共同研究報告書
整理番号第383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(Ⅲ)

－PC合成げたのせん断伝達に関する検討－

平成20年3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383号2008年3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(Ⅲ)

－PC合成げたのせん断伝達に関する検討－

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

本共同研究では，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った。その一環として，接合面のずれに着目した3本のPC合成げたの載荷試験を実施した。その結果，接合面のずれの発生はコンクリート間の付着に大きく依存し，付着に寄与する接合面の幅が重要な影響因子となることがわかった。また，弾性FEMにより接合面に作用していた垂直応力分布を算出して，その影響を考慮した接合面のせん断伝達耐力が実験結果とよく一致することがわかった。本共同研究の成果を踏まえて，PC合成げたのせん断伝達耐力の算定法(試案)を巻末にとりまとめた。

キーワード：PC合成げた，ずれ止め鉄筋，せん断伝達，打継目，付着，コッター

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]	平成19年3月まで
〃	吉松　秀和[b]	平成19年3月から
〃	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～19年3月まで
〃	中村　定明[b,c]	平成19年3月から
〃	妹川　寿秀[c]	
〃	浅井　洋[b]	平成18年12月から
〃	余　国雄[b]	平成19年3月から
〃	張　建東[b]	平成19年3月から

平成19年3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．既往の研究 …… 2
2.1 コンクリート合成げたの曲げ載荷試験の特徴（試験方法の検討） …… 2
2.2 コッターの効果 …… 7
3．試験体の設計 …… 9
3.1 はり試験の目的 …… 9
3.2 設計条件 …… 9
3.3 試験体の計画 …… 9
3.4 試験体の概要 …… 11
3.5 各破壊荷重の算定 …… 12
4．試験方法 …… 24
4.1 試験体 …… 24
4.1.1 形状寸法 …… 24
4.1.2 使用材料 …… 29
4.2 試験体の製作 …… 33
4.3 接合面の表面粗度 …… 36
4.4 載荷方法と計測項目 …… 41
4.4.1 載荷装置 …… 41
4.4.2 鉄筋ひずみ …… 43
4.4.3 コンクリートひずみ …… 46
4.4.4 変位 …… 47
4.4.5 回転角 …… 49
5．経時変化計測結果 …… 50
5.1 けた軸方向収縮量 …… 50
5.1.1 軸方向鉄筋のひずみ変化 …… 50
5.1.2 断面ひずみ分布 …… 55
5.2 ずれ止め鉄筋ひずみ …… 59
6．載荷試験結果 …… 78
6.1 破壊状況 …… 78
6.2 水平ずれ量 …… 89
6.3 鉛直開き量 …… 92
6.4 軸方向鉄筋ひずみ …… 95
6.5 コンクリートひずみ …… 105
6.6 ずれ破壊前後の平面保持の関係 …… 124
6.7 ずれ止め鉄筋ひずみ …… 127

6.8 曲率 …… 139
6.9 接合面のせん断強度 …… 140
7．解析 …… 142
7.1 ファイバーモデルによる曲げ解析 …… 142
7.2 FEM解析 …… 145
8．考察 …… 155
8.1 垂直応力を考慮した付着によるせん断伝達耐力 …… 155
8.2 ずれ発生後のせん断伝達耐力 …… 161
8.3 収縮により接合面に作用するせん断応力度 …… 165
8.4 曲げひび割れが生じたはりにおける接合面のせん断応力度 …… 167
9．まとめ …… 171
参考文献 …… 172

巻末資料 PC合成げたのせん断伝達耐力の算定法(試案) …… 175

付録 PC合成げたのせん断伝達耐力照査に関する米国，欧州との比較 …… 185

1．はじめに

本共同研究は，プレストレストコンクリート(PC)を用いた道路橋のコスト縮減，耐久性向上に有効なプレキャスト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。

道路橋におけるプレキャストPC部材の利用を考える上で，PC合成げたは重要な構造部材である。1950年代後半から1960年代にかけて米国セメント協会(PCA)の研究をはじめPC合成げたに関する研究プロジェクトが実施され[1.1)~1.3)]，実用的な設計・施工法が提案された。近年，PC合成げたは，国内の道路橋にPCコンポ橋として利用される機会が増加しており，PC橋の省力化施工に貢献している。このPCコンポ橋は，1960年代当時に考えられていたPC合成げたに比べて主げたと床版間の接合面の幅が広い構造であることから，接合面に作用するせん断応力度が確実に小さくなるが，現行の設計法によれば，最小ずれ止め鉄筋比の規定によりむしろ多くのずれ止め鉄筋を配置しなければならない場合がある[1.4),1.5)]。この点に関連して，本共同研究の共同研究報告書(Ⅰ)[1.5)] (以下，報告書Ⅰ)では，現行の設計法の基礎となった研究をはじめ，接合面のせん断伝達やPC合成げたに関する既往の研究を整理した。PC合成げたのせん断伝達に着目した試験として，多くのプッシュオフ試験[1.1),1.2),1.6)]やはりの曲げ試験[1.1),1.2),1.7)~1.10)]が実施されており，旧建設省土木研究所(旧土研)と(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会(PC建協)の共同研究でも実施している[1.3)]。しかし，PC合成げたのせん断伝達における付着，摩擦及びずれ止め鉄筋のダウエル効果，それぞれの貢献の程度が明確でなく，設計においてもずれ止め鉄筋の役割が必ずしも明確でない部分がある。共同研究報告書(Ⅱ)[1.11)] (以下，報告書Ⅱ)では，せん断伝達の基礎となるずれ止め鉄筋のダウエル効果について詳細な検討を行うとともに，その結果を踏まえて，コンクリート間のせん断摩擦及びコンクリートの付着についても検討を加えた。その結果，PC合成げたの接合部は，ずれ止め鉄筋比が0.5％以下と比較的小さく，また，ずれの発生がはりとしての機能に及ぼす影響を考えると，ほとんどずれが発生しない程度に抑えておく必要があり，これらの場合にコンクリートの付着に依存した設計が必要であることがわかった。この点についてさらに検討を加えるため，接合面の水平せん断伝達に着目した3体のPC合成げたの載荷試験を実施した。この載荷試験は，接合面の幅の影響を検討するとともに，ずれ止め鉄筋の役割，曲げ試験とプッシュオフ試験の整合性，接合面の作用せん断力の確認，コッター(コンクリートキー)の効果の確認なども目的として実施したものであり，これらの点についても検討を加えた。本報告書では，この載荷試験の結果とそれに基づく検討結果をまとめるとともに，道路橋PC合成げたのせん断伝達耐力に関する算定法(試案)を巻末にとりまとめた。

