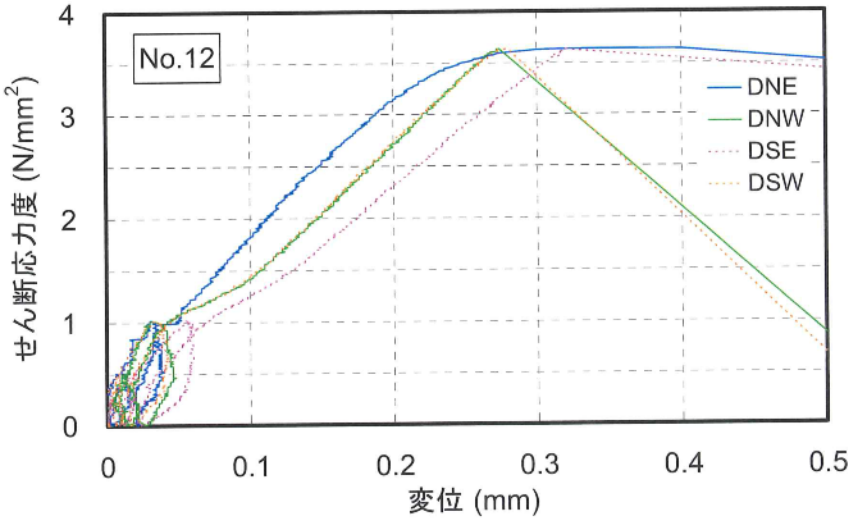
前掲図-4.4.8 のとおり，上段と下段のずれ止め鉄筋のひずみは両者ともに引張ひずみであること，下段の方が上段よりも明らかに大きいことを述べた。急激な増加が見られるまでの軸方向ひずみは下段でも 150μ 以下であり，接合面付近(接合面から 10 mm の位置)であっても，ほとんどのずれ止め鉄筋はコンクリートと一体となって機能していたようであった。

図-4.5.2 に，供試体 No.11～17 のずれ止め鉄筋の曲げひずみ(($\varepsilon_u - \varepsilon_l$)/2，ここに ε_u：鉄筋上面のひずみ，ε_l：鉄筋下面のひずみ)をせん断応力度との関係で示す。曲げひずみの急増したせん断応力度は軸方向ひずみが急増するせん断応力度と同時かそれ以上であり，完全ずれが発生する直前のずれ変位が急増する変化点付近で増加し始めた。しかし，完全ずれ発生時点で，ひずみを計測した範囲において，鉄筋が降伏した箇所は見られなかった。

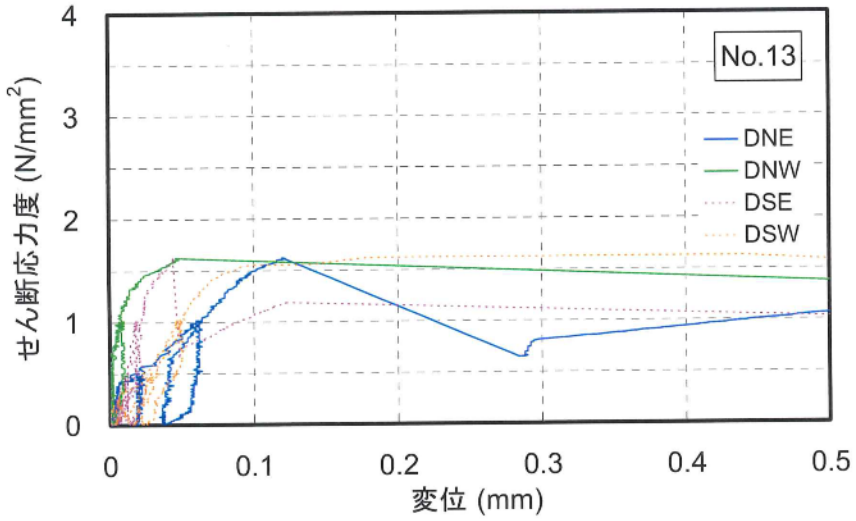
図-4.5.3 に供試体 No.16，17 のみで測定したずれ止め鉄筋の主げた側の曲げひずみを，同じ鉄筋の床版側曲げひずみとともにせん断応力度との関係で示す。供試体 No.17 の場合，床版側ずれ止め鉄筋(SW-4)と主げた側ずれ止め鉄筋(SW-8)の曲げひずみは，接合面をはさんでそれぞれ接合面からわずか 10 mm の位置での実測値であるが，載荷初期の段階より，曲げひずみ自体はわずかであるものの明らかに逆方向の曲げひずみが生じていた。このことから，これらの実測箇所の範囲わずか 20 mm の間において，荷重初期の段階より接合面の存在による接合面に平行に近いせん断変形あるいは局部のわずかなずれが生じ始めていた可能性があると考えられる。供試体 No.16 の場合も同様の傾向が見られたが，完全ずれが発生する前に接合鋼板の U 字形鉄筋が破断したため，最大荷重時の曲げひずみは供試体 No.17 と異なる挙動を示している。ただし，せん断応力度が約 3.2 N/mm^2 程度でそれぞれの曲げひずみが急増しかけていたことから，上記の鉄筋破断は完全ずれ発生直前であったものと考えられる。



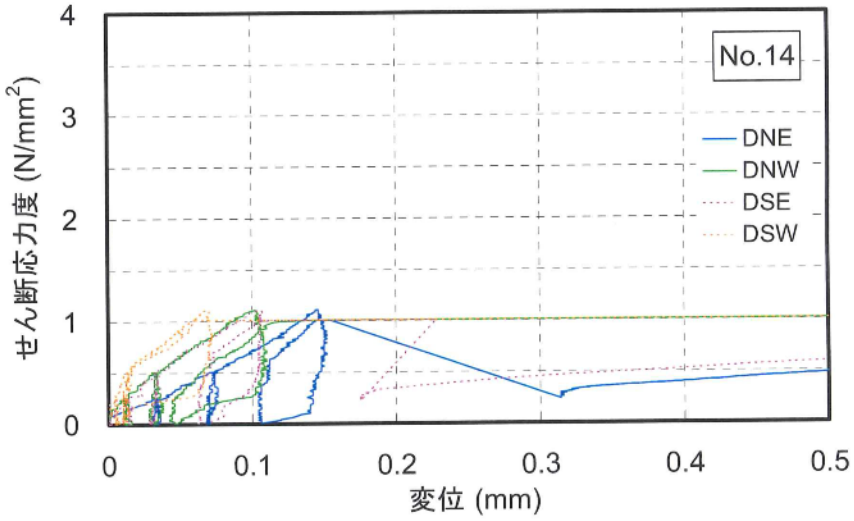
(a) 供試体 No.11 (洗-05-2)



(b) 供試体 No.12 (洗-05-1)

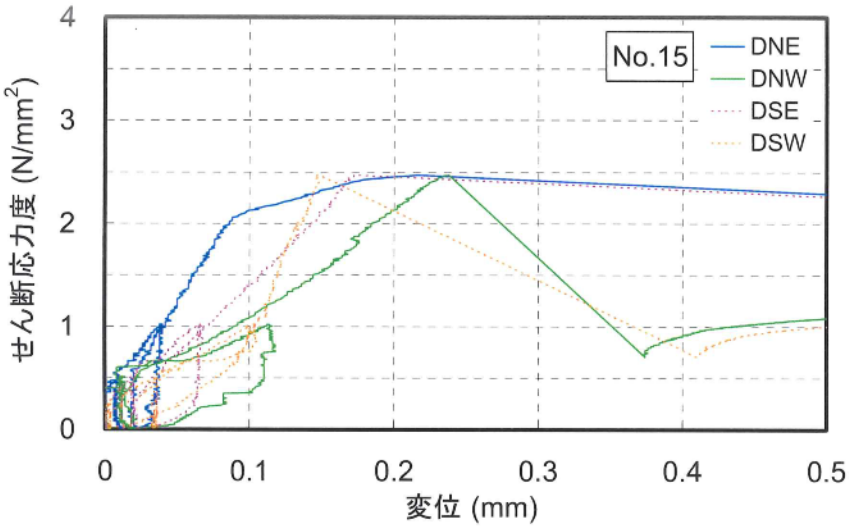


(c) 供試体 No.13 (細-05-2)

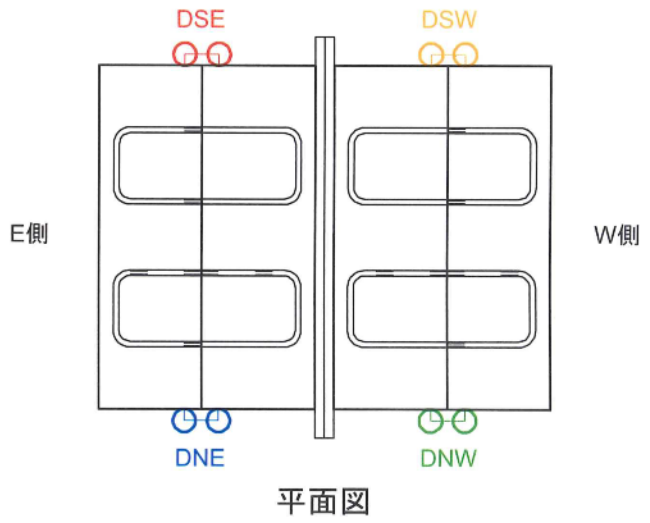


(d) 供試体 No.14 (細-05-1)

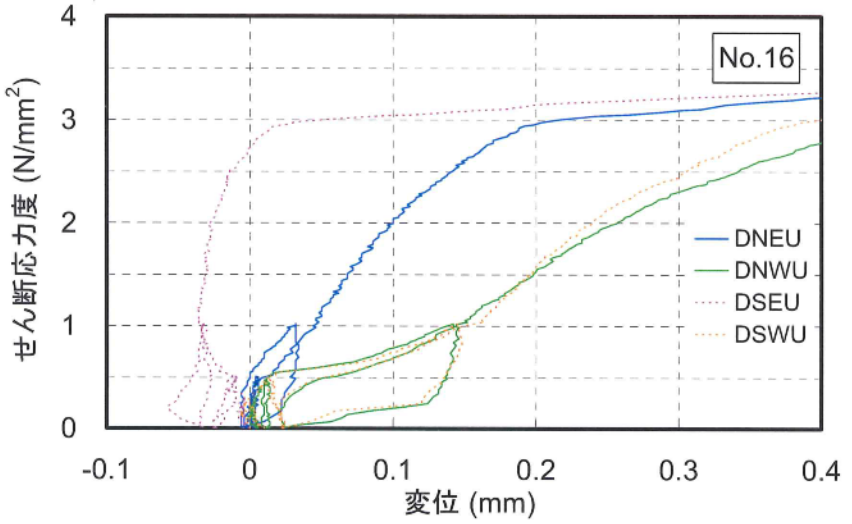
図-4.5.1　ずれ変位 0.4～0.5 mm 以下におけるせん断応力度－ずれ変位の関係



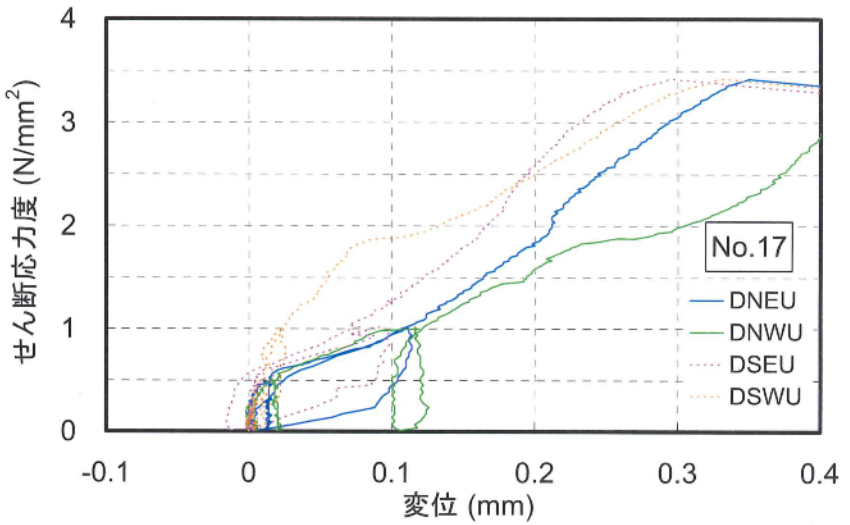
(e) 供試体 No.15 (標-05-2)



注) 供試体 No.16, 17 の記号の U は上段鉄筋位置での測定結果を示す。

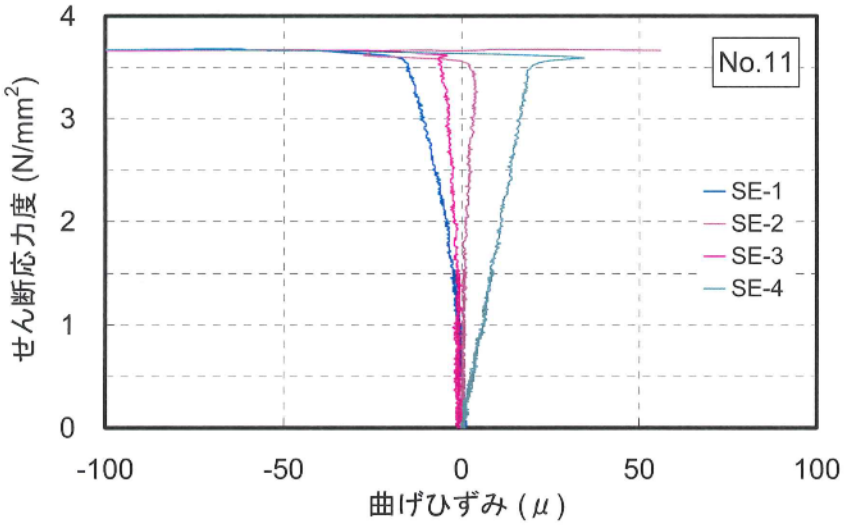


(f) 供試体 No.16 (粗-05-2)

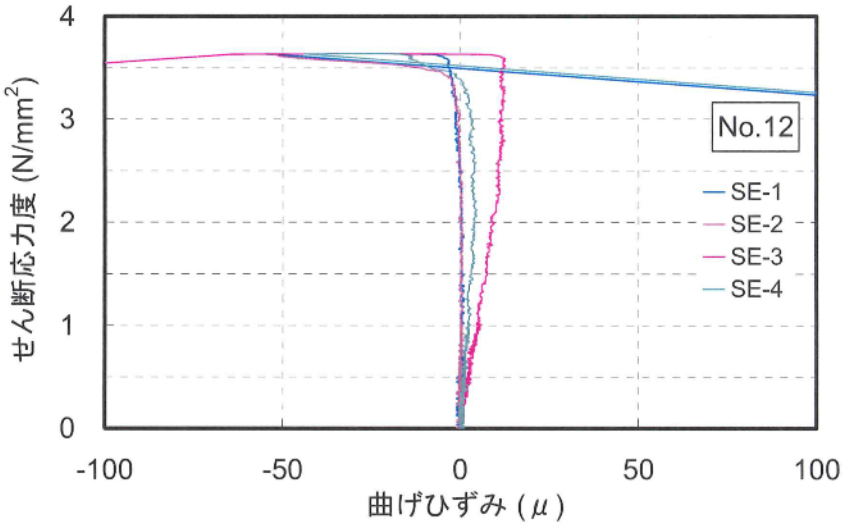


(g) 供試体 No.17 (粗-05-1)

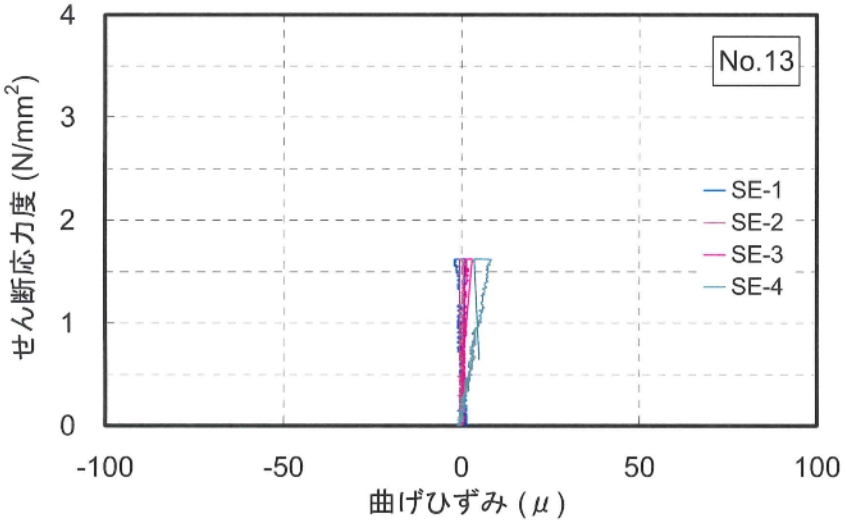
図-4.5.1(続き)　ずれ変位 0.4～0.5 mm 以下におけるせん断応力度－ずれ変位の関係



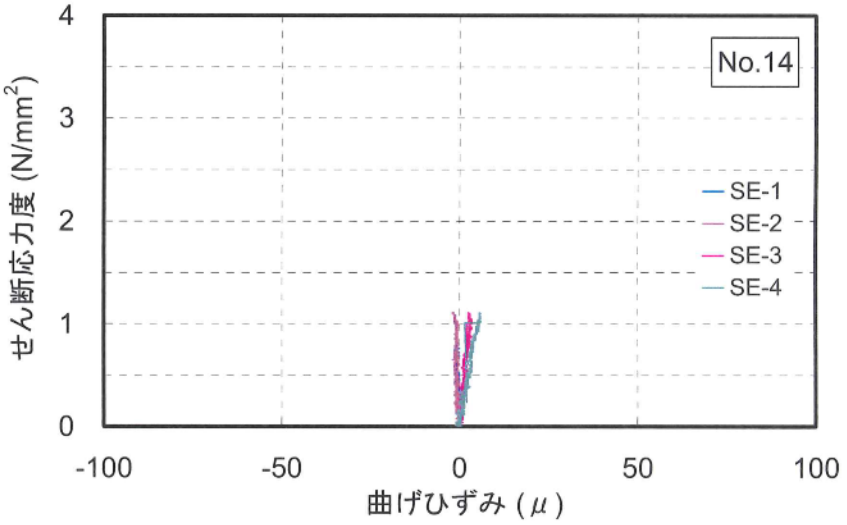
(a) 供試体 No.11 (洗-05-2)



(b) 供試体 No.12 (洗-05-1)

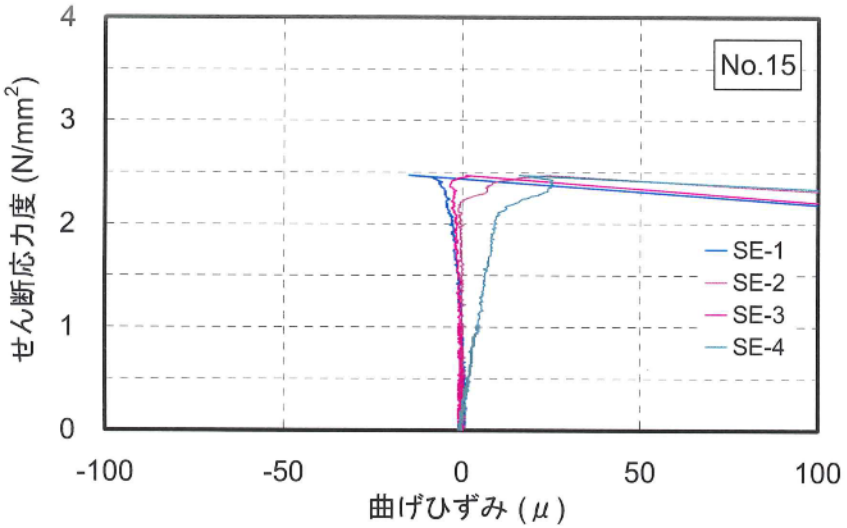


(c) 供試体 No.13 (細-05-2)

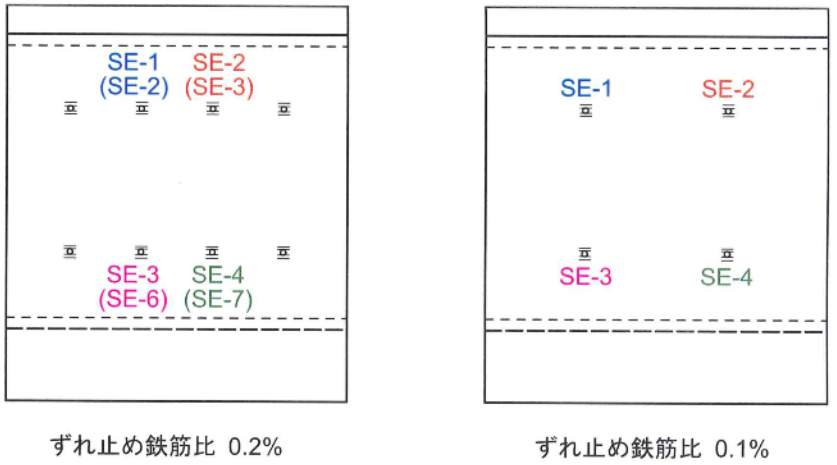


(d) 供試体 No.14 (細-05-1)

図-4.5.2　ずれ止め鉄筋の曲げひずみ (供試体 No.11～17)



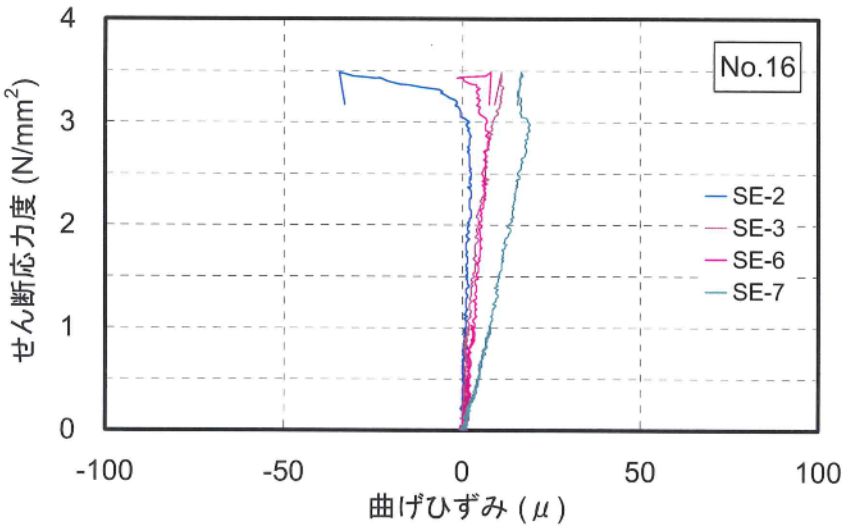
(e) 供試体 No.15 (標-05-2)



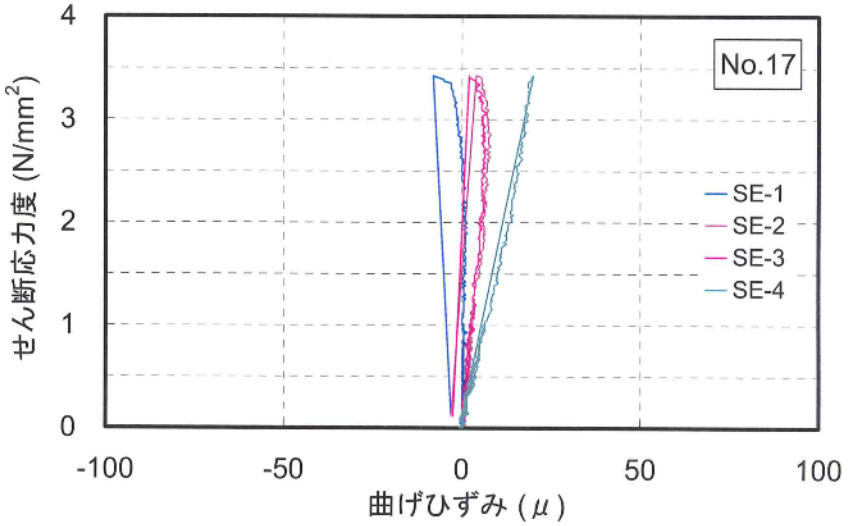
ずれ止め鉄筋比 0.2%

ずれ止め鉄筋比 0.1%

注) ( )内は供試体No.16のゲージ番号

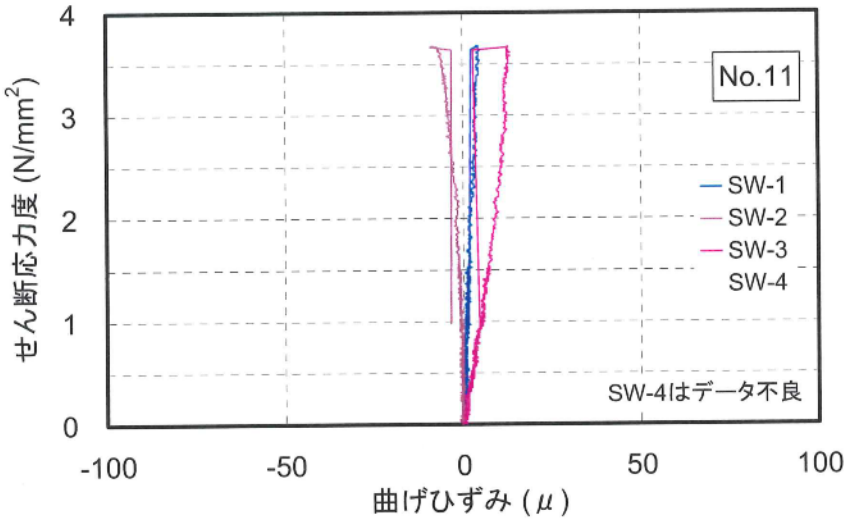


(f) 供試体 No.16 (粗-05-2)

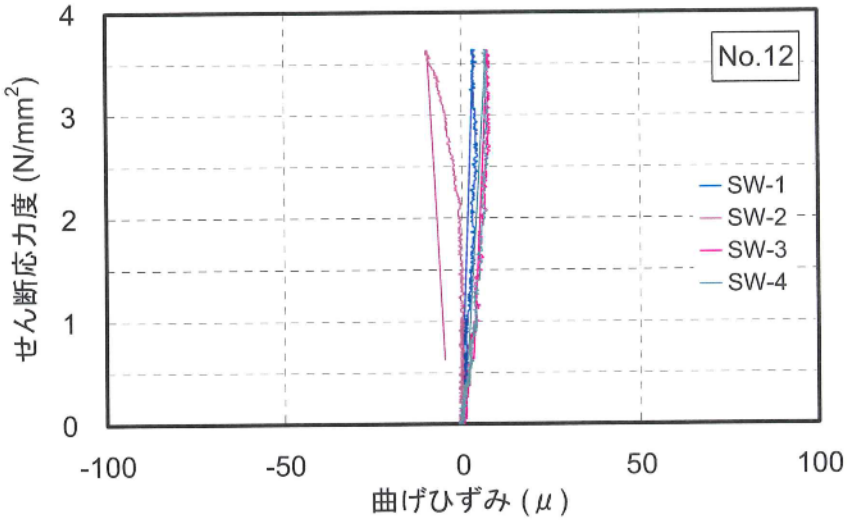


(g) 供試体 No.17 (粗-05-1)

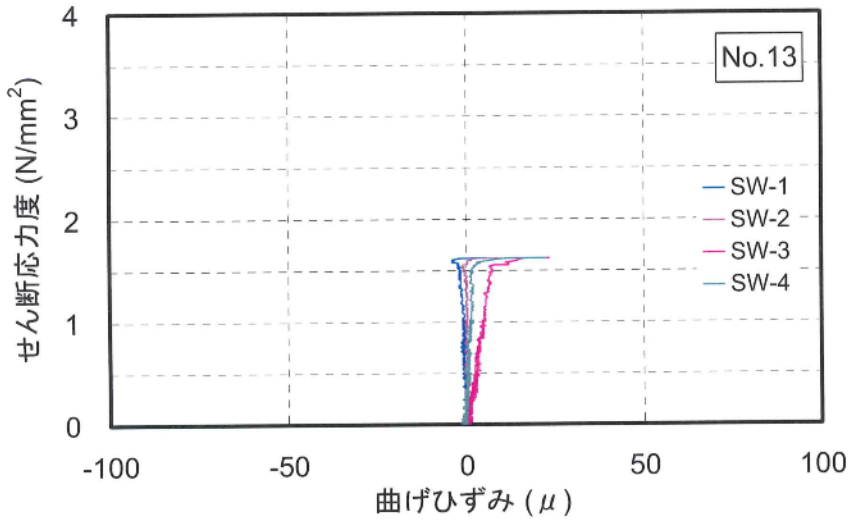
図-4.5.2(続き) ずれ止め鉄筋の曲げひずみ (供試体 No.11～17)



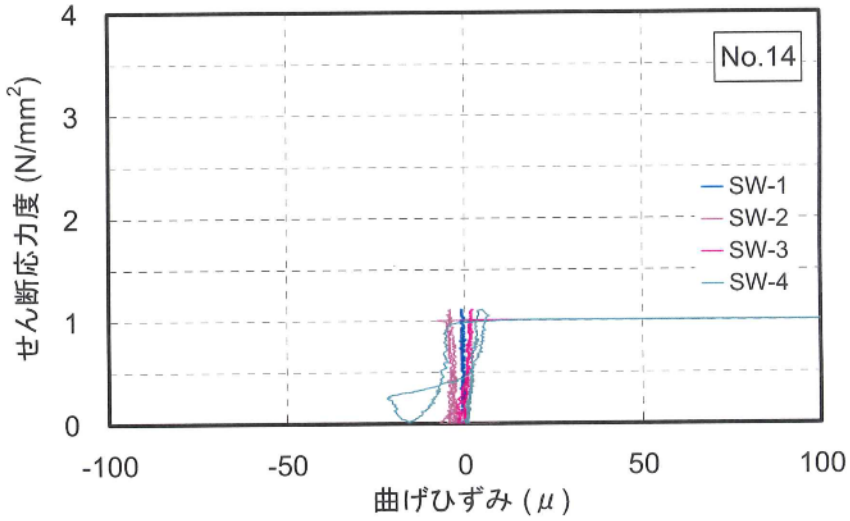
(a) 供試体 No.11 (洗-05-2)



(b) 供試体 No.12 (洗-05-1)

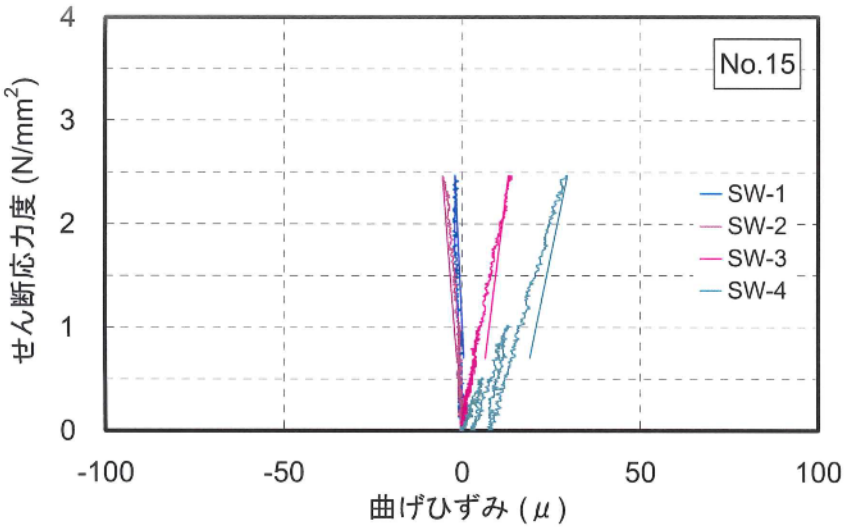


(c) 供試体 No.13 (細-05-2)

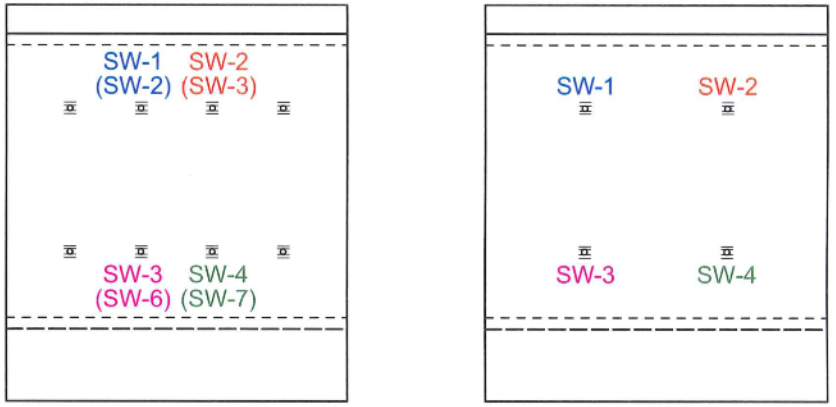


(d) 供試体 No.14 (細-05-1)

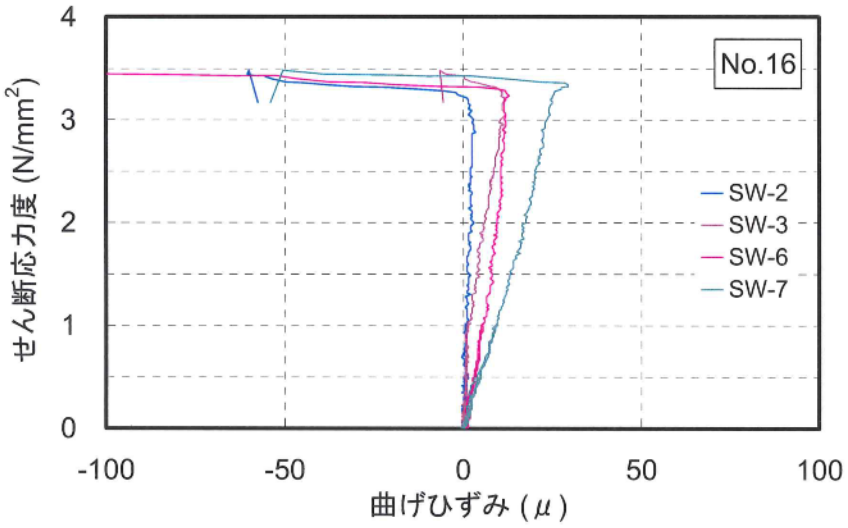
図-4.5.2(続き) ずれ止め鉄筋の曲げひずみ (供試体 No.11～17)



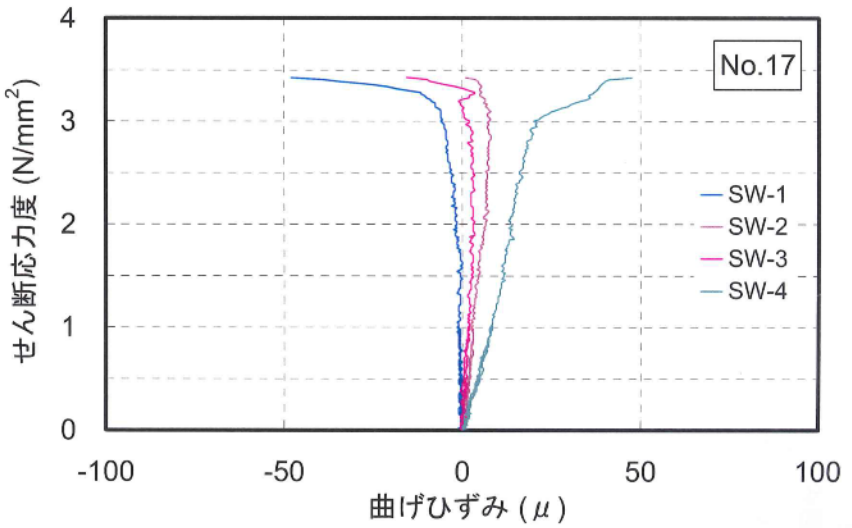
(e) 供試体 No.15 (標-05-2)



注) ( )内は供試体No.16のゲージ番号

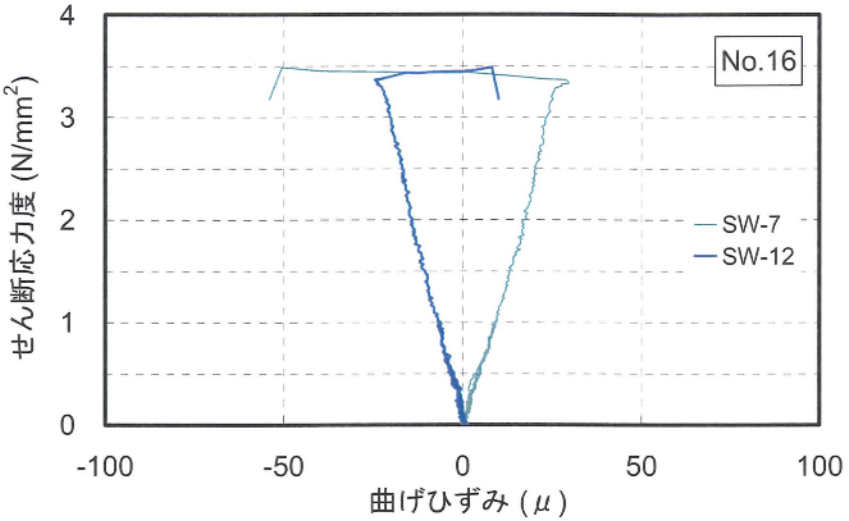


(f) 供試体 No.16 (粗-05-2)

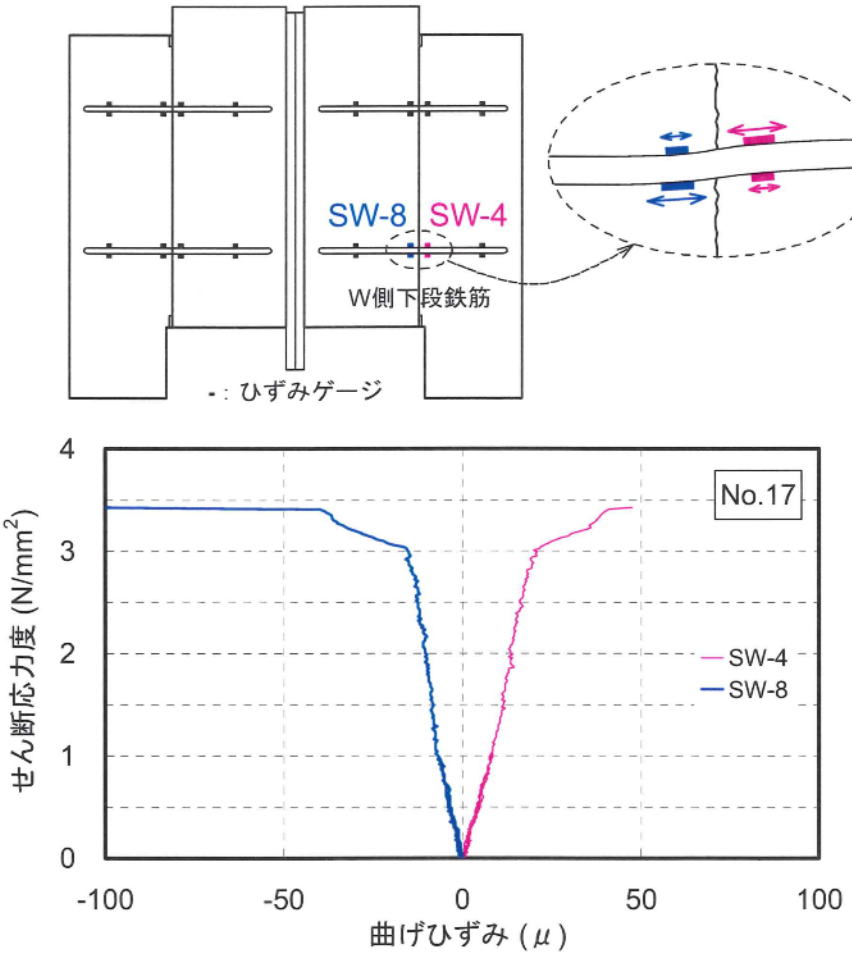


(g) 供試体 No.17 (粗-05-1)

図-4.5.2(続き) ずれ止め鉄筋の曲げひずみ (供試体 No.11～17)



(a) 供試体 No.16 の床版側(SW-7)と主げた側(SW-12)



(b) 供試体 No.17 の床版側(SW-4)と主げた側(SW-8)

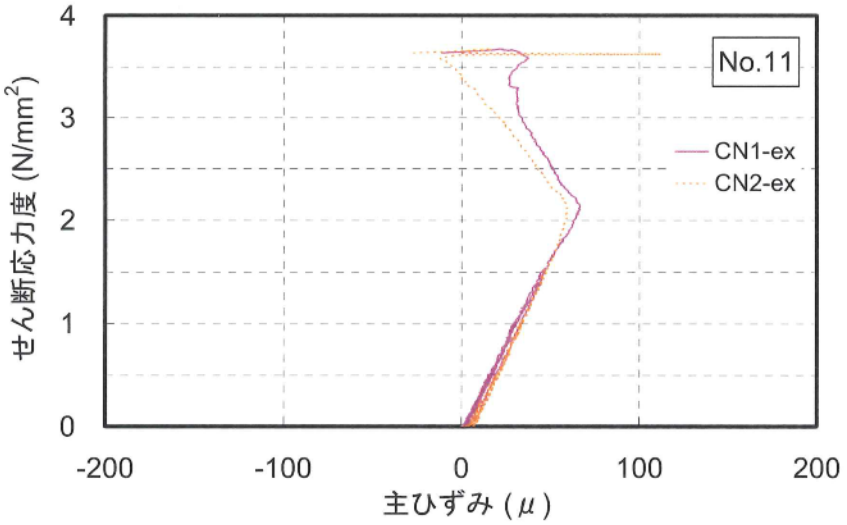
図-4.5.3　ずれ止め鉄筋の床版側と主げた側の曲げひずみの対比

(3) 接合面付近のコンクリートの主ひずみと主ひずみ方向

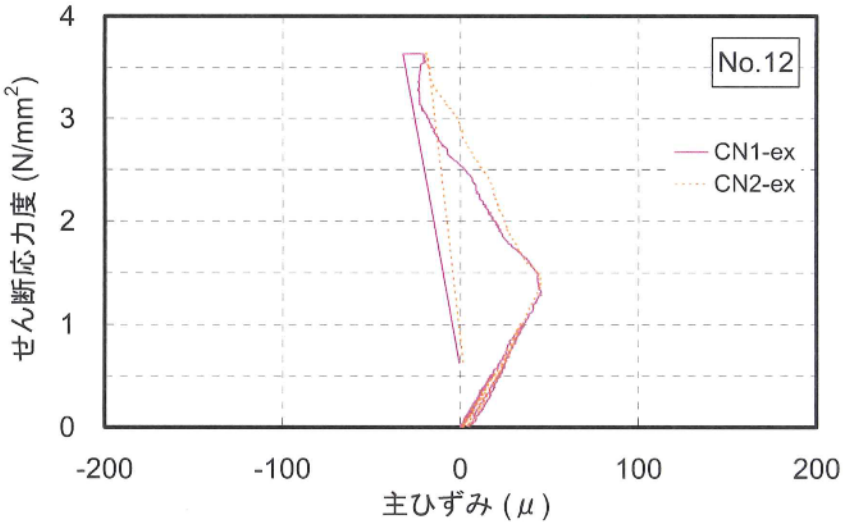
前掲図-4.4.13 にせん断応力度 1 N/mm² における接合面付近のコンクリートの主ひずみ図を示した。せん断応力度の増加に伴うこれらの最大・最小主ひずみ，せん断ひずみ及び最小主ひずみ方向の変化を見るため，供試体 No.11～17 で共通している，接合面中央付近の床版側(CN-1 または CN3-4)及び主げた側(CN-2 または CN4-5)の 3 軸ゲージの測定結果に基づき，図-4.5.4 に最大主ひずみ(引張側)，図-4.5.5 に最小主ひずみ(圧縮側)，図-4.5.6 にせん断ひずみ，図-4.5.7 に最小主ひずみ方向をそれぞれ示す。