2．既往の研究

報告書Ⅰでは，せん断伝達耐力に関して，既往の研究から，せん断摩擦理論，ずれ止め鉄筋の影響，接合面の表面粗度の影響，コンクリート強度の影響，コンクリート幅の影響について整理した(報告書Ⅰ，3.3.7)。また，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(1960 年)の事例[2.1]，旧日本道路公団(1966 年)の事例[2.2]及び旧土研と PC 建協の共同研究(1996～1998 年)における事例[2.3]を踏まえて，コンクリート合成げたの一般的な挙動を整理するとともに，プッシュオフ試験とはり試験の結果の比較，ずれ止め鉄筋比の影響，接合面の仕上げ状態などの検討課題を整理した(報告書Ⅰ，3.3.6)。ここでは，上記の 3 プロジェクトに加えて，Saemann ら(1964 年)[2.4]及び Loov，Patnaik ら(1994，2000 年)[2.5],[2.6]のコンクリート合成げたの曲げ試験結果も合わせて，PC 合成げたの曲げ試験に関する検討課題と試験方法の留意点を整理する。また，接合面を無筋として，ずれ止め鉄筋の代わりにコッターを用いた場合の試験も行うことから，コッターのせん断伝達耐力についても整理しておく。

2.1　コンクリート合成げたの曲げ載荷試験の特徴（試験方法の検討）

(1)　ずれ止め鉄筋とコンクリートの表面仕上げの影響

3 つの研究プロジェクト[2.1)~2.3)]では，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い。図-2.1.1(a)に，既往のはり試験における試験結果をずれ止め鉄筋のダウエル耐力のみを考慮したせん断強度 v_{do}(報告書Ⅱ，2.3)との関係で示す。

$$v_{do} = P_u \cdot N / (s \cdot b) \qquad (2.1)$$

$$P_u = c \cdot d^2 (f_c \cdot f_y)^{0.5} \qquad (2.2)$$

ここに，P_u：鋼棒 1 本当りのダウエル耐力，

N：幅方向の鉄筋本数，

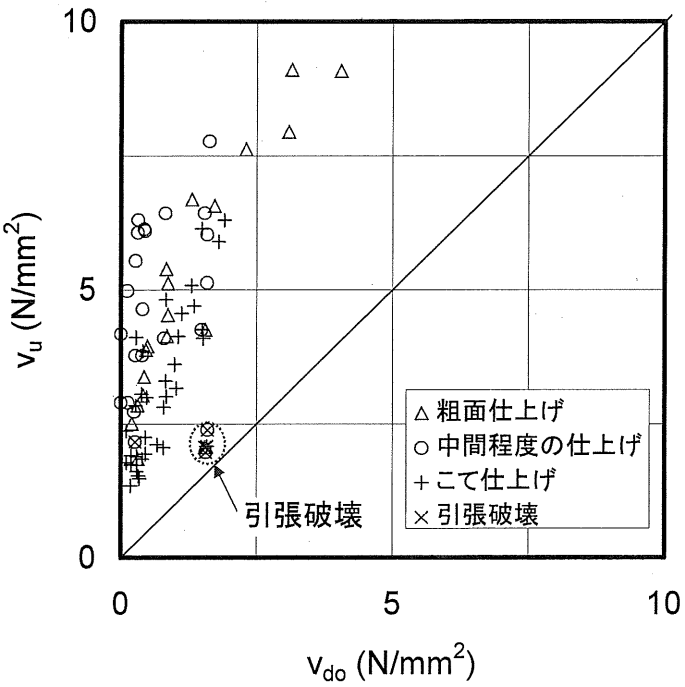
s：ずれ止め鉄筋間隔，

b：接合面の幅，

c：定数(= 1.3)，

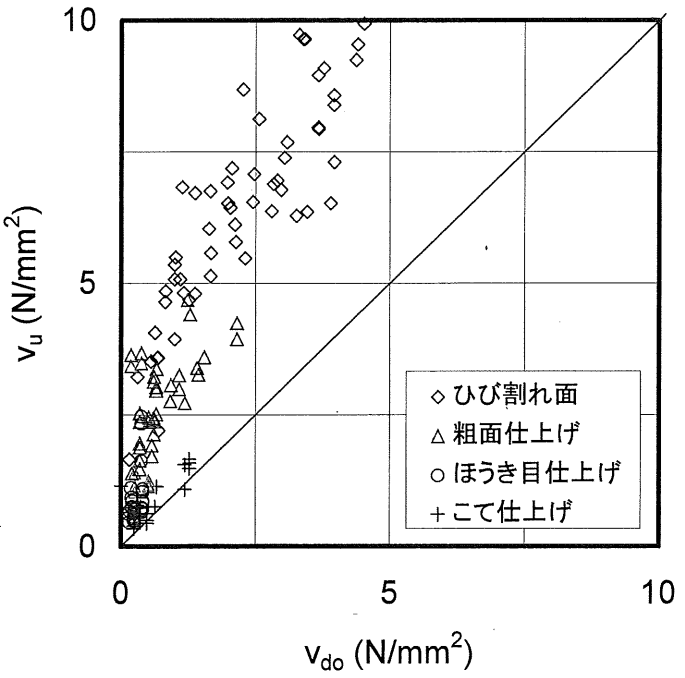
f_y：ずれ止め鉄筋の降伏点

図中の記号は，接合面の表面仕上げの違いを示した。また，図-2.1.1(b)に，既往のプッシュオフ試験で得られた試験結果を同様の図で示す(報告書Ⅱ，図-2.3.4 と同じ)。いずれの場合も，ずれ止め鉄筋の増加に伴ってせん断強度が増加する(注：最大荷重時のずれ量を制限していない)。また，すべてのせん断強度は v_{do} よりも小さいものはない。プッシュオフ試験で接合面がこて仕上げである場合，横軸の v_{do} と概ね一致する傾向があり，このときのせん断強度はずれ止め鉄筋のダウエル効果に依存することがわかる。しかし，はり試験の場合，接合面がこて仕上げであっても，v_{do} より約 1 N/mm² 以上大きい傾向が見られた。この差は，次に述べる載荷点・支点の鉛直応力の影響，床版側コンクリートの自重による摩擦力の増加などによって，せん断強度の増加が生じた可能性があると考えられる。



(a) PC 合成げたの曲げ試験

(データは文献 2.1)～2.6)による)



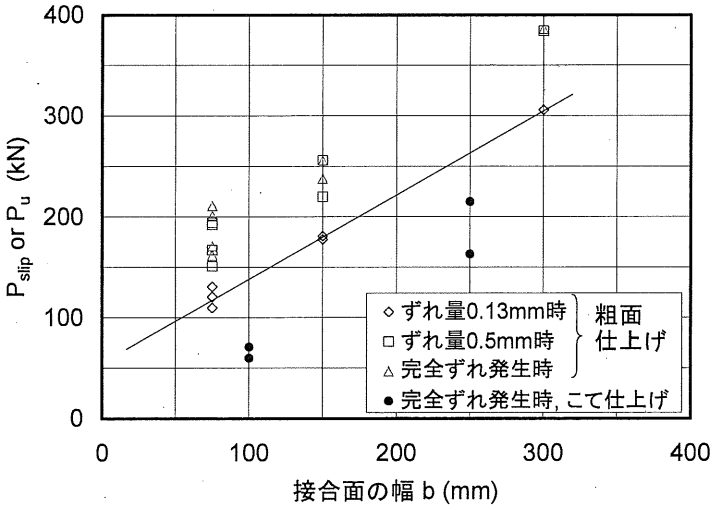
(b) プッシュオフ試験

(データは文献 2.1),2.3),2.7)～2.13)による)

図-2.1.1 既往の実験データに基づくせん断強度 v_u と鉄筋のダウエル作用のみによるせん断強度 v_{do} の関係

(2) 接合面幅の影響

図-2.1.2 にはりの試験における最大荷重に対する接合面幅の影響を示す。ずれ止め鉄筋量が同じ場合，コンクリートの接合面の幅に比例してせん断伝達耐力が増加した[2.5]。こて仕上げの場合にも同様の傾向が見られた[2.6]。



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-2.1.2　はり試験における接合面の幅の影響

(データは文献 2.5), 2.6)による)

(3)　コンクリート合成げたの水平せん断に起因した破壊の形態

Hanson(1960)[2.1]は，支間 3.7 m(a/d = 3)及び 6.1 m(a/d = 4.2)のはり試験体を用いた曲げ試験について，水平せん断に起因した破壊の形態を次のように述べている。

支間 3.7 m の場合は，曲げひび割れが発生した後，少しの荷重増加で床版下面まで達した。さらに載荷するとひび割れは接合面に沿って進行した(接合面のずれ)。桁と床版にずれが生じると桁は部分合成げたとして作用し始め，接合面に達していた曲げひび割れの上部が閉じて，プレキャスト桁の上部は圧縮力が作用し，床版の下面には曲げひび割れが生じた(間接ばりとしての挙動に近づく)。さらに荷重を上げると床版の中に長い斜ひび割れが生じて破壊に至った。床版のずれは桁端に向かって発達するが，桁端まで達することはなく，支点に向かって斜ひび割れが発生した。支間 6.1 m の場合は，間接ばりとなるまでは支間 3.7 m の場合と同様であったが，破壊は接合面以下の桁の圧縮破壊によるもので，端部の斜ひび割れが破壊の原因ではなかった。

乙藤らの研究[2.2]や Loov らの研究[2.5]においても，載荷点から 45°の範囲及び支点から 45°の範囲では接合面のずれが生じなかった。支点付近では，ウェブ支点付近に斜めひび割れが発生した後，外側のブロックがフランジからの力を受けて，外側に回転する方向に破壊が進展した。海外の研究[2.1), 2.4)~2.6)]はいずれも鉄筋コンクリート(RC)部材による曲げ試験であるが，乙藤らのはりの曲げ試験はプレストレスを導入していたにもかかわらず，同様の傾向が見られたとしている。

旧土研・PC 建協の研究[2.3]では，プレキャスト部材側(ウェブ)にプレストレスを導入した場合についてはりの曲げ試験を実施した結果，ずれは載荷点及び支点を貫通して接合面のずれが発生した。プレストレスは $0.24\sigma_{pu}$ と低く抑えていたが，プレストレスの効果により，斜めひび割れの発生が抑制されたものと考えられる。乙藤らの試験の場合にそうならなかったのは，接合面の表面仕上げが比較的丁寧で付着が強かったことから，相対的にRCと同様の破壊形態になった可能性が考えられる。