洗い出し仕上げの供試体 No.11, 12 の場合，最小主ひずみは荷重とともに完全ずれまで概ね直線的に増加していたが，最大主ひずみは最初は荷重とともに増加するものの，No.11 はせん断応力度が約 2 N/mm² で，No.12 は同約 1.3 N/mm² で逆に減少する方向に急転した。これをせん断応力度で見ると，この変化点以降，せん断応力度の増加が停滞する傾向が見られた。供試体 No.16(ずれ止め鉄筋比 0.2 %，粗面仕上げ)の場合にも，せん断応力度が約 2.8 N/mm² でこれに類似する傾向が見られた。供試体 No.15(標準ほうき目仕上げ)及び No.17(ずれ止め鉄筋比 0.1 %，粗面仕上げ)の場合は，最小主ひずみの減少の傾向は見られるものの No.11, 12 に比べて明確な変化ではなかった。

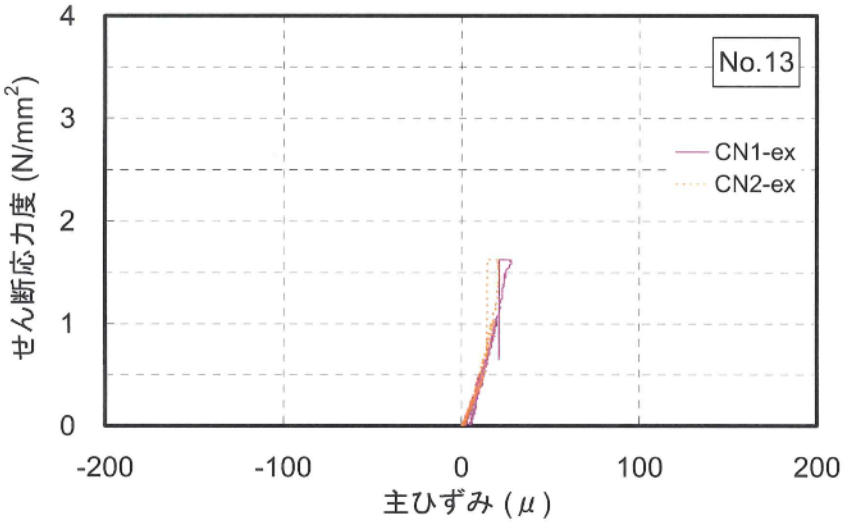
図-4.5.7 に示した最小主ひずみ方向を見ると，せん断応力度が 0.5 N/mm² 以下ではひずみが小さいためにばらつきが大きいが，主桁側(CN2 または CN4-5)では荷重にあまり影響を受けず，概ね 15～17° (No.17 を除く，約 22°)で変化が小さかったことがわかる。主げた側(片側)ブロックの中心上縁から床版側の支持面中心までの直線の傾きが 15.8° であり，主げた側接合面中心付近の最小主ひずみ方向はこの角度と概ね一致していた。一方，床版側接合面中心付近の最小主ひずみ方向は，細かいほうき目仕上げの供試体 No.13, 14 を除き，荷重初期の段階では主げた側と同程度の傾きであったが，ある荷重から徐々に 0° に近づく傾向が見られた。これらの変化は，供試体 No.11 以外は比較的低い荷重の段階より傾きの変化が見られた。供試体 No.11 は最大主ひずみの変化とともに最小主ひずみ方向の変化が始まった。一方，細かいほうき目仕上げの供試体 No.13, 14 では，初期の段階より床版側の最小主ひずみ方向が 0° 付近であった。これらの結果より，床版側の接合面付近の最小主ひずみ方向は，接合面の表面粗度の影響を強く受けており，0° に近いほど完全ずれが発生しやすい状況にあったと考えられる。また，接合面の表面粗度の影響に加えて，ずれ止め鉄筋比が少ない方が，床版側と主げた側の主ひずみ方向のかい離は早まる傾向が見られた。



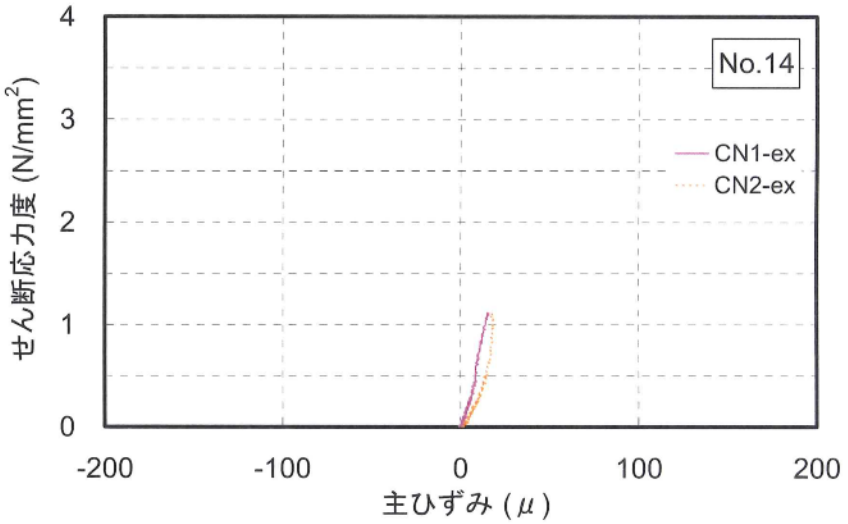
(a) 供試体 No.11 (洗-05-2)



(b) 供試体 No.12 (洗-05-1)

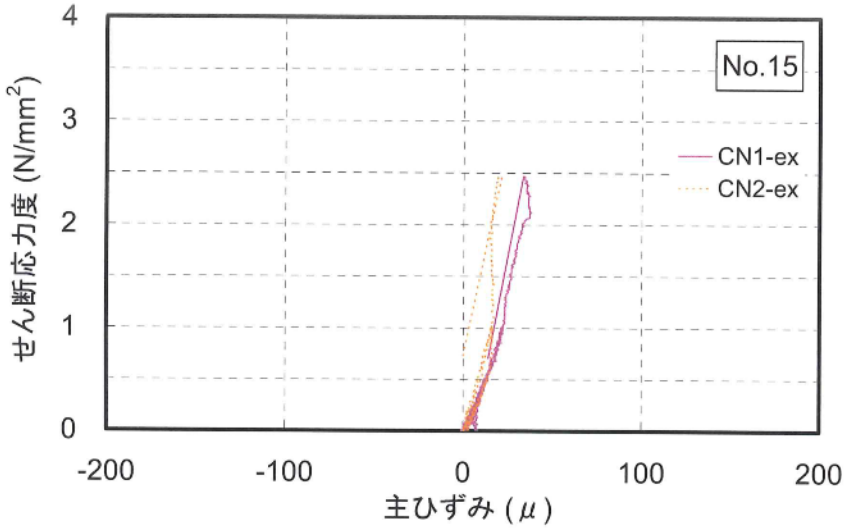


(c) 供試体 No.13 (細-05-2)

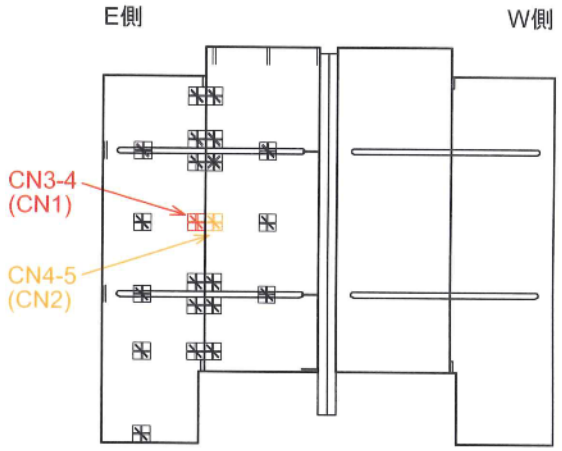


(d) 供試体 No.14 (細-05-1)

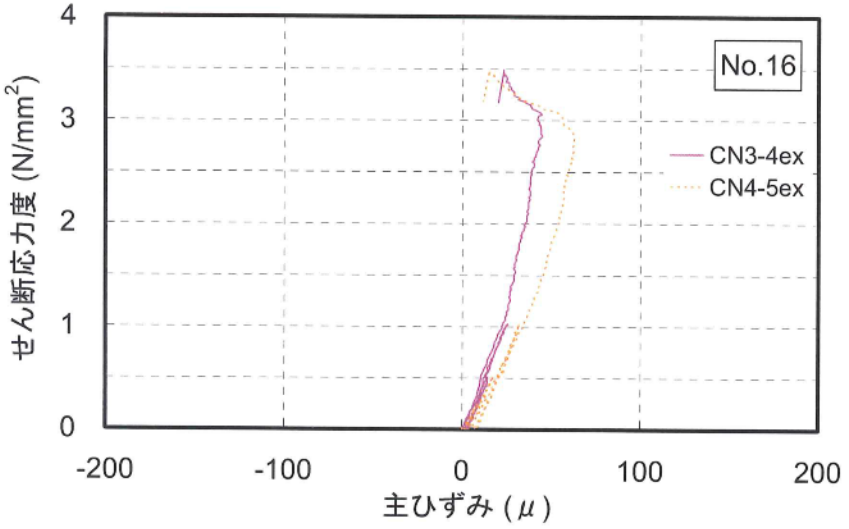
図-4.5.4　接合面中央付近の最大主ひずみ (供試体 No.11～17)



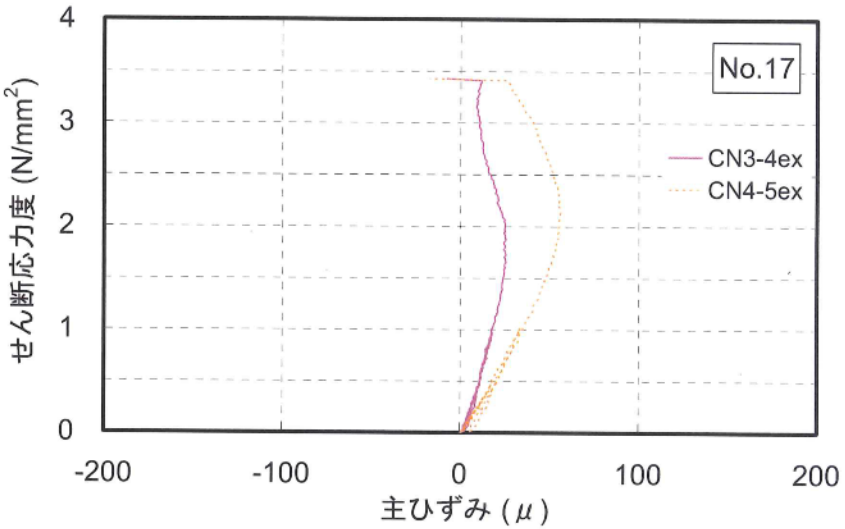
(e) 供試体 No.15 (標-05-2)



注) 図は供試体No.16,17のゲージ位置図
( )内は供試体No.11～15のゲージ番号

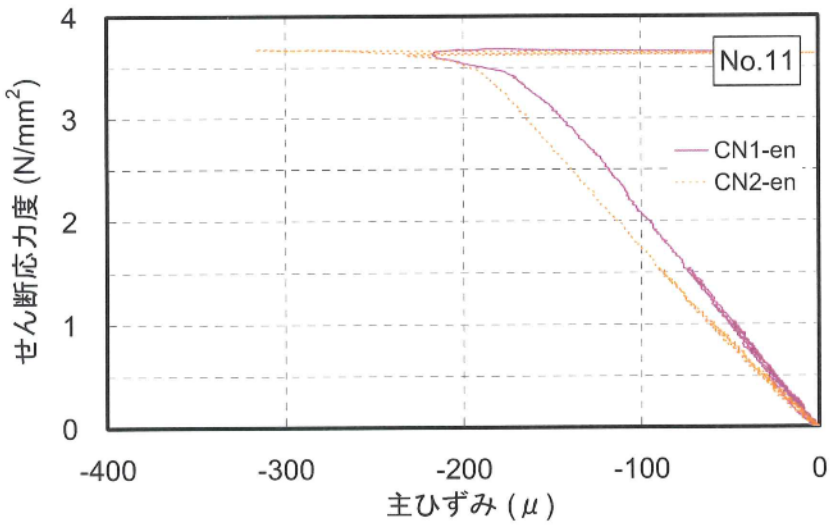


(f) 供試体 No.16 (粗-05-2)

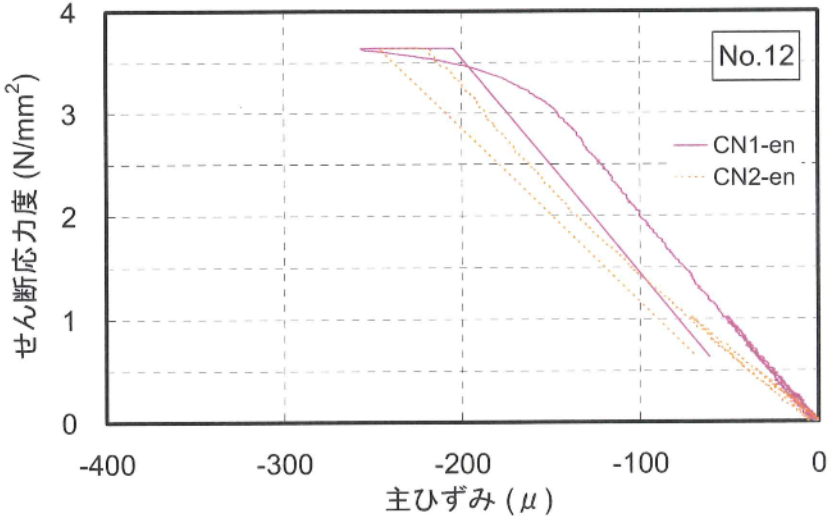


(g) 供試体 No.17 (粗-05-1)

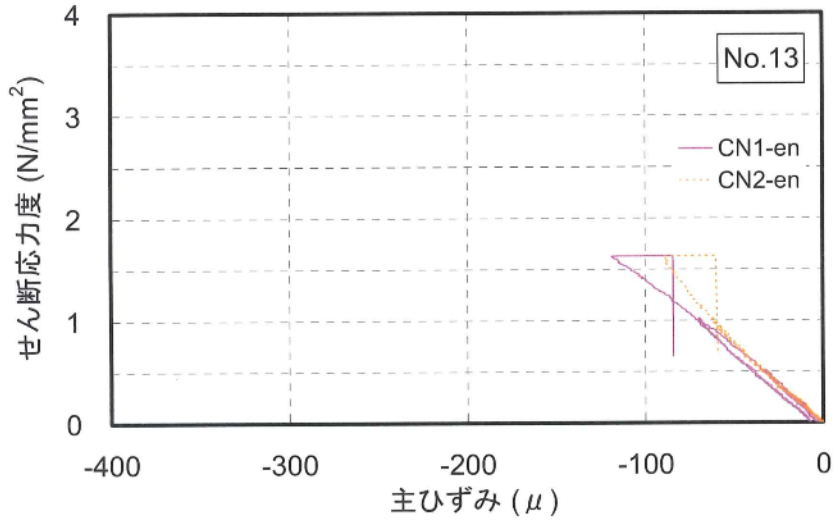
図-4.5.4(続き) 接合面中央付近の最大主ひずみ (供試体 No.11～17)



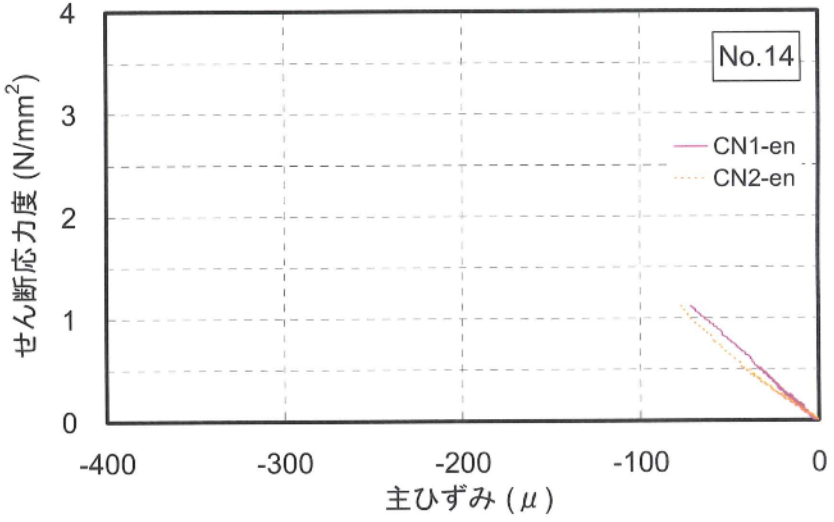
(a) 供試体 No.11 (洗-05-2)



(b) 供試体 No.12 (洗-05-1)

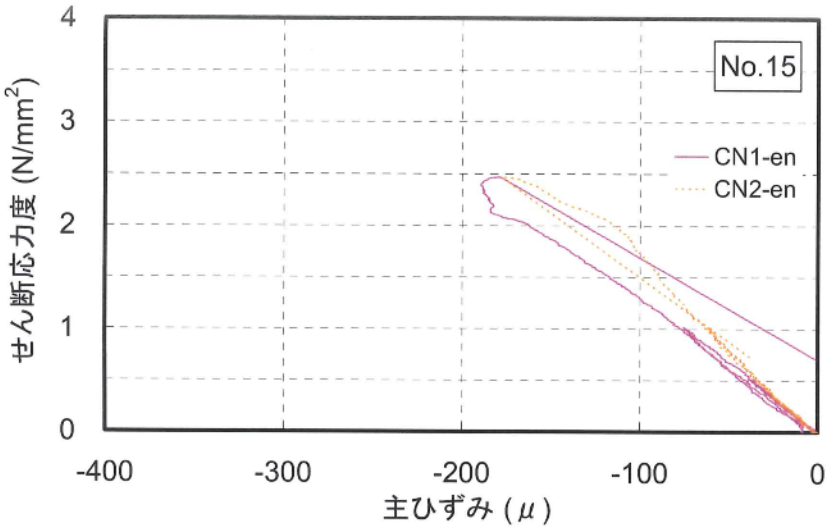


(c) 供試体 No.13 (細-05-2)

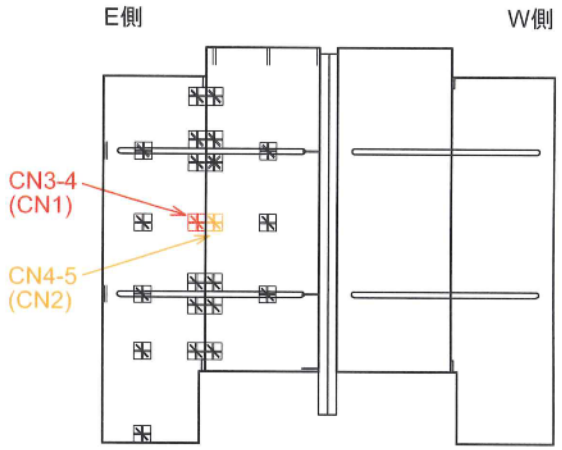


(d) 供試体 No.14 (細-05-1)

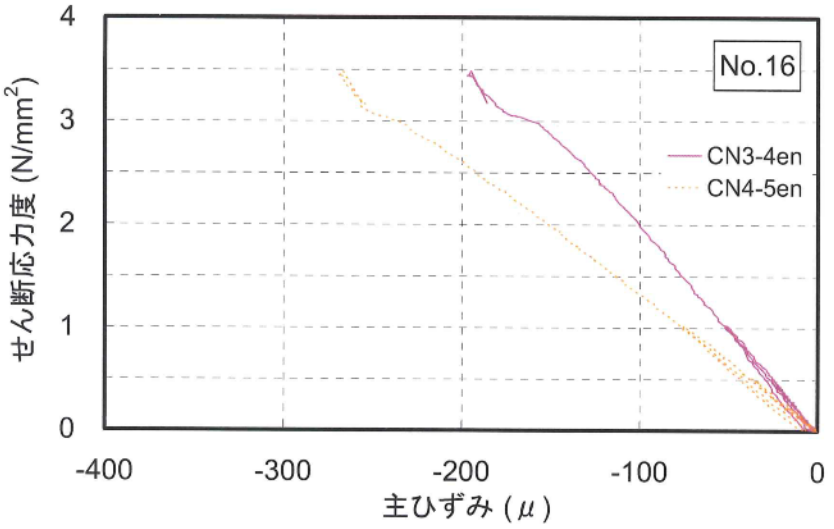
図-4.5.5　接合面中央付近の最小主ひずみ (供試体 No.11～17)



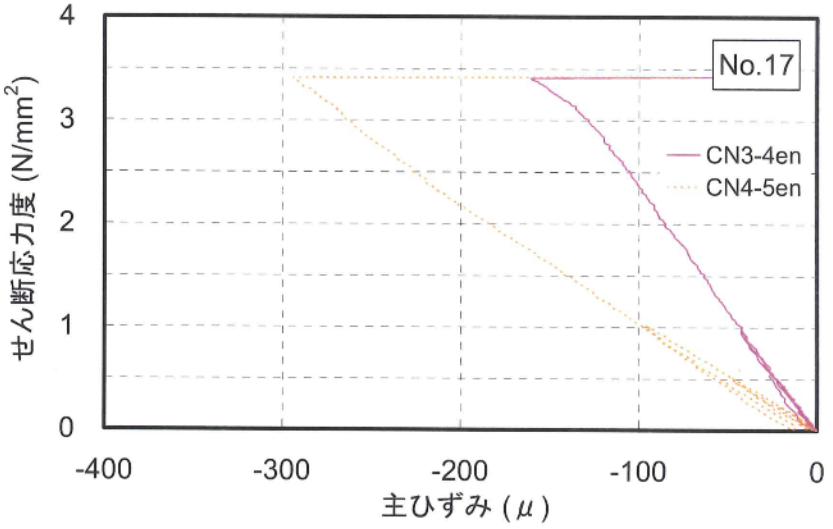
(e) 供試体 No.15 (標-05-2)



注) 図は供試体No.16,17のゲージ位置図
( )内は供試体No.11～15のゲージ番号

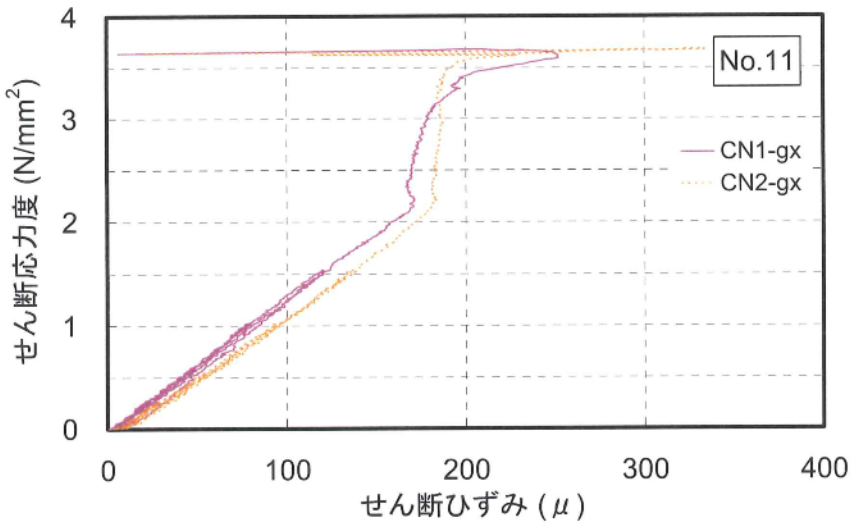


(f) 供試体 No.16 (粗-05-2)

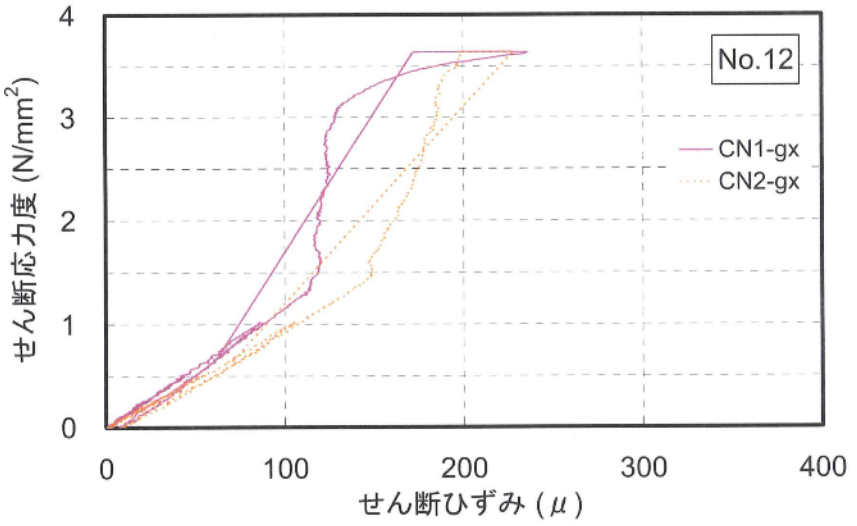


(g) 供試体 No.17 (粗-05-1)

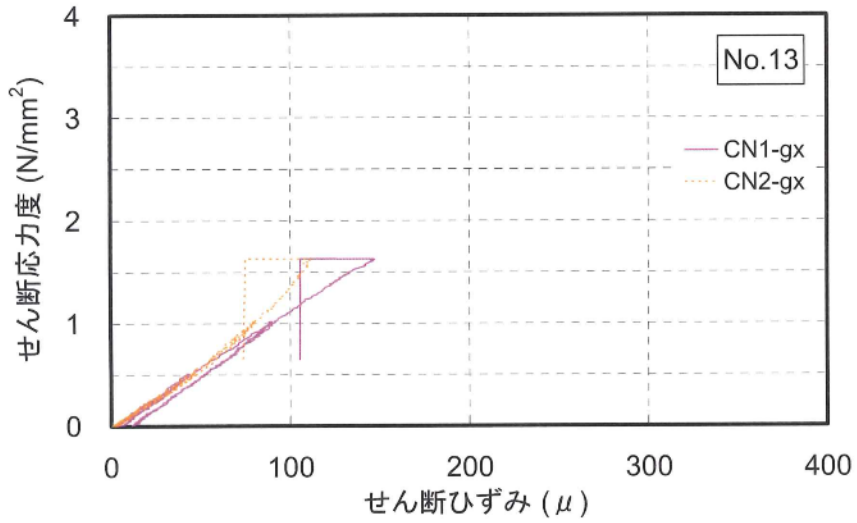
図-4.5.5(続き) 接合面中央付近の最小主ひずみ (供試体 No.11～17)



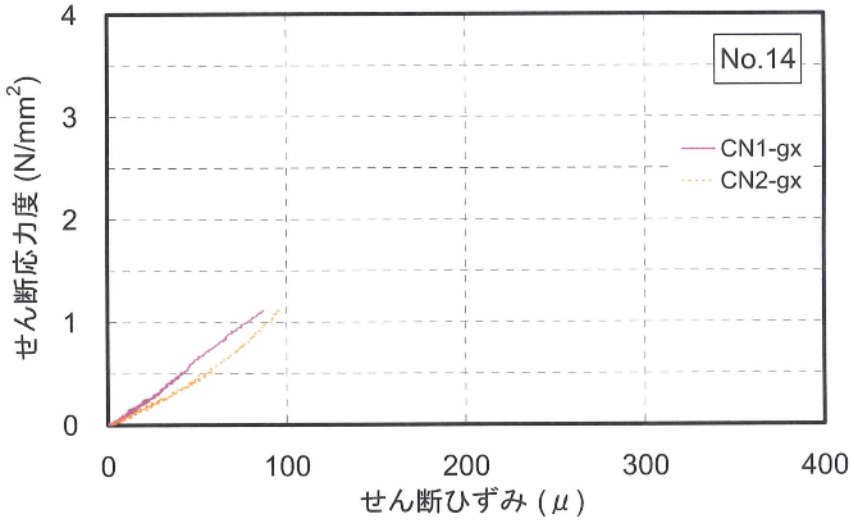
(a) 供試体 No.11 (洗-05-2)



(b) 供試体 No.12 (洗-05-1)

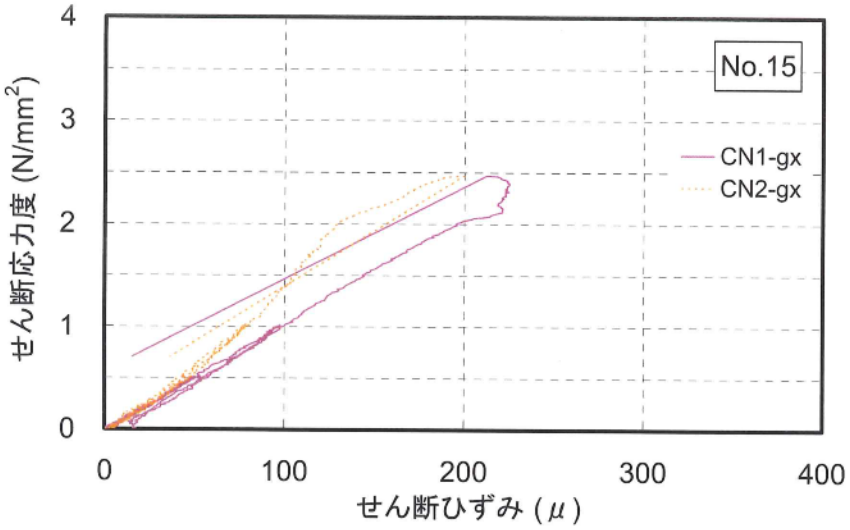


(c) 供試体 No.13 (細-05-2)

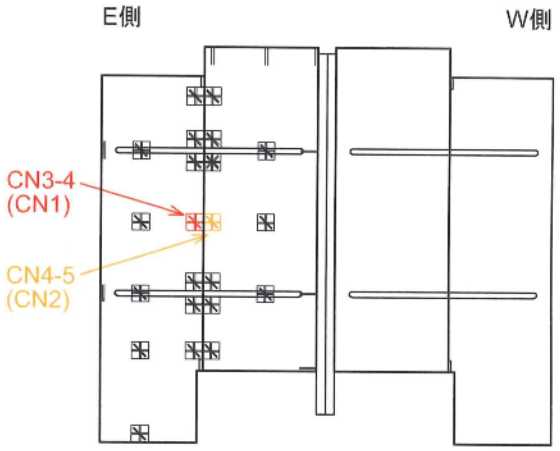


(d) 供試体 No.14 (細-05-1)

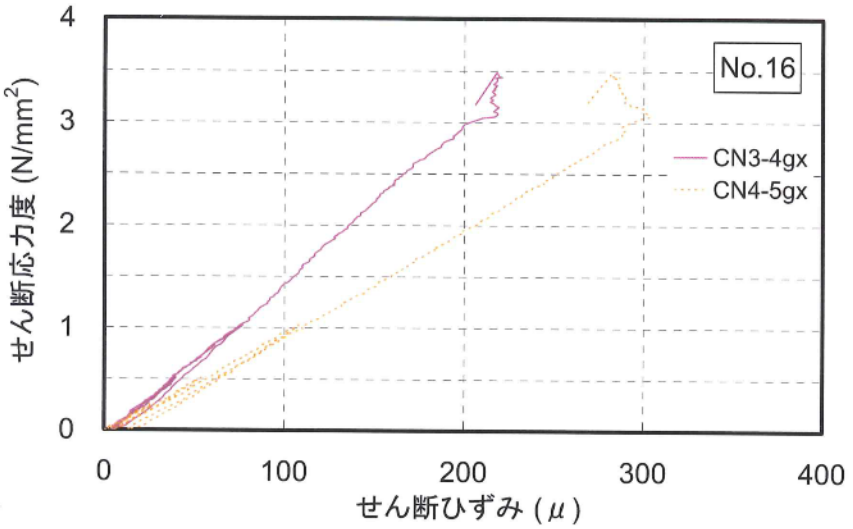
図-4.5.6　接合面中央付近のせん断ひずみ (供試体 No.11～17)



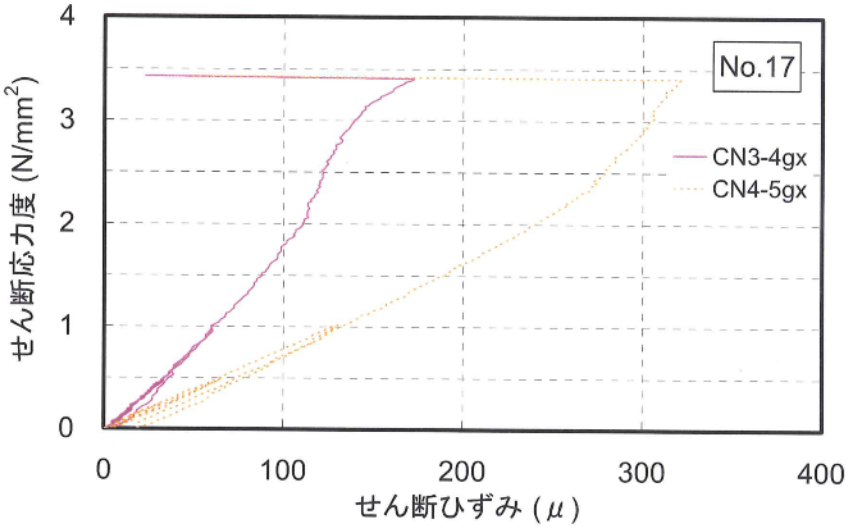
(e) 供試体 No.15 (標-05-2)



注) 図は供試体No.16,17のゲージ位置図
( )内は供試体No.11～15のゲージ番号

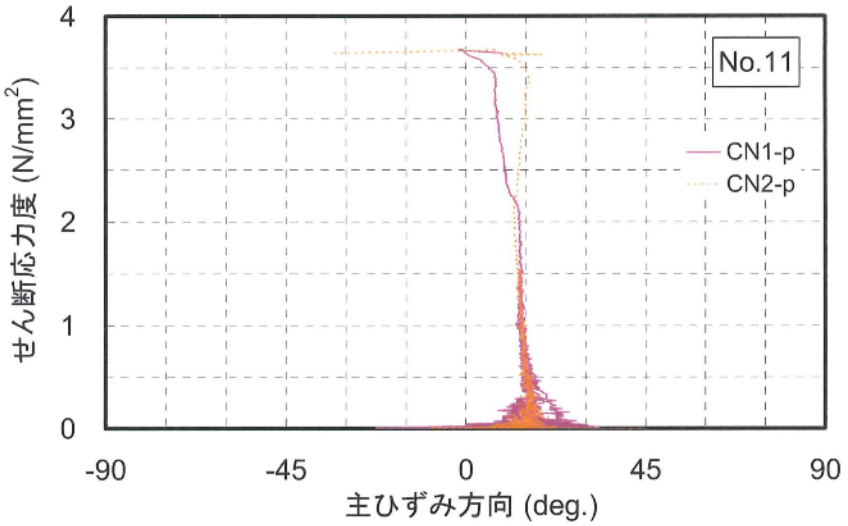


(f) 供試体 No.16 (粗-05-2)

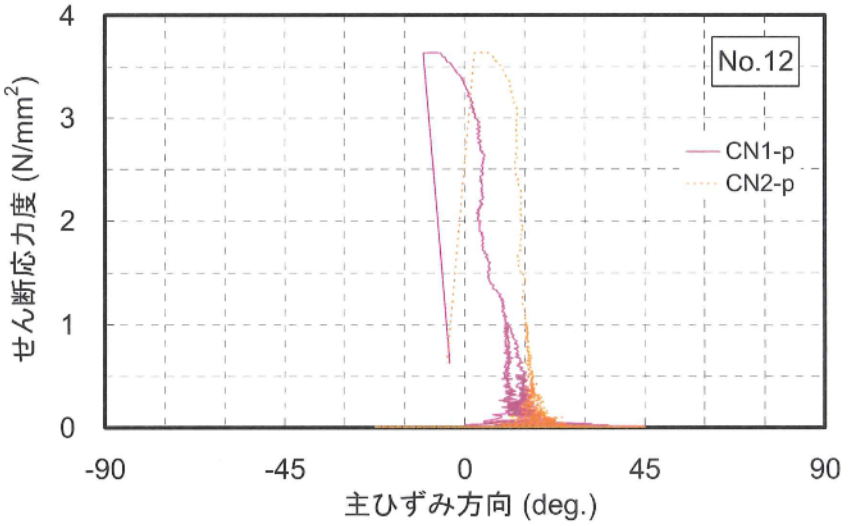


(g) 供試体 No.17 (粗-05-1)

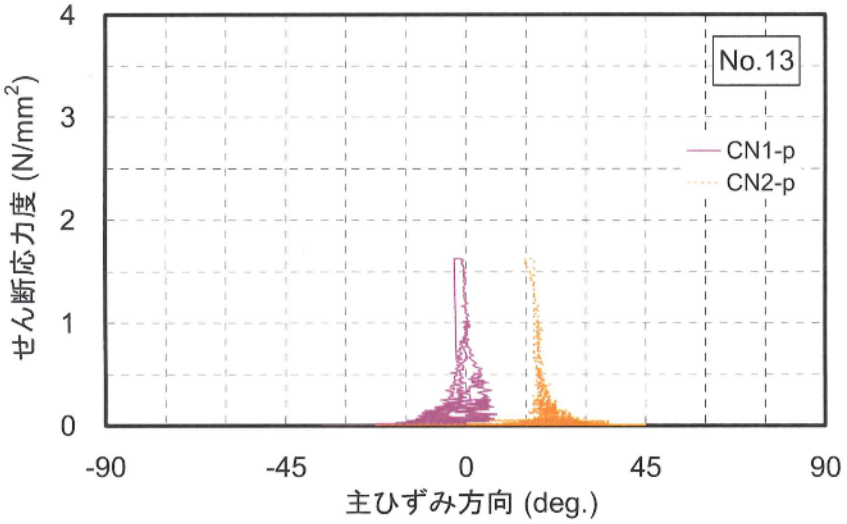
図-4.5.6(続き) 接合面中央付近のせん断ひずみ (供試体 No.11～17)



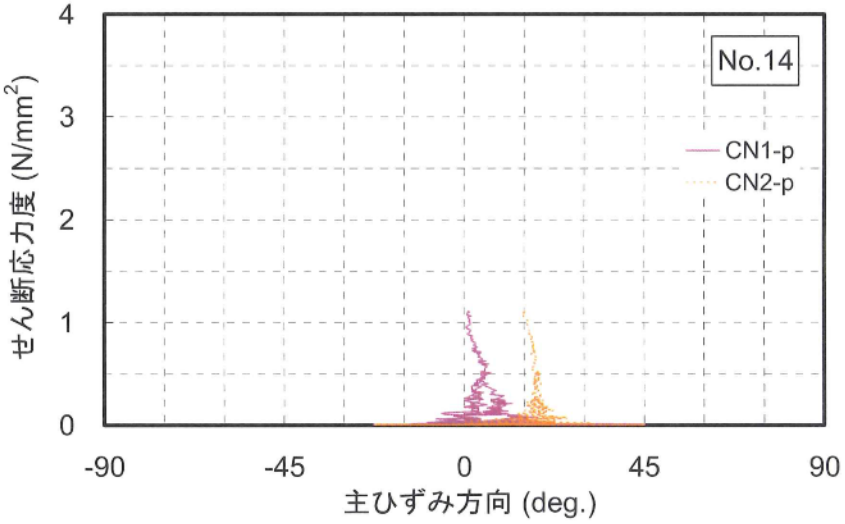
(a) 供試体 No.11 (洗-05-2)



(b) 供試体 No.12 (洗-05-1)

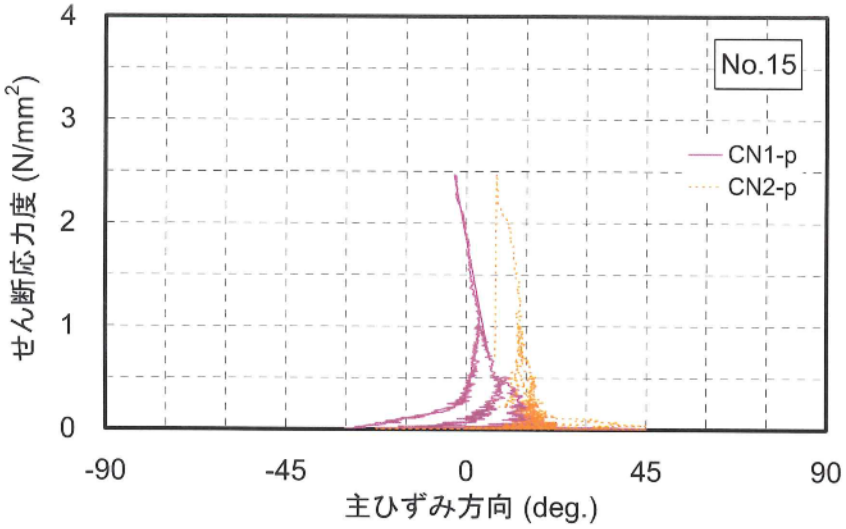


(c) 供試体 No.13 (細-05-2)

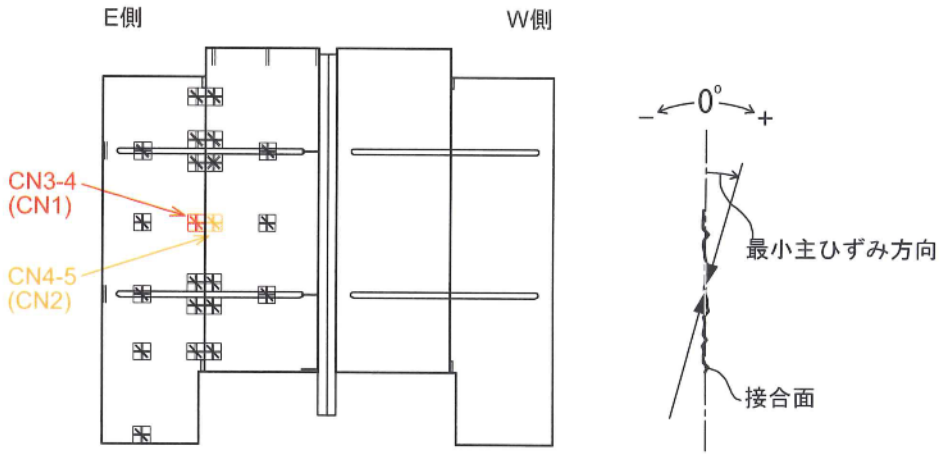


(d) 供試体 No.14 (細-05-1)

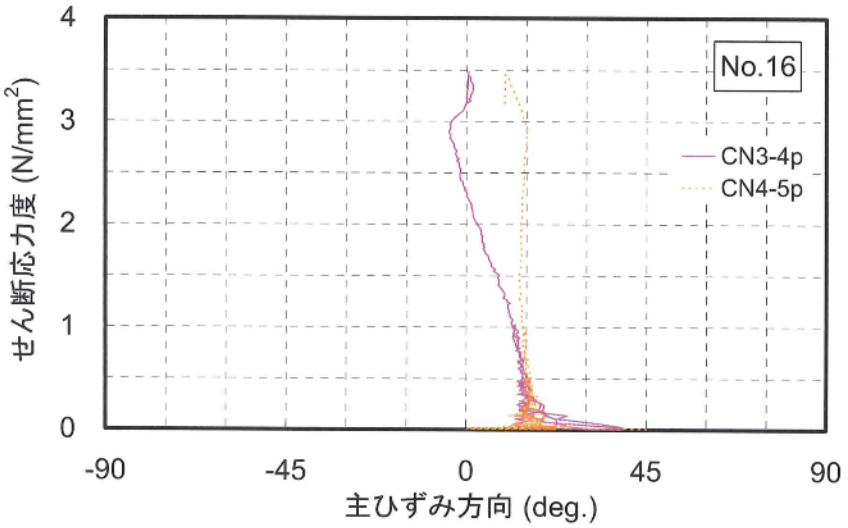
図-4.5.7　接合面中央付近の最小主ひずみ方向 (供試体 No.11～17)