(4) せん断スパン比の影響

Saemannら[2.4]は，支間2.4, 3.4, 6.1 m(それぞれせん断スパン比 a/d = 2.6, 3.9, 7.7)のはり試験体，計42体の曲げ試験を実施した結果，はりの破壊形態をせん断破壊(ここではずれ破壊)，引張破壊(軸方向鉄筋の降伏)，引張せん断破壊(ずれ破壊と軸方向鉄筋降伏の中間)の3種類に分類した。せん断破壊は，a/dが2.6，3.9でずれ止め鉄筋比が 1%に満たない場合にほとんどの試験体で見られた。このときの終局時のずれ変位は 3～13 mmであった。引張破壊はa/dが7.7の場合に多く見られ，ウェブとフランジ間の水平ひび割れはほとんど見られず，はりの端部では皆無であった。これらの破壊形態は，a/dのほか，ずれ止め鉄筋比pによって異なっていたことから，a/dとpに応じた終局せん断強度の算定式が提示された(図-2.1.3)。

乙藤らの試験[2.2]でも，支間8 mのはり試験体5体について，a/dを0.7～4.3の範囲で変化させて曲げ試験を実施した。その結果，a/dが2～3程度の場合にずれ破壊が生じたが，a/dが2以下では破壊まで載荷できず，a/dが4以上では曲げ破壊となった。

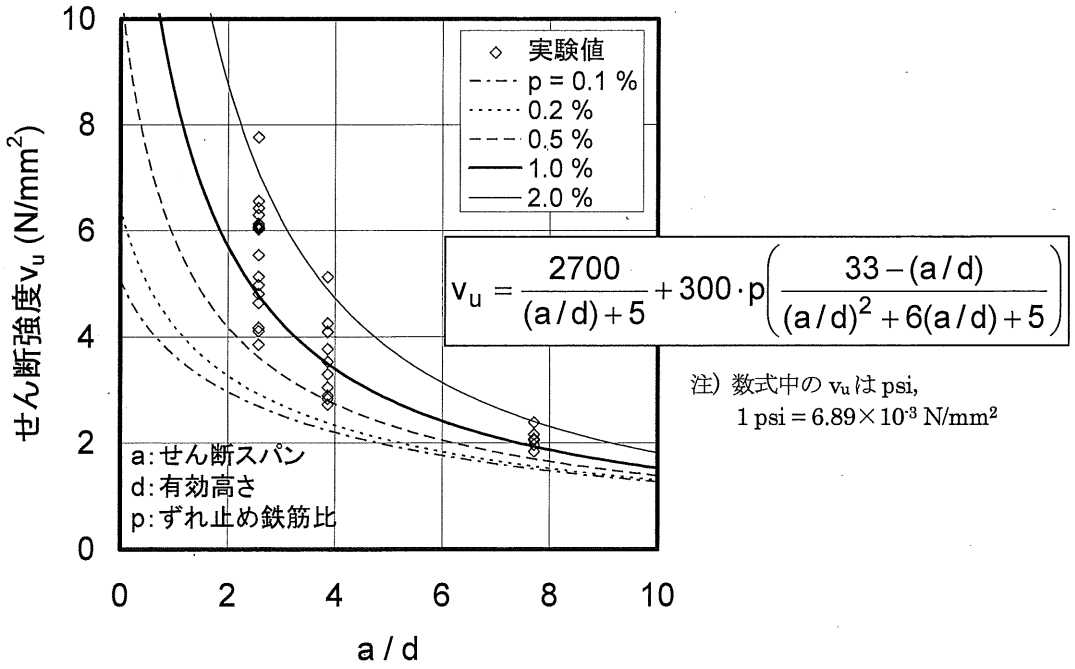


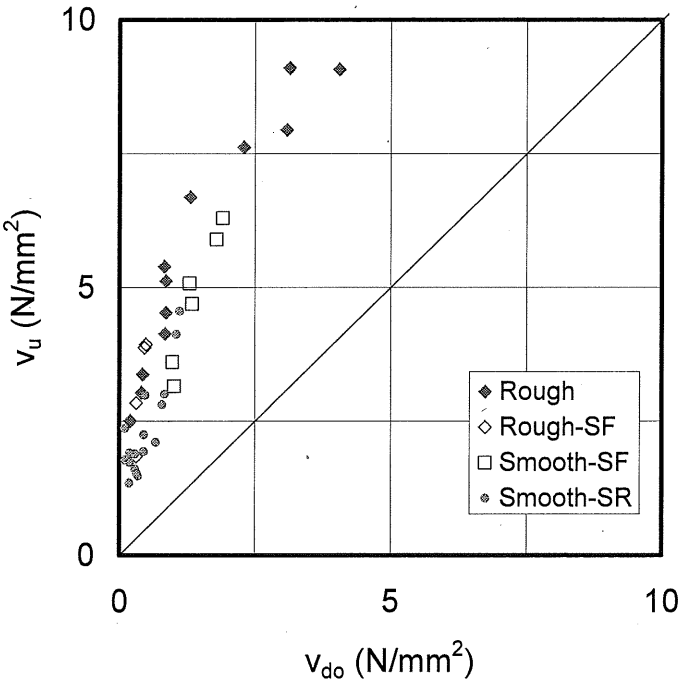
図-2.1.3 Saemannらのせん断スパン比の影響[2.4]

(5) ずれ変位の限界値

水平せん断によるウェブフランジ間のずれ限界について，Hanson[2.1]やSaemannら[2.4]は0.13 mm(0.005 in)とした。Loov，Patnaikら[2.5]は，このずれ量の制限によりせん断強度が制約されると述べている(ずれ止め鉄筋量によっては，ずれ変位は急激に増加するものの荷重はさらに増加する)。乙藤ら[2.2]は，荷重－たわみ，荷重－ずれ変位の関係において，ずれ量が約0.05 mmで急激な変化が見られ，0.05 mm以下では一体打ちとしたはりと同様の挙動を示し，それ以上のずれが生じると徐々に重ねばりの挙動に近い性質を示すようになったと述べている。

(6) 試験体形状

これまでのコンクリート合成げたの曲げ試験の多くは，矩形断面のウェブとフランジで構成されたT型断面の試験体であったが，Patnaik[2.6]は矩形断面で打継目(両側に切り込み)を設けたものについて実施した。また，Loov，Patmaikら[2.5]は，支点付近の鉛直応力の影響を避けてずれが発生しやすくするため，また吊り金具の設置を容易するため，支点上付近のみフランジがない試験体が用いられた。試験結果は，図-2.1.4のとおりであり，破壊形態に若干の違いはあっても，せん断強度v_uにはほとんど影響していなかったようである。



Rough：接合面粗度6mm，T断面
Rough-SF：接合面粗度6mm，T断面，フランジ端部切欠き
Smooth-SF：接合面コテ仕上げ，T断面，フランジ端部切欠き
Smooth-SR：接合面コテ仕上げ，矩形断面，フランジ端部切欠き

図-2.1.4 試験体形状の影響

(データは文献2.5), 2.6)による)

(7) 接合面の作用せん断力の算定

Hanson[2.1], Saemann ら[2.4], 乙藤ら[2.2]は，はり試験体の曲げ試験結果において接合面に作用したせん断応力度 v を V·Q/(b·I)で算定した(ただし，V：けた断面に作用するせん断力，Q：合成断面の図心軸に関する床版の断面一次モーメント，b：フランジとウェブの接合面の幅，I：合成断面の図心軸に関する断面二次モーメント)。Hanson[2.1]は，曲げひび割れ発生後やずれ発生後の挙動についてもこのせん断応力度を用いることは厳密さを欠く部分があるが便宜的に用いるとした。Loov, Patnaik ら[2.5]は，ずれ発生時に曲げひび割れが発生していたことを考慮して，コンクリートの引張領域を無視した Q, I を用いて試験結果を整理した。

(8) プッシュオフ試験とはり試験の比較

報告書Ⅰで述べたように，Hanson[2.1]，乙藤ら[2.2]は，プッシュオフ試験とはり試験のずれ挙動の比較をせん断応力度とずれ変位の関係だけで考察された。しかし，それぞれのずれ変位の測定方法に起因した違いが生じる可能性があり，特にずれ変位の制限値などはごく小さい値であり厳密な比較には適切でなかったかもしれない。実際，Hanson ははり試験では 0.13 mm のずれ変位が見られた後に，はりのたわみが急変したとしているが，このずれ量はプッシュオフ試験におけるずれ発生時のずれ変位に比べて大きかった，といった事例が見られる。また，旧土研・PC 建協の共同研究報告書[2.3]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，はり試験体のずれ止め鉄筋の位置によっても挙動が異なっていた。

旧土研・PC 建協の共同研究で実施したはり試験及びプッシュオフ試験の結果で，同等の接合面仕上げの場合について両試験の接合面のせん断強度を比較すると，はり試験で得られた接合面のせん断強度はプッシュオフ試験で得られた値よりも大きい傾向にあった。はり試験では，載荷点，支点において鉛直応力の影響を受けると考えられており[2.14]，はり試験のせん断強度が高いことの要因の一つとして考えられるが，その評価方法は明確にされていない。

2.2 コッターの効果

コンクリートの接合面においてせん断強度の改善のため，コッターが用いられる場合がある。土木学会のコンクリート標準示方書[2.15]では，そのせん断強度を $0.1\,f'_c \cdot A_c$ で算定することを提示しているが，明確な根拠は示されていない。同様の規定は，建築関連の基準[2.16]で既に見られる。また，本研究では原本の確認ができていないが，旧ソ連の規定にコッターの寸法に応じた算定式があるようである[2.17]。ACI318 や AASHTO LRFD では，コッターに関する規定は見られない[2.18),2.19]。また，文献 2.20)では，コッターのせん断強度を $0.5\sqrt{f_c}$ としている(コッターの強度としては $1.0\,f_c$ (支圧強度)とのいずれか小さい値)。コッターの強度のばらつきが大きいことから，コンクリートの引張強度に相当する値として規定したとされている。

後藤・長滝は，コッターの強度はその形状に依存して，凸部のせん断強度または凹部の支圧強度のいずれか小さい方となるとして，次の照査方法を提案している[2.21]。

$$\frac{\tau_{u,s}}{f'_c} = 0.16\frac{A_c}{A_v} + (0.29\frac{A_c}{A_v} + 0.83)\frac{\sigma_n}{f'_c} \qquad (2.3)$$

$$\frac{\tau_{u,b}}{f'_c} = 0.11\frac{A_b}{A_v} + (0.8\frac{A_b}{A_v} + 0.83)\frac{\sigma_n}{f'_c} \qquad (2.4)$$

ここに，$\tau_{u,s}$：せん断破壊する場合のせん断強度

$\tau_{u,b}$：支圧破壊する場合のせん断強度

f_c：コンクリートの圧縮強度

A_c：コッターの面積(接合面に平行な面における面積)

A_b：コッターの面積(接合面に垂直な面における面積)

A_v：接合面積

σ_n：接合面に垂直に作用する支圧応力度

阿部らの試験[2.12]では，凸型コッターがせん断強度の改善に比較的効果があるように見られた(報告書Ⅰに詳細結果掲載)。コッターのせん断強度が単にコンクリートのせん断強度に依存するとすれば，コンクリートのせん断強度が $0.17\,f'_c \cdot A_c$ 程度であることから(報告書Ⅱ)，$0.1\,f'_c \cdot A_c$ は実際の 1/1.7 に相当する。