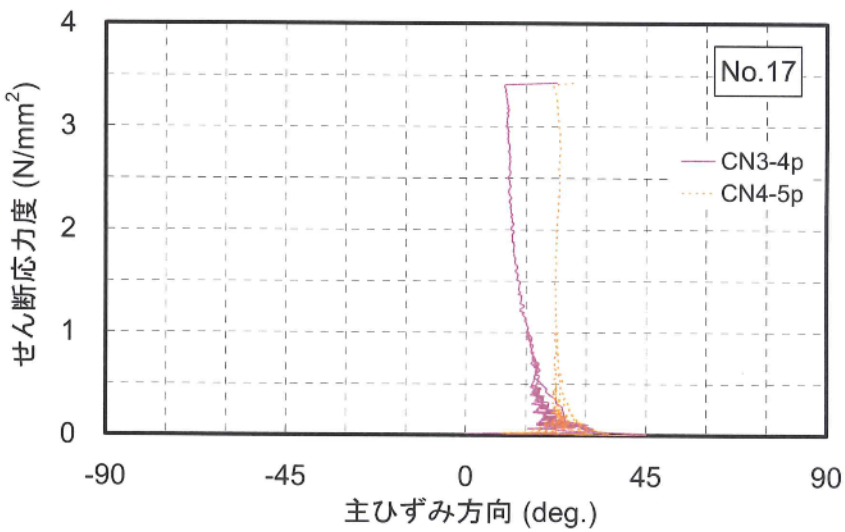
(e) 供試体 No.15 (標-05-2)



注) 図は供試体No.16,17のゲージ位置図
( )内は供試体No.11～15のゲージ番号



(f) 供試体 No.16 (粗-05-2)



(g) 供試体 No.17 (粗-05-1)

図-4.5.7(続き) 接合面中央付近の最小主ひずみ方向 (供試体 No.11～17)

(4) 破壊状況とずれ変位の関係

表-4.5.1 に，供試体 No.11～17 の破壊状況を再整理した。外見上の損傷としては，以下の a～e の 5 種類に分類できる。

損傷 a) 床版コンクリート支持部の鉛直方向のひび割れ（完全ずれ前，前掲図-4.4.2(g),(h)）

比較的早い荷重段階で，床版コンクリート支持部の接合面側から 30～50 mm 程度のところに鉛直方向のひび割れが見られた。支持面に偏心が生じるためにかぶりコンクリート部分が剥離し易い傾向にあったと考えられる。支持部の水平方向の拘束がないために床版コンクリートが外側にスライドする傾向があったことが助長したものと考えられる。図-4.5.8 に，供試体 No.16, 17 で測定した載荷中の床版コンクリート支持部の外側の変位を示す。この図から，概ねせん断応力度が 0.5 N/mm² 程度で，水平方向の変位が急に増加していたことがわかる。図-4.5.9 にずれ破壊した供試体 No.17 について，支持部の水平変位とずれ変位の関係を示す。せん断応力度と水平変位の関係では 0.5 N/mm² 程度で水平変位に急激な変化が認められたが，支持部の水平変位とずれ変位の関係ではずれ変位の急激な変化は見られず，完全ずれが発生するまでは概ね水平変位の増加と連動してずれ変位も増加していたことがわかる。

損傷 b) 床版コンクリート背面の水平方向ひび割れ（完全ずれ前，前掲図-4.4.2(b)）

比較的表面粗度が大きい供試体 No.11, 12, 16, 17 で，床版コンクリートの背面に水平方向の主げた側コンクリートの下縁の高さに相当する付近で見られた。これは，図-4.5.10 に示すように，床版コンクリートの支持部が平面であるため，床版側が外側へ移動しようとするのに対して，支持部から主げたコンクリートの底面までの範囲が鉛直を保とうとするために，床版背面が引張となる曲げが生じていたと考えられる。接合面の表面粗度が大きい場合に荷重が大きくなり，ひび割れが発生したものと考えられる。図-4.5.11 に，供試体 No.16, 17 のみで計測していた床版側コンクリート背面(側面の背面付近で測定)鉛直方向ひずみをせん断応力度との関係で示す。このうち，CN1-2 は背面のひび割れ位置よりもなお高い位置(下段鉄筋と同じ高さ)で測定したものであるため値は小さいが，低い荷重段階で背面に引張ひずみが生じていたことがわかる。供試体 No.16 では約 0.5 N/mm²，No.17 では約 1 N/mm² で背面のひずみが逆に減少し始めたのは，この背面のひび割れに起因していたものと考えられる。なお，上段鉄筋の高さで測定した CN1-1 の位置ではひずみがほとんど生じていなかった。

損傷 c) 接合面の完全ずれ（前掲図-4.4.2(a),(e),(f)）

接合面の完全ずれは急激なずれ変位を伴うため，音で確認できるとともに目視でずれが生じたことを確認できた。供試体 No.13 では，両面で完全ずれが生じた。

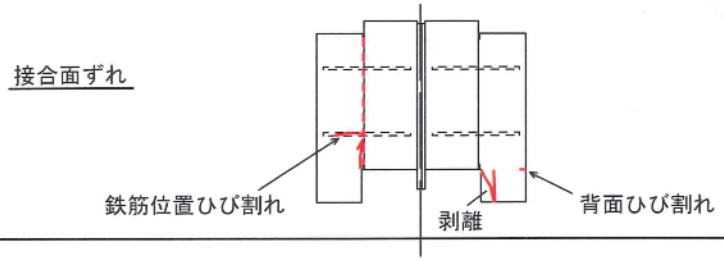
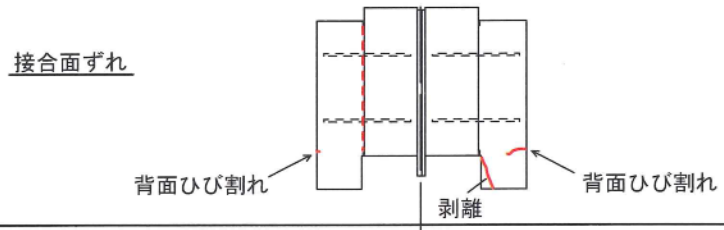
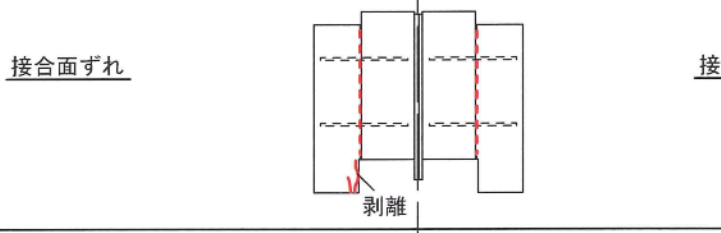
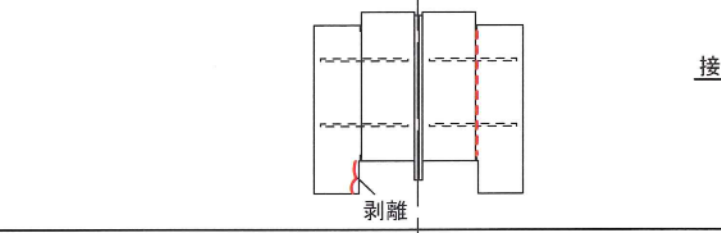
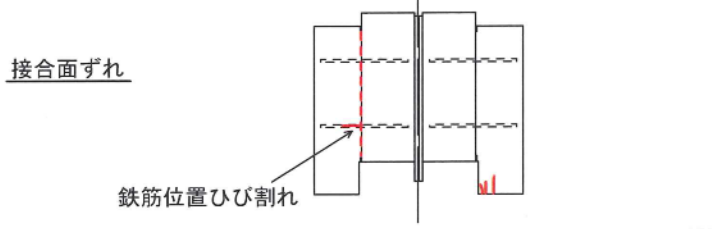
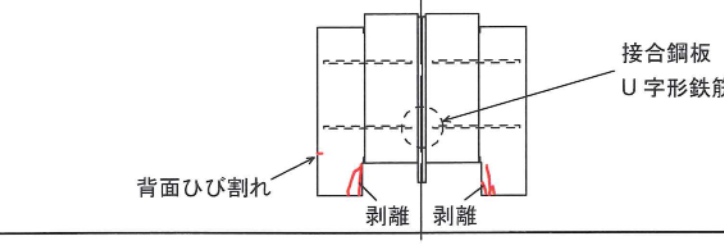
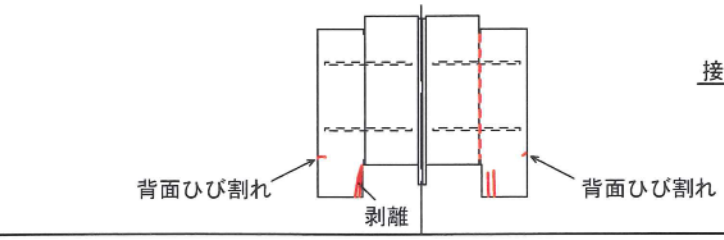
損傷 d) 床版コンクリートの接合面側のひび割れ（完全ずれ後，前掲図-4.4.2(a),(c),(e)）

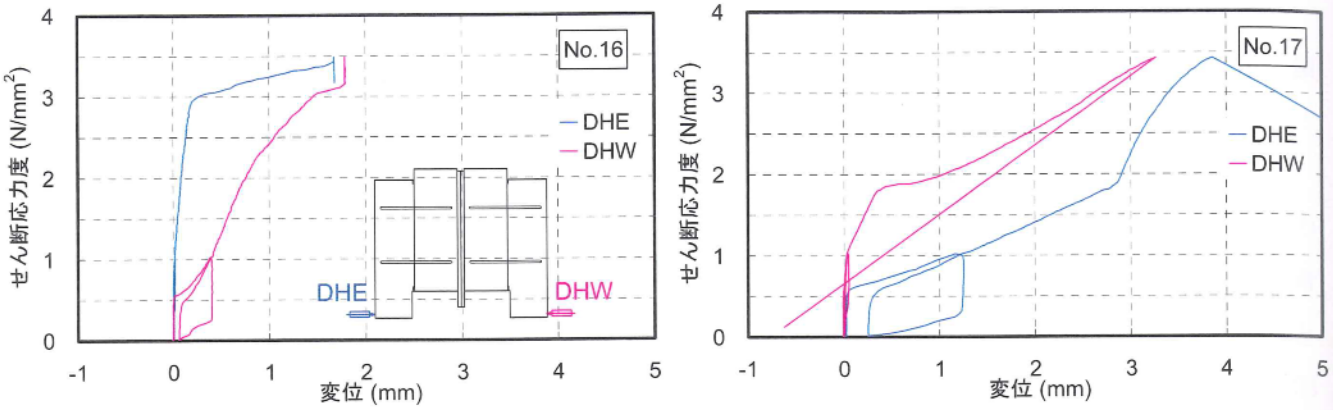
供試体 No.11 及び No.15 で発生していた。両者ともに完全ずれが生じた側に見られており，完全ずれ発生後にさらに荷重を増加させた際にずれ止め鉄筋のダウエル作用と下段ずれ止め鉄筋を支点とした面外曲げが生じたことによるものと推察される。

損傷 e) 床版コンクリート支持部かぶりの剥離（完全ずれ後，前掲図-4.4.2(d)）

床版コンクリート支持部かぶりの剥離は，ずれ発生が生じた側と反対側の接合面の下で見られた。完全ずれによる急激な変形とともに，載荷中に生じた損傷 a)のひび割れに沿って剥離したものと考えられる。

表-4.5.1　供試体 No.11～17 の破壊状況一覧

供試体	E 側 (L 側)	W 側 (R 側)
No.11 洗い出し　0.2%		
No.12 洗い出し　0.1%		
No.13 細かい ほうき目　0.2%		
No.14 細かい ほうき目　0.1%		
No.15 標準 ほうき目　0.2%		
No.16 粗面　0.2%		
No.17 粗面　0.1%		



(a) 供試体 No.16　　(b) 供試体 No.17

図-4.5.8　床版コンクリート支持部外側の水平変位（供試体 No.16, 17）

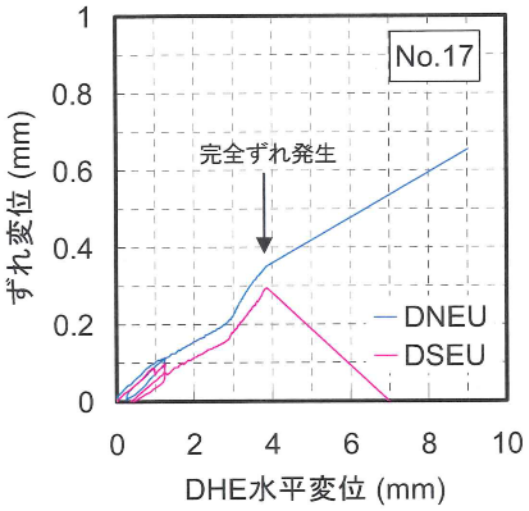


図-4.5.9　支持部の外側変位とずれ変位の関係
（供試体 No.17）

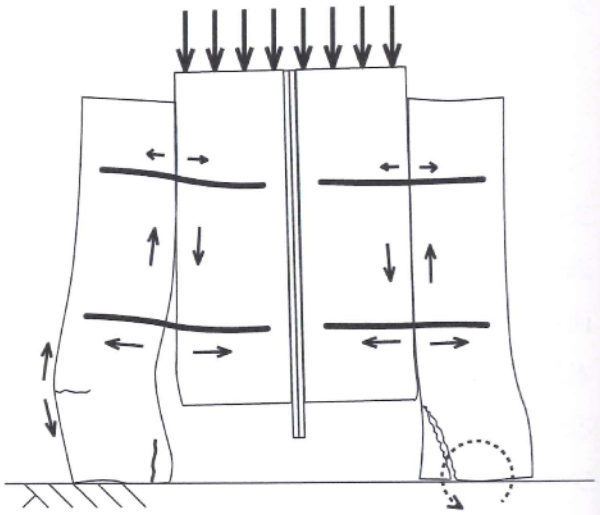
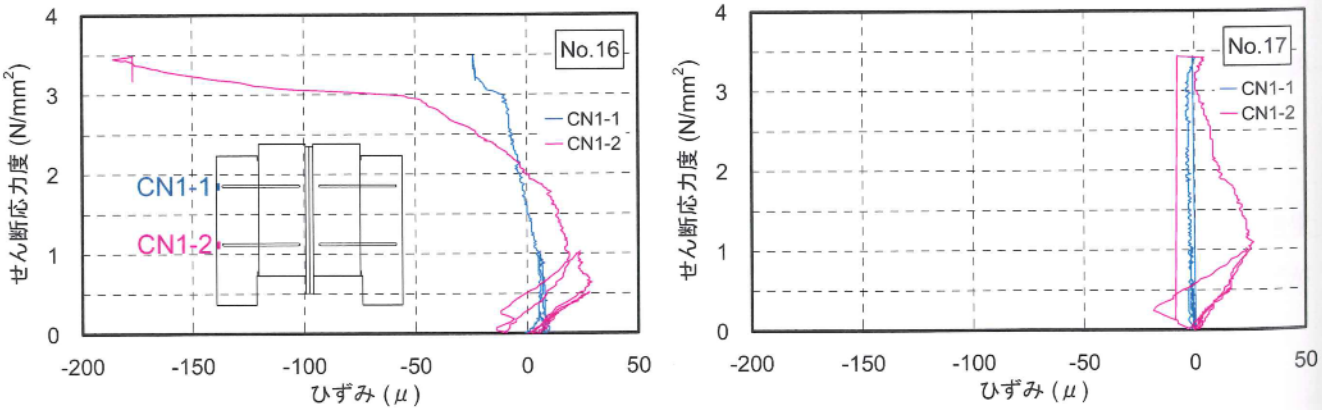


図-4.5.10　2 面プッシュオフ試験における
破壊のイメージ図



(a) 供試体 No.16　　(b) 供試体 No.17

図-4.5.11　床版側コンクリート背面のひずみ(供試体 No.16, 17,　側面で測定)

4.5.2 水平せん断におけるずれ限界

4.5.1 を踏まえて，完全ずれ以外の水平せん断によるずれ限界の指標について整理する。表-4.5.2 に水平せん断における各ずれ限界時のせん断応力度を示す。

(1) 変位によるずれ限界

既往の研究では，水平せん断によるずれ限界として，完全ずれのほか，ずれ変位がある値（例えば 0.05 mm, 0.13 mm など）に達したときをもって一つのずれ限界とする事例も見られた。しかし，今回の試験では，ずれ変位を 2 本の絶対変位の相対差で測定していたことに加えて，前掲図-4.5.1(f),(g), 10, 11(a),(b)で示したとおり，床版コンクリートの支持部で早期に発生したひび割れがずれ変位に影響していた。また，支持部の水平変位を計測していたのは供試体 No.16，17 のみであった。これらの点から，今回の試験結果で，ずれ変位による限界を正確に把握することは難しいと考えられる。

(2) ずれ止め鉄筋の曲げ発生に基づくずれ限界

ずれ止め鉄筋の曲げ変形は接合面のずれに起因するものと考えられる。表-4.5.2 には，ずれ止め鉄筋の曲げ変形が発生したときのせん断応力度を示す。供試体 No.16 は完全ずれを確認できなかったが，既にずれ止め鉄筋の曲げは発生しており，徐々に接合面のずれが発生しかけていたものと考えられる。

(3) 主ひずみ，せん断ひずみに基づくずれ限界

主ひずみ，せん断ひずみはせん断応力度(あるいは荷重)との関係において明確な変化点が見られた。支持部の水平移動や床版コンクリート背面のひび割れなどの影響もあり，この変化点がずれの指標になるか否か明確でない点はあるが，床版側のせん断ひずみの挙動をみる限り，この変化点以降，ずれが生じていることを表しているようにも思われるので，表-4.5.2 には，それらの変化点におけるせん断応力度を整理しておいた。

表-4.5.2　ずれ限界の整理

供試体		仕上げ状態	接合構造	ずれた接合面	表面粗度 1) Rz (mm)	せん断応力度 2) (N/mm²)			
No.	記号					主ひずみ方向	主ひずみ，せん断ひずみ	ずれ止め鉄筋曲げ変形	完全ずれ
1	標-03-2	標準ほうき目（1～2 mm）	ずれ止め鉄筋 0.2%	W	1.0	－	－	－	2.3
2	標-03-凸		凸型コッター	E	1.0	－	－	－	3.0
3	標-03-凹		凹型コッター	E	1.0	－	－	－	1.8
4	標-03-パ		パーフォボンドリブ	E,W	1.0	－	－	－	2.0
5	標-03-ス		スタッド	E	1.0	－	－	－	1.6
6	標-03-1		ずれ止め鉄筋 0.1%	E	1.0	－	－	－	0.9
7	金-04-2	金ゴテ	ずれ止め鉄筋 0.2%	W	0.1	－	－	－	0.8
8	金-04-凸		凸型コッター	E	0.1	－	－	－	2.3
9	金-04-ス		スタッド	W	0.1	－	－	－	1.2
10	金-04-1		ずれ止め鉄筋 0.1%	E	0.1	－	－	－	0.6
11	洗-05-2	洗い出し	ずれ止め鉄筋 0.2%	E	2.0	2.1	2.2	3.5	3.7
12	洗-05-1		ずれ止め鉄筋 0.1%	E	1.6	1.0	1.5	3.4	3.6
13	細-05-2	細かいほうき目（0.1～1 mm）	ずれ止め鉄筋 0.2%	W	0.5	0.0	1.6	1.6	1.6
14	細-05-1		ずれ止め鉄筋 0.1%	W	0.3	0.0	1.1	1.1	1.1
15	標-05-2	標準ほうき目（1～2 mm）	ずれ止め鉄筋 0.2%	E	1.2	0.5	2.1	2.1	2.5
16	粗-05-2	粗面（3～4 mm）	ずれ止め鉄筋 0.2%	治具破断	3.9	0.7	2.8	3.2	3.5 3)
17	粗-05-1		ずれ止め鉄筋 0.1%	W	2.3	0.7	2.0	3.0	3.4

注 1)　供試体 No.1～10 の表面粗度は推定値

2)　せん断応力度 ＝ 荷重 P／接合面積／面数 ＝ P/570000

3)　供試体 No.16 は接合鋼板の鉄筋破断の影響により完全ずれ発生まで載荷していない。

4.5.3 接合面の表面粗度の影響

図-4.5.12 にずれた側の接合面のレーザー法による表面粗度 Rz と完全ずれ発生時のせん断応力度の関係を示す。供試体 No.16 は完全ずれが生じていないが，参考として最大荷重時の値を示した。また，供試体 No.1, 6, 7, 10 及びスタッドの供試体 No.5, 9 も合わせて示す。供試体 No.1～10 は表面粗度の計測を行っていなかったので，標準ほうき目の場合は No.15 の平均値(1.0 mm)とし，金ゴテ仕上げは細かいほうき目仕上げよりも小さいと考えて 0.1 mm と仮定した。

供試体 No.11～17(16 を除く)の結果より，完全ずれ発生時のせん断応力度と Rz の相関関係が認められる。供試体 No.1, 7, 10 の結果も，概ね同じ相関関係の上にあることがわかる。ただし，供試体 No.6 の結果はこれらの相関から大きく離れていた。金ゴテ仕上げでは，完全ずれ発生時のせん断応力度に関して，ずれ止め鉄筋比 0.1 %と 0.2 %の間に有意な差がなかったが，ほうき目仕上げの場合では顕著な差が見られた。

図-4.5.13 に，同表面粗度 Rz と各ずれ限界時のせん断応力度の関係を示す。せん断ひずみの変化時のせん断応力度及びずれ止め鉄筋の曲げ変形時のせん断応力度は Rz が大きいほど大きい傾向があるものの明確ではない。ずれ止め鉄筋の曲げ変形時のせん断応力度は Rz が小さい場合には完全ずれと同時に生じていたが，Rz が 1 mm 以上の場合には完全ずれ発生の少し前にずれ止め鉄筋の曲げ変形が発生していた。

また，図-4.5.13 には，完全ずれ発生時のせん断応力度と表面粗度の関係について Gohnert の実験式(3 章 3.3.7 式(12))を示した。これより，供試体 No.11～17 の完全ずれ発生時のせん断応力度は，Gohnert 式よりも明らかに大きかったことがわかる。この違いが生じた主な理由としては，試験方法の違い(Gohnert のプッシュオフ試験[4.2]は 1 面せん断，水平載荷)と，接合面の幅や長さの違い(Gohnert の供試体の接合面は幅 100～250 mm，長さ 750 mm)の影響があげられる。また，供試体 No.11～17 の結果では，完全ずれ発生時のせん断応力度に関して，ずれ止め鉄筋比 0.1%と 0.2%の顕著な差は見られなかったが，Gohnert の試験では，吊り金具が存在する程度(最大 0.07%程度，吊り金具の配置や固定方法が明確でない)で，ずれ止め鉄筋がほとんどない状態であったとすれば(Gohnert の試験計画ではずれ止め鉄筋がなかった)，ずれ止め鉄筋比の有無の違いは影響していたかもしれない。なお，コンクリート強度の影響はほとんどないと考えられ(3 章)，Gohnert の試験でもコンクリート強度の影響は小さかったと述べている[4.2]。

図-4.5.14 に，主ひずみを計測した側(E 側)の接合面の表面粗度 Rz とせん断応力度 1 N/mm^2 時の最小主ひずみ方向(接合面中央付近)の関係を示す。既に示したせん断応力度と最小主ひずみ方向の関係(前掲図-4.5.7)から予想できることであるが，床版側のみで Rz が小さいほど主ひずみ方向が 0 に近づくのが早い傾向があったので，一定の荷重レベルで見ると図-4.5.14(a)のような関係が現れる。一方，接合面の主げた側の主ひずみ方向に変化は見られないことから，床版側の主ひずみ方向の変化は接合面のずれの進行の一部を捉えていたものと考えられる。

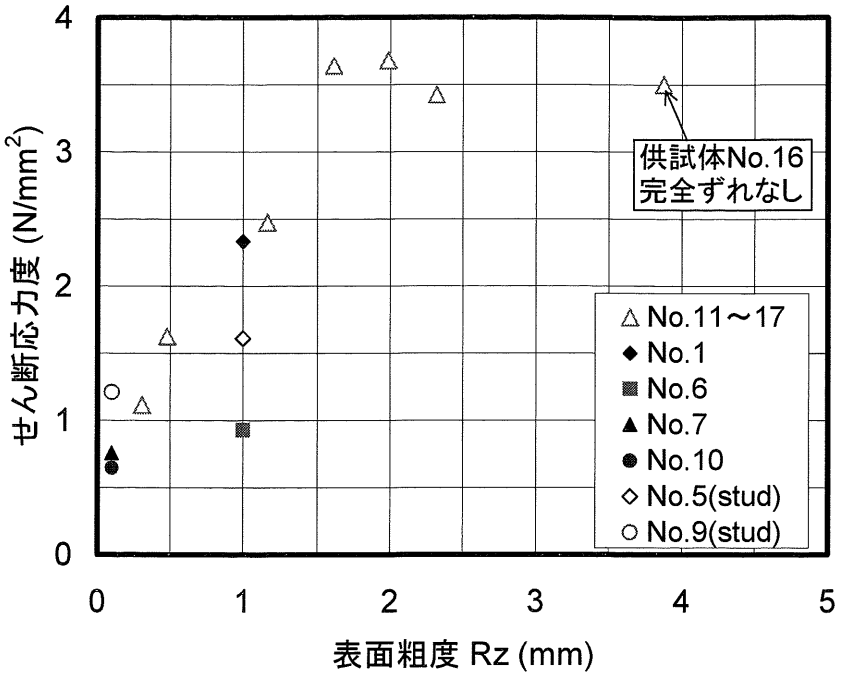


図-4.5.12　表面粗度 Rz と完全ずれ発生時のせん断応力度の関係

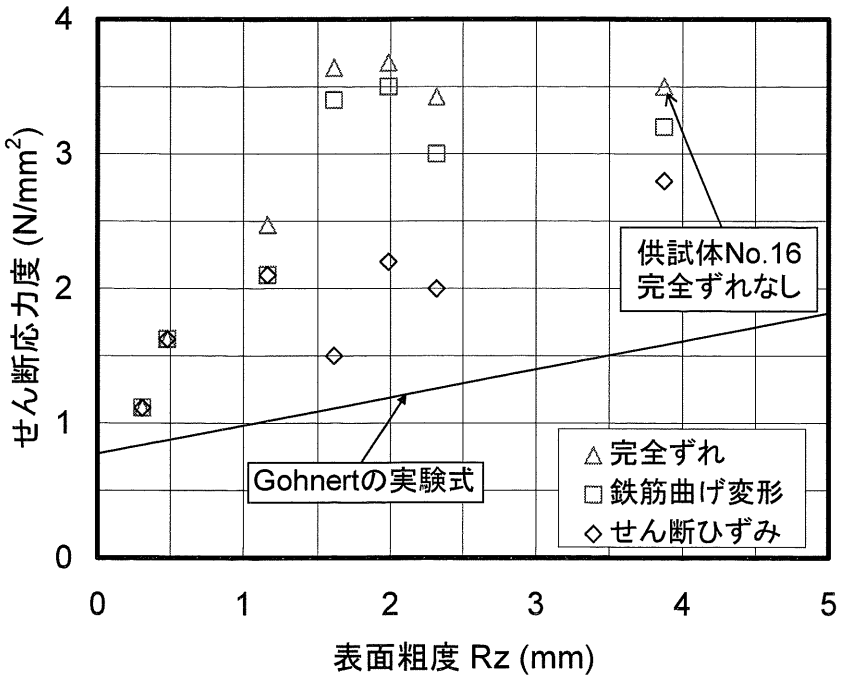
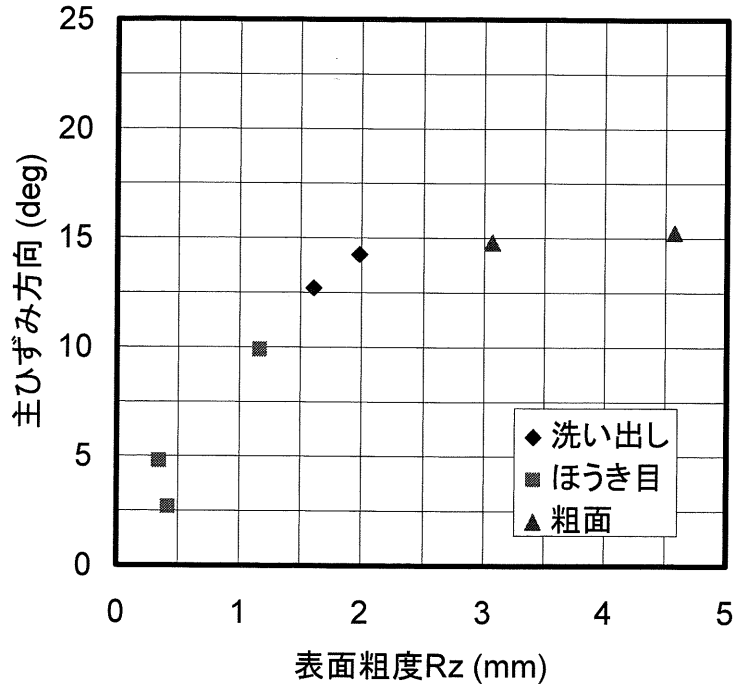
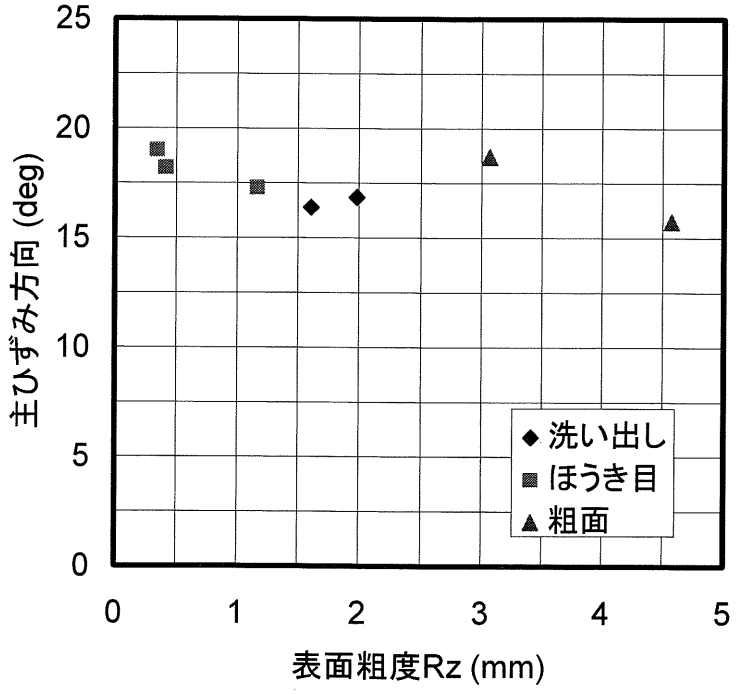


図-4.5.13　表面粗度 Rz と各ずれ限界時せん断応力度の関係



(a) 床版側



(b) 主げた側

図-4.5.14 主ひずみ計測側の表面粗度 Rz と
せん断応力度 1 N/mm² 時の主ひずみ方向の関係

5．まとめ

5.1　接合構造の検討課題

道示Ⅲコンクリート橋編における接合構造の検討課題として，以下の項目の経緯や影響度などを整理した(3 章)。

1)　PC 合成げたの照査で考慮される前死荷重

基準類の変遷を整理した結果，鋼合成げたで当初考慮されていたことから PC 合成げたでも考慮することとなった前死荷重の 1/2 は，現在，鋼合成げたでは照査されておらず，PC 合成げたでのみ考慮されている。なお，前死荷重の 1/2 は，合成げたの設計におけるクリープの影響の考慮が関わっていることから，合成げたのクリープの検討経緯を合わせて整理した。

近年多用されている PC コンポ橋(PC 合成げたの一種)を対象に，各種幅員構成，支間 25～45 m の範囲で試算した結果，設計水平せん断応力度における前死荷重の 1/2 による応力度の比率は，いずれの幅員構成においても約 2 割であり，その影響は無視し得ないものであることを示した。

2)　接合面の最小ずれ止め鉄筋比

PC コンポ橋では，プレキャスト桁に上フランジを有するため，接合面積が増加して水平せん断耐力に有利な接合構造となっているにもかかわらず，現行道示における接合部の最小ずれ止め鉄筋比を 0.2%以上とする規定によって，従来よりもむしろ多くのずれ止め鉄筋を配置する必要が生じている。本文では，最小ずれ止め鉄筋比に関する基準類の変遷を整理するとともに，その影響度の試算を行った。

3)　ずれ止めの照査法

合成げた接合面のずれ止め鉄筋量を決定するため，道示ではずれ止め鉄筋の許容せん断応力度が規定されているが，本来のずれ止め鉄筋の役割についての考え方や，ずれ止めの構造諸元を考慮したせん断伝達耐力の照査法が必ずしも明確でない。今後，部分安全係数設計法(あるいは限界状態設計法)に移行する際にもこれらの点を明確にする必要があると考えられる。

4)　セグメント接合部の荷重組み合わせ

プレキャストセグメント橋のセグメント接合部の設計に関して，道示では設計荷重時の照査のほかに，死荷重＋1.7×活荷重が作用した場合の応力度照査も規定している。この背景は現行道示の解説ではわかりにくいが，基準類の変遷を整理したことにより，その必要性を把握することができた。ただし，活荷重の係数 1.7 の根拠は必ずしも明確でない。なおこの照査の影響について，PC コンポ橋の試設計に基づき検討した結果，現時点の道示規定に従えば，必ずしもクリティカルな照査とはなっておらず，影響度は比較的小さいことがわかった。

5.2　プッシュオフ試験

PC 合成げたのせん断伝達機構の見直しに関連して，7 体の供試体を用いたプッシュオフ試験を実施し，既に PC 建協で実施していた 10 体の供試体のプッシュオフ試験と合わせて，結果をとりまとめるとともに，接合面コンクリートの表面粗度がずれ挙動及びせん断伝達耐力に及ぼす影響について検討を行った(4 章)。その結果，以下のことがわかった。

1)　主げた側コンクリートの接合面付近(高さ方向は中心付近)で測定した最小主ひずみの方向(主として圧縮側の主ひずみ，接合面を 0° とする)は概ね 15～17° で，供試体間の差が小さく，また完全ずれが発生するまで荷重による変化も小さかった。一方，床版側コンクリートの接合面付近(上記主げた側主ひずみ測定位置と同じ高さ)で測定した最小主ひずみ方向は，細かいほうき目仕上げの供試体を除き，載荷初期の段階では主げた側と同程度であったが，ある荷重から徐々に接合面に平行(0°)に近づく傾向が見られた。接合面の表面粗度が小さいほど低い荷重段階で，その床版側の最小主ひずみ方向が変化し始めた。また，細かいほうき目仕上げの供試体は，床版側の最小主ひずみ方法が載荷初期の段階より接合面に平行に近かった。

2)　床版側コンクリートの最小主ひずみ方向の変化が始まる荷重は，ずれ止め鉄筋比が少ない方が低い傾向が見られ，前項 1)の接合面の表面粗度の影響だけでなく，ずれ止め鉄筋比の影響もあることがわかった。

3)　表面粗度 Rz が 2 mm 程度(標準ほうき目仕上げ程度)までは，表面粗度とせん断伝達耐力の間に比例関係が認められた。しかし，今回の試験から得られたせん断伝達耐力は同じ表面粗度で比較した場合に Gohnert の実験式よりも明らかに大きかった。両者の違いの主な要因としては，試験方法，接合面の幅や長さ，ずれ止め鉄筋の有無が考えられる。

4)　接合面をはさんでずれ止め鉄筋の接合面からそれぞれわずか 10 mm の位置で測定した曲げひずみは，載荷初期の段階より床版側と主げた側で逆方向の曲げひずみが生じていた。上記 1)の結果と合わせて，コンクリート間の接合面では，明確なずれ(完全ずれ)が発生するまでに，ずれ止め鉄筋や接合面付近のコンクリートに接合面の存在によるずれの兆候が現れることがわかった。

5)　供試体の接合面の表面粗度をレーザー法及びデジカメ法の 2 種類の方法で測定した結果，両者の相関は高く，両測定方法ともに表面粗度の定量的評価に適していることがわかった。

参考文献

[1章]

1.1) 道路橋示方書・同解説，Ⅲコンクリート橋編，(社)日本道路協会，2002

[2章]

2.1) プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリートTげた道路橋設計施工指針，(社)日本道路協会，1992.10

2.2) PC技術の変遷，(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会，2003.11

2.3) 前掲1.1)と同じ

2.4) 高速道路調査会訳：プレキャスト・プレストレストコンクリート橋－PC合成げたの実験と理論解析－，高速道路調査会，1967.1

2.5) ACI-ASCE Committee 333: Tentative recommendations for design of composite beams and girders for buildings, Journal of ACI, 32-6, pp.609-628, December 1960

2.6) 乙藤憲一，笹戸松二，浜本富美雄，御子柴光春：コンクリート合成ゲタの接合面に関する研究，橋梁と基礎，pp.8-15，1967.3

2.7) コンクリート合成けたの接合面に関する研究，日本道路公団，1966.8

2.8) 御子柴光春：プレストレストコンクリート合成ゲタ設計(施工を含む)要領(案)，橋梁と基礎，pp.1-6，1968.2

2.9) プレストレストコンクリート道路橋示方書解説，(社)日本道路協会，1968.3

2.10) 森山陽一，藤田真実，河村直彦，中島豊茂：弥富高架橋の計画・設計，第7回PCシンポジウム論文集，pp.761-766，1997.10

2.11) 隠塚功一郎，神村美州，高野論，柳田将貴：海上に架橋されるプレキャストセグメント橋の高耐久性化をめざして－小宇利大橋－，第11回PCシンポジウム論文集，pp.643-648，2001.11

2.12) 木水隆夫，松田哲夫，岡田稔規，平野厚：スパンバイスパン工法による重信高架橋の架設(プレキャストセグメント)，第6回PCシンポジウム論文集，pp.319-324，1996.10

2.13) 森山陽一，向井盛夫，相場充，西垣義彦：RCループ状継手を有するプレキャストPC床版接合部の疲労破壊試験，第5回PCシンポジウム論文集，pp.495-500，1995.10

2.14) 笹井幸男，松本吉正，佐藤雅則，奥谷裕介：中央自動車道古川渡橋における床版取換え－塩害を受けたRC床版からプレキャストPC床版へ－，橋梁と基礎，pp.27-33，1994.10

2.15) 設計VEによる新技術の適用－第二名神高速道路錐ヶ瀧橋－，プレストレストコンクリート，47-3，pp.16-24，2005

2.16) 源島良一，宇佐美惣，竹房秀一，齋藤公生：第二東名高速道路内牧高架橋の設計・施工－断面を分割架設するストラット付PC箱桁橋－，プレストレストコンクリート，48-5，pp.10-17，2006

2.17) 野村謙二，土橋徹，川浦順一，平城栄治，中村收志：波形鋼板ウエブPC箱げた橋の設計・施工上の課題と対策～北関東自動車道鬼怒川橋～，第6回複合構造の活用に関するシンポジウム，(社)土木学会，2005

2.18) プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書(Ⅰ)，建設省土木研究所，(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会，共同研究報告書第69号，1992.3

2.19) プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書(Ⅱ)，建設省土木研究所，(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会，共同研究報告書第82号，1993.3

2.20) プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書(Ⅲ)，建設省土木研究所，(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会，共同研究報告書第98号，1994.3

2.21) コンクリート橋の設計・施工の省力化に関する共同研究報告書(II)－PC 合成げた(PC 合成床版タイプ)に関する研究－, 建設省土木研究所, (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会, 1998.12
2.22) PC コンポ橋設計施工の手引き, (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会, 2004.5
2.23) Birkeland, P.W. and Birkeland, H.W., Connections in precast concrete construction, J. ACI, pp.345-368, March 1966

[3 章]

3.1) 前掲 1.1)と同じ
3.2) 鋼道路橋の合成桁設計施工指針, (社)日本道路協会, 1960
3.3) 前掲 2.9)と同じ
3.4) 橘義雄, 田原保二：ドイツ道路橋合成桁設計基準 DIN1078 の和訳について, 道路, pp.313-323, 1954.7
3.5) 橘義雄, 田原保二：ドイツ道路橋合成桁設計基準 DIN1078 の解説, 道路, pp.374-381, 1954.8
3.6) 道路橋示方書・同解説, II鋼橋編, (社)日本道路協会, 1972
3.7) 前掲 2.8)と同じ
3.8) 道路橋示方書・同解説, IIIコンクリート橋編, (社)日本道路協会, 1978
3.9) 大橋昭光：アメリカにおける合成ゲタずれ止めの安全率, 土木技術資料, 3-7, 1961.7
3.10) 鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針, (社)日本道路協会, 1965
3.11) 西山啓伸：プレストレストコンクリート道路橋示方書の主要点, 橋梁と基礎, pp.1-5, 1969.5
3.12) 橋梁委員会示方書小委員会, 道路橋示方書・指針に対する質問に答えて(その 2) , 道路, pp.77, 1972.10
3.13) 道路橋示方書・同解説, IIIコンクリート橋編, (社)日本道路協会, 1990
3.14) 前掲 2.22)と同じ
3.15) Mattock, A.H.: Precast-Prestressed Concrete Bridges 5. Creep and Shrinkage Studies, Journal of the PCA Research and Development Laboratories, Vol. 3, No. 2, pp. 32-66, May 1961
3.16) 前掲 2.4)と同じ
3.17) 小野精一：単純および連続合成ゲタの応力計算法に関する 2,3 の考察, 橋梁と基礎, pp7-11, 1971.6
3.18) 道路橋示方書・同解説, II鋼橋編, (社)日本道路協会, 2002
3.19) 前掲 2.5)と同じ
3.20) LRFD Bridge Design Specifications, 3rd ed., AASHTO, 2005
3.21) プレストレストコンクリート設計施工指針, (社)土木学会, 1955.4
3.22) プレストレストコンクリート設計施工指針, (社)土木学会, 1961.8
3.23) プレストレストコンクリート標準示方書(案), (社)土木学会, 1971
3.24) プレストレストコンクリート標準示方書, (社)土木学会, 1978
3.25) コンクリート構造の限界状態設計法指針案, コンクリートライブラリー52 号, (社)土木学会, 1983.11
3.26) コンクリート標準示方書設計編, (社)土木学会, 1986
3.27) コンクリート標準示方書設計編, (社)土木学会, 1991
3.28) コンクリート標準示方書設計編, (社)土木学会, 1996
3.29) コンクリート標準示方書構造性能照査編, (社)土木学会, 2002
3.30) 猪股俊司：設計, 最近におけるプレストレストコンクリート設計施工指針の改訂と PC 橋の現況, 土木学会, p.31-50, 1961.8
3.31) 鉄筋コンクリート標準示方書, (社)土木学会, 1973
3.32) コンクリート標準示方書改訂資料, コンクリートライブラリー61 号, (社)土木学会, 1986
3.33) コンクリート標準示方書(平成 3 年版)改訂資料およびコンクリート技術の今後の動向, コンクリートライブラリー70 号,