Hanson[2.1]は，コッターを1～2個設けた場合についてもプッシュオフ試験を実施した。図-2.2.1に，Hansonの結果に基づきコッターの影響を整理した。比較を明確にするため，表面粗度が粗い場合で，ずれ止め鉄筋比が小さい範囲で示した。また，1データのみであるが，こて仕上げとしてコッターを設けた結果も合わせて示した。これらの結果によれば，接合面を粗面仕上げとした場合，コッターの明確な効果は見られなかった。一方，こて仕上げでコッターを設置した場合には，明らかにコッターの効果が現れた。

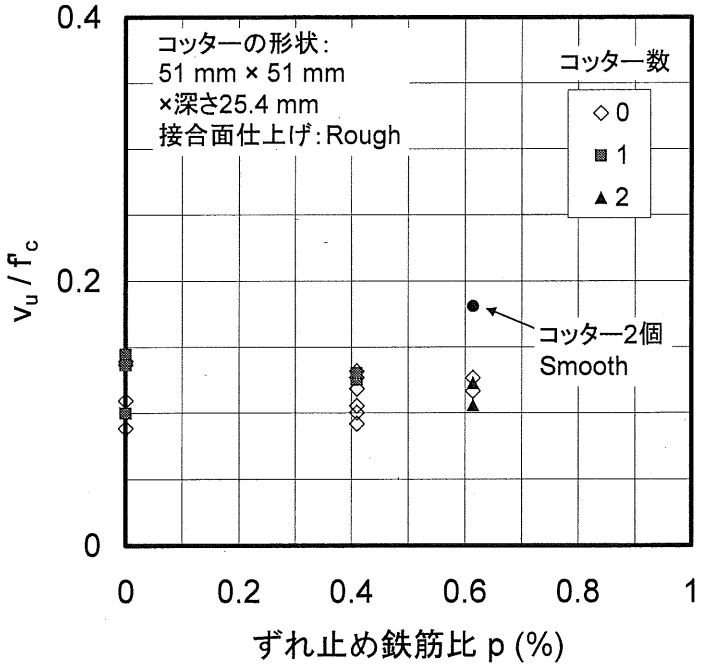


図-2.2.1 コッターの影響

(試験データはHansonの結果[2.1])

3．試験体の設計

3.1　はり試験の目的

接合面を有するはり（合成げた）の載荷試験を行い，フランジとウエブの接合面におけるずれ挙動を確認し，既往のプッシュオフ試験の結果(報告書Ⅰ，Ⅱ)との比較を行うとともに，合成げたの接合面におけるずれ破壊の機構を明確にする。

3.2　設計条件

試験体は，ずれ挙動の確認のため，はりの曲げ破壊やせん断破壊が生じる前に，フランジとウエブのずれ破壊を確実に発生させなければならない。したがって，はりの曲げ耐力とせん断耐力は，ずれ破壊荷重より大きくする必要がある。

ずれ止め鉄筋の鉄筋ひずみ，接合面のずれ変位をできるだけ詳細に把握するため，測定点数が多くなることから，はりの片側のみでずれ破壊が生じるように設計することとした。旧土研・PC 建協の共同研究[3.1]では，PC 合成げたの 2 点載荷による曲げ試験(接合面の水平せん断に着目)において，片側のせん断スパンと載荷点間にずれが見られたことから，一方のせん断スパンを拘束しても支障ないと考えた。

3.3　試験体の計画

(1) 基本断面

基本断面はT形断面とした。ずれ挙動の確認に対する容易性やT形断面における応力集中の回避の観点から，合成後の断面を矩形とすることも考えられたが，図-3.3.1 に示すように，合成断面の図心位置が接合面から離れると，接合面のせん断応力度が小さくなり，ずれを発生させるための載荷荷重が大きくなる傾向があった。

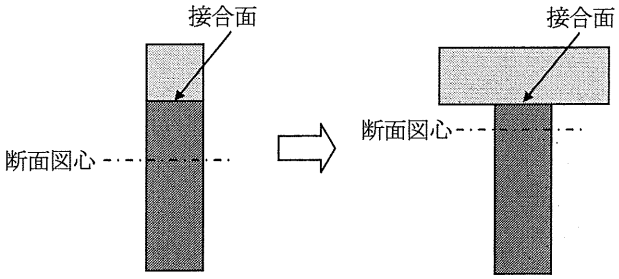


図-3.3.1　基本断面

ずれ発生まで，ウェブのせん断ひび割れ発生を防止するとともに，曲げひび割れを抑制するため，ウエブに PC 鋼材を配置することとした。

ウエブ厚は，接合面でのずれ破壊を確実に発生させるために，鋼材を配置可能な範囲で，極力薄くすることとし，試験体Ⅰの最小のウエブ厚を 150mm とした。

フランジ厚は，道路橋示方書・同解説Ⅲ[3.2](11.4 構造細目)にある最小床版厚を採用して 150mm とし，フランジ幅は合成断面の図心が接合面に近くなるように決定した。

(2) 試験体の種類

各試験体の仕様を表-3.3.1 に示す。本試験では，フランジとウエブとの接合面に設けるずれ止め構造に着目して，同じずれ止め鉄筋量で接合面幅の異なる 2 体と，ずれ止め鉄筋の代わりにコッターを用いた 1 体の

合計3体とした。ずれ止め鉄筋を用いた2体は，ウエブ厚を変化させて，それぞれのずれ止め鉄筋比を0.2%と0.13%(ウエブ幅が1.5倍)とした(実際はそれぞれ0.21%，0.14%となった)。コッターは，既往のプッシュオフ試験(報告書Ⅰ)に用いた形状と同様に幅50mm，高さ30mmの矩形断面とした。

表-3.3.1　試験体の種類

	接合面の幅	接合面の状態		
	(mm)	ずれ止め鉄筋比(%)	コッター	表面仕上げ
試験体Ⅰ	150	0.21(0.22)	----	ほうき目仕上げ
試験体Ⅱ	225	0.14(0.15)	----	
試験体Ⅲ	150	----	有	

注)（　）内は，ずれ止め鉄筋の実配置鉄筋比(ずれ止め鉄筋量／試験体全長／接合面幅)を示す。

(3) 載荷方法

載荷方法は，載荷荷重による支間中央の曲げモーメントを低減して，曲げ破壊の先行を抑制するため，2点載荷とした。

(4) 支間

2点載荷の載荷点間距離を1000mmとし，ずれ破壊を発生させるのに適しているせん断スパン比(a/d)が概ね2.5となるように(2.1節より)せん断スパンを1250mmとして，試験体の支間を3500mmとした。はり高が600㎜で有効高dを500mmと仮定した場合，a/dは2.5となる。

(5) 使用材料

①コンクリート

一般的にPCコンポ橋に用いられるコンクリートを用いることとして，載荷試験時におけるコンクリートの目標圧縮強度を，フランジで30N/mm^2，ウエブで50N/mm^{2}とした。

②鉄　筋

SD295A及びSD345(試験体Ⅱの軸方向鉄筋のみ)を使用した。

③PC鋼材

試験体が短いため，セットロスがほとんど発生しないと考えられるPC鋼棒φ32（B種1号）を使用した。

(6) 接合面

①接合面幅

試験体Ⅰの幅(150mm)を基本として，試験体Ⅱの接合面幅を試験体Ⅰの1.5倍とした。試験体Ⅲは試験体Ⅰと同じ接合面幅とした。

②ずれ止め鉄筋

ずれ発生区間にできるだけ細かい間隔でずれ止め鉄筋を配置するため，1断面当り1-D10(接合面幅の中央に1本)とした。また，これにより，接合面付近の側方かぶりを十分に取ることができた(ずれ止め鉄筋からウェブ表面までの距離，小さいと側方かぶりの剥離が先行すると考えられる)。

③コッター

コッターは，報告書Ⅰのプッシュオフ試験供試体No.2, 8を参考として，高さ30mm×長さ50mm×接合

面幅をもつ矩形，凸型とした。

④表面仕上げ

表面仕上げはすべてほうき目仕上げ(報告書Ⅰにおける標準ほうき目仕上げ)とした。プッシュオフ試験と同様，各試験体の表面粗度をレーザー変位計による方法で計測することとした。

⑤固定側の補強

固定側のせん断スパンでは，ずれ止め鉄筋やコッターを追加することにより，ずれ破壊に対する補強を施すこととした。

(7) その他

①支点付近のフランジの有無

フランジは，端部まで延長すると，支点反力の作用によりずれ挙動が抑制されることが懸念されたが(2.1節)，旧土研・PC建協の共同研究[3.1]と同様に端部まで延ばすこととした。

②PC鋼材の導入緊張力

導入緊張力は，既往試験の値を参考に，PC鋼材の引張荷重P_uの約20%(計画時)とした。実際の製作では，弾性変形や試験中のクリープ・乾燥収縮等による減少量を考慮して載荷試験時に$0.21P_u$となるように導入緊張力を設定した。