(社)土木学会，1991.9

3.34) コンクリート標準示方書改訂資料，コンクリートライブラリ 85 号，(社)土木学会，1996

3.35) 小川篤生，池田博之：道路橋示方書の改訂について，Ⅲコンクリート橋編，橋梁と基礎，pp.16-19，1990.4

3.36) 青柳征夫：せん断伝達機構とその設計上の取扱い，コンクリート工学，20-12，pp.4-10，1982.12

3.37) 岡田武二：コンクリート接合面のせん断伝達に関する研究，土木学会論文集，pp.73-82，1994.11

3.38) プレテンションウェブ橋設計施工ガイドライン(案)，(社)プレストレストコンクリート技術協会，2003.11

3.39) ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, 2002

3.40) Kahn, L.F. and Slapkus, A.: Interface shear in high strength composite T-beams, PCI Journal, 49-4, pp.102-110, July-Aug. 2004

3.41) Standard Specifications for Highway Bridges 17th ed., American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2002

3.42) LRFD Bridge Design Specifications, 2nd ed., AASHTO, 1998

3.43) Loov, R.E. and Patnaik, A.K.: Horizontal shear strength of composite concrete beams with rough interface, PCI Journal, 39-1, pp.48-69, Jan.-Feb. 1994

3.44) Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1.3 General rules - Precast concrrete elements and structures (ENV1992-1-3), p.34, 1994

3.45) 前掲 2.7)と同じ

3.46) 前掲 2.21)と同じ

3.47) 阿部浩幸，武知勉，中島禎：PC コンポ橋の主けた－床版結合面のせん断伝達に関する実験的研究，第 14 回 PC シンポジウム論文集，pp.147-150，2005.11

3.48) Walraven, J.C., Frenay, J. W. and Pruijssers A., Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members, PCI Journal, pp.66-84, Jan.-Feb., 1987

3.49) Walraven, J.C. and Reinhardt, H.W.: Theory and experiments on the mechanical behavior of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading, Heron, Vol.26 1981

3.50) Hanson, N.W., Horizontal shear connections, Precast-prestressed concrete bridges, PCA Bulletin D35, May 1960

3.51) Mattock, A.H. and Hawkins, N.W., Shear transfer in reinforced concrete-Recent research, PCI Journal, pp.55-75, March-April 1972

3.52) 前掲 2.6)と同じ

3.53) 前掲 2.23)と同じ

3.54) Mast, R.F., Auxiliary reinforcement in concrete connections, Proc. ASCE, ST6, pp.1485-1504, June 1968

3.55) Anderson, R.A., Composite designs in precast and cast-in-place concrete, Progressive Architecture, 41-9, pp.172-179, Sep. 1960

3.56) Hofbeck, J.A., Ibrahim, I.O. and Mattock, A.H., Shear transfer in reinforced concrete, ACI Journal, pp.119-128, February 1969

3.57) Mattock, A.H., Johal, L. and Chow, H.C., Shear transfer in reinforced concrete with moment or tension acting across the shear plane, PCI Journal, pp.76-93, 1975

3.58) Reader comments by A. H. Mattock and authors, PCI Journal, 39-5, pp.106-109, Sep.-Oct. 1994

3.59) 西村昭，藤井学，宮本文穂，斉藤功：ひび割れ RC 部材のせん断伝達作用に対するひび割れ面性状の影響，土木学会論文集，pp.91-100，1985.8

3.60) Gohnert, M.: Horizontal shear transfer across a roughened surface, Cement & Concrete composites, 25, pp.379-385, 2003

3.61) Patnaik, A. K.: Behavior of composite concrete beams with smooth interface, J. Str. Eng., ASCE, 127-4, pp.359-366, April 2000

3.62) Kahn, L. F. and Mitchell, A. D.: Shear friction tests with high-strength concrete, ACI Structural Journal, 99-1, pp.98-103, Jan.-Feb. 2002

3.63) Viest, I.M.: Investigation of stud shear connectors for composite concrete and steel T-beams, Journal of ACI, 27-8, pp.875-891, April 1956

3.64) 大橋昭光：スタッドジベルの設計，土木技術資料，3-10，1961.10

3.65) 山本稔，中村正平：Stud Shear Connector の試験報告，土木研究所報告，109 号の 4，1961.1

3.66) 平城弘一，松井繁之，福本啎士：頭付きスタッドの強度評価式の誘導－静的強度評価式－，構造工学論文集，(社)土木学会，Vol.35A，pp.1221-1232，1989

3.67) 複合構造物の性能照査指針(案)，構造工学シリーズ 11，(社)土木学会，2002.10

3.68) 前掲 2.1)と同じ

3.69) 川崎偉志夫：道路橋の荷重について，鋼橋設計示方書とプレストレストコンクリート指針，(社)土木学会，pp.79-92，1955.8

3.70) 川崎偉志夫：プレストレストコンクリート道路橋におけるひびわれの安全率について，道路，pp.391-395，1955

3.71) 建設省道路局長通達「プレストレスト公道路橋の設計について」，建道発第 169 号，1955.7.8

3.72) 建設省道路局長通達「プレストレストコンクリート道路橋(P.C 道路橋)の設計について」，道発第 438 号，1961.10.31

3.73) 日本道路協会橋梁委員会示方書小委員会コンクリート橋分科会：道路橋示方書コンクリート橋の詳説，橋梁と基礎，p.75，1979.4

3.74) 松野操平：土木学会「PC 改訂指針」による道路橋の設計施工について，道路，p.183-190，1962.2

3.75) 橋梁委員会コンクリート橋小委員会：プレストレスト・コンクリート部材の安全率に関する検討について，道路，pp.424-426，1961.6

3.76) 猪股俊司：PC 構造物の安全度について，プレストレストコンクリート，3-5，p.2-4，1961.10

3.77) 橋梁委員会コンクリート橋小委員会：プレストレストコンクリート道路橋示方書の適用について，道路，pp.40-43，1969.6

3.78) コンクリート道路橋設計便覧，日本道路協会，1985.10

3.79) Durable Bonded Post-Tensioned Concrete Bridges, Concrete Society Technical Report No.47, Concrete Society, 1996

3.80) Woodward, R.J. and Williams F.W.: Collapse of Ynys-y-Gwas Bridge, West Glamorgan, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol.84, pp.635-669, August 1988

3.81) 杉江功，下村幸徳：PC ブロック T 桁橋の補修・補強，橋梁と基礎，pp.75-78，1994.8

3.82) 前掲 2.1)と同じ

3.83) 土木コンクリート構造物耐久性検討委員会の提言，建設省，運輸省，農林水産省，2000.3

[4 章]

4.1) 前掲 3.47)と同じ

4.2) 前掲 3.60)と同じ

付　　録

付録１．国内文献リスト

文献リストの内訳

プレキャスト接合文献調査(その 1) プレストレストコンクリート

プレキャスト接合文献調査(その 2) プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム

プレキャスト接合文献調査(その 3) 土木学会論文集，土木学会年次学術講演概要集，橋梁と基礎

プレキャスト接合文献調査(その 4) コンクリート工学年次論文集

コンクリート表面粗度に関する論文調査

接合面のせん断試験に関する論文調査

付録２．レーザー法による表面粗度測定結果

注) うねり補正後の図のうちドットは十点平均粗さ算定のための最大最小各 5 位までのピーク

No.：供試体番号

縦軸は 1 目盛り当り 1 mm

L, R は接合面，1,2 は 1 接合面当り 2 箇所で計測

付録３．デジカメ法による表面粗度測定結果

注) デジカメ法によって得られた計測範囲内の直接画像，画像処理により得られた全計測点の高低をカラーグラデーションで描画した。表中の結果①は，計測部位ごとの高低の最大・最小の範囲でスケールを設定したものである。また，結果②は，表面処理による比較ができるように，全データ共通のスケール(−8〜0 mm)を設定したものである。

付録４．接合面の仕上げ状況

プレキャスト接合文献調査（その１）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
1	目地を有するＰＣ部材のねじり強度	泉満明･阿部源次･ 中條友義	プレストレスト コンクリート	Vol.31, No.2, pp16-22	1989	目地を有するＰＣ部材がねじりを受けた場合の目地部および全体の挙動についての実験的研究 パラメータ：導入プレストレス，キーの有無，目地部接着の有無 ･ねじりひび割れ発生前は，目地の有無は関係ない。 ･ひび割れ発生後，終局ねじりモーメントに至る間の挙動については，目地部の構造･プレストレス導入量によって大きく異なる。 ･同じプレストレス10kg/cm2を導入した一体打設の供試体と目地供試体が同一挙動を確保するには樹脂接着とキー配置が必要 ･同じプレストレス60kg/cm2を導入した一体打設の供試体と目地供試体が同一挙動を確保するには樹脂接着あるいはキー配置が必要
2	プレキャストブロック工法の新たな展開 －ＰＢＣ工法の調査･研究－	ＰＢ研究会	プレストレスト コンクリート	Vol.33, No.2, pp32-42	1991	国内外のＰＣ橋の調査を行い，プレキャストブロック工法の実態把握と長･短所および採用理由の明確化を検討。
3	池間大橋施工 －プレキャストブロック工法長大橋－	屋良朝廣･野田健司･ 吉野博･岡戸三夫	プレストレスト コンクリート	Vol.33, No.5, pp15-27	1991	橋長1425mのプレキャストブロック工法による道路橋の設計施工報告 ･ブロック目地にはエポキシ樹脂接着剤を塗布し，ＰＣ鋼棒により引き寄せ圧着 ･上床版にガイドキーウェブにはせん断キー ･設計は道示による
4	プレキャストブロックカンチレバー工法の 設計と施工	木村秀夫･中尾信裕･ 尾島孝幸･清水眞典･ 久保田和伸	プレストレスト コンクリート	Vol.33, No.5, pp36-47	1991	プレキャストセグメント工法の事例として東名足柄橋東の施工事例を紹介。 【特徴】 ･プレキャストブロック部における曲げ引張応力度の許容値および目安値として以下の値を採用。 架設時　　：　0　kgf/cm2 桁完成直後：　0　kgf/cm2 全死荷重時：　桁上縁 +25kgf/cm2，桁下縁 +15kgf/cm2 設計荷重時，温度時：+5kgf/cm2 地震時　　：　0　kgf/cm2 地震+温度時：-10 kgf/cm2 過載荷重時：-10～-25 kgf/cm2 ＰＣ鋼材緊張力低下時：　0　kgf/cm2 ･接合キーはコンクリート製台形多段キーを採用。 ･接合面は接着性･安全性が高いエポキシ系樹脂ジョイントを採用。 ･接合キーの設計は架設時においても照査し，設計荷重時および終局荷重時に関して継目部は一体化しているものとして主桁の設計を行う。 ･架設時に配慮し，ブロック接合用ガイドキーおよび突起を設置。 ･接着剤の試験として，耐水性試験や不均一配合による圧縮強さの比較試験を実施。
5	バンコク第二高速道路の計画および設計 －外ケーブル方式によるＰＢ工法－	白石暢明･竹林稔雄･ 谷沢次康	プレストレスト コンクリート	Vol.34, No.4, pp42-51	1992	･ブロック継目部はすべてDry Joint（接合面にエポキシ樹脂系接着剤の塗布を行わない）およびMultiple Shear Key（単一の大型接合キーに比べ，良好なせん断伝達効果が得られる）の概念に基づき，作用せん断力に対しウェブ接合面でのせん断摩擦抵抗のみで抵抗するように設計。 ･継目部はエポキシの引張強度を期待できないことから，単純桁の特性も考慮の上，曲げ応力に対し以下の制限を設けた。 ○架設直後：全断面圧縮（上床版上縁で0N/mm2以上） ○設計荷重作用時：全断面圧縮（全断面1.4N/mm2以上） ･Dry　Jointは防水性に劣るため，凍結融解作用を受けたり，凍結防止剤の散布が行われる寒冷地には不向きでも，バンコクでは防水性は不要であるが，浸透水の外観および耐久性への潜在的悪影響を考慮して，上床版への防水を施工。
6	剛体ばねモデルによるＰＣ箱桁ブロック接合 部材のねじり挙動解析	宮本文穂･藤田達也･ 加藤宏司･野村貞広	プレストレスト コンクリート	Vol.34, No.5	1992	ねじりを受けるＰＣ箱桁ブロック接合部材の弾塑性挙動を解明するために，剛体ばねモデルを適用して解析を行い，載荷実験と比較をした。 ･急激な剛性低下の後に第二変曲点の存在を確認 ･剛性低下前と第二変曲点までは剛体ばねモデル解析と比較的一致し，有効性を確認（第二変曲点から破壊までの挙動についてはモデル化の再検討が必要） ･軸方向プレストレスを受ける箱桁部材がねじりを受ける場合，接合部付近の軸方向応力は壁厚内側で引張に転じ，すべりが発生するメカニズムを検証

プレキャスト接合文献調査（その１）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
7	ドライジョイント･外ケーブル方式のプレキャストセグメント桁の実物大破壊試験	竹林稔雄･カウェラットディープラサートウォン･リョンユーワー	プレストレストコンクリート	Vol.36, No.5, pp41-53	1994	バンコク第二高速道路における実物大破壊試験（ショートラインマッチキャストによる14個のセグメントからなる幅10.2m全長45.2mの単純直線桁，全外ケーブル方式） ･破壊時は上スラブの雄ガイドキーが雌ガイドキーを二分しながら破壊。 ･ジョイントでのすべりは発生しない。（設計荷重時のすべりに対する照査も不要） ･破壊時に拘束を受けている上スラブコンクリートの内部応力は平均応力よりも高いものと考えられるため，接触部の剛性や形状に対して設計で配慮することで終局曲げ耐力を向上させることができる。
8	高速道路ＯＶのプレキャスト化	高橋昭一･堀明彦･樫福浄･高木隆一	プレストレストコンクリート	Vol.37, No.1, pp57-63	1995	JH札幌建設局における高速道路オーバーブリッジのプレキャスト化への取り組みを紹介。 ･プレキャスト橋形式として①縦桁工法(中空断面)と②セグメント工法(箱断面)を提案 ･上記①，②とも主桁の応力状態は設計荷重時，桁上縁および主桁ブロック継目位置ではフルプレストレスとし，その他の断面はパーシャルプレストレスとして設計。 ･セグメント継目部の接合方法には接着剤を用いる方式とする。 ･目地部にはセグメントの接合を容易にするためのガイドとしての機能を有する，鋼製接合キーを設ける。
9	チェサピーク･デラウェアー運河橋の建設	前田晴人･山花豊	プレストレストコンクリート	Vol.37, No.3, pp101-105	1995	ＰＣ斜張橋とアプローチからなる全長1417mの橋梁施工紹介 ･フーチングおよび斜張橋の主塔を除く部材にプレキャストを採用。 ･主桁セグメントの接合はMultiple Shear Keyを採用 ･ショートラインマッチキャスト方式 ･接合面には防水も兼ねてエポキシ樹脂接着剤が塗布され，ＰＣ鋼棒により圧縮応力が加えられ，最後に脚頭部で全体にプレストレスを導入。
10	平羅橋（ＰＣ斜張橋）のプレキャストセグメント張出し施工	城下俊昭･梶山浩一･木本敏郎･胡信弘	プレストレストコンクリート	Vol.37, No.5, pp29-40	1995	ＰＣ斜張橋の施工に日本で初めてプレキャストセグメント工法を採用した平羅橋の施工紹介。 ･セグメントの製作はロングラインマッチキャスト方式
11	ＰＣプレキャストセグメント橋梁の現況と研究の動向	出雲淳一	プレストレストコンクリート	Vol.38, No.2, pp22-27	1996	･ドライ目地の場合，使用時に引張応力が断面内に発生すると目地部にひびわれが集中すること，あるいは防錆上の配慮，施工の急速化などの理由から目地部にエポキシ樹脂を用いる場合が多い。 ･ひび割れ幅を許容する設計法は現在のところ認めがたいことになっている。 ･プレキャストセグメント構造の設計法を確立するための課題 ○内ケーブル方式および外ケーブル方式のＰＣプレキャストセグメント構造の挙動を定量的に評価する手法を確立し，その限界状態の設定を明確にする。 ○継目部での接合キーの形状，数およびプレストレスの導入量などの要因が，せん断抵抗に及ぼす影響を定量化する。 ○プレキャストセグメント構造の特徴である良好な品質管理，施工の合理化などが部分安全係数などに反映されるためのデータの蓄積を行う。 ○軽量化を図るための高強度コンクリートを用いた構造物の設計手法を確立する。 ･外ケーブルを用いた梁の曲げ試験から，ドライ目地，エポキシ目地および一体打ちの場合，ひび割れ発生位置，ひび割れの進展状況は異なるが，最大曲げ耐力は目地の条件にはあまり左右されない。 ･外ケーブル方式を用いた場合，一体構造はプレキャストセグメントに比べ約2割程度耐力が高い傾向が認められる。
12	内外ケーブル併用プレキャストセグメント橋の概要と破壊試験	松田哲夫･湯川保之･木水隆夫	プレストレストコンクリート	Vol.38, No.2, pp29-39	1996	プレキャストセグメント工法の事例として松山自動車道　重信川高架橋の施工事例を紹介。 ･ショートラインマッチキャスト方式を採用 ･外ケーブル･プレキャスト構造の安全性を確認するため，模型実験を実施。
13	角島大橋の設計と施工	広田隆行･二宮純･寺下論吉･河辺真一	プレストレストコンクリート	Vol.38, No.2, pp40-48	1996	プレキャストセグメント工法の事例として角島大橋の設計と施工事例を紹介。 ･プレキャストセグメント継ぎ目部における照査は死荷重+制荷重+活荷重×1.7における応力度について許容応力度を+140kgf/cm2，-25kgf/cm2にて照査。

プレキャスト接合文献調査（その１）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
14	大芝大橋の設計と施工	岩崎常雄	プレストレストコンクリート	Vol.38, No.2, pp49-57	1996	プレキャストセグメント工法の事例として大芝大橋の設計，施工事例を紹介。 ・ショートラインマッチ方式を採用。 ・主桁コンクリートにはσck＝600kgf/cm2の高強度コンクリートを採用しているため，許容値を「高強度コンクリート設計施工指針(案)」(昭和55年4月土木学会)に準じて設定。また，当指針(案)においても規定のないせん断関係の許容値に関してはセグメント継目付近の耐力の低下を考慮し，道路橋示方書に示されるσck＝500kgf/cm2の値を用いている。
15	跨高速道路橋（方杖ラーメン橋）のプレキャスト化	和田宣史・神野真一郎・花田忠臣・高橋渉	プレストレストコンクリート	Vol.38, No.2, pp58-67	1996	プレキャスト方杖ラーメン橋の設計，施工事例を紹介。 ・主桁部材の橋軸方向の接合として場所打ちコンクリート目地を採用。 ・床版の間詰めにはプレテンション床版桁と同様，埋設用の間詰め型枠をセット後，コンクリートを後打ち。
16	マレーシア・シンガポール第２連絡橋の施工	三藤重剛・沖野晃一・渡辺泰充	プレストレストコンクリート	Vol.38, No.2, pp68-76	1996	・上下フランジおよびウェブに台形型せん断キーを配置している。 ・セグメントの製作は，ショートライン・マッチキャスト方式。 ・セグメントはエポキシ樹脂系接着剤で接着し，上床版に仮剛結した引寄せ用ブロックと，下床版中央の定着突起を用いて，φ40mmＰＣ鋼棒で引き寄せている。
17	プレキャストブロック継目部における力の伝達機構とその設計法に関する研究報告	西川和廣・神田昌幸・内田賢一・淵上優子・清水俊一	プレストレストコンクリート	Vol.38, No.2, pp77-93	1996	土研とＰＣ建協の共同研究　「プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリート道路橋設計・施工指針（案）」の規定の背景となる 鋼製接合キーまたはコンクリート製接合キーを配置した継目部をモデル化した供試体に，静的載荷によってせん断力またはねじりモーメントを作用させて力の伝達機構を明らかにした。
18	セグメント橋梁の耐久性調査報告	式部陽・ＰＣ技術協会海外部会	プレストレストコンクリート	Vol.38, No.2, pp94-103	1996	・北米のプレキャストセグメント橋梁の実態調査結果 ・プレキャストセグメント橋の国内外における主な実績
19	プレキャストセグメントはりの曲げせん断特性に関する実験的研究	伊藤忠彦・山口隆裕・池田尚治	プレストレストコンクリート	Vol.39, No.1, pp83-96	1997	プレキャストセグメントはりのせん断挙動に関する実験研究 ○一体打ち ・計算せん断耐力の約1.6倍で斜めひび割れの発生，ウェブコンクリートの圧縮ストラットの消滅によりせん断破壊した。 ○ドライジョイント ・一体打ちと比べ，曲げひび割れ発生荷重が20%，斜めひび割れ発生荷重が15%，破壊荷重が30%減少した。 ○一体打ち アンボンドはり ・ドライジョイントと比べ，曲げひび割れ発生荷重が同程度，鉄筋降伏荷重が15%減少し，鉄筋降伏荷重に至るまで斜めひび割れは発生しない。 ○ドライジョイント アンボンドはり ・セグメント内の斜めひび割れは発生せず，計算せん断耐力の1.8倍の荷重でウェブに斜めひび割れが発生した。 ・一体打ち アンボンドはりと比べ，斜めひび割れ発生荷重が20%，破壊荷重が35%減少した。 ○プレキャストセグメントはりのＰＣ鋼材応力度 ・セグメント接合面が開口すると接合面近傍でＰＣ鋼材とグラウトとの間の局部的な付着劣化（すべり）の発生により，ＰＣ鋼材ひずみが初期緊張ひずみより減少した。 ・緊張力の減少により，載荷時のセグメント開口荷重は30%低下した。 ○セグメント接合面近傍の局部的なコンクリート圧縮応力度 ・曲げ圧縮ひずみは，一体打ちよりもセグメントの方が，またボンドはりよりもアンボンドはりの方が大きくなる。 ○プレキャストセグメント相互の一体性 ・セグメントのズレは，アンボンドはりよりもボンドはりの方が大きい。 ・接合キーを設けないドライジョイントであっても，セグメント相互の一体性は破壊まで十分保たれている。 ・セグメント間の摩擦係数を実験より算出すると，μ＝0.2であった。（実際の構造物は極めて安全側） ○外ケーブルはり（ウェブ厚を40%減） ・せん断区間に斜めひび割れは全く発生せず，スパン中央部の圧縮コンクリートの圧壊であった。 ・破壊直前での作用せん断力は，載荷せん断力の80%まで減少した。（外ケーブルの曲げ上げ配置は，せん断に対して安全側）

プレキャスト接合文献調査（その１）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
20	木曽川橋・揖斐川橋の計画	角谷務・酒井秀昭	プレストレストコンクリート	Vol.39, No.2, pp100-105	1997	木曽川橋・揖斐川橋（ＰＣ・鋼複合連続エクストラドーズド橋）の概要紹介 ・ヤード製作のマッチキャスト方式，接合目地部はエポキシ樹脂接着剤を塗布しプレストレスを導入。 ・多段式波形せん断キーを採用 ・設計荷重時にフルプレストレス制御
21	ＰＣ連続合成桁橋のプレキャスト施工	和崎宏一・中尾学・坂口宏二朗・五十嵐三郎・瀬間優	プレストレストコンクリート	Vol.39, No.3, pp37-44	1997	道示の設計基準による設計 ・導入直後，設計荷重時ともにフルプレストレス ・σ0+1.7σLに対して-2.5N/mm2 ・鋼製接合キー+エポキシ樹脂接着剤
22	新しいタイプのプレキャストセグメント跨道橋への試み	ＰＣ技術協会海外部会	プレストレストコンクリート	Vol.39, No.3, pp90-91	1997	下路形式の２径間プレキャストセグメント橋（フランス）の構造・施工概要 ・ロングラインマッチキャスト方式で工場製作 ・エポキシ樹脂による接着後，床版内プレストレスを導入
23	活線施工を可能にしたプレキャストブロック工法	兒玉莞史・岸元和明・緒方勝・村田信之	プレストレストコンクリート	Vol.39, No.5, pp24-31	1997	・プレキャストブロック工法の設計と施工の概要について
24	添川高架橋の設計と施工	小林勝・末岡真純・高橋幹雄・伊藤康輔	プレストレストコンクリート	Vol.39, No.5, pp32-38	1997	プレキャストセグメント工法の事例として添川高架橋の設計と施工事例を紹介。 ・ショートラインマッチキャスト方式を採用。 ・スラブキーの形状は上床版をウェブに固定支持された版としてFEM解析を実施し，T荷重により生じるせん断力の分布からスラブキー1箇所当りの分担荷重を算出し，せん断応力度，支圧応力度が許容応力度を満足するよう決定。 ・ウェブせん断キーの照査は終局荷重時に作用するせん断力から有効プレストレス分の摩擦抵抗（$\mu=0.3$）を控除した設計荷重に対して平均せん断応力度を照査。（許容値：2.0N/mm2） ・接合面にはエポキシ樹脂系の接着剤を使用。 ・床版のセグメント継目部には更に橋面シート防水工を施す。
25	香港ホンハムバイパス高架橋の建設	浅野雅行・小西喜代治・吉田洋二郎	プレストレストコンクリート	Vol.40, No.3, pp45-49	1998	支間23.5～45.5mの3～8径間連続ＰＣ箱桁橋で，一部の柱頭部を除き大部分がプレキャストセグメント工法 ・一部海上に架かる箇所もあるが静穏な湾内であり，桁下空頭も大きいためセグメントに特別な防食対策は行っていない。 ・セグメント目地部にはエポキシ系樹脂接着剤を塗布 ・内外ケーブル併用方式 ・ウェブおよび下床版にせん断キー
26	プレキャストセグメント工法による高架橋の建設－メルボルン有料道路事業－	狭間裕志・山元英輔・大場誠道・橋本学	プレストレストコンクリート	Vol.40, No.5, pp84-90	1998	・全外ケーブル方式 ・セグメント継目部には接着剤を使用しないドライジョイント ・ショートラインマッチキャスト方式
27	欧州における複合構造橋梁の現況	山崎淳・花島崇・山根隆志	プレストレストコンクリート	Vol.40, No.6	1998	・波形鋼板ウェブ橋（モーブレ高架橋，ドール橋） ・ＰＣ複合トラス橋（アルボワ橋，ロワーズ橋，ブローニュ橋） ・鋼・コンクリート混合主桁橋（ノルマンディー橋） ・補強のために主桁断面に一部異種材料を用いた構造（ポミー高架橋：ストラット床版） ・スペーストラス橋（ルーリー高架橋） ・エクストラドーズド橋（ズンニベルク橋，サンレミ・ド・モーリエンヌ橋）の紹介
28	ショートラインマッチキャスト方式によるプレキャストセグメントアーチ橋の設計と施工－阿嘉大橋－	下地春数・小宮正久・友利龍夫・上戸忠幸	プレストレストコンクリート	Vol.40, No.6, pp36-44	1998	離島であることから場所打ち工法によるコンクリートの品質管理に対する制限や，スレンダーな景観に配慮してプレキャストセグメント工法を選定。 ・ショートラインマッチキャスト方式 ・塩害対策としてサークルハンチを多用して，塩分が滞留しにくい形状とした ・マッチキャスト面でのＰＣ鋼材定着を避け，欠損断面が生じないようにした ・セグメント間の接合にはエポキシ樹脂系接着剤を使用 ・セグメント調整目地を極力少なくし，幅5cmの無収縮モルタル目地部には防水剤を塗布

プレキャスト接合文献調査（その１）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
29	天建寺橋の設計と施工	井上哲典・村上輝男・ 宮崎厚志・小宮正久	プレストレスト コンクリート	Vol.41, No.1, pp58-66	1999	・プレキャストセグメント工法，外ケーブル方式，高強度コンクリートなど，新工法を採用した橋梁で設計および施工の概要について報告したものである。 ・すべてのセグメントを一括して製作する「ロングライン工法」と1セグメントの製作を繰り返す「ショートライン工法」の両者の長所を生かした「セミショートラインマッチキャスト工法」を採用している。 ・セグメントは両接合面に接着剤を塗布後，レバーブロックにより引き寄せ，接合している。接着剤は可使可能時間の異なるものを用意し，夏季と冬季で使い分けている。 ・せん断キーはコンクリートマルチタイプ。
30	東雲さくら橋－床版にプレキャストＰＣブロックを用いた吊り橋の設計・施工	渡部寛文・熊倉雄一・ 村上敏夫・岸靖佳	プレストレスト コンクリート	Vol.41, No.1, pp91-95	1999	・国内初のプレキャストＰＣ床版を用いた吊り橋（歩道橋）。 ・縦断勾配が放物線のためブロック間の鉛直方向にわずかな折れ角が発生しているが，現場における橋軸方向の緊張一体化の際，ブロック間に樹脂を注入して形状を安定させるため，ブロック長を両端1mmずつ合計2mm短縮して製作，接合面の余裕を樹脂の充填スペースとし，ブロック端面自体は底面に直角な形状としている。 ・橋軸方向の端面にはせん断キーを設けている。 ・床版ブロックの架設完了後，ブロックの隙間に樹脂を注入，硬化を確認してから橋軸方向ＰＣ鋼材の緊張を行っている。
31	AASHTO-ＰＣI-ASBIのセグメント工法用箱桁の 標準化	Clifford L.Freyermuth (	プレストレスト コンクリート	Vol.41, No.2	1999	立体交差高架橋とインターチェンジ橋を対象としてスパンバイスパン工法で支間30.5～45.7m，片持ち張出し架設工法で支間30.5～61.0mまでを標準化。
32	鍋田高架橋の設計 －波形鋼板ウェブＰＣ橋	森本陽一・辻裕治・ 高橋功・八木洋介	プレストレスト コンクリート	Vol.41, No.2, pp48-55	1999	・弥富高架橋での実験の紹介 ・弥富高架橋での実験ではセグメント構造の終局時の形態として，セグメント継目が開いて破壊に至るという結果が得られているが，そのような状況では接合部に応力集中が生じ耐力の低下が懸念されるため，安全性を確認するため縮小モデルによる曲げ破壊試験を行っている。結果についてはこの論文内には記載されていない。
33	木曽川橋・揖斐川橋の設計・施工	小松秀樹・中須誠	プレストレスト コンクリート	Vol.41, No.2, pp63-70	1999	・コンクリートと鋼の接合部の実験
34	弥富高架橋の設計・施工 －プレキャストセグメント箱桁橋－	森本陽一・松田耕一・ 太田博史・加藤正和	プレストレスト コンクリート	Vol.41, No.2, pp71-76	1999	・セグメントの製作工法は，ショートラインマッチキャスト方式。 ・セグメントの接合にはエポキシ樹脂系２液型接着剤を使用し，専用機械での塗布を標準としている。ピアセグメントの接合には，コンクリート中や大気中の水分と反応して硬化する常温湿気硬化型のエポキシ樹脂系1液タイプの接着剤も使用している。専用機械は，主剤，硬化剤の２液をそれぞれ圧送して先端部に取り付けられた自動混合機で２液を混合するものである。塗布作業の効率化。 ・主方向のＰＣ鋼材は内外ケーブル併用方式。
35	VENTABREN TGV 鉄道高架橋の回転工法による 架設	齋藤公生	プレストレスト コンクリート	Vol.41, No.3	1999	フランスのVentabren高架橋の架設概要紹介 交通量の多い皇族道路A8を跨ぐ区間で鉄道橋では世界初となる回転工法による架設が行われた。
36	木曽川橋・揖斐川橋複合構造接合部の設計と施工	中須　誠・伊藤正人・ 谷中　慎・前田晴人	プレストレスト コンクリート	Vol.42, No.1, pp37-45	2000	・コンクリートと鋼の接合部の設計と施工の紹介
37	小型プレキャスト部材を組み合わせた ウイング・ガーダー橋の現場設計と模型実験	日紫喜剛啓・齋藤公生	プレストレスト コンクリート	Vol.42, No.3	2000	革新的なウイング・ガーダー橋の構造を評価するため，実構造物への載荷試験および模型実験が実施された。載荷試験と数値解析の比較の結果，優れた合成効果を有し，スパインビームおよびウイングとスパインビームの接合部でせん断やねじりが最大になる場合でも張出し部の曲げ耐力が低減されないことを確認。
38	セグメント橋の過去10年の発展と次世紀への展望	秋山　博	プレストレスト コンクリート	Vol.42, No.3, pp68-71	2000	・北米におけるセグメント橋の紹介

プレキャスト接合文献調査（その１）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
39	外ケーブルを適用したＰＣ桁の曲げ･せん断挙動に関する研究	西川和廣･廣松　新･鈴木素彦･伊藤公彦	プレストレストコンクリート	Vol.42, No.5, pp25-36	2000	･セグメント型供試体の継目部には，コンクリート多段キーを採用し，エポキシ樹脂系接着剤にて一体化している。 ･載荷方法は静的に載荷する２点単調載荷方式。 ･実験因子が曲げ性能に及ぼす影響を確認 ･実験因子：外ケーブル比率，偏向部設置間隔，引張鉄筋量，プレキャストセグメント ･プレキャストセグメントの影響としては，一体型供試体と比較して早期に曲げひび割れが発生し，終局時の載荷荷重が小さく，また変位も小さい。終局時の増加ひずみも小さくなった。支間中央に近いセグメント継目部付近にひび割れが集中し，ひび割れの本数は一体型構造に比べて極端に少ない。 ･せん断破壊に至るまでの挙動とせん断耐力の確認 ･実験因子：ケーブル角度，スターラップの有無，プレストレスの有無，プレキャストセグメント，ケーブル配置 ･セグメント型供試体は，ひび割れが継目部に到達した時点から，ＰＣ鋼材のみが引張力を負担する状態となり，一体型供試体に比べ，最大荷重が低下し変位およびＰＣ鋼材の増加ひずみが急激に増加している。
40	タイ･バンコクのバンナ自動車道（Bang Na Expressway）－世界最長の橋梁および最大のプレキャストセグメント構造－	秋山　博	プレストレストコンクリート	Vol.42, No.6, pp127-131	2000	･マッチキャスト工法により製作されたプレキャストセグメントをドライジョイントと外ケーブルの組合せによる接合方法により，スパン･バイ･スパン架設する方法を採用している。
41	プレキャストセグメント橋における施工管理	井谷計男	プレストレストコンクリート	Vol.43, No.6, pp59-69	2001	プレキャストセグメント橋における施工管理として，セグメント形状管理および製作，架設の管理ポイントを列挙。 ･形状管理方法･･･平面および縦断形状の管理方法例 ･製作･･･①製作設備および治具(型枠セット，コンクリート打設および養生，脱型) ･･････②ストック ･架設･･･①出荷，運搬　②基準セグメント据付け　③セグメントの接合
42	ループ継手を有するプレキャスト床版の間詰め部に用いる膨張コンクリート	辻幸和	プレストレストコンクリート	Vol.44, No.3, pp18-24	2002	ループ継手を有するＲＣプレキャスト床版の間詰めコンクリートに対して，充填性および一体性に着目した実験を行った。 【パラメータ】 ･間詰め部コンクリート種類(膨張コンクリートor早強コンクリート) ･打継目の処理方法(目荒しありorなし) 【試験内容】 ･間詰め部のループ筋の引張ひずみ→膨張コンを用いることにより，ループ筋にプレストレインが導入されることを確認(打継目の一体性が確保) ･間詰めコンクリートと床版間のひび割れ観察→膨張コンを用いることによりひび割れ抑制効果あり ･････ ･曲げ載荷試験→膨張コン+打継目処理によりひび割れ発生荷重増加 ･加圧漏水実験→膨張コンを用いることにより優位となるが，打継目処理の有無による差は見られない
43	プレキャストセグメント工法による鉄道高架橋の施工　-香港KCRC CC201/CC211-	松樹道一･佐藤英俊 小久保正博･大島孝博	プレストレストコンクリート	Vol.44, No.3, pp25-32	2002	プレキャスト工法(スパンバイスパン架設およびカンチレバー架設)の施工手順として香港における鉄道橋(香港KCRC CC201/CC211)の施工事例を紹介。

プレキャスト接合文献調査（その１）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
44	鉛直打継目を有するＰＣ梁のせん断性状におけるプレストレスの導入効果	辻幸和･杉山隆文･池田正志	プレストレストコンクリート	Vol.44, No.3, pp70-76	2002	せん断スパン中央に鉛直打継目を有するRC梁にプレストレスを導入する補強を施し，その斜めひび割れ性状およびせん断耐力についての導入効果を検討。 【パラメータ】コンクリート強度，鉛直打継目の有無，打継面の処理の有無，プレストレス導入率 【検討結果】 ･プレストレスを導入することにより，斜めひび割れの発生を遅らせることができ，スターラップの分担せん断力を軽減することが可能である。 ･プレストレスを導入することによりスターラップのひずみを抑制することが可能であるが，斜めひび割れが発生すると急激にスターラップのひずみは増加することがある。 ･打継面の処理の良否がプレストレスの導入効果に及ぼす影響は大きく，打継面の処理が粗悪であるとプレストレスの導入効果は小さい。 ･高強度コンクリートを用いると，一般に打継面の悪影響が軽減されるが，この場合でも打継面の処理が重要である。
45	プレテンションウェブを有するＰＣ桁のせん断耐荷性能に関する実験的研究	三宅淳一郎･林和彦･池田尚治	プレストレストコンクリート	Vol.45, No.2, pp126-132	2003	プレテンションウェブPC橋における桁のせん断耐荷実験および伝達長測定実験を実施。 【パラメータ】①桁実験・・・・・緊張材の本数および導入度 ・・・・・・・②伝達長実験・・・緊張材の種類，緊張材の本数および導入度 【検討結果】 ・プレテンションウェブは軸方向プレストレスによって一体性が保たれ，プレテンションウェブ同士の接合部は斜めひび割れの進展にほとんど影響しない。 の導入により，斜めひび割れせん断応力度が上昇し，鉛直プレストレスの導入効果が確認できた。 ・道路橋示方書のせん断に対する設計値を実験値と比較した結果，共用限界に対する設計式のプレテンションウェブへの適用が可能であることが示された。 ・ウェブの上下端部には伝達長の影響によって所定のプレストレスが導入されていなかったものの，この影響はまったく見られない。 ・高強度鉄筋を鉛直緊張材として用いることは有効である。 ・いずれの供試体もウェブと下フランジの接合部のずれによって耐力が頭打ちとなる。 ・高強度鉄筋，PC鋼棒いずれも伝達長は25φ程度である。 ・PC鋼より線の伝達長は80φ程度であると推測される。 ・伝達長は経時変化が大きくないものと推測される。
46	外ケーブルを用いたプレキャストセグメント桁のせん断耐力に関する実験的研究	大塚久哲・矢葺亘・若狭忠雄	プレストレストコンクリート	Vol.45, No.3, pp44-56	2003	外ケーブルを用いたセグメント工法における中間支点付近のせん断耐力に着目し，せん断実験を実施。 【パラメータ】 内・外ケーブル，場所打ちまたはセグメント，せん断キーの有無 【検討結果】 ・コンクリートのせん断抵抗Scは外ケーブルの場合，Scは内ケーブルの90%である。 ・全外ケーブルを使用したプレキャストセグメントの場合，せん断耐力が場所打ち内ケーブルの55～67%と小さくなる。また，内ケーブルのセグメント工法に対しても30%低下して折り，曲げよりもせん断破壊が先行することが考えられるため，中間支点付近は内外ケーブルの併用が望ましい。 ・目地位置は中間支点より部材高d以上離す必要がある。
47	プレテンションウェブ橋梁技術研究委員会報告（その2）-プレテンションウェブ橋梁設計・施工ガイドライン（案）-	プレテンションウェブ橋梁技術研究委員会技術分科会	プレストレストコンクリート	Vol.45, No.4, pp77-84	2003	プレテンションウェブ橋梁の設計・施工ガイドライン（案）の発刊に際し，研究成果および具体的な設計例の概要を紹介。
48	大型供試体を用いたプレキャストセグメント橋の耐震性能実験（その1）	プレストレストコンクリート海外文献調査部会	プレストレストコンクリート	Vol.45, No.5, pp64-67	2003	橋脚近くの継目を模擬した大きな曲げモーメントとせん断力を同時に受ける主桁セグメント間継目の耐震性能に関する報告として海外の研究成果を紹介。 【フェーズⅠ，Ⅱの結果】 ・繰り返し荷重下で，セグメント間継目は大きな開口を生じるが，破壊または耐荷力低下をしない ・外ケーブルの使用がじん性および最大変形性能を向上させる ・外ケーブルの使用が地震後の永久残留変形量を減少させる ・地震リスクの高い地域に建設されるプレキャストセグメント橋の主桁には，付着のない外ケーブルと付着のある内ケーブルが併用されるべきではない

プレキャスト接合文献調査（その１）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
49	最新のＰＣ橋梁技術-耐久性向上への取り組み-	角昌隆・大城荘司	プレストレストコンクリート	Vol.45, No.6, pp64-72	2003	最新のPC橋梁技術としてプレキャストセグメント工法を採用した事例を紹介。 紹介事例：①第二名神高速道路　古川高架橋　②伊勢湾岸自動車道　上和会高架橋 ③第二東名高速道路　内牧高架橋
50	大型供試体を用いたプレキャストセグメント橋の耐震性能実験（その2）	プレストレストコンクリート海外文献調査部会	プレストレストコンクリート	Vol.45, No.6, pp79-82	2003	橋脚近くの継目を模擬した大きな曲げモーメントとせん断力を同時に受ける主桁セグメント間継目の耐震性能に関する報告として海外の研究成果を紹介。 【フェーズⅠ，Ⅱの結論】 ・セグメント間継目部は大きな開口を生じるが，大きな曲げモーメントとせん断力を同時に受けた場合でも破壊しない ・内ケーブル供試体は，ストランドの破裂もしくは継目部の場所打ち床版が鉄筋の座屈を伴い圧壊した。100%外ケーブル供試体は，内ケーブル供試体と比較してケーブルに作用する力が明らかに小さいために圧壊する。 ・供試体の破壊直前のじん性および最大変位は，100%外ケーブルにすることにより増加させることが可能である。 ・100%外ケーブルにすることにより，震災後の残留変位を最小化することが可能 ・内外ケーブルを併用したプレキャストセグメント橋は，内ケーブルが破壊までほとんどの荷重を負担してしまうために地震多発地域では推奨されない。 ・プレキャストセグメント間の鉛直方向のズレは，曲げ破壊の前には発生しないであろう。 【フェーズⅢの予定】 ・橋軸方向地震下での主桁－橋脚システムの耐震性能の研究
51	キエン橋（プレキャストセグメントＰＣ斜長橋）の施工	Le Van Thong・田中等 Dang Hai・平喜彦	プレストレストコンクリート	Vol.46, No.1, pp55-62	2004	プレキャストセグメントＰＣ斜張橋の施工事例としてキエン橋の施工を紹介。 ・ショートラインマッチキャスト方式 ・接合部にはエポキシ系の接着剤を用いて接着。また，保管中に接着剤の品質が温度の影響を受けることを考慮して箱桁内部に空調設備を有した保管質を設置し，保管時の温度管理を行う。
52	中部国際空港連絡鉄道橋の設計・施工-設計耐用年数100年を目指した海上橋-	川口興二郎・石田喜洋 加藤一志・南雲広幸	プレストレストコンクリート	Vol.46, No.2, pp47-55	2004	プレキャストセグメント工法の施工事例として中部国際空港連絡鉄道橋の施工事例を紹介。 ・直線区間にロングラインマッチキャスト方式，平面曲線を有する区間にはショートラインマッチキャスト方式を採用。 ・セグメントと場所打ち部との接合面は水分などの浸入による劣化を防止するため，接合面にはアクリルゴム系の局部防水工を塗布。（柱頭部と基準セグメント間の間詰コンクリート部は負曲げ領域であるため，スラブ上面に塗布し，中央閉合部の正曲げ領域については桁の全外周面に塗布）
53	つくばエクスプレス北千住駅付近ＰＣ箱形桁の営業線上空での架設	築嶋大輔・松崎利信 森田和宏・井澤勝	プレストレストコンクリート	Vol.46, No.2, pp64-79	2004	プレキャストセグメント工法の施工事例として北千住駅アプローチ部高架橋の施工事例を紹介。 ・ロングラインマッチキャスト方式 ・接合部にはエポキシ系の接着剤を用いて接着。接着に際しては，ゲビンデスターブにより接合面に300Paの圧力を加える。
54	Bourg-Les-Valenceの革新的構造物	SEEE研究会　A1分科会	プレストレストコンクリート	Vol.46, No.2, pp92-96	2004	プレキャストセグメント工法の施工事例として海外の施工事例を紹介。 ・主げた部および間詰め部にBSI（Eiffage社グループにより開発された超高強度繊維補強コンクリートで，設計圧縮強度150Mpa，引張強度8Mpa）を採用。 ・横方向と橋軸方向セグメント間の接合キーおよび伸縮継手と移動制限装置の取付け部を除き，鉄筋は配置されない。
55	「赤倉温泉ゆけむり橋」の施工-超高強度繊維補強コンクリートを使用したＰＣ歩道橋-	細谷学・武者浩透・ 安部吉広・信夫榮	プレストレストコンクリート	Vol.46, No.3, pp16-23	2004	プレキャストセグメント工法の施工事例として中部国際空港連絡鉄道橋の施工事例を紹介。 ・セグメントコンクリートおよび橋軸方向ブロック継目にダクタルを使用 ・U型桁 ・ブロック継目部はフルプレストレスで設計

プレキャスト接合文献調査（その２）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
1	PCブロック継目部のねじり強度	泉満明・杉本孝博・中條友義	ＰＣシンポ	Vol.1, pp23-26	1990	ねじりを受けた場合の目地部および部材全体の挙動 パラメータ：導入プレストレス，キーの有無，目地部接着の有無 ・ねじりひび割れ発生前は，目地の有無は関係ない。 ・ひび割れ発生後，終局ねじりモーメントに至る間の挙動については，目地部の構造・プレストレス導入量によって大きく異なる。 ・同じプレストレス10kg/cm2を導入した一体打設の供試体と目地供試体が同一挙動を確保するには樹脂接着とキー配置が必要である。 ・同じプレストレス60kg/cm2を導入した一体打設の供試体と目地供試体が同一挙動を確保するには樹脂接着あるいはキー配置が必要である。
2	プレキャストブロック片持ち架設工法の設計と施工	中尾信裕・尾島孝幸・久保田和伸・清水真典	ＰＣシンポ	Vol.2, pp123-128	1991	部分的急速施工に対するエレクションノーズを用いたプレキャスト片持架設工法への変更報告
3	池間大橋施工（プレキャストブロック張り出し架設）	屋良朝廣・当間清勝・高須賀裕・中野隆史	ＰＣシンポ	Vol.3, pp129-134	1991	橋長1425mのプレキャストブロック工法による道路橋の設計施工報告 ・ブロック目地にはエポキシ樹脂接着剤を塗布し，PC鋼棒により引き寄せ圧着 ・上床版にガイドキーウェブにはせん断キー ・設計は道示による
4	ブロック工法によるバイプレ方式単純I桁橋の施工（菖蒲橋）	平井邦彦・児玉勉・富岡省二・飯泉章	ＰＣシンポ	Vol.3, pp193-196	1992	架橋地点の地形的平坦性および取り付け道路との関係でけた高に制約を受けたため，現行のコンクリート桁構造で最もけた高を低く押さえることができるバイプレ方式に対する工事報告
5	プレキャスト版型枠を用いた吊り床版橋の施工システムと実施例	大熊光・田中茂義・関文夫・白石雅広	ＰＣシンポ	Vol.3, pp279-284	1992	プレキャストブロックの代りに，高強度プレキャスト版型枠（PICフォーム：ポリマー含浸コンクリート型枠）を用い，主桁を一度に場所打ち施工する工法の提案。間詰め工の省略，軽いプレキャスト版を用いることによるハンドリングの容易さなどの施工上のメリットに加えて，耐久性の向上，設計自由度の増大などが達成されるものと思われる。
6	プレキャストブロックと外ケーブルを用いたPC部材の曲げ性状	山口統央，睦好宏史，Matupayont Songkiat・徳山清治	ＰＣシンポ	Vol.4, pp25-30	1994	プレキャストセグメントと外ケーブルを用いたＰＣ構造物に関する挙動。着目は曲げであり，曲げ耐力・荷重-変位・ひび割れに関する報告が行われている。 ・エポキシジョイントの場合，エポキシの引張強度がコンクリートよりも大きいため，接合面ではひび割れが生じず，ブロック内に配筋した鉄筋の先端部と接合面の間でひび割れが生じた。 ・ドライジョイントの場合，ひび割れ（開口）は接合面から生じ，荷重の増大とともに接合面が開く。 ・一体打ちの供試体では，コンクリート内部に配筋した鉄筋が降伏するまで荷重が増加するのに対し，プレキャストブロックはりでは，引張鉄筋が連続して配筋されていないため，ひび割れ発生後の荷重増加は少なく，拘束筋のない供試体は最終的にコンクリートの圧壊により破壊する。 ・拘束筋を配置したはりでは，拘束筋により圧縮部のコンクリートは破壊せず，部材の変形性能と破壊性状は大幅に改善される。このことから，拘束筋を用いた外ケーブルＰＣ部材は，従来の曲げ降伏型の部材と同様の破壊性状を示す。 ・外ケーブルＰＣ部材の曲げ耐力を精度良く評価するためには，変形の適合条件とケーブル位置の変化を考慮した耐力算定式を確立する必要がある。
7	高速道路OVのプレキャスト化	高橋昭一・堀明彦・樫福淨・高木隆一	ＰＣシンポ	Vol.4, pp349-354	1994	プレテン桁の型枠を使用した縦桁工法と，ショートラインマッチキャスト型枠を用いたセグメント工法について，高速道路OVの問題点の抽出，試験施工，標準化の検討。
8	プレキャストセグメント構造の終局せん断耐力について	伊藤忠彦・山口隆裕・池田尚治	ＰＣシンポ	Vol.4, pp45-50	1994	せん断補強筋の無いＰＣはりで曲げせん断実験を行い，合理的なせん断耐力の設計式を提案することを目的とした報告 ・ＰＣ緊張材に付着が無い（アンボンドはり）場合の終局せん断耐力は，付着がある場合（アンボンドはり）に比べ，同等以上の耐力がある。ただし，曲げひび割れ発生後の挙動は付着の影響が顕著であった。 ・プレキャストセグメント構造の終局せん断耐力は，軸方向鉄筋が連続していないことを考慮することで，一体打ち構造の算定式を使用しても安全側に評価することができた。 ・プレストレス力によるせん断耐力の増分は，係数βで割り増すのではなく，曲げひび割れ発生時のせん断力分だけ加算して評価することができた。 ・コンクリート初期欠陥（アクリル板による先行斜めひび割れ）の影響は，今回の実験ではタイドアーチ的機構によって外力に抵抗したため，破壊荷重に差は認められなかった。

プレキャスト接合文献調査（その２）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
9	重信川高架橋におけるプレキャストセグメントの製作	馬場照幸・中村克彦・石川佳秀・諸橋克敏	ＰＣシンポ	Vol.5, pp127-130	1995	プレキャストセグメントをスパンバイスパン工法で架設する工法の採用。各種確認試験の実施。 ・プレキャストセグメントの柱頭部と現場打ちの橋脚天端を剛結する構造形式に対する耐震性能試験 ・Uテンドン供試体はＲＣ供試体と比べ，降伏変位に対して約5～6倍で，十分な耐荷力を有している。 ・プレキャストセグメントの端面に設けたスラブキーの強度確認試験 ・セグメント継目に接着剤がある場合，継目全体でのせん断破壊。 〃　がない場合，スラブキー構成部分でのせん断破壊。 ・セグメント継目部に接着剤がある場合，ない場合に比べせん断耐力が向上する。 ・初期軸応力が大きいほど，せん断耐力は向上する。 ・セグメント継目に接着剤がある場合，初期軸応力0～20kgf/cm2の範囲内で設計せん断力の３倍以上の耐力がある。
10	プレキャストブロック継目部の設計法に関する研究	西川和廣・神田昌幸・内田賢一・清水俊一	ＰＣシンポ	Vol.5, pp27-32	1995	「プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリート道路橋設計・施工指針（案）」に規定された主要項目の背景について，土木研究所とＰＣ建協の共同研究の実験結果を交えた説明。 ・プレストレスによって継目部の耐力がほぼ直線的に向上する傾向がある。 プレストレスは継目部のズレ発生の抑制に対して有効に作用しており，その摩擦係数はほぼ1.0程度である。 ・多段キーのプレストレスによって継目部の耐力がほぼ直線的に向上する傾向がある。 ・上記より，接合キー１に作用するせん断力およびねじりモーメント算出する際に，プレストレス力の摩擦によるせん断抵抗係数を0.3とする。
11	内外ケーブル併用プレキャストセグメント連続箱桁橋の模型試験	中村克彦・紫桃孝一郎・河村直彦・井谷計男	ＰＣシンポ	Vol.5, pp321-327	1995	コンクリート断面とケーブル断面の間に平面保持の仮定が成立しないという外ケーブル構造固有の問題を如何に解決していくかが重要な課題とし，プレキャストセグメント，内外併用ケーブル，連続桁形式という本橋の構造形式に対して，構造物の安全性の確認と保証を行うことを目的とした，模型供試体による載荷実験の報告
12	重信川高架橋の設計報告	長谷俊彦・馬場照幸・岡田稔規・吉松慎哉	ＰＣシンポ	Vol.5, pp397-400	1995	内外ケーブル併用プレキャストセグメント工法の設計の基本方針および各種検討項目の概要の紹介
13	平羅橋（PC斜張橋）のプレキャストセグメント張出し施工	城下俊昭・梶山浩一・木本敏郎・胡信弘	ＰＣシンポ	Vol.5, pp465-470	1995	工期短縮が図られたためプレキャストセグメント工法が採用されたことによる施工報告
14	外ケーブル方式プレキャストブロックPCはりの曲げ性状	柳沼善明	ＰＣシンポ	Vol.6, pp137-142	1996	外ケーブル方式を用いたプレキャストブロックＰＣはりの曲げ載荷実験を行い，その曲げ性状（最大耐力，PC鋼材の引張力，変形性状，目地開きなど）についての検討報告。さらに，実験結果は既報の解析方法を改良した方法による計算結果と比較した。 ・最大曲げ耐力について，内外併用ケーブル方式のセグメントはりは，外ケーブル方式よりも増加する。 ・変形性状について，内外併用ケーブル方式のセグメントはりは内ケーブルの効果により改善される。 ・最大耐荷力時のＰＣ鋼材全引張力について，内外併用ケーブル方式のセグメントはりは内ケーブルの引張力の増加量が，外ケーブルよりも増加する。 ・連続した引張鉄筋のない一体はりの挙動は，セグメントはりとほぼ同じである。
15	プレキャストセグメントを用いた2スパン連続外ケーブルPC梁に関する研究	藤岡篤史・T.Aravinthan・睦好宏史・新井崇裕	ＰＣシンポ	Vol.6, pp303-308	1996	PEPC梁の靭性を改善した場合の，2スパンPEPC連続梁の曲げ挙動およびモーメント再分配の可能性などについて実験的に明らかにするとともに，2スパンPEPC連続梁の曲げ耐力を既に提案されている耐力算定式を求め，その精度について検討した。
16	内外ケーブル併用プレキャストセグメント工法を適用した添川高架橋の設計	佐藤信雄・渡辺将之・鶴岡松生・山本徹	ＰＣシンポ	Vol.6, pp309-314	1996	工期短縮と省力化の観点から注目を集めている内外ケーブル併用のプレキャストセグメント工法が採用されたことに対する設計上の特徴的事項とセグメント製作装置の概要についての報告。
17	阿嘉橋プレキャストセグメント製作における工事報告	下地春数・金城勉・黒川勝好・上戸忠幸	ＰＣシンポ	Vol.6, pp315-318	1996	特徴は，全部材をショートライン・マッチキャスト方式で製作するプレキャストセグメント工法による日本で初めてのアーチ橋であり，銃弾勾配・横断勾配・アーチ曲線の異なる曲線部材を製作出来る型枠装置と操作システムにより，任意の道路線形を備えた橋梁を施工可能とした。プレキャストセグメント製作についての報告。

プレキャスト接合文献調査（その２）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
18	スパンバイスパン工法による重信高架橋の架設（プレキャストセグメント）	木水隆夫・松田哲夫・岡田稔規・平野厚	ＰＣシンポ	Vol.6, pp319-324	1996	セグメントの製作から架設までの一連の流れとその工事概要を紹介し，新しいセグメント工法の報告。
19	重信高架橋（プレキャストセグメント工法）における確認試験	井谷計男・湯川保之・木水隆夫・河村直彦	ＰＣシンポ	Vol.6, pp325-330	1996	プレキャストセグメントをスパンバイスパン工法で架設する工法の採用。各種確認試験の実施。 1.プレキャストセグメントの柱頭部と現場打ちの橋脚天端を剛結する構造形式に対する耐震性能試験 2.プレキャストセグメントの端面に設けたスラブキーの強度確認試験 についての報告。
20	弥冨高架橋の計画・設計	森山陽一・藤田真美・河村直彦・中島豊茂	ＰＣシンポ	Vol.7, pp761-766	1997	プレキャストセグメント工法によるPC箱桁橋の設計報告。 ・セグメント割の決定 ・デビエーターの配置 ・内外ケーブル量の決定 ・終局荷重時の検討 ・デビエーターの設計 ・せん断キーの設計
21	弥冨高架橋のプレキャストセグメントの製作	森山陽一・藤田真美・金子隆・松尾次晴	ＰＣシンポ	Vol.7, pp767-772	1997	本線部プレキャストセグメント製作報告
22	スパンバイスパン工法による下路桁橋の施工	林谷孝二・阿川英樹・入野邦夫・伊藤恵介	ＰＣシンポ	Vol.7, pp773-778	1997	スパンバイスパン工法による主桁の架設を行い，その後床版を移動型枠を用いて施工を行った。この施工についての報告。
23	阿嘉橋プレキャストセグメントの架設工事報告	下地奉数・金城勉・黒川勝好・興梠薫明	ＰＣシンポ	Vol.7, pp779-782	1997	セグメント架設は，クローラークレーンを使用し，全径間固定式支保工により施工。プレキャストセグメントの架設報告。
24	プレキャストセグメントPC斜張橋（大芝大橋）の精度管理	小笠原繁也・井出慶吾・登田宏史・	ＰＣシンポ	Vol.7, pp783-788	1997	主桁製作キャンバーの算定方法と，製作キャンバーを忠実に再現するためのセグメント製作時および架設時の精度管理手法報告。
25	プレキャストセグメントで施工されるPC斜張橋について	小野龍太・村岡輝男・藤岡秀信・伊東祐之	ＰＣシンポ	Vol.7, pp789-792	1997	3室箱桁断面を有するPC斜張橋としては我国で初めてプレキャストセグメント工法の採用に対して，技術的特徴を中心に施工の概要について報告。
26	バイプレPC中空床版橋ブロック工法（開運橋）の設計・施工	石川甲・臼井久之・竹沢実・佐藤陽	ＰＣシンポ	Vol.7, pp797-800	1997	けた高制限を受け，騒音振動関係の規制，現場施工時の使用スペースの制限，および経済比較等の結果，バイプレ方式変断面単純中空床版橋（ブロック工法）での設計・施工報告。
27	PC多主箱桁橋の設計と施工	泰裕昭・池田政章・田中政章・江崎守	ＰＣシンポ	Vol.8, pp759-764	1998	当初計画（PCT桁）から，架橋条件，景観を考慮して，隣接する鋼橋の主桁断面形状と統一性をもたせた2主桁箱に関する施工報告。
28	プレキャストセグメント張り出し工法における柱頭部のプレキャスト化	長尾信雄・藤山一郎・吉野博・佐伯信昭	ＰＣシンポ	Vol.8, pp765-770	1998	海上現場工期の短縮と，北長門海岸国定指定公園内の現場海域の環境対策として，柱頭部をプレキャスト化し，一括架設施工を行った。本文では，柱頭部プレキャスト化に当たっての試験施工および実際の施工についての報告。
29	プレキャストセグメントで施工されるPC斜張橋について	古賀寛典・村岡輝男・藤岡秀信・伊東祐之	ＰＣシンポ	Vol.8, pp771-774	1998	セグメントの製作には，エレクションガーダーを併用した張出し架設工法が採用された。セグメントの架設報告。
30	プレキャストセグメントによる急曲線橋の張出し施工について	安保英樹・那知上光・吉原洋二・和田正敏	ＰＣシンポ	Vol.8, pp779-782	1998	平面半径r=35m,縦断曲面R=370mからなる急曲線であり，プレキャストセグメント張出し工法による施工が採用。工事報告。
31	弥冨高架橋のスパンバイスパン架設	森山陽一・米沢良一・千葉和平・堀慎也	ＰＣシンポ	Vol.8, pp783-788	1998	スパンバイスパン架設についての施工報告。
32	PC張弦桁橋の施工	細野宏巳・竹内禧禮・奥村一彦・近藤真一	ＰＣシンポ	Vol.8, pp807-812	1998	張弦桁部に，高流動コンクリートを用いた工場製作のプレキャストセグメントの採用。現場架設に架設ガーダーを用いた支間一括架設工法の採用。PC張弦桁橋の製作および架設についての報告。
33	日本海沿岸東北自動車道　阿賀野川橋の設計　-プレキャストセグメント工法-	菅浩一・神田一夫・岡田裕昭・浅野星人	ＰＣシンポ	Vol.9, pp789-794	1999	セグメント製作にはロングラインマッチキャスト方式，架設にはエレクションガーダーを用いたバランスドカンチレバー工法を基本とし，一部，スパンバイスパン工法が採用。 ①支点沈下の検討 ②耐震設計 ③接合キーの設計 に関する報告。

プレキャスト接合文献調査（その２）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
34	泉崎天王タウンブリッジの設計・施工	池尾孝司・山下宗良・橋口淳朗・松浦克治	ＰＣシンポ	Vol.9, pp807-810	1999	橋長49.5mのポストテンション方式単純下路桁橋であり，主桁，横桁，床版の全てを工場製作とするプレキャストセグメント工法の採用。景観設計，施工についての概要報告。
35	一つ葉跨道橋の設計・施工	桑畑実・野中和弘・興梠薫明	ＰＣシンポ	Vol.9, pp811-814	1999	特徴 ①斜角65°でプレキャストセグメントとしている。 ②施工性を考慮して中間横桁を省略。 ③内外ケーブル併用。 についての設計，施工について報告。
36	主桁に高強度・軽量骨材を使用したU 型コンポ橋の試設計	石川和浩・櫻田道博・渡辺浩良・大浦隆	ＰＣシンポ	Vol.10, pp113-118	2000	主桁コンクリートとして近年開発された石炭灰を原料とした高強度人口軽量骨材（比重ρ＝1.3）を想定した試設計報告。適用支間は従来のPC橋が経済性において比較的鋼橋に対して劣っていた40m～60mを対象。新ずれ止め構造の提案。
37	接合面のずれを考慮した合成断面のPC梁の材料非線形解析	浅野貴史・上田正生・内山武司・和田俊良	ＰＣシンポ	Vol.10, pp389-392	2000	「接合境界面のずれを考慮した接合面を有する合成断面プレストレストコンクリート梁」の有限要素法による材料非線形解析法について報告。
38	プレキャストPC部材を使用したPC斜π橋改築設計	竹下一之・三住泰之・石川元則・佐藤良一	ＰＣシンポ	Vol.10, pp469-474	2000	撤去架替えによる改築設計報告。プレキャスト部材を使用することにより，現橋を極力利用する形式を開発し設計を行った。本稿では，全体計画および改築設計のうち，構造系の変化に伴う解析，結合部の設計についての報告。
39	PRC鉄道鉄道U 形コンポ橋の実験	柿崎孝夫・種田昇・阿部浩幸・三瀬あゆこ	ＰＣシンポ	Vol.10, pp537-540	2000	PCU形桁間の合成床版部の合成性能を確認することを目的として，実物大の供試体を用いた静的および疲労実験を行い，その性能に問題がないことを確認。静的実験結果および，その検証を目的として行ったFEM非線形解析結果について報告。
40	プレキャストセグメント工法を用いたPC橋の継目部防食技術に関する実験的研究	田中良樹・呉承寧・品川清和	ＰＣシンポ	Vol.10, pp563-568	2000	セグメント継目部に用いるＰＥシースのカップラを考案して，その遮塩性を確認するために塩水浸漬試験を実施した。その供試体製作の段階でカップラの施工性についても確認を行った。さらに，これらの結果を踏まえた上で，カップラの適用方法案をまとめた。 ・カップラの周囲まで到達した赤色塩水は，カップラの存在によりＰＥシース内側のグラウト部分には侵入していなかった。 ・継目部接着剤をカップラの間詰材としてオス，メスの間に充填した結果，遮塩効果が見られた。 間詰材は，施工の際に塗りむらが生じないように厚めに塗布する必要がある。 ・カップラのテーパーは最適な角度（ＰＥシース間のあき等の配置上の問題，傾斜への対応，施工誤差）とする。 ・カップラの適用は曲げひび割れが生じるところに限定し，曲げ上げ角度の小さい範囲に適用する。
41	牡丹高架橋の施工（PCコンポ橋）	渡辺幹雄・宮本誠士・古村豊・柴田卓也	ＰＣシンポ	Vol.10, pp879-884	2000	PC板製作に先立ちPC合成床版の静的載荷試験を行い，ひび割れおよび耐荷力の確認。PCコンポ桁の施工およびPC合成床版の試験結果についての報告。
42	PCプレキャストセグメント構造の引張鉄筋を接続化した梁に関する曲げ性能実験	東山博明・丸井俊介・丸山武彦・松本隆明	ＰＣシンポ	Vol.11, pp119-122	2001	継目部を挟む左右のセグメントの端部にあらかじめ接続鉄筋配置孔を設置。この接続鉄筋配置孔に，鉄筋挿入・グラウト注入・充填・定着する方法で接続し，セグメントの一体化を図る実験を試みた。
43	せん断プレストレス合成桁の接合摩擦係数とせん断補強効果	阿南忍・今井富士夫・徳光卓・中澤隆雄	ＰＣシンポ	Vol.11, pp159-164	2001	二面せん断試験の供試体をモデルに有限要素法にて解析を行い，支圧応力度での接合面の摩擦係数についての検討。せん断プレストレス合成桁を中島らが提案した剛体ばねモデルで解析することにより，より適切な接合面の摩擦係数式について考察するとともに，せん断プレストレスの有効性についても検討。
44	西平尾高架橋の設計	八木洋介・池田博之・五藤正樹・潮田博孝	ＰＣシンポ	Vol.11, pp625-628	2001	セグメント割り，定着隔壁，デビエーター，プレテンション横締め，バナナ変形に関する設計報告。
45	高性能鋼繊維補強材料を用いて連続化されたプレキャスト構造に関する実験的研究	阿部浩幸・三浦貴洋・栗田守朗・溝淵利明	ＰＣシンポ	Vol.12, pp313-316	2003	鋼繊維を混入した高強度材料を継手部に適用する新しい施工方法の提案。プレキャスト部材のPRC構造の構築。橋梁上部工のＰＣ主桁として注目を集めているＵ型桁を対象に，試設計によるプレキャストセグメントをＰＲＣ構造構築とするこのと効果の確認と，本材料により接合された試験体の静的および疲労実験結果についての報告。 ・本施工方法を採用することにより，ＰＣ鋼材量を27%低減することができる。 ・ＣＲＣおよびＳＦＲＣを使用し，鉄筋の継手長さを10ｄおよび15ｄとして連続化した桁は，継手のない一体構造とほぼ同じ曲げ性能を有している。 ・継手部は鉄筋降伏以降においても十分付着力が保持された。
46	曲線を有する鋼・コンクリート混合箱桁橋の接合部の設計	水野篤志・市川博康・山形尚裕・本摩敦	ＰＣシンポ	Vol.12, pp425-428	2003	平面曲線を有する混合桁橋の実績は無いため，本ジャンクション橋の接合部の構造を決定するための設計報告。接合部構造に対するねじりモーメントの影響の評価。

プレキャスト接合文献調査（その２）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
47	松山中高架橋におけるRC桁とPRC桁の接合部補強に関する一考察	友近宏治・野口彰宏・荻野千晶・星道彦	ＰＣシンポ	Vol.12, pp481-484	2003	RC部材とPRC部材を組み合わせた混合構造物の目地部に関する報告。結果，接合部に対する補強が必要であり，補強鉄筋量を算出した。
48	プレキャストPC部材の目地部プレストレスに関する実験的研究	渡瀬博・阿部浩幸・手塚正道	ＰＣシンポ	Vol.12, pp557-560	2003	NAPP工法を用いたプレテンション方式によるプレキャスト部材同士の接合を考え，目地接合部近傍のプレストレス分布に関して，プレテンションタイプとポストテンションタイプの比較検討を行った。
49	分割セグメント工法の開発・研究	鈴木真・春田健作・川谷泰山・園田恵一郎	ＰＣシンポ	Vol.12, pp693-696	2003	ウェブ上面に群配置したずれ止め鉄筋を用いた手法を考案し，その安全性を確認するためにコンクリート試験体を用いた押し抜きせん断実験を行なった。その結果についての報告。
50	広幅員を有するPC中空床版橋のひび割れ抑制対策について	仲住明展・中村広重・倉田孝司・城行和行	ＰＣシンポ	Vol.13, pp43-46	2004	分割施工目地付近の橋軸方向ひび割れが懸念されたため，コンクリートの単位セメント量の低減および横締め鋼材・補強鉄筋を配置し，ひび割れ抑制を行なった。その抑制方法および効果の確認についての報告。
51	PC箱桁橋中央閉合部の温度応力解析　－大分自動車道　拓郷橋－	下山強美・田中克則・畔田雅裕・油田康生	ＰＣシンポ	Vol.13, pp229-232	2004	張出し架設による橋梁の中央閉合部は，両側の既設コンクリート（張出し先端ブロック）に拘束された状態であり，中央閉合部コンクリートの水和発熱による温度変化，および既設コンクリートとの材齢差による乾燥収縮ひずみ差により新設コンクリートに局部的な引張応力が発生する可能性がある。このため，乾燥収縮を考慮した温度応力解析，ならびに実際の橋梁を供試体とする現場計測の実施。温度応力解析結果とその妥当性を確認するために行なった現場計測結果について報告。
52	新明鏡橋－トラス張出し施工する扁平アーチ橋－	宮本誠士・大山博明・松嶋知明・後藤裕紀	ＰＣシンポ	Vol.13, pp241-244	2004	アーチリブと補鋼材の結合部の梁理論における解析モデルの妥当性をFEM解析により照査し問題のないことを報告。
53	外ケーブルを用いたプレキャストセグメント桁のせん断耐力の評価提案式にもとづく研究	若狭忠雄・大塚久哲・篠原輝之	ＰＣシンポ	Vol.13, pp333-338	2004	外ケーブルを用いたプレキャストセグメント橋の試設計を行い，せん断耐力に対する評価および対処法についての検討報告。 ・実験に基づいたRombach式および著者らの提案した支点付近における曲げモーメントによるジョイントの開きを考慮したせん断耐力式により照査を行うと，安全度はS=0.8～0.9となり，せん断耐力が不足した。 （提案事項） ・支点付近では，内ケーブルと外ケーブルとを併用する。 ・終局時において目地に開きを生じさせず，プレストレス量を多くする。 ・ＰＣケーブルによるせん断分力を増やし，逆せん断力を作用させる。
54	外ケーブルを用いたプレキャストセグメント桁のせん断耐力の評価に関する研究	若狭忠雄・大塚久哲・篠原輝之	ＰＣシンポ	Vol.13, pp339-344	2004	中間支点付近を想定したせん断実験を行い外ケーブルと内ケーブル，セグメント桁と場所打ち桁とを比較。諸外国のセグメント桁のせん断耐力に関する研究や規準類を整理して実験結果と比較すると共に新たな評価式を提案した。 ・全外ケーブルセグメント桁のせん断耐力は，内ケーブル場所打ち桁の65％程度であった。 ・場所打ち桁の外ケーブルと内ケーブルのせん断耐力比は，90％であった。 ・外ケーブルのセグメント桁の場合，曲げひび割れと斜めひび割れが上側のキー位置に生じるため，コンクリートが受け持つせん断耐力が小さくなる。 ・外ケーブルでは目地開きが大きく，桁下縁部での圧縮・摩擦係数が小さくなり，せん断耐力が小さくなる。

プレキャスト接合文献調査（その３）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
1	ＰＣ箱桁ブロック接合部のねじり挙動解析	宮本文穂，山村清，藤井学	土木学会論文集	第414号/V-12，pp225-228（1990年2月）	1990	プレキャストブロック工法によって施工される接合部を有するＰＣ部材のねじり挙動を解析するため，剛体ばねモデルの適用を試みるとともに，比較的大型の供試体を使用したコンクリート接合部材の純ねじり載荷試験を行って，両者結果の比較検討結果から力学的挙動の解明と設計への反映を目指した。 （結果） １．剛体ばねモデルの適用は，鉄筋とコンクリートの付着特性を考慮した見かけのヤング係数を利用することによって，ひびわれ発生による剛性低下直後の挙動を表すことが可能である。 ２．接着剤と軸方向プレストレスによって接合されたコンクリートブロック接合部材が，純ねじり荷重によるひびわれ発生直後に接合部にすべりを生じて破壊する挙動を解明できた。
2	コンクリート接合面のせん断伝達に関する研究	岡田武二	土木学会論文集	第483号/I-26，pp41-49（1994年1月）	1994	接合面にせん断力が卓越して作用する場合について，接合面の形状がせん断変形特性に与える影響や接合面に沿って滑りせん断破壊する機構とその終局せん断伝達強度を実験的に明らかにし，コンクリート接合面の設計せん断伝達耐力算定式について考察した。 （内容） １．接合面のせん断伝達に関する既往の研究内容紹介 ２．接合面のせん断伝達実験概説～パラメータは，接合面形状（目荒しの程度，鋼板の組合せ形状），接合鉄筋比，コンクリート強度および接合面の垂直応力度。試験体は，64体。 ３．実験考察によるせん断伝達機構と理論式の紹介 ４．実験パラメータ毎のせん断伝達強度と設計せん断伝達耐力の提案 （結果） １．接合面の終局せん断伝達強度は，接合面に降伏線が形成され，降伏線に対してある傾きで相対変位が生じるとした降伏線理論による極限解析で求めることができる。 ２．パラメータの３種類（目荒し5～10ｍｍ凹凸の場合，平滑な場合，一体打設またはコッター部の場合）の接合形式の設計せん断伝達耐力算定式を示した。
3	外ケーブル方式プレキャストセグメントPC桁の終局曲げ耐力の解析に関する一考察	馬庭秀士，松本進，米盛司郎	土木学会論文集	第620号/V-43，pp83-94（1999年5月）	1999	外ケーブル方式プレキャストセグメントＰＣ桁の曲げ性状について実験的検討を行ったもの。また，セグメント継目部の局部変形を考慮した解析手法を提案するとともに，終局耐力の算定式を提案している。 （結果） １．一体構造桁は，スパン中央が卓越するたわみ分布であるのに対し，セグメント方式桁は継目部に回転が集中する傾向にある。破壊は，一体構造桁が載荷スパン中央でのコンクリートの圧壊であるのに対し，セグメント方式桁は継目位置によるが必ずしも中央部でのコンクリートの圧壊にはならず最大曲げ区間外で圧壊することもある。 ２．提案の解析モデル（ドライ接合の場合は継目位置に引張応力が発生するまで，エポキシ接合の場合は，コンクリートの引張力が引張強度に達するまでは継目の無い桁として精算法を用いて解析し，ひび割れ発生以降はセグメント方式の局部変形を考慮するとした柱の座屈解析に用いられるShanleyモデルと仮定）は，継目がスパン中央にある場合やセグメント長が長い場合などの局部変形が大きい程，優位性が確認できる。 ３．セグメント方式ＰＣ桁に外ケーブル方式を併用した場合，曲げ耐力はセグメント長の影響を受け，セグメント長/スパン比が大きい程変形能が低下し，鋼材張力の増加量が少ない。 ４．スパン/有効高比，デビエータ間隔，載荷形式，セグメント長，コンクリート強度の各種要因を考慮した算定式を用いることで，曲げ耐力および鋼材張力を制度良く算定できる。
4	コンクリート打継ぎ部のせん断付着性状の評価に関する研究	林承燦，国枝稔，鎌田敏郎，六郷恵哲	土木学会論文集	第690号/V-53，pp35-43（2001年11月）	2001	（内容） 打継ぎ部の表面処理程度がせん断付着性状に与える影響を簡易的に評価するための試験方法ついて検討。打継ぎ面の表面処理程度および傾斜角度が異なる打継ぎ部を有する角柱供試体に，軸圧縮力を与えることにより，打継ぎ面に圧縮直応力とせん断応力とを作用させる一軸圧縮試験を行なった。 （結果） １．打継ぎ部の傾斜角度が６０度の場合，最大荷重および荷重－変位曲線下の面積（破壊に要したエネルギーに相当）を求めて比較することにより，表面処理程度がせん断付着性状に与える影響の評価が可能である。 ２．表面処理程度が異なる場合のひび割れ発生位置や破壊特性について検討するためにＡＥ位置標定やパラメータ解析を併用することは，打ち継ぎ部でのひび割れ位置の推定やせん断タイプかどうかといったひび割れの特徴に関する情報を得るのに有効である。 ３．今回採用の試験方法では，表面処理程度が高い場合や，傾斜角度が小さい場合には圧縮破壊モードに近い破壊性状を示している。

プレキャスト接合文献調査（その３）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
5	鉛直打継目を有するＲＣはりの鋼板被覆による補強効果	辻幸和，杉山隆文，山口光俊	土木学会論文集	第697号/V-54，pp179-192（2002年2月）	2002	（内容） せん断スパン比（a/d）が2.35，引張鉄筋比（pw）が3.37%の小型ＲＣはりおよびa/dが3.80，pwが1.71%の大型RCはりを作製し，せん断スパン内にそれぞれ鉛直打継目を設けた。 この打継目を鋼板被覆で補強して曲げ強度試験を行い，ひび割れ性状，曲げひび割れ発生荷重，斜めひび割れ発生荷重，最大荷重，破壊形式，スターラップおよび鋼板のひずみをそれぞれ測定した。パラメータは，コンクリート強度，継目の有無と位置，補強の有無と補強鋼板の幅，破壊荷重比（せん断耐力時の作用荷重/曲げ耐力時の作用荷重）とした。供試体は，27体。 （結果） １．鋼板補強には，斜めひび割れ発生荷重の増加や鉛直打継目によって局所的にスターラップの分担せん断力が増加するのを，鋼板が分担して防止する効果があることを明らかにした。 ２，また，スターラップの配筋量やコンクリート強度が小さいほど，鋼板が負担するせん断力が大きくなることも明らかにした。
6	一般化されたＲＣ接合要素の打継ぎ面への適用	原夏生，三島徹也，Buja BUJADHAM，前川宏一	土木学会年次学術講演会講演概要集	第45回V pp600-601	1990	（内容） 既報告のＲＣ接合要素モデル（既往研究の鉄筋～ひずみモデルと接触面密度関数に基づいた応力伝達モデルを組み合わせたもの）の適用範囲を拡大することを目的とした打継ぎ面のプッシュオフ試験を実施し，結果とを比較した。 （結果） １．高強度，軽量コンクリートの接触面密度関数は打継ぎ面へも適用可能である。
7	プレキャストコンクリート型枠を使用した合理化技術の開発(その2) ー面せん断試験体による一体化	中嶋健治，阿部正雄，杉山篤	土木学会年次学術講演会講演概要集	第48回VI pp72-73	1993	（内容） プレキャストコンクリート型枠と二次コンクリートとの一体性を確保するため，打継ぎ面の形状寸法およびジベル筋の配筋量をパラメータとしたー面せん断試験を実施し，せん断伝達メカニズムを調査検討してせん断耐力を検証する。試験体は，７体。 （結果） １．一体打ちの場合は，ジベル筋の引張降伏により，打ち継ぎ試験体は，ジベル筋のせん断降伏により終局に至る。 ２．打ち継ぎ面（シェアーコッター）を持った所要の設計せん断伝達耐力は，60～80%に低減したＲＣ耐力式もしくは本実験式に準拠した配筋量が決定され，所要のせん断強度に対して適用可能である。
8	プレキャストコンクリート型枠を使用した合理化技術の開発(その3) ー梁試験体による一体化の確認実験ー	原夏生，河野広隆，大友健，横沢和夫	土木学会年次学術講演会講演概要集	第48回VI pp74-75	1993	（内容） プレキャストコンクリート型枠を有する梁試験体を用いて曲げ試験を実施し，プレキャストコンクリート型枠の表面にシャーコッターを設け二次コンクリートとの一体化を図り，PCa型枠間の鉄筋は機械式継手で接合することで，所定の機能が満足されることを確認したものである。試験体は，３体。 （結果） １．ＮＭＢスリーブジョイントを用いて接合されたプレキャストコンクリート型枠を有する試験体はひび割れ分散性はやや劣るものの，耐力および変形性状は一体打ち試験体と同様である。 ２．斜めひび割れの発生荷重を超えるような高せん断力が作用しても，シェアーコッターのずれや剥離が生じることはなく，一体性が確保されている。
9	プレキャストコンクリート型枠を使用した合理化技術の開発(その4) 鉛直接合部における鉄筋継手の検討(継手性能実験)	浅沼潔，杉山篤，松井健一，竹下治之，伊藤忠彦	土木学会年次学術講演会講演概要集	第48VI pp76-77	1993	（内容） プレキャスト型枠工法の技術的課題の一つである型枠接合部における鉄筋の継手方法を取り上げ，橋脚を対象とした場合に問題となる配力筋の継手に対して，重ね継手型の新しい簡易継手を提案し，その性能について実験的検討を行っている。 試験体は，継ぎ手方法と継ぎ手長さをパラメータとし，４体としている。 （結果） 本件継手は，通常の重ね継手とほぼ同等の最終耐力を有すること，また，十分な応力伝達を行うために必要な継手筋の最小重合せ長さは35φ程度であることが明かとなった。

プレキャスト接合文献調査（その３）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
10	コンクリート部材接合部の一体化に関する数値解析的研究	村田裕志，喜多俊介，二羽淳一郎	土木学会年次学術講演会講演概要集	第57回V pp1221-1222	2002	（内容） 接合方法の検討によく用いられている2面せん断試験を対象に，3次元の非線形有限要素解析を行う。解析に際し，鉛直方向の打継面を有する突合せタイプ，機械的にせん断抵抗力を向上させることを目的としてせん断キーを設けたキー接合タイプ，そして比較用に打継面を有しない一体型タイプの3ケースの接合方法について検討を行う。 （結果） １．耐荷力に関して，一体型タイプとキー接合タイプで実験と同等の評価ができるが，突合せタイプでは実験の耐荷力機構を表現することができない。 ２．解析によって各ケースのひび割れ性状を予測することができる。 ３．主圧縮応力分布を求めることで応力の流れを捉えることができ，実験における破壊メカニズムを説明することができる。
11	プレキャスト・現場打ちコンクリート接合部の曲げ変形・耐荷性能	丹羽穂高，古屋信明，黒田一郎，岡村勝栄	土木学会年次学術講演会講演概要集	第58回V pp521-522	2003	（内容） プレキャスト部材の輸送時の寸法を小さくするにはプレキャスト部材からの鋼材の突出長を出来るだけ小さく，しかも鉄筋の引張力を確実に伝達し得る継手構造の開発が必要となるため，本研究では鋼材突出長を小さくし得る継手構造として，鉄筋のループ構造を利用した方式と，高力ボルトによる結合を試みる方式を提案し，これらを用いた接合部を有する梁供試体の静的曲げ載荷実験を行い，曲げ耐荷特性について検討するとしたもの。 （結果） １．いずれの供試体も，スパン中央付近の引張鉄筋の破断によって終局状態に至った。 ２．継手構造を有する供試体（３種）は，同構造を持たない鉄筋が連続したタイプと同様のＰ－δ曲線を示し，定性的に同等な曲げ耐力性能を発揮している。 ３．最大耐力の面でも供試体間に差が無く，ループ縦置き型およびループ横置き型継手構造，高力ボルト継手構造ともに鉄筋が破断するに至るまで充分鉄筋に引張力を伝達している。 ４．接合部の局部的な変形性状（荷重と接合面開口幅ｗの関係）においても，鉄筋が連続した場合とほぼ同等の性状を示した。
12	重信高架橋の計画と設計（下）	松田哲夫，馬場照幸，紫桃孝一郎，湯川保之	橋梁と基礎	Vol.31,No.1, pp9-14	1997	（内容） 継目部の設計をコンクリート道路橋設計便覧とFIP論文による検証とで満足させ，ウェブキーおよびスラブキーに対して実験検証を行った。 (結果) 接着剤の効果と接合キーの耐力が確認され，安全性の確認を行っている。
13	リブ付きプレキャスト床版の目地強度の研究	若下藤紀，成瀬輝男	橋梁と基礎	Vol.31,No.7, pp33-38	1997	（内容） プレキャスト床版目地部の耐荷力と曲げ合成に関する実験（静的実験と動的実験） 実験パラメータは，継目の無い一体タイプ，接合キーのみのタイプ，床版下方のリブの有無およびﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ導入法（床版内の内ｹｰﾌﾞﾙ，外ケーブル）としている。試験体は，6体。 (結果) １．リブ付きでプレストレスの導入された４タイプの供試体は，リブなしでプレストレスの導入されたタイプや導入されない一体タイプと比較し，耐荷力・曲げ剛性ともに大きいことが確認された。 ２．全般に，プレストレスの導入されたリブ付き目地部は，無筋状態にもかかわらず，応力が適切に伝達されていることが確認された。 ３．プレストレスの外締め効果の是非は，版厚とリブ高の寸法比率により変化するため，特定寸法の供試体により断定はできない。
14	山陽自動車道加古川橋の設計・施工・計測 -プレキャストセグメント工法-	中尾信裕，中前浩，関口富夫，斉藤勉	橋梁と基礎	Vol.31,No.11, pp8-14	1997	（概要） プレキャストセグメント工法を採用した同橋梁の設計・施工・計測に関する報告 (内容) １．設計では，温度荷重作用時を除き設計荷重作用時には引張応力を許容しないとした。継目部の設計では，多段キーを採用し，許容せん断応力度は架設時に15kgf/cm2,終局荷重時に20kgf/cm2としてせん断キーのせん断耐力を算定した。この際，架設時に耐力が不足している箇所に，架設ＰＣ鋼棒を配置して接合面の摩擦抵抗力を増加させて対処した。 ２．計測は，架設時の応力変化（継目部の応力伝達と多段キーのせん断応力分布），実橋載荷試験による上床版継目部の連続性の把握のためのひずみ試験，収縮特性（クリープ・乾燥収縮）を把握するためのコンクリートの物性試験を実施。 ３．セグメントの応力変化は，計測値と解析値の相関が上床版にてγ=0.80，下床版にてγ=0.99との結果を得た。ブロック継目部のせん断応力度分布は，キーのみの負担ではなくウェブ全断面で負担している傾向を掴んだ。上床版の連続性は，測定結果とＦＥＭ解析値との結果からその妥当性の傾向を掴んだ。コンクリートの物性試験（スラブ供試体による）の結果は，初期のクリープ進行は計算値より若干大きめであるが200日以降は良く合致している。

プレキャスト接合文献調査（その３）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
15	日本海沿岸東北自動車道阿賀のかけはしの計画と設計 -プレキャストセグメント工法-	坂本香，諸岡伸， 竹房秀一，岡本裕昭	橋梁と基礎	Vol. 36, No. 4, pp2-6	2002	（概要） プレキャストセグメント工法を採用した同橋梁の計画と設計に関する報告 （内容） １．耐震設計では，橋軸方向の主げたの曲げに対して，発生曲げが初降伏曲げ以下であることの照査のほかに発生局率に着目し，大きな局率の発生によるセグメント目地開きに対する耐力の検討を行い，柱頭部付近は補強のＰＣ鋼材を配置している。 ２．作用断面力として，①死荷重時に作用する主方向のせん断力，②直角方向地震時のせん断力，③直角方向地震時のねじりによるせん断力を考慮し，抵抗せん断力として，④有効プレストレスによる摩擦力，⑤せん断キーで負担するせん断力を考慮し，①と②に対して④にて抵抗させ，③に対して⑤で抵抗させることとした。
16	三瀬陸橋（高耐久性PC橋）の設計と施工（上）	神田昌幸，横山修司， 粟根重年，池田正行	橋梁と基礎	Vol. 37, No. 2, pp21-28	2003	（概要） 塩害環境下のプレキャストセグメント方式ポストテンション２径間単純中空床版橋げた橋の計画と設計に関する報告 （内容） １．計画では，構造物への塩分の付着および浸透を防ぐことを目的として，塩分付着面積の小さくなる閉断面構造とし，狭小な施工ヤードと施工期間の短縮のためプレキャストセグメント工法を採用した。 ２．ひび割れ制御としては，主方向および横方向ともにフルプレストレスとした。 ３．継目部への配慮として，長期耐久性を図るため二重防食を施すとし，炭素繊維シートによる被覆を行っている。 ４．塩害に対する新技術の導入としては，エポキシ被覆塗装鉄筋の使用，表面被覆ＰＣ鋼材の使用，耐蝕シースとして硬質ポリエチレン管の使用を実施している。
17	超高強度繊維補強コンクリートを使用した橋梁 -赤倉温泉ゆけむり橋の施工-	細谷学，今井義明， 安部吉広，信夫榮	橋梁と基礎	Vol. 38, No. 12, pp5-10	2004	（概要） 超高強度繊維補強コンクリートを使用したＰＣ歩道橋の橋梁概要と施工に関する報告 （内容） １．計画では，①河川内への下部工構築が不可，②両橋台の反力を抑える必要があること，③桁高の制限を受ける，④工期が少ない，⑤搬入路となる周辺道路が狭い，といった条件より採用に至る。 ２．設計基準強度は，180N/mm2であり，上・下床版およびウェブともに70ｍｍ，桁高スパン比は約1/40を実現し，従来コンクリートの橋体重量と比較し約1/5に軽量化されている。 ３．セグメントは，ウェブ・下床版のＵ断面と上床版の上下分離構造となっており，橋軸方向のセグメント間は超高強度繊維補強コンクリートを現場打設してスパンケーブル（外ケーブル）の緊張によってプレストレスを導入するＷＪとしている。また，上床版とＵ型断面の桁は，ＰＢＬを用いた接合部に超高強度繊維補強コンクリートを現場打設して接合している。
18	長支間場所打ちPC床版の施工時ひび割れ対策に関する実験検証 -移動型枠を用いたブロック施工時における床版の温度ひび割れ対策-	八部順一，河西龍彦， 西垣義彦，益子博志， 寺田典生，丸山久一， 松井繁之	橋梁と基礎	Vol. 39, No. 6, pp19-28	2005	（概要） 第二東名高速道路における10m級床版を対象に，主に温度ひび割れ対策の有用性と施工時における床版温度やひずみなどを詳細に計測して，検討に使用した解析の妥当性を検証することを目的とし，実物大試験体を製作するとともに，膨張材を検証するため床版厚，セメントの種別，鉄筋の有無，膨張材の有無をパラメータとする1ｍサイズ供試体を16体製作，計測したもの。 （結果） １．実物大試験体の製作を通じ検証の結果，床版厚の厚い10m級床版で暑中施工で早強ポルトを使用し，移動型枠に伴うリバウンドのみならず，隣接径間の床版を施工する際に主桁作用により発生する負曲げの影響まで再現するという条件下において，ひび割れを発生させない場所打ちＰＣ床版の移動型枠施工が可能である。 ２．床版コンクリートの水和熱反応に伴う温度ひび割れ対策として有効と考えられるのは以下のようであり，これらは「長支間場所打ちＰＣ床版・施工マニュアル（案）」にまとめられた。 ①床版コンクリートの配合において，材令初期の収縮補償として膨張材の効果が大きい。 ②床版の施工においては，特に養生に注意を払う必要がある。 ③床版の設計においては，橋軸方向の最小鉄筋量を床版厚に応じて適切に確保するとともに，打継目の新ブロック側には用心鉄筋を配置するのがよい。 ④長支間場所打ちＰＣ床版においては，コンクリートの収縮を拘束する打継目および鋼げたの挙動を充分考慮しなければならない。

プレキャスト接合文献調査（その４）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
1	けた高を制限したプレキャストPCげたの連結構造に関する実験的研究	中村敏之・石田博樹・横田勉・阿部浩幸	コンクリート工学年次論文集	Vol.21，No.3，pp793-798	1999	けた高制限を受ける連結構造について，ＲＣ構造とＰＲＣ構造の曲げ疲労載荷試験を実施した。 ・連結部のプレストレスは，後打ちコンクリート部の曲げ引張抵抗性を大きくすることができる。 ・連結鉄筋の有効性を高めることにより，破壊形態を改善し，じん性が高まる。 ・ひび割れ発生後の剛性を確保するために最小鋼材量を配置しなければならない。
2	プレキャストコンクリート床版のせん断キー継手の耐荷力に関する実験的研究	金閏七・松井繁之・江頭慶三・宮川治	コンクリート工学年次論文集	Vol.21，No.3，pp829-834	1999	ＰＣa床版の橋軸方向継手のせん断キーに着目し，純せん断を与える新しい試験方法を開発した。 ・片持部先端の回転を拘束することにより，はり供試体の継手部で純せん断破壊を再現できた。 ・せん断キーの形状の違いによる明確な差異はない。 プレストレス量が増加するにつれ耐荷力は増加する。 プレストレス2MPa以上では増加は大きくならない。 ・プレストレスが増すとせん断ひび割れ角度は緩やかになる。 ・せん断伝達はくさび効果によるところが大きい。
3	プレキャスト床版の連続化に対するプレストレス量の実験的研究	横山広・佐藤政勝・栗原慎介	コンクリート工学年次論文集	Vol.21，No.3，pp841-846	1999	ＰＣaＲＣ床版を連続一体化させる橋軸方向プレストレス量の設定について，はりによる繰り返し載荷試験と，実物大床版による高サイクル疲労試験を行った。 ・最適プレストレス量は，3N/mm2と推察した。（連続一体化に対して十分なレベル） プレストレス量を低減しても，目地部に炭素繊維シートを接着すれば耐力が向上する。
4	鋳鉄製カップラー接合具とエポキシ樹脂接着剤で接合したＲＣはりの力学的性状	栖原健太郎・森田俊哉・辻幸和	コンクリート工学年次論文集	Vol.21，No.3，pp301-306	1999	鋳鉄製カップラー接合部により接合したＲＣはりの静的載荷試験と低サイクルによる繰り返し載荷の結果について。 ・接合具により接合したＲＣはりは，一体型のＲＣはりと，同等あるいはそれ以上の曲げ耐力を有する。 ・接合部のアンカー筋の端部の存在は，曲げひび割れ幅としての欠点にはならない。 ・エポキシ樹脂剤などで接合面を開かせず，曲げひび割れとして分散させる必要がある。
5	プレキャスト床版用クランプ継手の曲げ・せん断耐荷力と耐久性	石崎茂・松井繁之・金閏七・久保圭吾	コンクリート工学年次論文集	Vol.22，No.3，pp727-732	2000	プレキャスト床版の特殊クランプを用いた新しい継手工法の開発。 ・静的な曲げ・せん断耐荷力はループ継手と比べ遜色ない。 ・上下にクランプを設けた方が，下側のみの場合に比べ，静的曲げ耐荷力は向上する。 ・せん断力の割合が大きい場合，クランプは上下に設ける必要がある。
6	大偏心外ケーブルを用いたプレキャストセグメントPC桁の曲げ性状に関する実験的研究	原健吾・睦好宏史・Aravithan,T・渡辺宗樹	コンクリート工学年次論文集	Vol.22，No.3，pp823-828	2000	大偏心外ケーブル式ＰＣ構造とプレキャストセグメント工法を併用した構造形式の曲げ性状に関する実験。 ・プレキャストセグメント構造と一体打ち供試体では，ほぼ同様な曲げ性状を示す。 ・セグメント接合面にひび割れが集中し，局所変形が生じたため，モーメントの再分配率は，一体打ちよりも大きい。
7	スプライスＰＣ構造に関する実験的研究について	今村晃久・毛利忠弘・天野明子・角田與史雄	コンクリート工学年次論文集	Vol.22，No.3，pp847-850	2000	プレテンション・プレキャスト桁と場所打ちコンクリート部材をポストテンション鋼材で一体化を図ったスプライスＰＣ構造について，曲げとせん断に対する模型供試体を用いた繰り返し載荷実験を行った。 ・ひび割れ発生限界の算定に際し，コンクリートの引張強度の低減係数が必要。 ・打ち継目におけるひび割れ幅の算定は，鋼材の付着特性値ｋを適切に選ぶことにより，土木学会式で推定可能である。 ・終局耐力は，現状の計算手法で対応可能である。 ・ループ継手の耐力的効果が認められない。
8	壁式ＰＣａ構造基礎ばり鉛直接合部のコッター筋の接合方法	新井勇作・望月一浩・筏井文隆・小林克巳	コンクリート工学年次論文集	Vol.22，No.3，pp937-942	2000	壁式ＰＣa構造におけるＰＣa基礎ばり部材同士を接合する鉛直接合部コッター筋を重ね継手。 ・せん断破壊が先行する限り，溶接継手をループ継手と同等以上の性能を確保できる。
9	モルタル充填式継手で接合したプレキャスト部材接合部の水密性	小野修司・丸山久一・笹谷輝勝・平野勝識	コンクリート工学年次論文集	Vol.23，No.3，pp565-570	2001	接合面上下に設けた溝状のコッターに無収縮モルタルを充填して止水剤とする工法の提案。 ・透水性は通常の打ち継ぎ部と同等で，拡散係数は 6.4×10-2cm2/secであった。 ・断面に２条のコッターを設けた場合，片側目地にひび割れが発生しても，残りの目地が健全であれば止水効果が期待できる。
10	異種の機械式継手を併用したプレキャスト部材接合部の力学的性状	小野修司・丸山久一・笹谷輝勝・平野勝識	コンクリート工学年次論文集	Vol.23，No.3，pp685-690	2001	２種類の異なる機械式継手用スリーブを埋設した大型プレキャスト部材を対象とした部材接合工法。 ・一体型と比較して初期剛性はやや低下するが，降伏耐力は同等である。 ・接合鉄筋の鋼種変更が可能である。 ・プレキャスト部材の接合部の降伏後の変形挙動を評価できた。

プレキャスト接合文献調査（その４）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
11	高強度鋼繊維補強材料で接合されたプレキャストコンクリートはりの曲げ挙動	吉武謙二・田中博一・栗田守朗・塩屋俊幸	コンクリート工学年次論文集	Vol.23, No.3, pp859-864	2001	高強度鋼繊維補強モルタルを継手部に使用した場合。 ・重ね継手長は，圧縮強度130N/mm2のＣＲＣ（混入率3%）で10ｄ，圧縮強度65N/mm2のＳＦＲＣ（1%）で15ｄ。 ・突き合わせ継手では定着長が10ｄで，ＣＲＣ（混入率3%）の添筋付き，ＣＲＣ（混入率6%）では，良好な継手性能が得られた。 ・重ね継手部の最大平均付着応力は，角陸式による付着割裂強度に対して，鋼繊維の混入されていない材料の場合では1.4倍以上，混入されている材料の場合では2.2倍大きい。
12	スプライスＰＣ構造の継手構造に関する研究	今村晃久・松岡篤・天野明子・角田與史雄	コンクリート工学年次論文集	Vol.23, No.3, pp865-870	2001	スプライスＰＣ構造のループ継手の定量的検証。 ・耐荷力は，継手種類による影響は見られない。 ・継手部鉄筋と左右の歪分布について，ループ継手を集中配置する場合には重ね継手との明瞭な差が生じる。 ・アンクラック継手は，150～300㎜のループサイズに関して，打ち継目の歪を左右に分散させる効果がある。 ・打ち継目のひび割れ発生荷重は，計算値に対して 重ね継手とループ継手 81%，アンクラック継手 97%
13	外ケーブル方式を用いたセグメントＰＣ桁のせん断破壊性状	細田暁・小林薫・木野淳一	コンクリート工学年次論文集	Vol.24, No.2, pp589-594	2002	外ケーブル方式を用いたＰＣ桁のせん断破壊性状について。 ・外ケーブルの補強で，せん断耐力は大きく向上する。 プレストレスだけでなくフランジの影響もある。 ・セグメント形式は，一体打ちとほぼ同じ破壊荷重となった。 ・主鉄筋の分割や，主鉄筋がないことにより，曲げひび割れが局所化する。 斜めひび割れが発生しにくくなるが，部材のたわみは大きくなる。 ・せん断補強筋を配置することで，破壊荷重が大幅に改善する。
14	ＨＥＭ鉄筋継手の性能評価と同継手で接合したプレキャストＲＣスラブの力学的挙動	石川喬士・原田哲夫・永藤政敏・久野俊文	コンクリート工学年次論文集	Vol.24, No.2, pp703-708	2002	定着用膨張材（ＨＥＭ）を用いた鉄筋継手について。 ・引き抜き試験の結果，A級，Sと評価できる。 ・鋼管スリーブの膨張に伴う鋼管軸方向のひび割れを防止するために，厚さ2㎜のゴムシートの巻きつけが有効である。 ・接合部を持たない一体型のＲＣスラブと同等の曲げ耐力を有する。 ・接合面の接着剤は，エポキシ樹脂が適する。 ・せん断耐力性能試験を行い，コーン破壊について，計算値の２倍程度の耐力がある。
15	フープクリップ継手に及ぼす周辺コンクリートと接合筋間隔の影響	持田哲雄	コンクリート工学年次論文集	Vol.24, No.2, pp757-762	2002	フープクリップ継手により接合するフルＰＣa床工法について。 ・接合部の諸耐力に大きな影響を及ぼす要因は，後打ちコンクリートの種類であり，20㎜以下の接合筋配置誤差による影響はほとんど認められなかった。 ・接合筋がD10の場合，後打ちコンクリートとして設計基準強度21N/mm2以上の普通コンクリート，あるいは，軽量コンクリート１種を使用すれば，継手部は，接合部破壊を伴わずに接合筋の降伏耐力以上の引張耐力を発揮できる。 ・接合筋がD13の場合，接合部破壊を伴わずに継手部が接合筋の降伏耐力以上の引張耐力を発揮するためには，後打ちコンクリートとして，設計基準強度30N/mm2以上の普通コンクリートを使用する必要がある。
16	接合部を有するＰＣ梁のねじり載荷試験と有限要素法解析	何海明・清宮理・白済鉉・増田明仁	コンクリート工学年次論文集	Vol.25, No.2, pp709-714	2003	ねじりを受けるＰＣはりの力学的挙動について，静的ねじり載荷試験を行った。 ・プレストレス量が増加すると，ねじり耐力は14～26%上昇した。接合部有り試験体にはより効果的であった。 ・接合部を有するＰＣ 梁のねじり耐力は接合部無しのＰＣ 梁より低かった。低下率はプレストレス量0 N/mm2で付着無しの場合は接合部無しのＰＣ 梁耐力の2～3 割程度で，プレストレス量0 N/mm2 で付着の場合は5 割程度で，プレストレス量有りで付着無しの場合は5～6 割であった。 ・アンボンドＰＣ 梁はボンドＰＣ 梁より，最大荷重と鋼材のひずみ量が小さく，力学的に性能が落ちた。
17	高強度モルタルコッターを有する部材接合部のせん断特性	平野勝識・松岡智・丸山久一・土屋智史	コンクリート工学年次論文集	Vol.25, No.2, pp781-786	2003	接合面に継手充填用の高強度モルタルによるコッターを形成したせん断耐力について。 ・接合面にせん断力を受けた場合，最大せん断耐力はかぶりの剥離で決定されると推定された。 ・せん断耐力を評価するにあたり，既存の接合部に関する設計式では，評価することが困難である一方で，有限要素解析を適用することで，変形・損傷状況をほぼ把握することが可能となる。

プレキャスト接合文献調査（その４）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
18	ユニット化したコッターを設けたプレキャスト合成床版の構造性能に関する実験	新井勇作・筏井文隆・松本芳紀・小林克巳	コンクリート工学年次論文集	Vol.25, No.2, pp799-804	2003	ユニット化したコッター型枠を使用したＰＣａ合成床版の構造性能について。 ・許容せん断力にてＲＣ 規準に則って設計を行えば合成スラブの面内せん断力の伝達は十分であり，ＲＣ表-10諸耐力(kN・cm)一体打ちスラブと同様な構造性能を有することが確認できた。 ・短辺方向のＰＣ 板同士のジョイント部は重ね継ぎ手60ｄを確保すれば二方向スラブとしての設計も可能であることがわかった。
19	曲げモーメントを受けるプレキャスト・場所打ちコンクリート接合部材の力学特性	丹羽穂高・黒田一郎・古屋信明・松葉美晴	コンクリート工学年次論文集	Vol.25, No.2, pp823-828	2003	ループ状の鉄筋を用いる継手構造や，鋼板や高力ボルトを用いた継手構造について。 ・ループ鉄筋を用いた継手構造，および鋼道路橋に関連した諸規定に従って設計された鋼板と高力ボルトによる継手構造では，耐荷特性，変形性状の両面で良好な性能を発揮しうる。 ・ＰＣａ 部材からの鋼材突出長を従来の重ね継手よりも小さく押さえた接合部の実現が可能になると期待される。
20	ユニット化したコッターを設けたプレキャスト合成床版の長期際荷実験	佐藤克弥・筏井文隆・松本芳紀・小林克巳	コンクリート工学年次論文集	Vol.25, No.2, pp829-834	2003	ユニット化したコッターを設けたプレキャスト合成床板の持続荷重に対する性能を確認。 ・載荷364 日経過時点で，本合成スラブはたわみ，ひび割れ幅，打継ぎ面のズレ，開き等のデータは殆んど収束しており，ほぼ最大値に達しているものと思われる。 ・ＲＣ 一体打ちスラブと同等の性能を有し，ＲＣ規準に則って設計して問題ないと考えることができる。
21	長ボルト式継手を用いたプレキャスト床版の疲労性能に関する実験的研究	吉田健太郎・大野俊夫・坂井吾郎・本田智昭	コンクリート工学年次論文集	Vol.26, No.2, pp751-756	2004	フルプレキャスト床版の継手に，現場でのコンクリート打設の必要としない長ボルト式継手について。 ・継手曲げ疲労試験では，設計荷重作用時の曲げモーメントによる200 万回繰返し，および引き続き行った許容曲げモーメントによる500 万回繰返しに対してもボルトの破断はなく，長ボルト式継手は十分な耐疲労性能を有していることを確認した。 ・疲労試験後の静的曲げ耐力は，疲労試験を行わずに静的曲げ試験を行った試験体と同等であることを確認した。 ・ボルトを外ケーブル方式でモデル化した非線形ファイバーモデルを用いた解析により，静的曲げ試験の荷重と変位の関係を精度良く再現することが可能である。 ・コンクリートを被締結体とした引張接合方式である長ボルト式継手は，ボルトに適切な締結力を導入して変動応力を小さくすることで，十分な耐疲労性能を確保できることを確認した。
22	ＨＥＭを用いたＰＣ緊張材の中間定着と定着機構に関する研究	久保田慶太・原田哲夫・生田泰清	コンクリート工学年次論文集	Vol.26, No.2, pp847-852	2004	定着用膨張材を用いたＨＥＭ定着具。 ・超高強度コンクリートの引張強度は，土木学会の圧縮強度に基づく推定式の適用範囲を広げることによって，算定可能である。 ・超高強度コンクリートについても，モール・クーロン説に基づいてせん断強度が推定可能である。ただし，圧縮応力が作用する場合については別途検討が必要である。 ・本検討の範囲内では，土木学会の設計式，ならびにエポキシ樹脂の接着力とせん断キーのせん断強度を考慮した中條らの提案式を用いることによって，せん断伝達耐力を推定することができると言える。
23	重ね継手を用いたプレキャスト部材の接合に関する基礎的研究	井手隆博・畑実・金輪岳男・矢村潔	コンクリート工学年次論文集	Vol.27, No.2, pp601-606	2005	鉄筋ＲＣ ＰＣａ部材を現場で接合する際の主鉄筋の継手工法として鉄筋の重ね継手を接合部に形成する工法について。 ・主鉄筋径が大きくなるほど一体供試体の場合と同一の強度を発揮するのに必要な重ね継手長さの対鉄筋径比が大きくなるとともに，塑性変形能力が低下する。 ・重ね継手部をシース等でわずかに拘束すると重ね継手の性能を向上させるのに効果がある。 ・重ね継手部の充てん材に超高強度モルタルを用いると，重ね継手の性能がかなり改善される。

プレキャスト接合文献調査（その４）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
24	プレキャスト部材の突合せ接合についての力学挙動に関する検討	本田智昭・古市耕輔・吉田健太郎・中川雅由	コンクリート工学年次論文集	Vol.27, No.2, pp607-612	2005	シールドセグメントの継手に用いられる突合せ構造について。 ・betongelenke の理論では，継手部の圧縮応力の影響範囲を桁高と同等であると仮定しているが，実際にはスパンや軸力，作用曲げモーメントによって，圧縮応力の影響範囲は変化しており，その仮定は実現象と一致しないことが認められた。 ・回転ばね定数は，目開き発生以後理論値に比べ実験値が小さくなる傾向が認められた。 ・回転ばね定数を実験により設定する場合，目開きの測定間隔や測定方法が影響することが確認された。 ・継手面の接触状況は，試験体レベルでマッチキャストによる製作を行っても，収縮などにより不陸が避けられないことが確認された。
25	U型ハーフプレキャスト部材を用いた合成梁の曲げ性状について	服部尚道・増田芳久・得能達雄・玉井真一	コンクリート工学年次論文集	Vol.21, No.3, pp781-786	1999	U型ハーフプレキャスト部材を用いた合成梁の曲げ性状について。 ・打ち継面の凹凸による合成梁の一体性が，部材降伏以降，終局状態まで確保できた。 ・提案手法により算出した鉄筋応力度を用い，コンクリート標準示方書[設計編]のひび割れ幅算定式により算出したひび割れ幅の解析値は，実験地と同様な傾向を示すもののやや安全側の値を示した。
26	モルタル充填式継手を有する鉄筋コンクリート部材の力学的性状	筏井文隆・小林克巳・阿瀬正明・虻川真大	コンクリート工学年次論文集	Vol.21, No.3, pp805-810	1999	モルタル充填式継手（スリーブ継手）を用いたＰＣａ部材内のスリーブを含む主筋の付着性状について。 ・主筋が降伏する以前では，スリーブにも付着が存在し，主筋付着応力にすると，鉄筋なみの付着力がある。
27	せん断破壊性状の違いから見たプレキャスト接合部における目粗しとシアキーの大きさの境界	香取慶一・林静雄	コンクリート工学年次論文集	Vol.21, No.3, pp853-858	1999	目粗しとシアキーの大きさの上での境界について。 ・目粗しと認識される粗さ処理を施された接合面は，せん断力を受ける場合に接合面の凹凸の側面圧壊が生じる。
28	高強度材料が接合面におけるせん断力伝達性能に与える影響の評価	河野進・長尾奈宣・田中仁史	コンクリート工学年次論文集	Vol.22, No.3, pp901-906	2000	接合筋を介して接続されたコンクリート接合面が，繰り返して直接せん断力を受ける場合のせん断力と滑りの履歴特性。 ・接合面の粗さは，滑りに伴って変化する開き量に影響を与える。 ・ダウエル作用により伝達されるせん断力は，コンクリート強度に影響を受けなかった。 ・平滑仕上げのように大きな開きを伴わない場合には，ダウエル作用によるせん断力を大渕式で予想できる。 ・開きやせん断力との相関が認められなかった。
29	せん断キーを有する継手部におけるせん断耐荷力および疲労特性に関する実験的研究	金間七・松井繁之・佐藤崇・袴田文雄	コンクリート工学年次論文集	Vol.22, No.3, pp919-924	2000	ＰＣａ床版の橋軸方向にプレストレスを与えた場合のせん断キーについて。 ・プレストレス量によってせん断キー継手のせん断疲労耐久性は向上する。 ・大きい疲労載荷荷重領域で，疲労寿命化が増加する。 ・プレストレス量によって疲労によるひび割れパターンが変化する。 ・橋軸方向鉄筋の端部をせん断キー継手部分の内部に伸ばすと疲労耐久性が向上する。 ・配力鉄筋を囲い筋的形状にすると，疲労耐久性は向上する。
30	モルタル充填式継手を用いたＰＣａ部材における集約せん断補強筋の付着割裂耐力向上効果に関する実験研究	筏井文隆・小林克巳・阿瀬正明・虻川真大	コンクリート工学年次論文集	Vol.22, No.3, pp931-936	2000	モルタル充填式継手を用いたＰＣａ部材の付着割裂耐力向上効果について。 ・主筋降伏以前において，集約補強筋量に応じて付着割裂耐力が増加する。 ・集約補強鉄筋量が多くなると，均等配筋した部材ほど付着割裂耐力は増加しない。
31	プレキャストＲＣ部材接合面におけるせん断抵抗要素の複合効果	中野克彦・原田佳政・坂井栄典・松崎育弘	コンクリート工学年次論文集	Vol.23, No.3, pp679-684	2001	接合筋のダボ抵抗，シヤキーの直接せん断抵抗および摩擦抵抗を取り上げた。 ・付着抵抗を除く個々の抵抗要素の負担力を定量的に把握した。 ・異なる構成則を持つせん断抵抗要素の累加方法は，接合面に軸力が生じる場合にも，個々の構成則の変形適合を考慮した累加方法で評価できる。
32	シアキーと接合幅を有するＰＣａ構造接合部のせん断伝達に関する研究	斉煒・槇谷榮次・水上明	コンクリート工学年次論文集	Vol.24, No.2, pp697-702	2002	ＰＣａ 接合部のせん断伝達性能に着目し，シアキーを有する試験体に対して変位制御で実験を行った。 ・接合幅を有するＰＣａ 接合部試験体に対して，接合幅の違いによって，せん断耐力は著しく変動する。 ・接合幅により破壊性状が異なり，接合部斜めひび割れ破壊によって最大耐力は与えられる。 ・ジョイント接合部の圧縮ストラット機構を提案し，これより導かれた評価式は，実際の耐力をよく表わしていると判断される。

プレキャスト接合文献調査（その４）

No.	文献名	著者名	出典図書名	巻号頁	出版年	概要
33	形状の異なる打継ぎ面を有する鉄筋コンクリート部材の非線形解析	喜多俊介・三木朋広・松尾真紀・二羽淳一郎	コンクリート工学年次論文集	Vol.24，No.2，pp709-714	2002	打継ぎ面を有するＲＣ 部材間の接合方法を3 通りに変化させた静的単調2 面せん断試験。 ・2 次元及び3 次元非線形FEM 解析により，一体型タイプ及びキー接合タイプの実験と同様の荷重－変位傾向を示すことができた。しかし，突合せ接合タイプでは，実験の耐荷力機構を表現することができなかった。 ・一体型タイプ，及びキー接合タイプにおいて，3 次元解析によって，実験と同様のひび割れ性状を予測することができた。 ・主圧縮応力分布を求めることで，一体型タイプ，キー接合タイプの圧縮力の流れを確認することができ，実験におけるひび割れ性状の違いを説明することができた。また，突合せタイプにおいて，ずれ止め筋の影響が顕著に現れることが確認できた。
34	コンクリート部材の一体化に関する実験的研究	川口哲生・二羽淳一郎・喜多俊介・村田裕志	コンクリート工学年次論文集	Vol.24，No.2，pp715-720	2002	プレキャストＲＣ 部材を対象に，複数のコンクリート部材を合理的に一体化させるために，接合方法を3 通りに変化させた２面せん断試験を行った。 ・突合せ接合タイプは，一体型タイプに比べて，耐荷力は1/3 程度まで低下する。しかしながら，せん断キーを導入したキー接合タイプでは，一体型タイプと同等の耐荷力が得られることが確認された。 ・突合せタイプの剛性は，一体型タイプに比べ大きく低下するが，キー接合タイプは，一体型タイプに比べて，若干の低下にとどまることが確認された。 ・本研究の範囲内では，突合せタイプの試験体は，接合面で局所的にずれ破壊するのに対し，一体型，キー接合型は同様に，ウェブ部が圧壊して破壊に至ることが確認された。 ・一体型タイプとキー接合タイプでは，同様にずれ止め筋のひずみが大きく出ることから，いずれも一体化していると判断される。
35	ＰＣａ構造接合部における接合幅のせん断伝達に与える影響	斉煒・槇谷榮次・伊藤嘉則	コンクリート工学年次論文集	Vol.25，No.2，pp787-792	2003	ＰＣａ 接合部のせん断伝達性能に着目し，シアキーを有する試験体に対して変位制御で直接せん断実験を行った。 ・接合幅を有するＰＣａ 接合部では，接合幅の違いによって，せん断耐力は著しく変動する。 ・接合幅により破壊性状が異なり，接合部に生じる斜めひび割れによって最大耐力は与える。 ・ジョイント接合部において圧縮ストラット機構を提案し，これより導かれた評価式は，実際の耐力をよく表わしていると判断される。
36	高強度高靭性セメント系複合材料を用いたＰＣａ構造接合部におけるせん断伝達	斉煒・槇谷榮次・伊藤嘉則	コンクリート工学年次論文集	Vol.26，No.2，pp745-750	2004	接合幅とシアキーを持つＰＣａ 接合部に対して変位制御による直接せん断実験を行った。 ・高強度コンクリート及び高強度接合筋の使用によって，せん断耐力の増加が認められた。 ・接合部に繊維入りモルタル材料を用いた試験体は，接合幅0mm を除き，同強度試験体より1 割以上耐力を増加するが認められた。 ・ジョイント接合部において，繊維モルタルのひずみ硬化特性を用いて，圧縮ストラット機構が提案された。
37	せん断キーを有する超高強度コンクリートプレキャスト部材のせん断伝達耐力	盛田行彦・一宮利通・平陽兵・日紫喜剛啓	コンクリート工学年次論文集	Vol.26，No.2，pp763-768	2004	自己収縮を低減させた圧縮強度150N/mm2 レベルの超高強度コンクリートをプレキャスト部材に適用する場合を想定し，せん断キーとエポキシ樹脂を用いた継目のせん断伝達耐力を定量的に評価した。 ・超高強度コンクリートの引張強度は，土木学会の圧縮強度に基づく推定式の適用範囲を広げることによって，算定可能である。 ・超高強度コンクリートについても，モール・クーロン説に基づいてせん断強度が推定可能である。ただし，圧縮応力が作用する場合については別途検討が必要である。 ・本検討の範囲内では，土木学会の設計式，ならびにエポキシ樹脂の接着力とせん断キーのせん断強度を考慮した中條らの提案式を用いることによって，せん断伝達耐力を推定することができると言える。

コンクリート表面粗度に関する論文

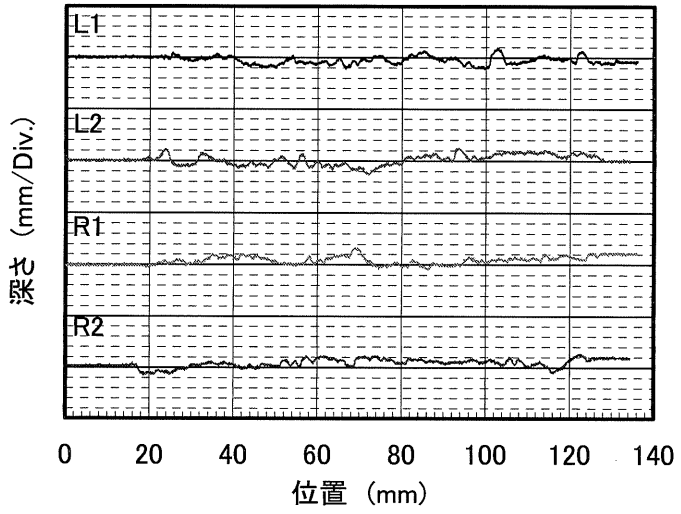
No.	文　献　名	著 者 名	出典図書名	巻 号 年	要　旨
1	３次元計測装置を用いたｺﾝｸﾘｰﾄ表面粗度の定量化と付着特性に関する研究	松田浩 他	ｺﾝｸﾘｰﾄ工学年次論文報告集	Vol.23 No.3 2001	ﾚｰｻﾞ光線とCCDｶﾒﾗを利用した可搬・非接触型3次元計測装置を開発した。本装置を用いて，ｺﾝｸﾘｰﾄ表面の凹凸形状を計測し，表面粗度の定量化法について検討するとともに，付着強度試験を行い，表面粗度と付着強度との関連性について検討した。
2	ﾎﾟﾘﾏｰｾﾒﾝﾄﾓﾙﾀﾙの曲げ付着特性	高瀬誠司 栗原哲彦 他	土木学会年次学術講演会概要集	第55回 V 2000	ﾎﾟﾘﾏｰｾﾒﾝﾄﾓﾙﾀﾙの付着強度は，剥落防止の為の重要な性能である。この付着強度は，使用材料固有の付着強度だけではなく，付着面の表面処理方法にも大きく影響を受ける。付着面の粗さを定量的に評価すると同時に，曲げに対する付着性状を，曲げ付着強度，引張軟化曲線，破壊ｴﾈﾙｷﾞｰを用いて評価し，ﾎﾟﾘﾏｰｾﾒﾝﾄﾓﾙﾀﾙの曲げ付着性状を相対的に評価した。
3	ｺﾝｸﾘｰﾄの破断面の表面積とﾌﾗｸﾀﾙ次元	国枝稔 栗原哲彦 他	土木学会年次学術講演会概要集	第53回 V 1998	表面の粗さを定量化するﾊﾟﾗﾒｰﾀは数多く存在するが，それらの適用範囲等を把握して使用することは重要である。ﾌﾗｸﾀﾙ性を有すると予想されるｺﾝｸﾘｰﾄの破断面の表面粗さを表面積およびﾌﾗｸﾀﾙ次元を用いて定量化し，これら２つのﾊﾟﾗﾒｰﾀの適用性について検討した。
4	ｺﾝｸﾘｰﾄ打継部における表面処理粗さの定量化と付着性状の評価	栗原哲彦 他	ｺﾝｸﾘｰﾄ工学年次論文報告集	Vol.20 No.2 1998	打継部の付着性状に影響を及ぼす表面処理粗さを，ｽﾍﾟｸﾄﾙあるいはﾌﾗｸﾀﾙ次元により定量化し，打継部の付着性状との関係について検討した。その結果，表面粗さをﾊﾟﾜｰｽﾍﾟｸﾄﾙにより評価した場合，その凹凸面がどの長さの波長により構成されているかを相対的に判断できることを明らかにした。ﾌﾗｸﾀﾙ次元を用いた場合，表面粗さを定量的に評価できるとともに，ﾌﾗｸﾀﾙ次元の増加に伴い曲げ強度および破壊ｴﾈﾙｷﾞｰも増加する傾向にあることを明らかにした。
5	超遅延剤を用いたｺﾝｸﾘｰﾄの表面粗さ評価と打継目強度に関する研究	金子林爾 他	ｺﾝｸﾘｰﾄ工学年次論文報告集	Vol.19 No.1 1997	ｺﾝｸﾘｰﾄ打継ぎ部の強度を高める方法について，硬化前に超遅延剤を散布して表層部を除去するｸﾞﾘｰﾝｶｯﾄでの打継ぎ部の表面粗さが強度にどのように影響するかを検討する。この表面粗さは細砂拡大による平均きめ深さと，ﾚｰｻﾞｰ変位ｾﾝｻｰでの測定で求め，その評価について検討する。そして，表面粗さと直接二面せん断強度，引張強度について実験的に検討する。
6	滑り変位の増大にともなうｺﾝｸﾘｰﾄ接合面の表面粗さの破壊の進行と接合面せん断挙動との関係に関する研究	香取慶一 他	ｺﾝｸﾘｰﾄ工学年次論文報告集	Vol.20 No.3 1998	ﾌﾟﾚｷｬｽﾄ水平接合部において，接合面粗さの破壊（凹凸の崩れ）が進行すると思われる接合面滑り変位が概ね6mm以下の領域での，載荷せん断力や目開き変位の挙動の特性を明らかにすることを目的とした。その結果，①接合面滑り変位が1.5mm程度までなら接合面粗さ評価値とｺﾝｸﾘｰﾄ強度で載荷せん断力を推定可能である，②試験体の目開き変位は接合面の粗さの状態によってその挙動が大きく左右される，③目開き変位の観点から刷毛引き程度の接合面の粗し方と平滑な接合面とはほぼ差異がなく，その両者と高さ5mmの山形の凹凸を施した鋼板押し付け試験体では異なる挙動を示す，ことがわかった。

No.	文　献　名	著者名	出典図書名	巻 号 年	要　旨
7	ｺﾝｸﾘｰﾄ打継ぎ面に直交する鉄筋の挙動と打継ぎ面粗さの関係に関する研究	香取慶一 乗物丈巳 他	ｺﾝｸﾘｰﾄ工学年次論文報告集	Vol.19 No.2 1997	ｺﾝｸﾘｰﾄ打継ぎ面に直交する鉄筋と打継ぎ面の粗さがせん断伝達に及ぼす影響に関して，研究を行った。溝切り鉄筋を直交鉄筋に採用して貼付した歪みｹﾞｰｼﾞの影響を排除し，またｺﾝｸﾘｰﾄを逆打ちすることで打継ぎ面に不純物が生成しない様にした。この結果，最大耐力と打継ぎ面の表面粗さとの相関は弱いが，滑り変位を限定した場合はその耐力と打継ぎ面粗さに強い相関があること，せん断摩擦で負担されるせん断力が，打継ぎ面粗さで評価可能であることを示した。
8	ｺﾝｸﾘｰﾄ打継面における粗面粗さとせん断伝達に関する実験的研究	牛垣和正 香取慶一 他	ｺﾝｸﾘｰﾄ工学年次論文報告集	Vol.18 No.2 1996	ｺﾝｸﾘｰﾄ打継面のせん断抵抗機構として考えられる，外部圧縮力による摩擦効果と鉄筋応力による摩擦効果を明確にすることを目的に研究を行った。まず，ｺﾝｸﾘｰﾄの表面粗さをﾚｰｻﾞｰ式変位計で測定し，十点平均粗さ，中心線平均粗さ，負荷値などの評価方法を用いて表面粗さの数値化を試みた。次に，評価した上でせん断実験を行った。また，既往の実験ﾃﾞｰﾀの再検討も行い，ｱｸﾃｨﾌﾞ・ﾊﾟｯｼﾌﾞ摩擦効果について考察した。
9	ｺﾝｸﾘｰﾄ打継ぎ面における粗面粗さの評価とせん断伝達能力に関する実験研究	槇谷貴光 香取慶一 他	ｺﾝｸﾘｰﾄ工学年次論文報告集	Vol.17 No.2 1995	ｺﾝｸﾘｰﾄ表面粗さ測定方法と評価方法を提案し，同時に行ったせん断実験から得られた最大耐力と，表面粗さの評価値の関係を導いた。その結果，粗さ評価値に比例して最大耐力とも上昇する傾向が認められ，粗さ評価値，軸力，ｺﾝｸﾘｰﾄ強度をﾊﾟﾗﾒｰﾀｰとして付着力，摩擦力に関する式を提案した。
10	ｺﾝｸﾘｰﾄ打継ぎ面の界面粗さの評価方法	武井一夫	日本建築学会構造系論文集	No.455 1994	打継ぎ部でのせん断は付着力や摩擦等によって分担され，その割合は界面の状態によって異なり，粗さに起因する力学的な特性については充分に解明されていない。打継ぎ面の粗さの形状について，JIS B 0601 の二手法および自乗平均粗さ・ﾌｰﾘｴ振幅値（最大値の比）により評価を試み，その粗さの評価とせん断強度との関係を比較し，ｺﾝｸﾘｰﾄの打継ぎ面の粗さに適用できる評価方法について検討した。

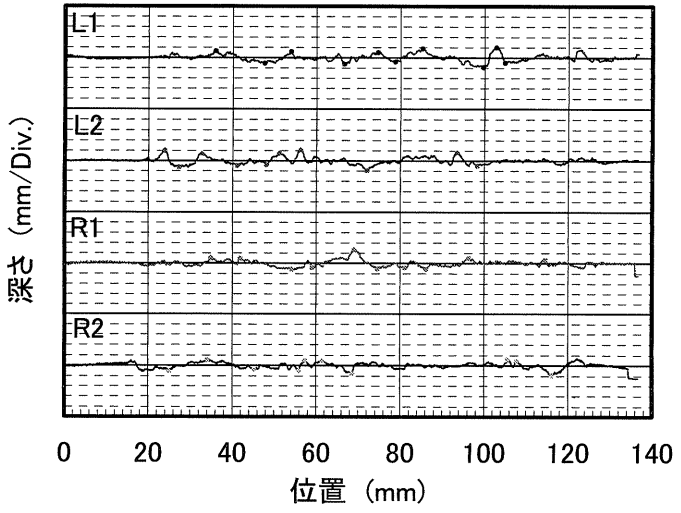
No.	文　献　名	著 者 名	出典図書名	巻 号 年	要　旨
1	ﾊﾟｰﾌｫﾎﾞﾝﾄﾞﾘﾌﾞ接合の側面かぶりの影響と引抜き耐力について	忽那幸浩 奥野博敏 白谷智之 蛯名貴之	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄ	Vol.47 No.5 2005	押抜き実験 ①PBLの縁端距離が少ない場合は，せん断耐力が低下する。また，PBLの縁端距離が少ない接合形式を用いる場合，安全率が1.3倍程度確保できるようにはPBL土木学会式を低減する必要がある。 ②孔の形状をU形にした場合は，引抜き（ｱｯﾌﾟﾘﾌﾄ）の拘束機能をゆうしていないことがわかった。このため実際の橋梁に用いた場合は，首振りﾓｰﾒﾝﾄに対する抵抗性がない。 ③孔の形状をﾌﾗｽｺ形にした場合は，引抜き（ｱｯﾌﾟﾘﾌﾄ）の拘束機能および十分なせん断耐力も有している。 引抜き実験 ①ﾌﾗｽｺ形PBLの引抜き耐力は円形PBLの75%程度であり，この値はEUROCODE 4　PART 1が合成桁橋のずれ止めに要求した規定，すなわち終局せん断耐力の0.1以上の引抜き強度（ｱｯﾌﾟﾘﾌﾄ強度）を十分満足している。 ②PBL土木学会式による終局せん断耐力の1/3（使用限界荷重相当値）と同程度の引抜き力の作用時には鉛直変位（引抜き変形）は発生せず，十分な剛性を有していた。 ③貫通鉄筋の効果は上述の使用限界荷重相当値を超えた時点より現れた。したがって，設計上必要な引抜き力は，ｺﾝｸﾘｰﾄのﾀﾞｳｴﾙ作用のみで十分発揮できることがわかった。
2	ｺﾝｸﾘｰﾄ打継部のせん断付着性状に関する研究	松田浩 他	土木学会年次学術講演会概要集	第58回 V 2003	ｺﾝｸﾘｰﾄ打継部を対象として，種々の表面処理工法により施工されたｺﾝｸﾘｰﾄ凹凸面を三次元計測装置を用いて計測し，いくつかの指標を用いて凹凸形状を定量化するとともに，せん断試験を実施し，これらの評価結果とｺﾝｸﾘｰﾄ打継部のせん断付着性状との関係を明らかにすることを目的とした。
3	複合橋梁における鋼・ｺﾝｸﾘｰﾄ間ずれ止めのせん断特性に関する実験的研究	大野紘一	土木学会年次学術講演会概要集	第58回 V 2003	近年，橋梁の合理化の一環として鋼少数主桁橋の建設が増加してきている。中でも２主桁橋は主桁間隔が大きくなるため，鋼・ｺﾝｸﾘｰﾄ接合部分のずれ止めには橋軸方向の桁の曲げによる水平せん断力と，橋軸直角方向の床版のたわみ変形に伴う曲げﾓｰﾒﾝﾄが働く，その結果，ずれ止めは水平せん断力と同時に曲げﾓｰﾒﾝﾄによる上下方向のｱｯﾌﾟﾘﾌﾄ力を受けることになる。よって本研究では，２種類のずる止めをﾓﾃﾞﾙ化した供試体を製作し，せん断力および曲げﾓｰﾒﾝﾄを考慮したせん断試験を行い，ずれ止めのせん断特性を比較した。
4	外ｹｰﾌﾞﾙを用いたﾌﾟﾚｷｬｽﾄｾｸﾞﾒﾝﾄ桁のせん断耐力に関する実験的研究	大塚久哲	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄ	Vol.45 No.3 2003	全外ｹｰﾌﾞﾙを用いたｾｸﾞﾒﾝﾄ工法におけるせん断実験例は少なく，とくに曲げとせん断が最大となる中間支点付近での実験例はない。この中間支点付近においては，垂直せん断破壊が生じる恐れがあり，せん断耐荷力が大きく低下することが予想される。この点に着目してせん断実験を行い，その結果によりﾌﾟﾚｷｬｽﾄｾｸﾞﾒﾝﾄ工法に外ｹｰﾌﾞﾙを採用した場合の設計・施工上の提案を行うものである。

No.	文　献　名	著 者 名	出典図書名	巻 号 年	要　旨
5	ｱﾝｸﾞﾙｼﾞﾍﾞﾙの水平せん断ずれ性状および疲労強度に関する実験的研究	井ヶ瀬良則 他	土木学会年次学術講演会概要集	第57回 V 2002	ｱﾝｸﾞﾙｼﾞﾍﾞﾙ接合構造の合理的な設計法を提案するための基礎ﾃﾞｰﾀの構築を目的とし，橋軸方向静的押抜きせん断試験および疲労試験の結果報告。なお比較のため，ｽﾀｯﾄﾞｼﾞﾍﾞﾙ接合構造についても押抜きせん断試験および疲労試験を併せて実施している。
6	SGｼﾞｮｲﾝﾄの開発（その２） -継手挿入・引張試験とせん断試験-	西川和良 他	土木学会年次学術講演会概要集	第57回 V 2002	SGｼﾞｮｲﾝﾄの継手挿入・引張試験およびせん断試験結果についての報告
7	凝結遅延剤を塗布したｼｰﾄを用いて目荒しした打継目のせん断強度	川島宏幸 平田隆祥 十河重幸	土木学会年次学術講演会概要集	第52回 V 1997	凝結遅延性能が長期間継続し，耐水性を付与させた凝結遅延ｼｰﾄを用いる打継ぎ処理工法を開発し，今回は，より精度の高い簡易一面せん断試験により，この工法を用いて処理された打継ぎ部の一体性をせん断強度の絶対値で評価することを目的に実験を行った。
8	光弾性実験によるｺﾝｸﾘｰﾄのせん断試験様供試体の主せん断応力分布	浅井貞重	ｺﾝｸﾘｰﾄ工学年次論文報告集	Vol.14 No.1 1992	通常のせん断試験における主せん断応力の分布を光弾性実験で求め，次の結論を得た。 ①試験片が等方性材料で出来ているとした場合，せん断亀裂の伝播は特定の面要素や応力の方向を指定したτxyやτxzなどでなく，主せん断応力の大きい処へと順次に進行すると考えられる。かかる場合を想定し，せん断面が弾性であるとしたときの主せん断応力の不均一性（shear lag）と応力集中係数につき統系的に検べた。 ②二面せん断試験法のせん断面の間隔をｾﾞﾛに収束したときの，せん断面の応力分布は割裂引張試験法による応力分布により近似ができることを示した。 ③割裂引張試験の試験断面は主せん断応力で破壊する可能性があることを示した。
9	せん断ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ導入鋼・ｺﾝｸﾘｰﾄ合成桁接合面の処理方法とせん断耐力	山崎竹博 徳光卓 出光隆	ｺﾝｸﾘｰﾄ工学年次論文報告集	Vol.14 No.2 1992	接合部のせん断耐力を向上させる工法として接合面に作用するせん断力と逆方向にせん断ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽを導入する工法を提案し，その効果を確認してきた。その工法ではせん断耐力が鋼・ｺﾝｸﾘｰﾄ間の摩擦力に大きく依存するため，鋼桁の上ﾌﾗﾝｼﾞ表面の処理状態がその耐力に影響する。本研究では，種々の表面状態を持つ鋼桁について一面せん断試験を行ってその摩擦係数を求めると共に，それらの内で有効な処理方法を用い，せん断ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽの長期の経時変化を測定した。
10	PPCS合成桁のずれの影響に関する研究	蔵重良和 濱田純夫 兼行啓治 阿部宗人	ｺﾝｸﾘｰﾄ工学年次論文報告集	Vol.14 No.2 1992	PPCS（ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾌﾟﾚｷｬｽﾄ合成ｽﾗﾌﾞ）工法は，あらかじめｺﾝｸﾘｰﾄ床版にﾌﾟﾚｽﾄﾚｽを導入し，後に合成作用させてﾌﾟﾚｽﾄﾚｽを解放する方法である。本研究では，PPCS工法による模型桁供試体を３体製作し，①ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽの導入量，②ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽの解放により生じるｺﾝｸﾘｰﾄｽﾗﾌﾞと鋼桁とのずれ，および解放により鋼桁に導入される応力，③ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽの解放量を変えた供試体，および解放しない供試体の静的載荷試験を行いその耐荷力および④不完全合成桁の有限要素解析法の４点に注目して実験を行った。

No.	文　献　名	著者名	出典図書名	巻 号 年	要　旨
11	山形鋼と頭付きｽﾀｯﾄﾞによる合成構造ｼｱｺﾈｸﾀｰの耐荷力に関する実験的研究	山田昌郎 清宮理	ｺﾝｸﾘｰﾄ工学年次論文報告集	Vol.14 No.2 1992	合成構造では，鋼板とｺﾝｸﾘｰﾄとをｼｱｺﾈｸﾀｰで合成する。この載ｽﾀｯﾄﾞが一般的に使用されている。一方，施工時の変形を抑えるため，鋼板に形鋼を溶接して剛度を上げる。この形鋼にもｼｱｺﾈｸﾀｰとしての機能が期待できる。しかし形鋼とｽﾀｯﾄﾞの両者をｼｱｺﾈｸﾀｰとして使用し施工した実績はない。これは，両者の剛性や耐荷力，変形性能が異なることから，設計法が整備されていないことによる。そこで，両者を混用したときの課題を整理し，適切な構造細目を設定するための基礎資料を得ることを目的として，押し抜き試験を実施した。
12	ｺﾝｸﾘｰﾄ打ち継ぎ面の簡易型一面せん断試験	塩原　等 佐藤幸史	ｺﾝｸﾘｰﾄ工学年次論文報告集	Vol.13 No.2 1991	架構式ﾌﾟﾚｷｬｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄの梁端部の危険断面での打ち継ぎ面などでは，部材実験によって一体打ちに近い性能を有することが経験的に知られてきており，既往の設計法の適用範囲を越えた大きなせん断力に対する抵抗機構を有していると考えられる。そこで，架構式ﾌﾟﾚｷｬｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄの接合部の打ち継ぎ面に適用できる新しい設計ｺﾝｾﾌﾟﾄが必要とされており，本研究では，高圧縮力と高せん断力が同時に作用する打ち継ぎ面を安全かつ合理的に設計するための手法の可能性を検討するため，打ち継ぎ面の一面せん断試験を行った。
12	合成構造におけるｼｱｰｺﾈｸﾀｰの基本的な力学性状	清宮理 他	ｺﾝｸﾘｰﾄ工学年次論文報告集	Vol.8 1986	港湾構造物への合成部材の採用に当たっては，構造様式，施工性，耐久性などに関して海洋環境を考慮した検討を必要とし，設計法，施工技術などの技術的課題を解明する必要がある。その一つに鋼とｺﾝｸﾘｰﾄを合成する際のｼｱｰｺﾈｸﾀｰ「ｽﾞﾚ止め」の性能評価がある。ｼｱｰｺﾈｸﾀｰとしてｽﾀｯﾄﾞｼﾞﾍﾞﾙ，形鋼などが通常用いられる。港湾構造物では，形鋼による合成を期待する方法が考えられるが，形鋼による合成効果については十分な知見が得られていない，そこで，山形鋼，みぞ型鋼などの形鋼によるｼｱｺﾈｸﾀｰの強度特性にどのような影響を及ぼすか調べた。
13	ｺﾝｸﾘｰﾄ接合面におけるせん断力の伝達に関する基礎研究	長滝重義 後藤祐司	ｾﾒﾝﾄ技術年報	Vol.29 1975	鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ構造の多くの問題に関連するｺﾝｸﾘｰﾄとｺﾝｸﾘｰﾄの間の，あるいはｺﾝｸﾘｰﾄと鉄筋の間のせん断力の受け渡しの機構の解明と，合理的なせん断伝達能力の算定を目的として，具体的にはﾌﾟﾚｷｬｽﾄ部材の接合部を対象として，接合部のｺﾝｸﾘｰﾄの凹凸の程度がせん断力の伝達能力にどのような影響を及ぼすかを実験的に検討し，接合面に設けるｺﾝｸﾘｰﾄの凹凸の形状及び配置の合理的設計ならびにせん断伝達能力の算定式を得るための基礎資料にしようとするものである。

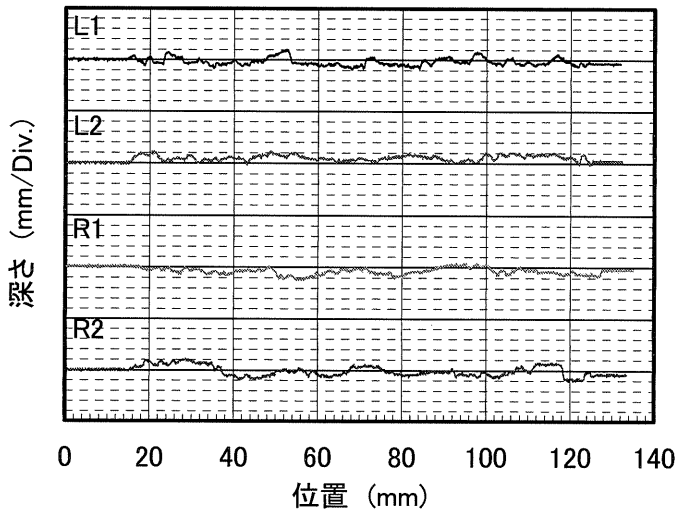


(a) 実測データ

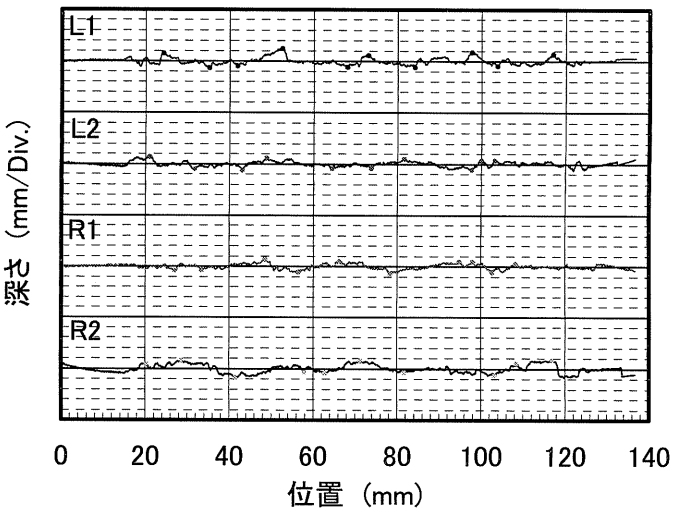


(b) うねり補正後

供試体 No.11 (洗い出し)

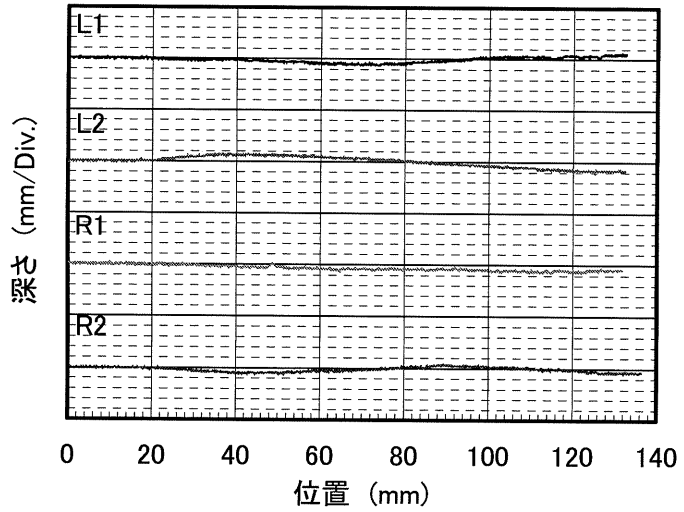


(a) 実測データ

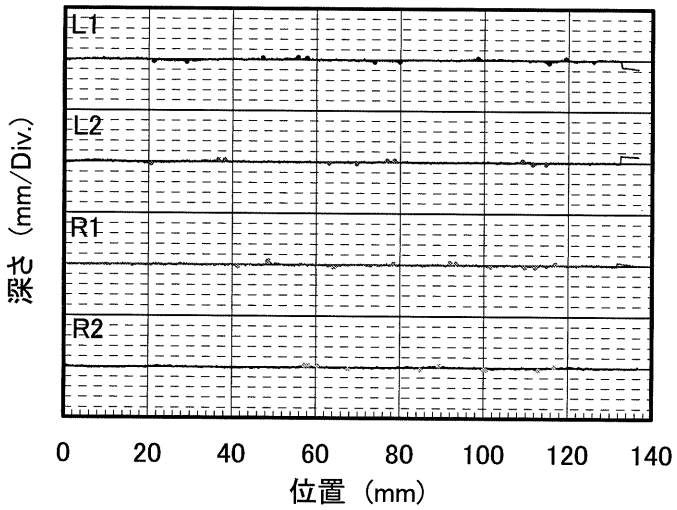


(b) うねり補正後

供試体 No.12 (洗い出し)

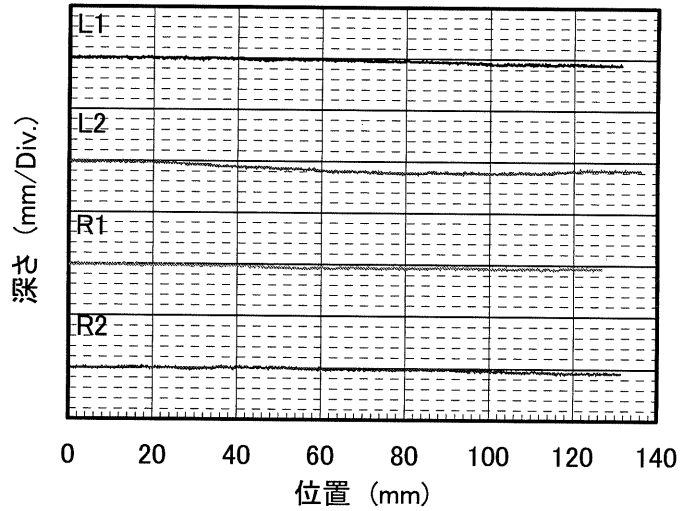


(a) 実測データ

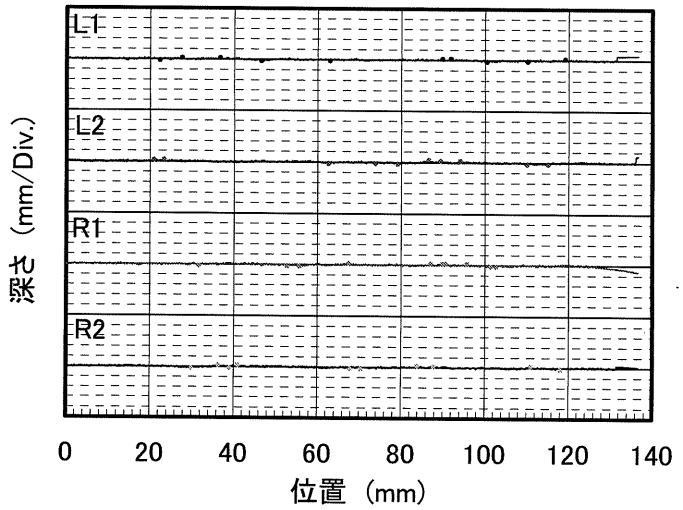


(b) うねり補正後

供試体 No.13 (細かいほうき目)

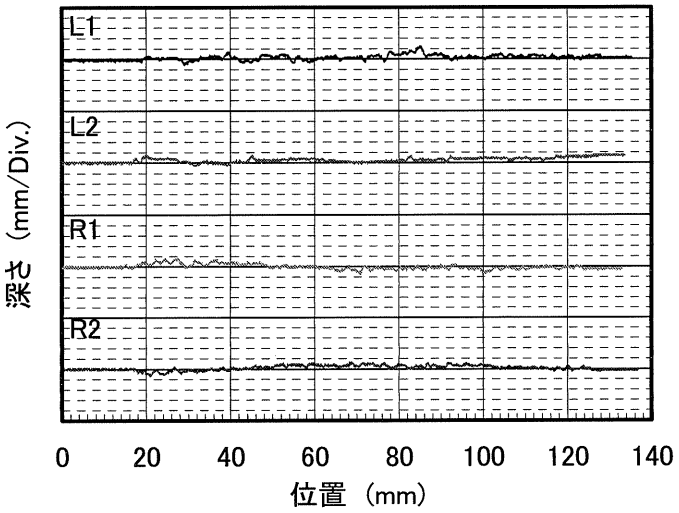


(a) 実測データ

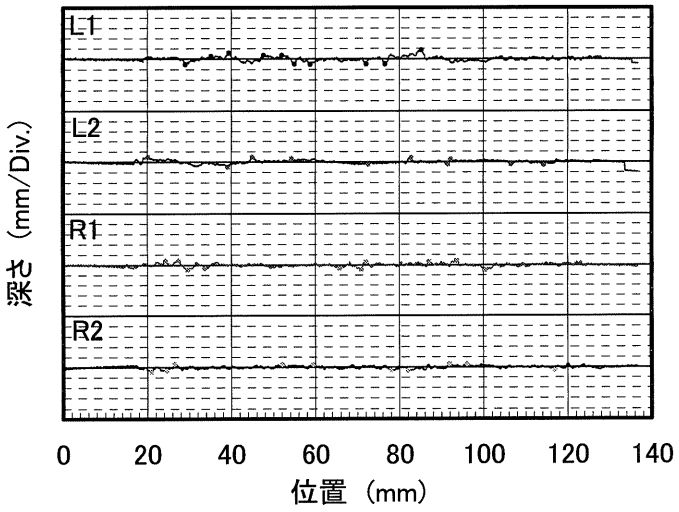


(b) うねり補正後

供試体 No.14 (細かいほうき目)

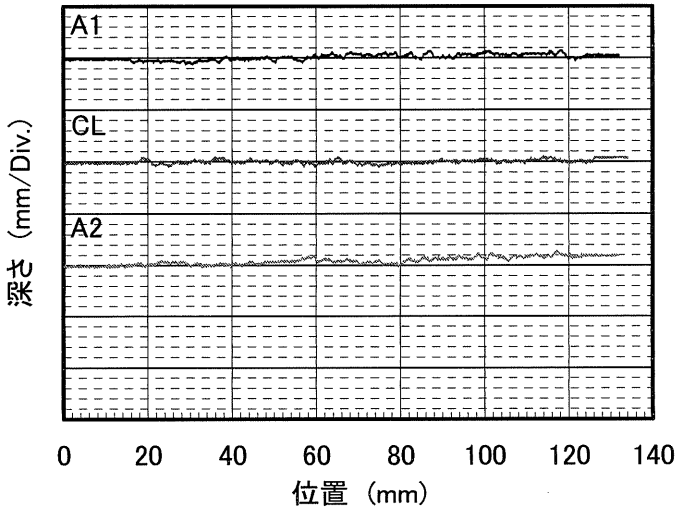


(a) 実測データ

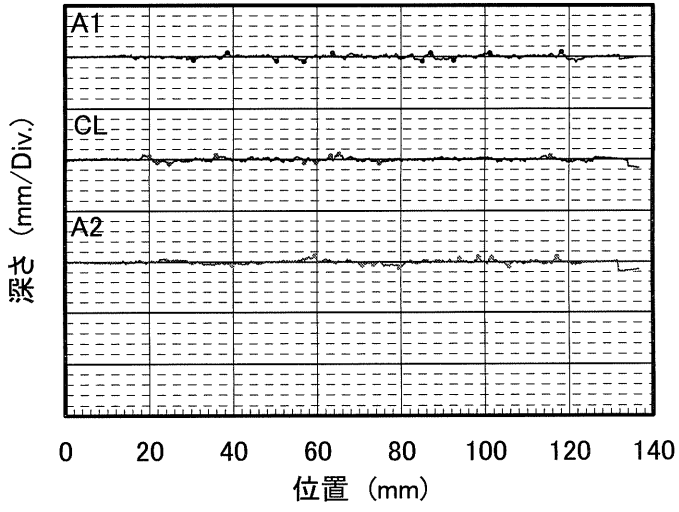


(b) うねり補正後

供試体 No.15 (標準ほうき目)

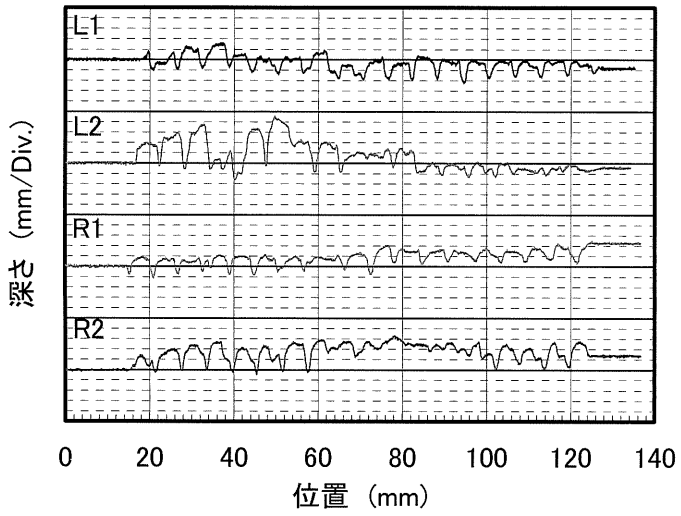


(a) 実測データ

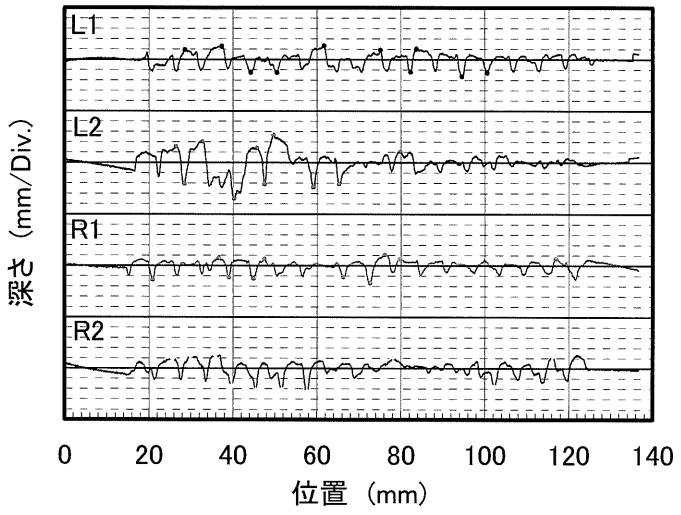


(b) うねり補正後

(参考)PC げた (標準ほうき目)

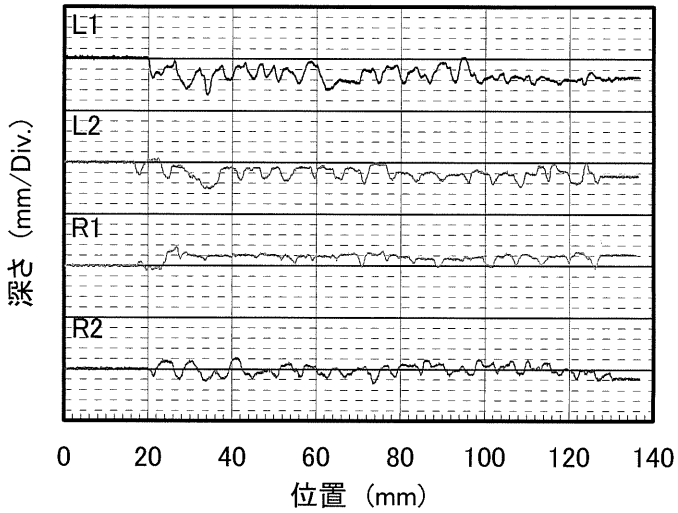


(a) 実測データ

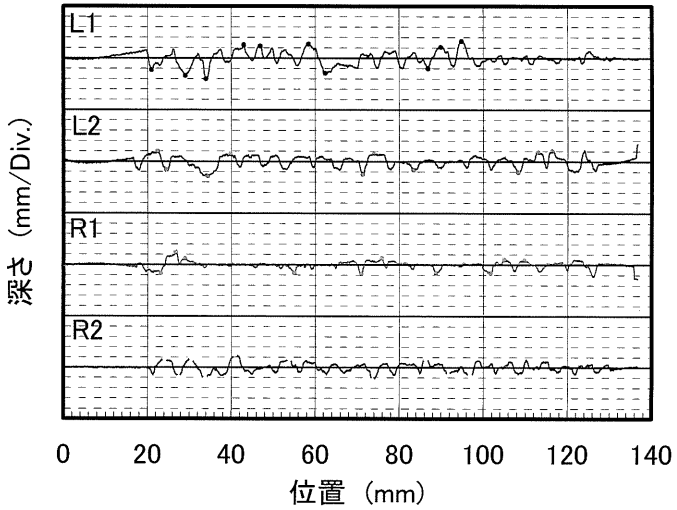


(b) うねり補正後

供試体 No.16 (粗面)



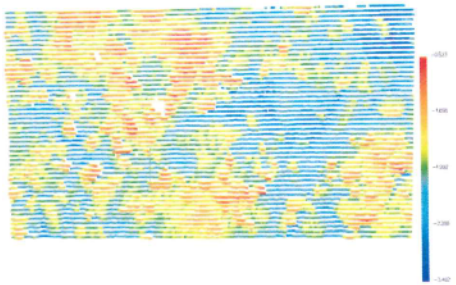
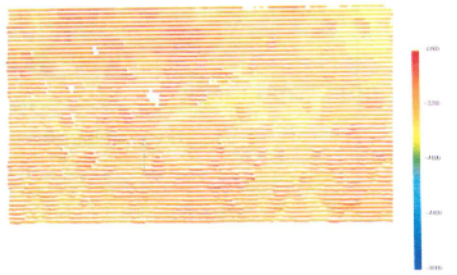
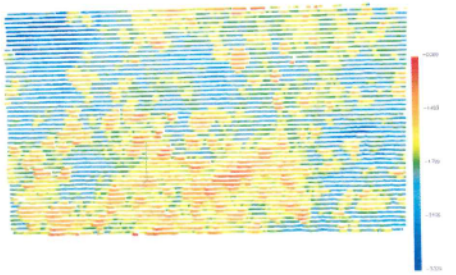
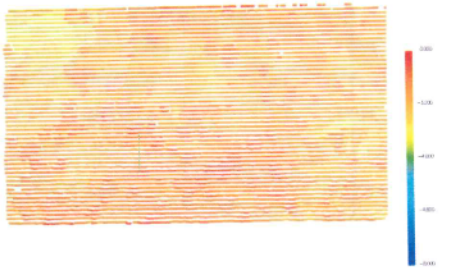
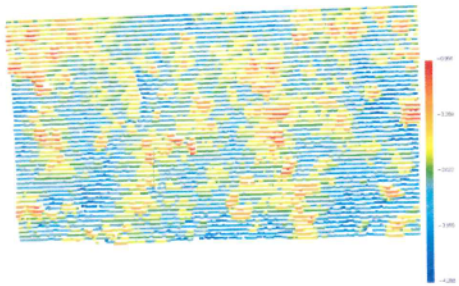
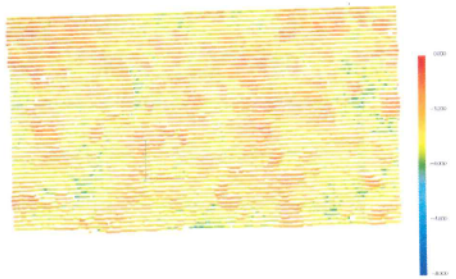
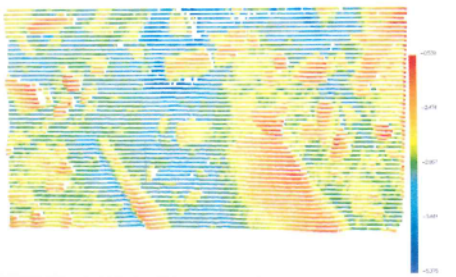
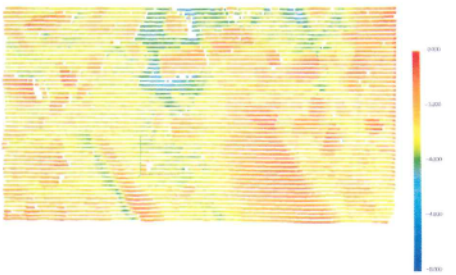
(a) 実測データ

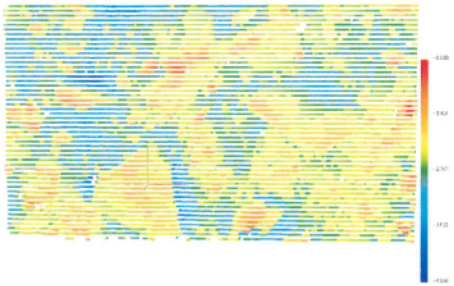
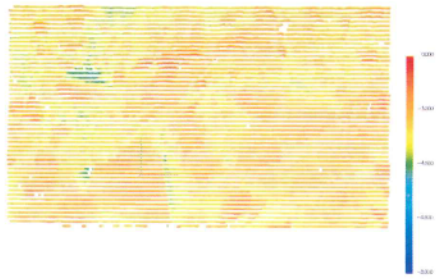
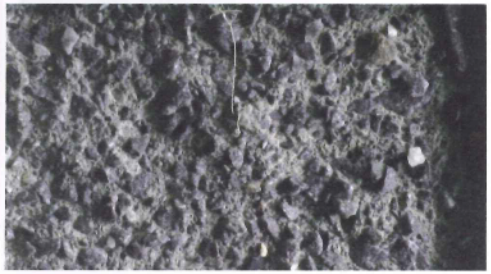
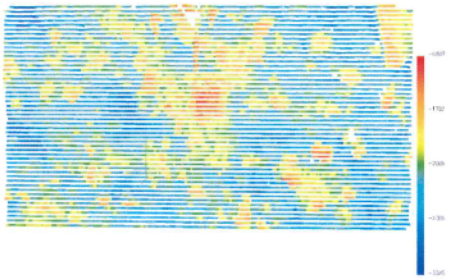
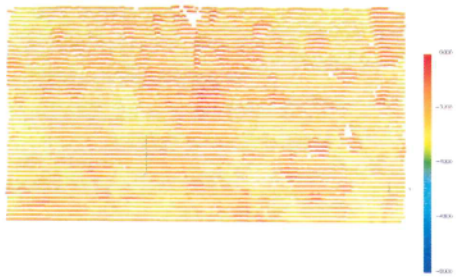
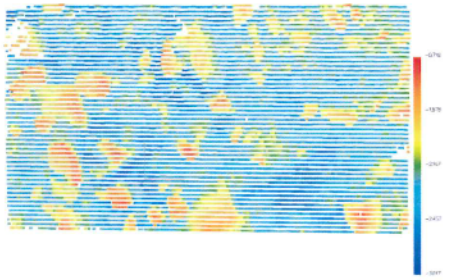
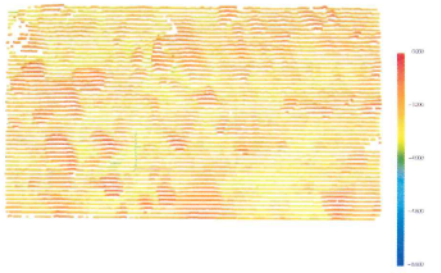
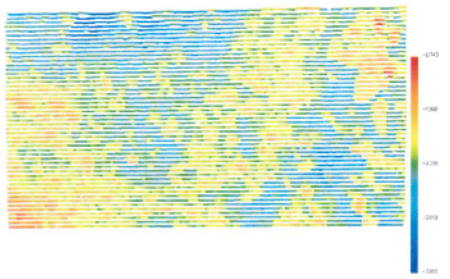
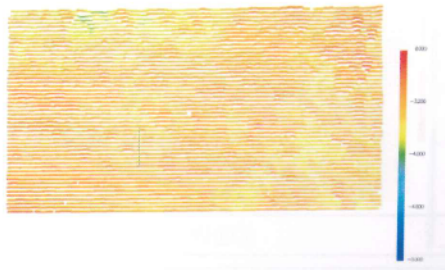


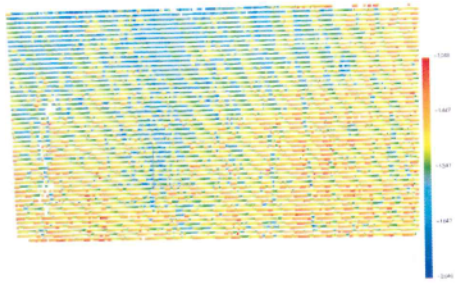
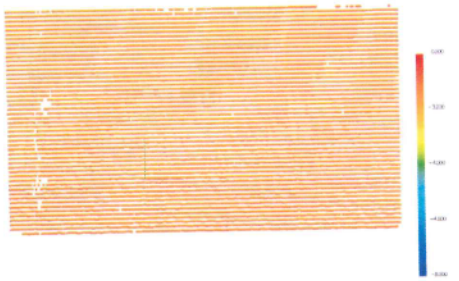
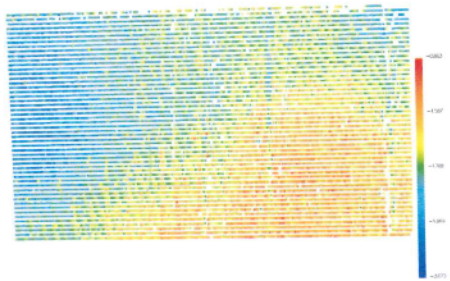
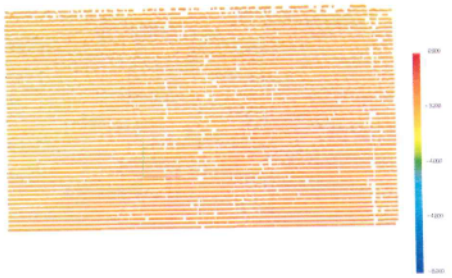
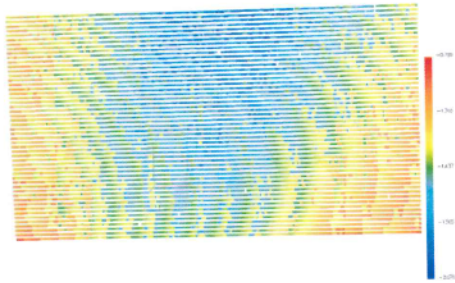
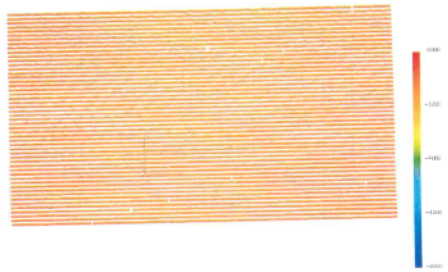
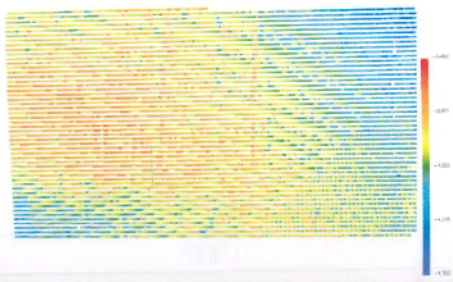
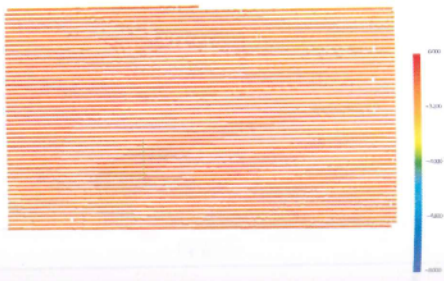
(b) うねり補正後

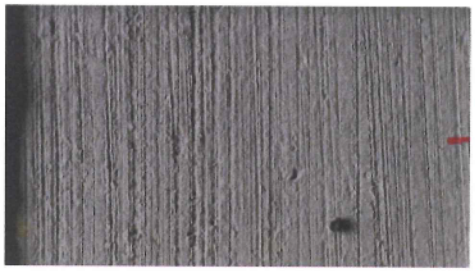
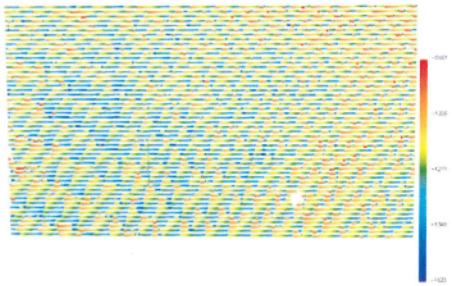
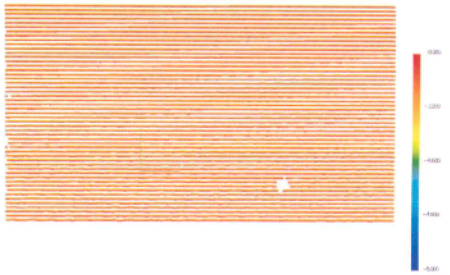
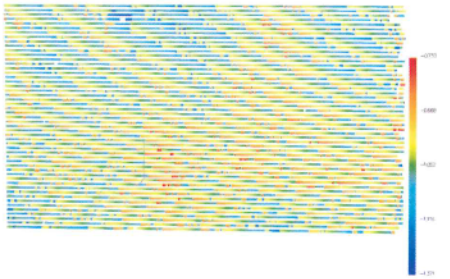
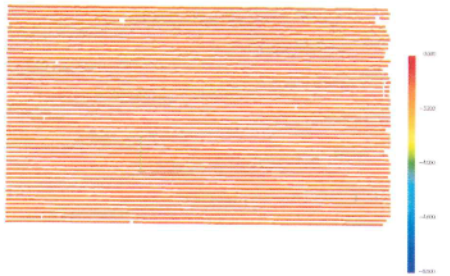
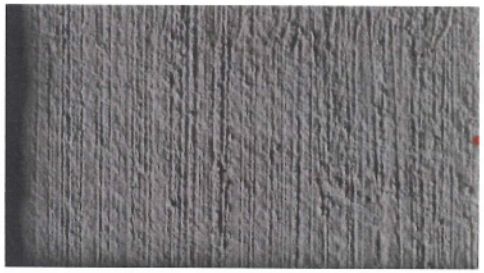
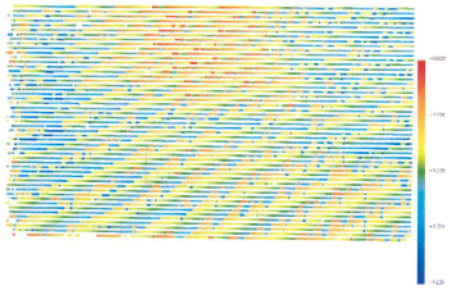
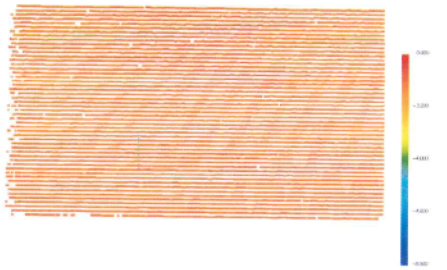
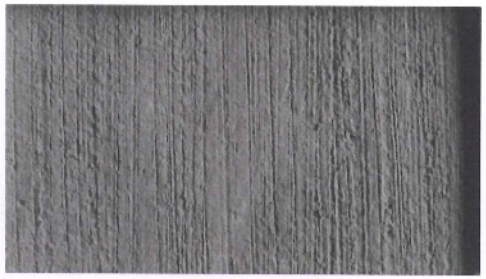
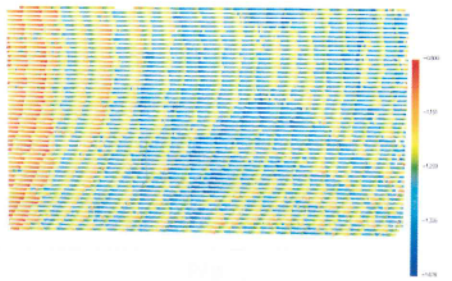
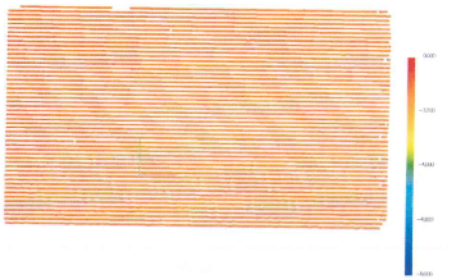
供試体 No.17 (粗面)

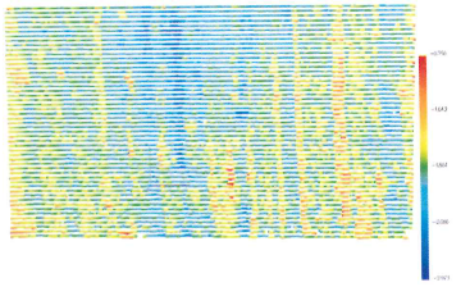
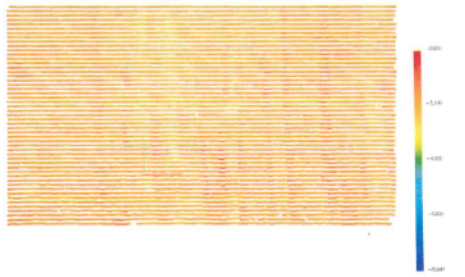
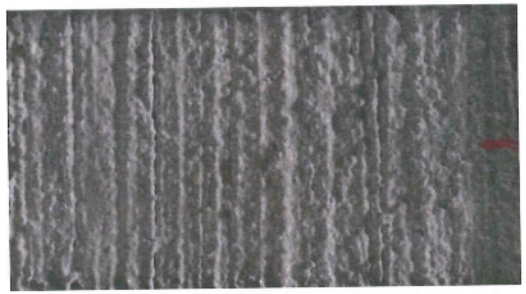
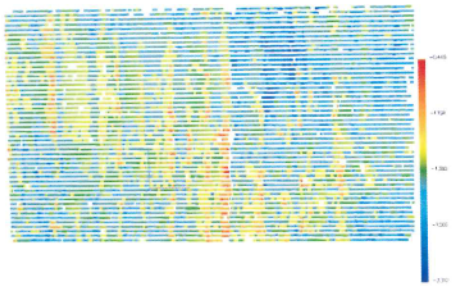
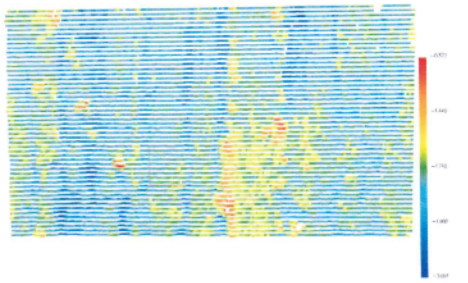
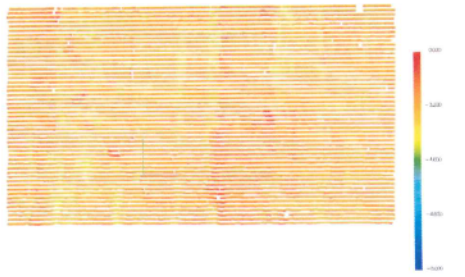
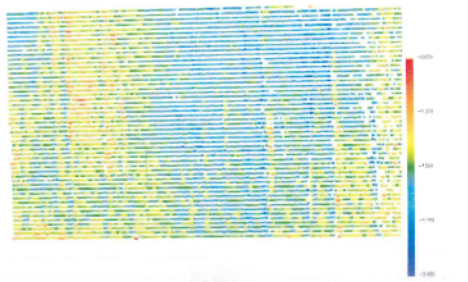
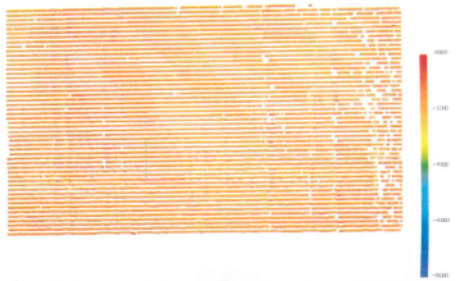
付録３．デジカメ法による表面粗度測定結果

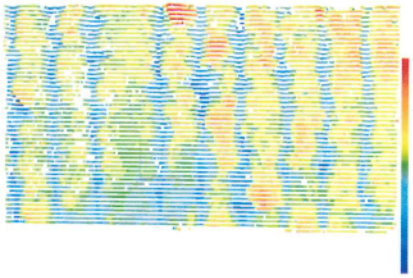
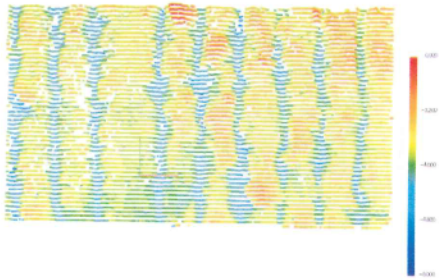
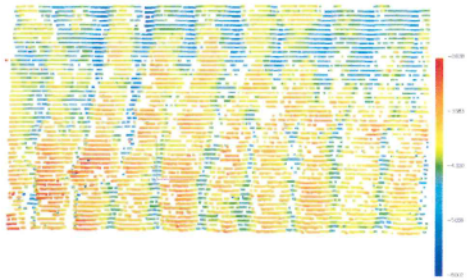
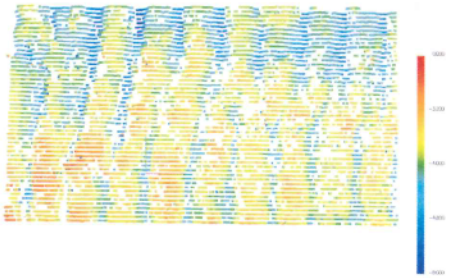
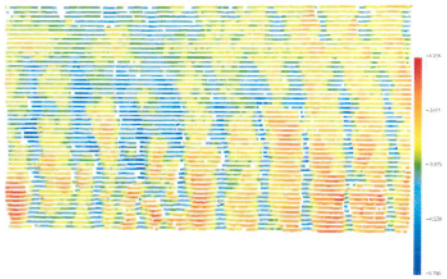
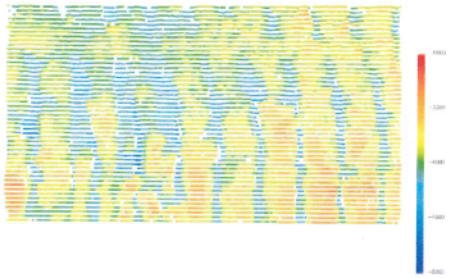
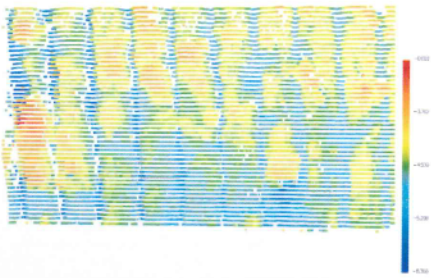
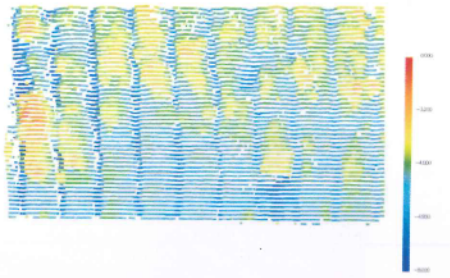
供試体	位置	計測範囲内の画像	結果①	結果②
供試体 No.11 鉄筋 0.2% 洗い出し	4-R (R2)			
	4-L (R1)			
	11-R (L2)			
	11-L (L1)			

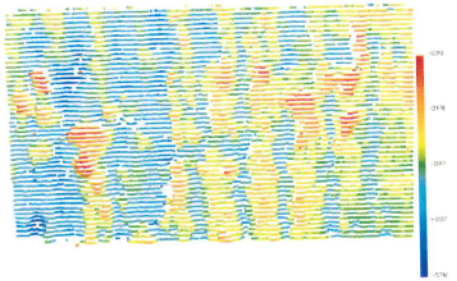
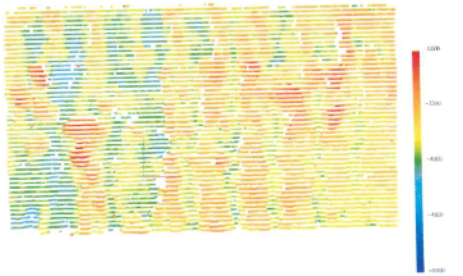
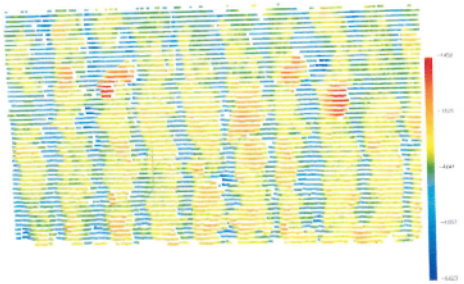
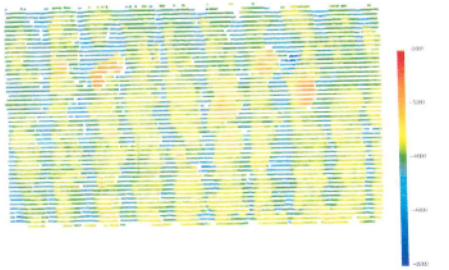
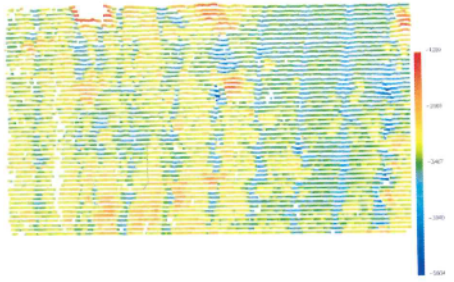
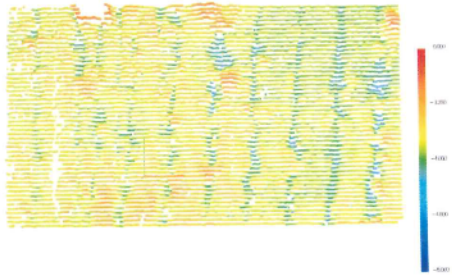
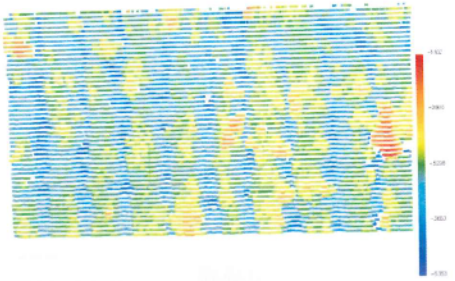
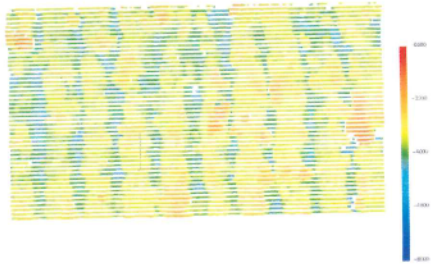
供試体	位置	計測範囲内の画像	結果①	結果②
供試体 No.12 鉄筋 0.1% 洗い出し	6-R (R2)			
	6-L (R1)			
	13-R (L2)			
	13-L (L1)			

供試体	位置	計測範囲内の画像	結果①	結果②
供試体 No.13 鉄筋 0.2% 細かい ほうき目 0～1 mm	3-R (R2)			
	3-L (R1)			
	10-R (L2)			
	10-L (L1)			

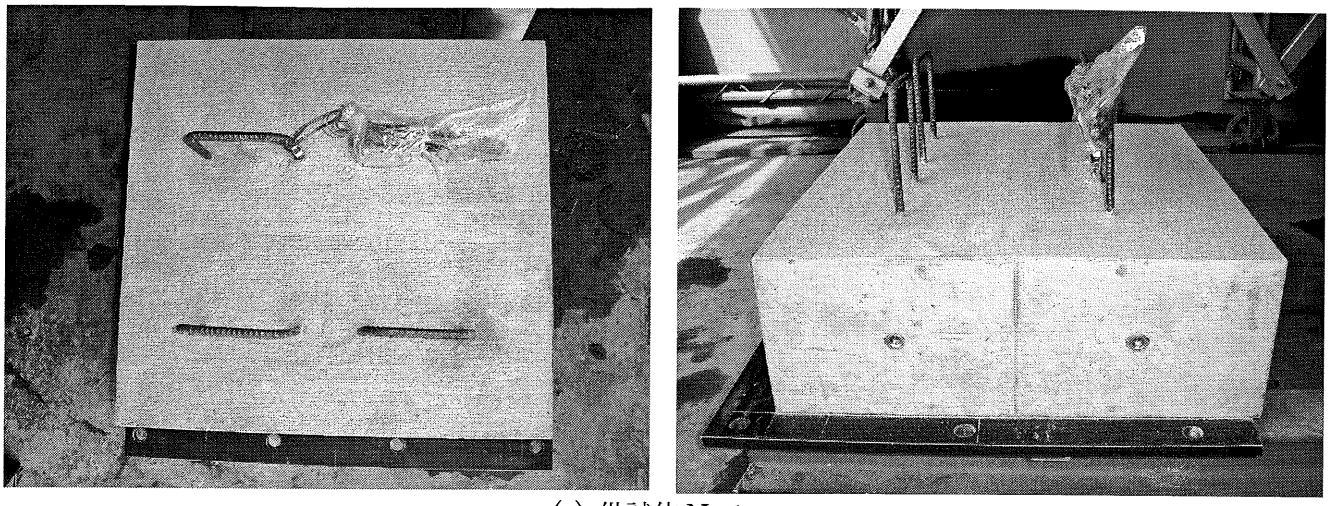
供試体	位置	計測範囲内の画像	結果①	結果②
供試体 No.14 鉄筋 0.1% 細かい ほうき目 0～1 mm	7-R (R2)			
	7-L (R1)			
	14-R (L2)			
	14-L (L1)			

供試体	位置	計測範囲内の画像	結果①	結果②
供試体 No.15 鉄筋 0.2% 標準 ほうき目 1～2 mm	2-R (R2)			
	2-L (R1)			
	9-R (L2)			
	9-L (L1)			

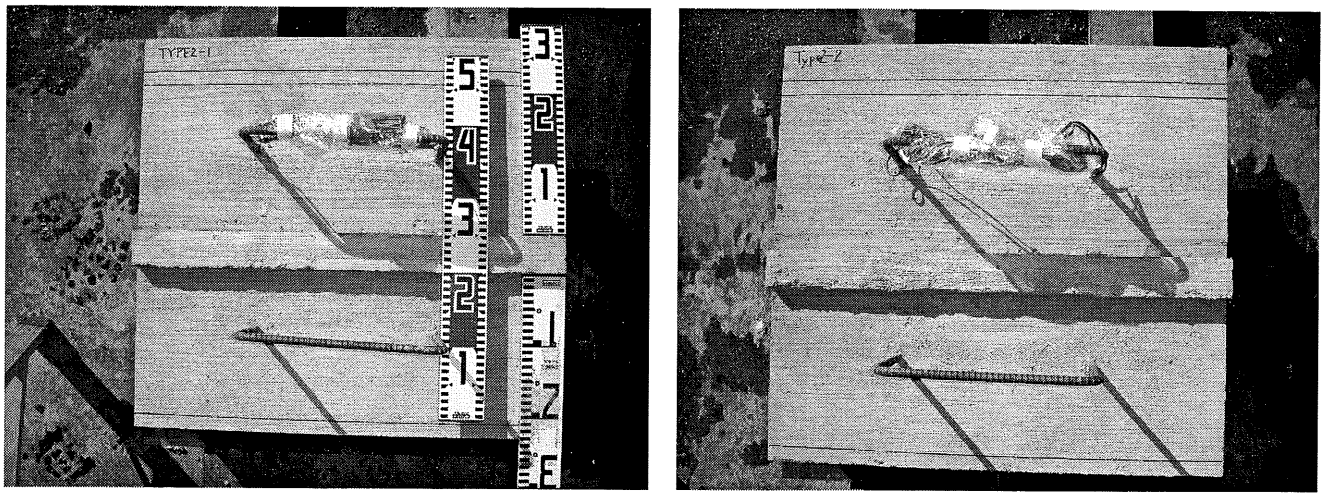
供試体	位置	計測範囲内の画像	結果①	結果②
供試体 No.16 鉄筋 0.2% 粗面 3～4 mm	1-R (R2)			
	1-L (R1)			
	8-R (L2)			
	8-L (L1)			

供試体	位置	計測範囲内の画像	結果①	結果②
供試体 No.17 鉄筋 0.1% 粗面 3～4 mm	5-R (R2)			
	5-L (R1)			
	12-R (L2)			
	12-L (L1)			

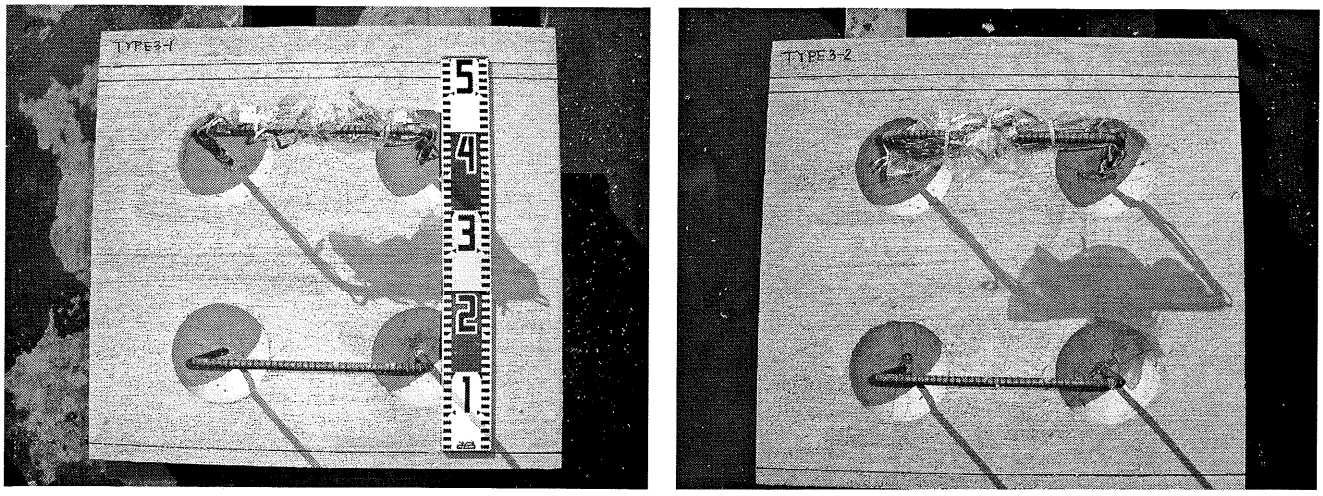
付録４．接合面の仕上げ状況



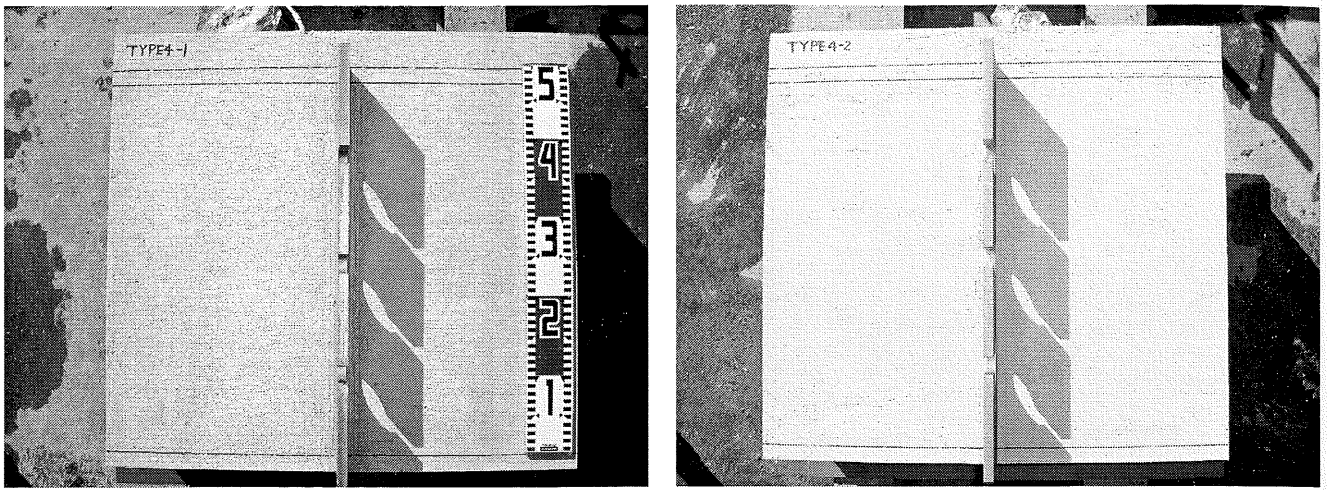
(a) 供試体 No.1



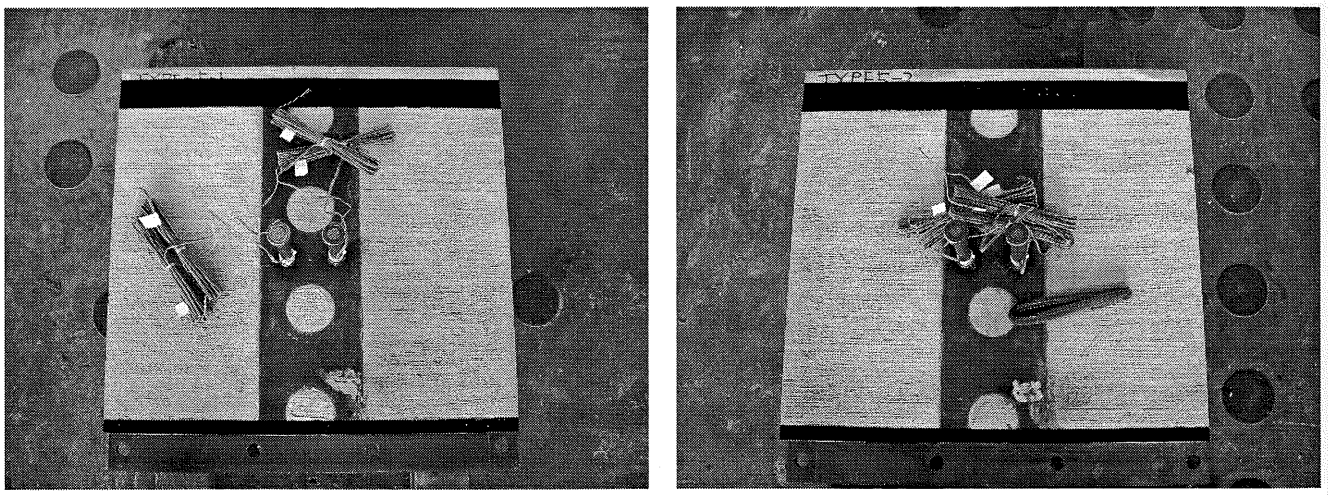
(b) 供試体 No.2



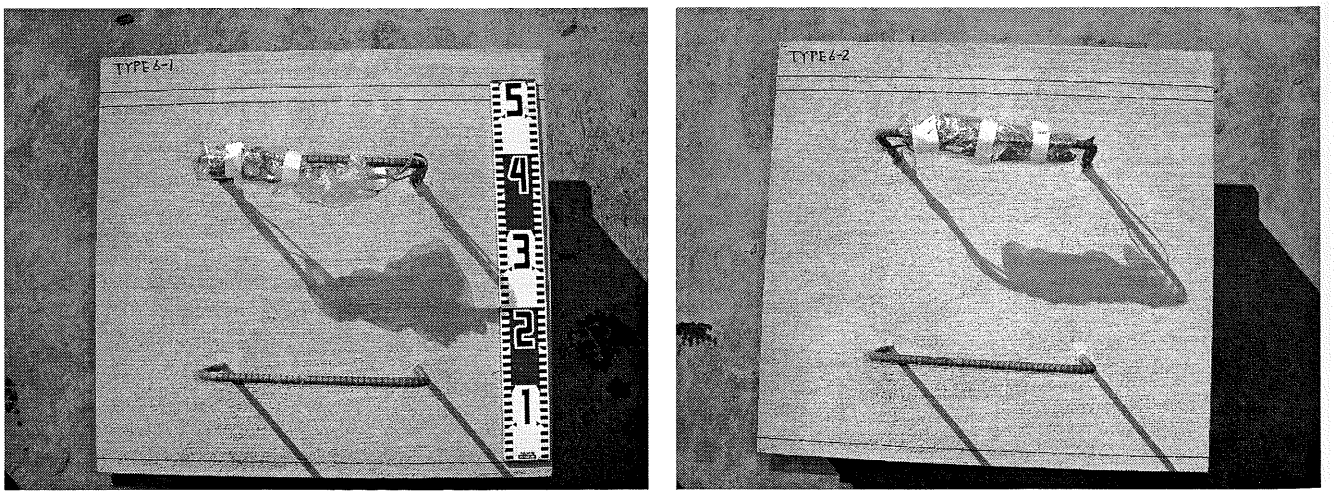
(c) 供試体 No.3



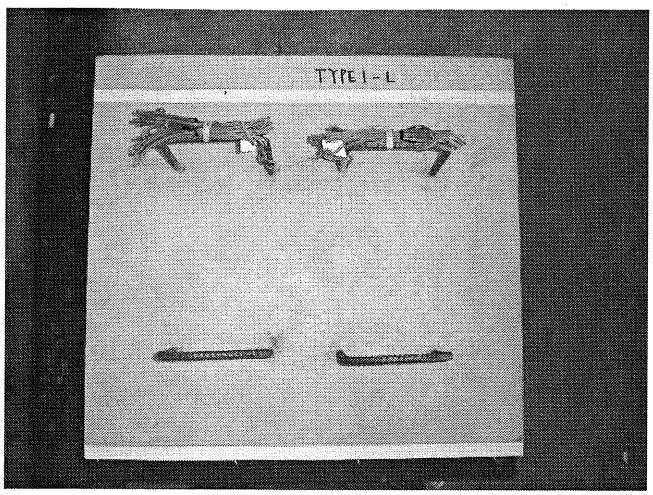
(d) 供試体 No.4



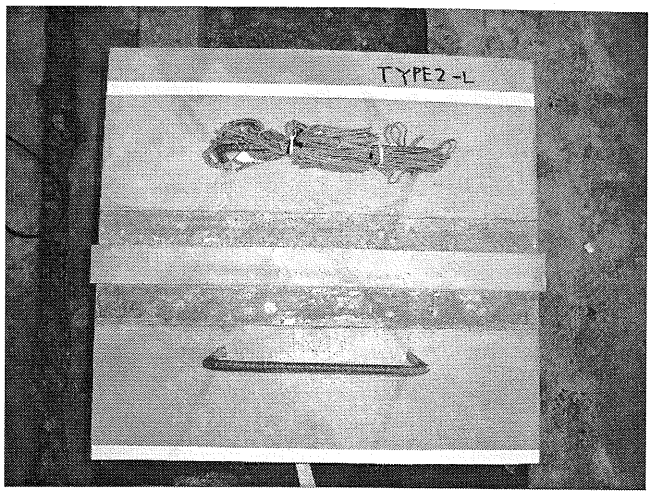
(e) 供試体 No.5



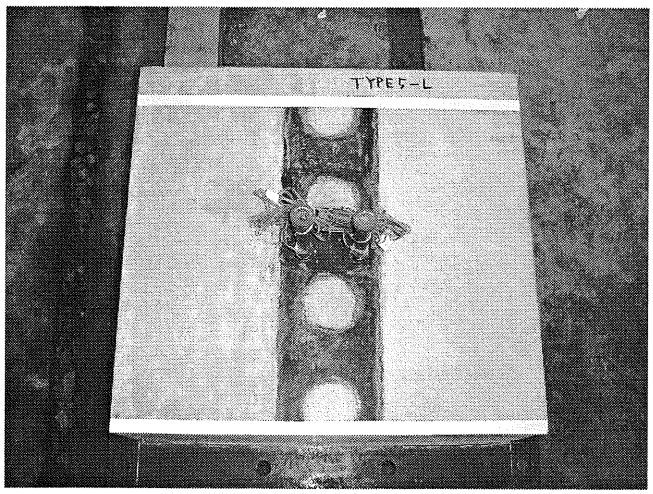
(f) 供試体 No.6



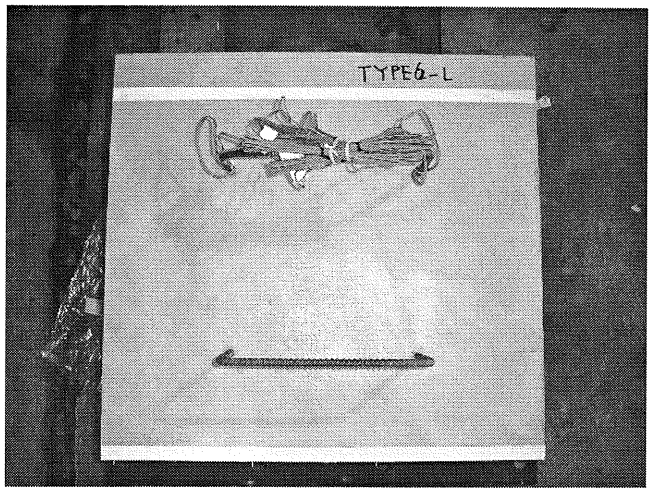
(g) 供試体 No.7



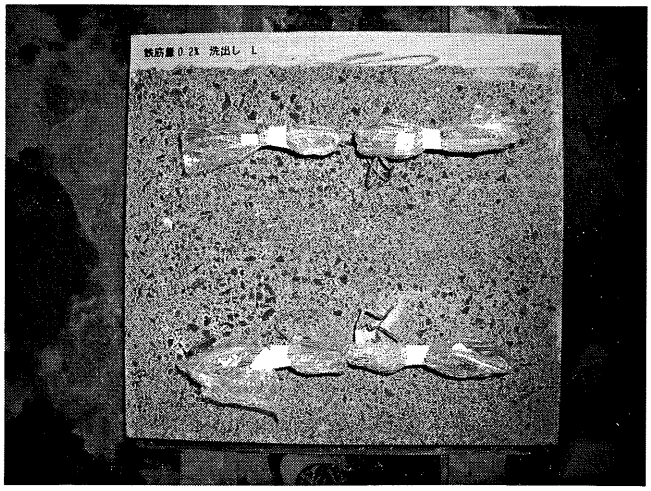
(h) 供試体 No.8

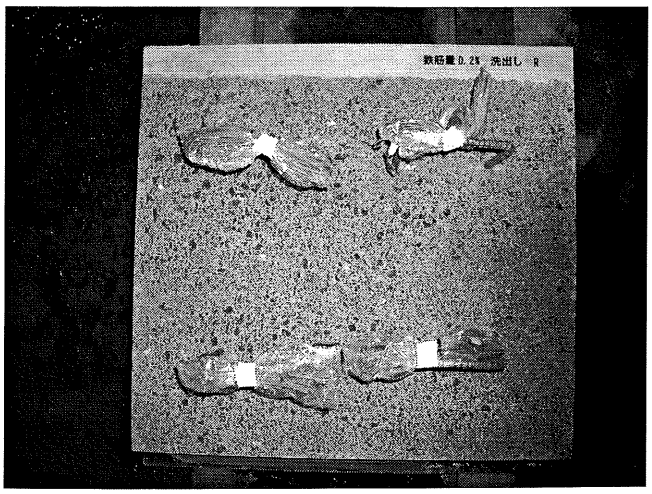


(i) 供試体 No.9

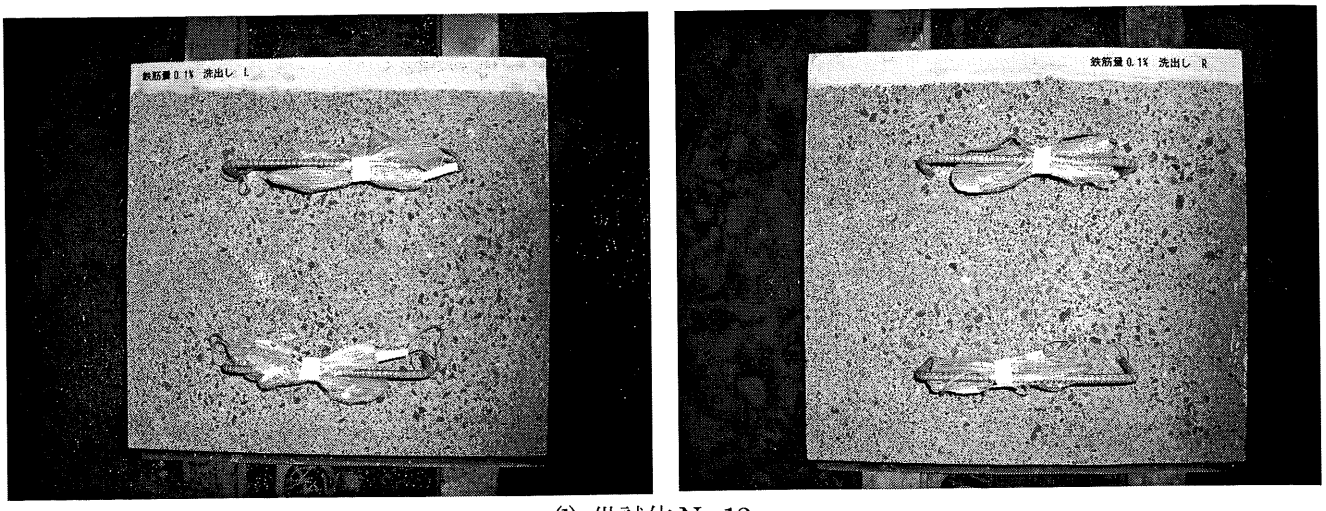


(j) 供試体 No.10

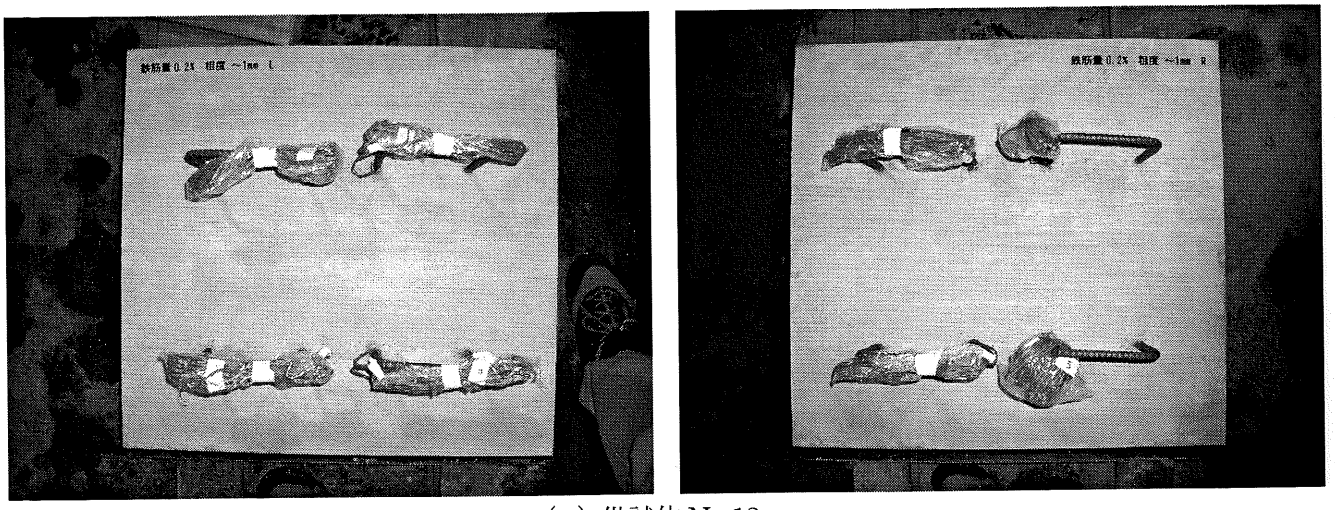




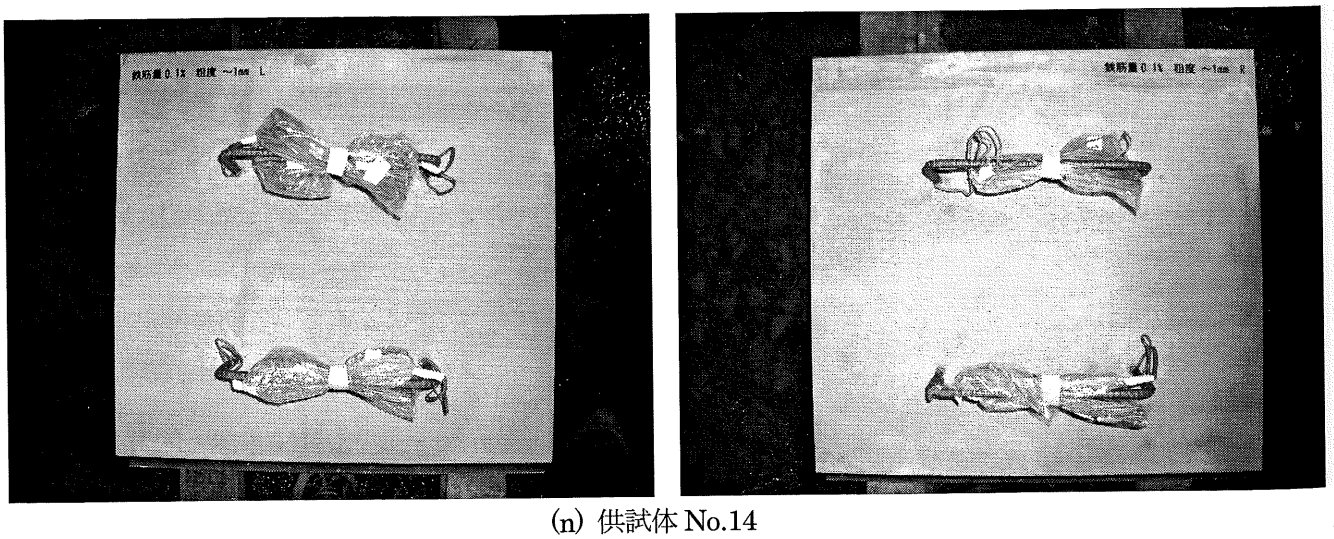
(k) 供試体 No.11



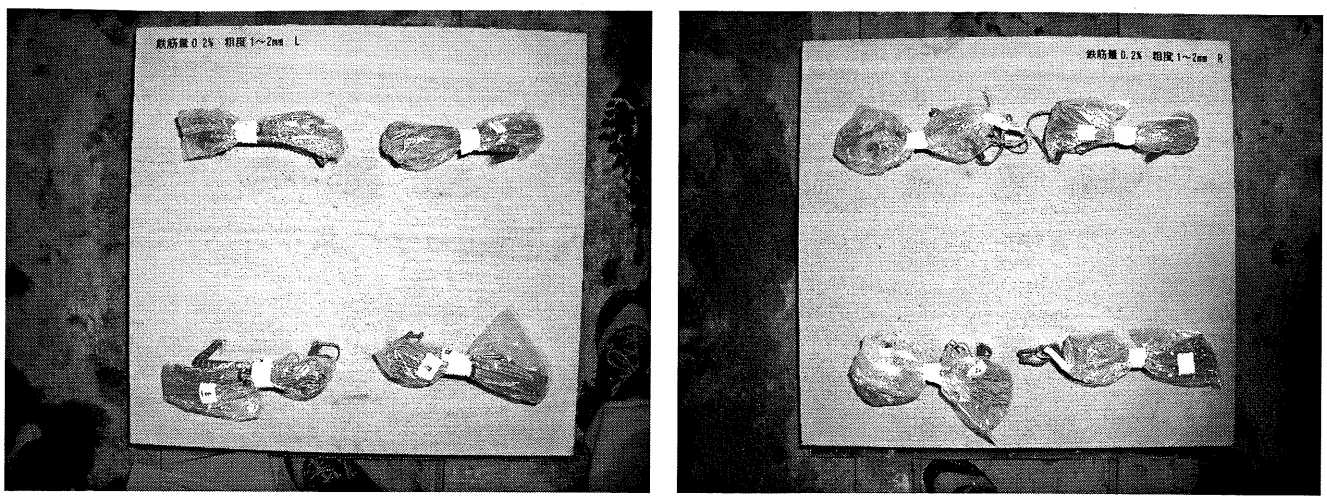
(l) 供試体 No.12



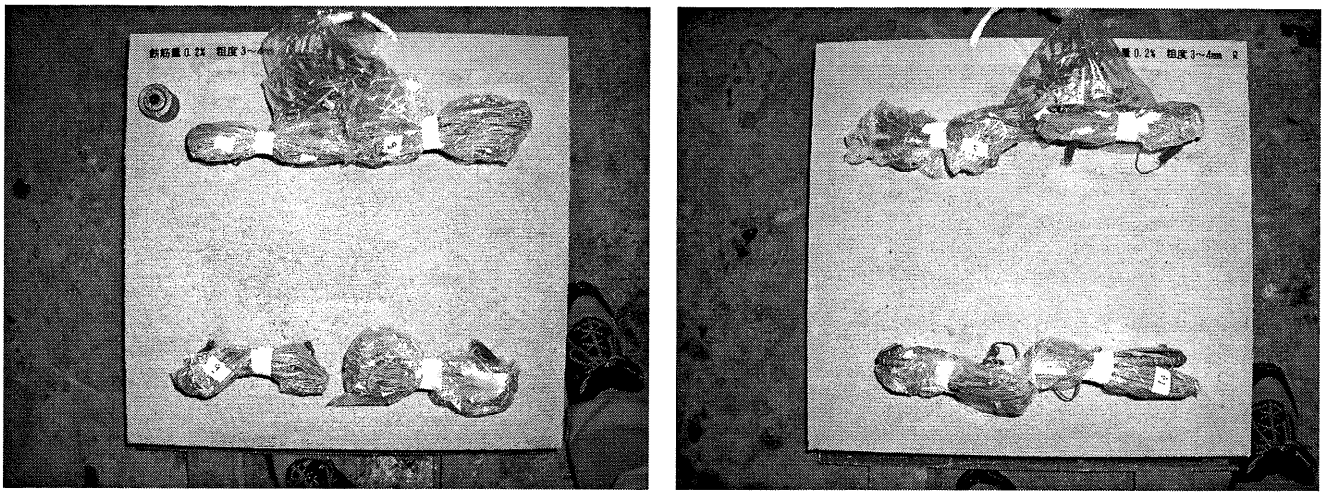
(m) 供試体 No.13



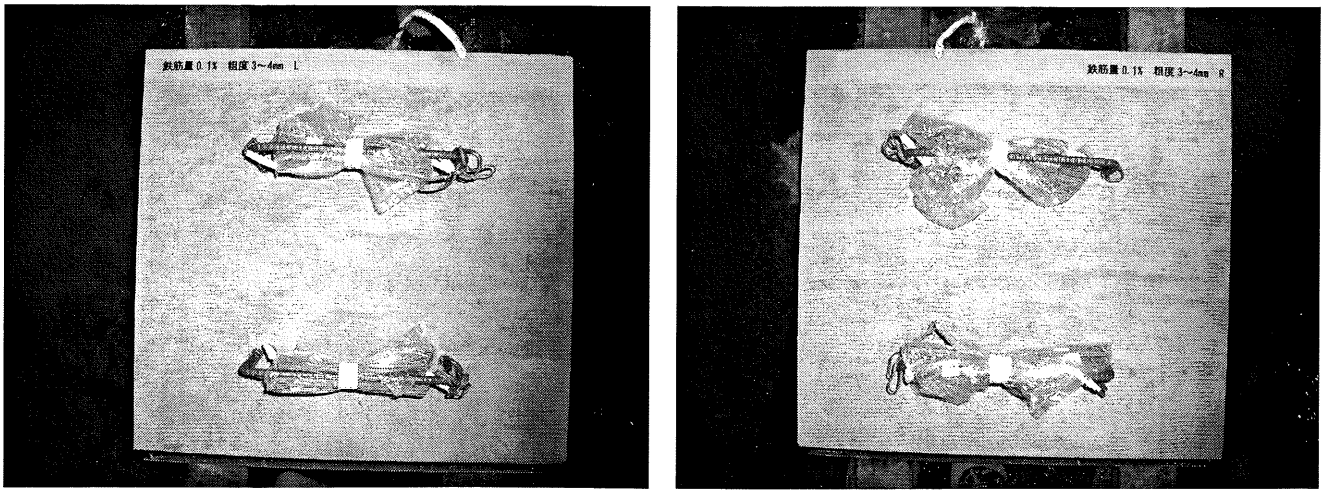
(n) 供試体 No.14



(o) 供試体 No.15



(p) 供試体 No.16



(q) 供試体 No.17