3.4 試験体の概要

はり試験体の概要を図-3.4.1に示す。

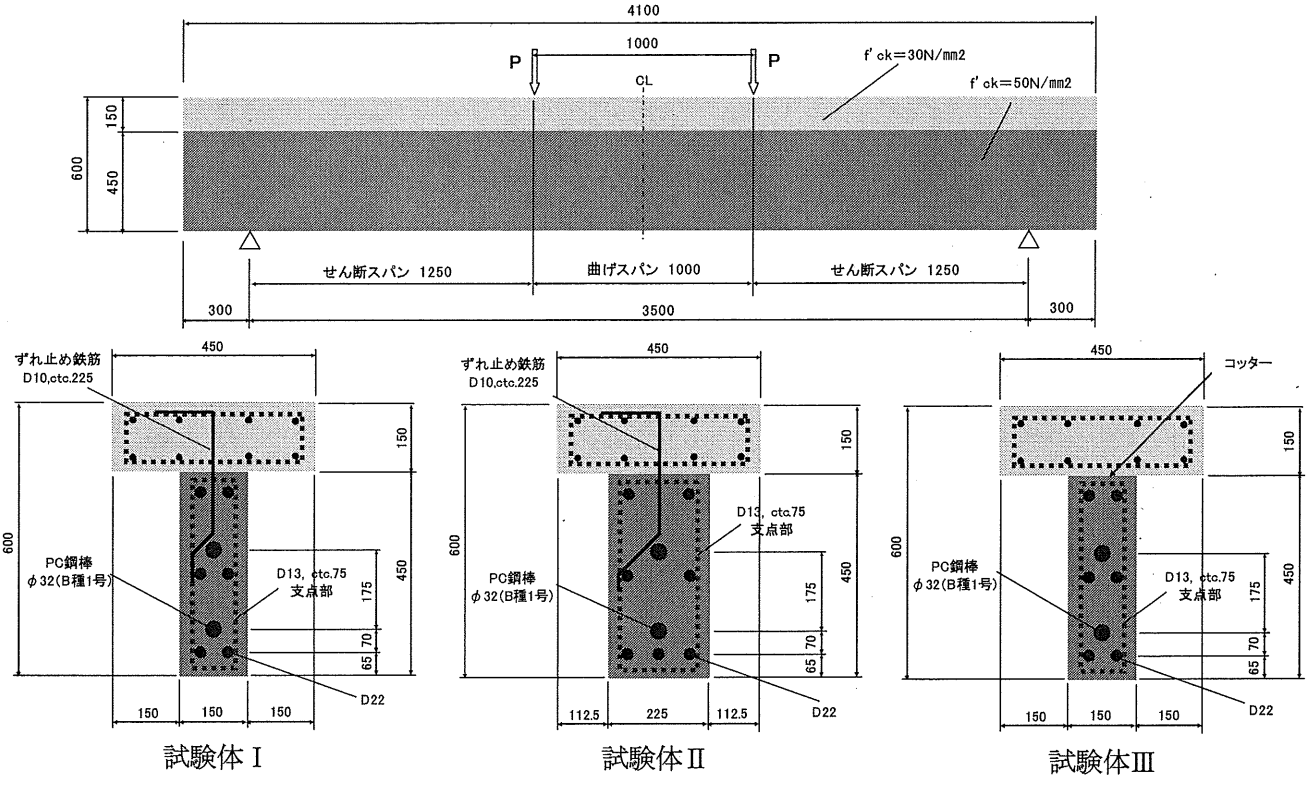


図-3.4.1 はり試験体の概要

3.5　各破壊荷重の算定

(1) 設計ずれ破壊荷重

フランジとウエブのずれ破壊時の発生荷重は，既往のプッシュオフ試験の結果から，接合面の設計せん断強度が 4.0 N/mm^2 に達する荷重を目安とした。

本報告書では，接合面に作用するせん断応力度 v と荷重 P の関係は，以下の式によった。

$$v = V \cdot Q / (b \cdot I) \qquad (3.1)$$

$$V = P / 2 \qquad (3.2)$$

$$v = V_h / (a \cdot b) \qquad (3.3)$$

$$P = \frac{2 \cdot I \cdot V_h}{Q \cdot a} \qquad (3.4)$$

ここに，

v ：接合面に作用するせん断応力度

V ：けた断面に作用するせん断力

Q ：合成断面の図心軸に関する床版の断面一次モーメント

b ：フランジとウェブの接合面の幅

(= ウェブ幅)

I ：合成断面の図心軸に関する断面二次モーメント

P ：荷重(2 点への載荷荷重の合計)

V_h ：接合面に作用する水平せん断力

a ：せん断スパン(= 1.25 m)

注) Q, I は全断面有効として計算した。

表-3.5.1 に示す結果のとおり，接合面のせん断応力度が 4.0N/mm^2 に達する荷重 P は，試験体 I，III で 510 kN，試験体 II は 830 kN であり，これを各試験体の設計の目安とした。

なお，この荷重において，斜引張応力度がコンクリートの引張強度に達しないことを確認する。

表-3.5.1 に示した斜引張応力度 σ_I は次式により算出した。

$$\sigma_I = 1/2 \cdot (\sigma_x - \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau^2}) \qquad (3.5)$$

ここに，

σ_I : ウェブに生じるコンクリートの斜引張応力度

τ ：ウェブに生じるコンクリートのせん断応力度 (= v)

σ_x : 部材軸方向圧縮応力度 (プレストレス 183.5 kN×2 本／ウェブ断面積 450×b)

コンクリートの引張強度 f_t はコンクリート標準示方書[3.3]に基づき次式で算出した。

$$f_t = 0.23 \cdot f_c^{2/3} = 0.23 \cdot 50^{2/3} = 3.1 \text{ N/mm}^2 \qquad (3.6)$$

ここに，f_c : コンクリートの圧縮強度 (=50N/mm^2)

表-3.5.1　はり試験体の接合面の設計せん断強度

		試験体Ⅰ，Ⅲ	試験体Ⅱ
S_{d1}	kN	6.780	8.475
S_{d2}	kN	255.000	415.000
ΣS_d	kN	261.780	423.475
b	m	0.1500	0.2250
I	m^4	0.0040	0.0051
As	m^2	0.0572	0.0572
y'	m	0.2373	0.2666
ys	m	0.1623	0.1916
Q	m^3	0.0093	0.0110
τ	N/mm^2	4.02	4.04
σ_x	N/mm^2	5.44	3.62
σ_I	N/mm^2	-2.13	-2.62

注）S_{d1}：自重によるせん断力

S_{d2}：載荷荷重によるせん断力

ΣS_d：せん断力の合計

A_S：床版面積

y'：上縁から合成断面図心

y_S：床版図心より合成断面図心

(2) 載荷前の曲げ応力度

ウエブの PC 鋼材は，図-3.4.1 に示すとおり配置して，フランジのコンクリート打設前に緊張した。載荷試験前の試験体のひび割れを抑制するため，曲げ応力度状態を全断面を有効断面として照査した。プレストレス量は 183.5kN／本とした。表-3.5.2 のとおり，フランジの合成前，合成後ともにウエブ上下縁に引張応力度が発生しないことを確認した。

表-3.5.2　載荷前の曲げ応力度の照査

				試験体Ⅰ，Ⅲ	試験体Ⅱ
A	合成前		m^2	0.0675	0.1013
y'	合成前		m	0.2250	0.2250
I	合成前		m^4	0.001139	0.001709
W	合成前	上縁	m^3	0.0051	0.0076
		下縁	m^3	-0.0051	-0.0076
P			kN	367.0	367.0
y_p	合成前		m	0.2275	0.2275
e_p	合成前		m	-0.0025	-0.0025
M_p			kN･m	-0.918	-0.918
σ_p	ウエブ上縁		N/mm^2	5.3	3.5
	ウエブ下縁		N/mm^2	5.6	3.7
M_{d1}			kN･m	2.532	3.800
M_{d2}			kN･m	2.532	2.532
σ_{d1}	ウエブ上縁		N/mm^2	0.5	0.5
	ウエブ下縁		N/mm^2	-0.5	-0.5
σ_{d2}	ウエブ上縁		N/mm^2	0.5	0.3
	ウエブ下縁		N/mm^2	-0.5	-0.3
$\sigma_{d1}+\sigma_p$		ウエブ上縁	N/mm^2	5.8	4.0
		ウエブ下縁	N/mm^2	5.1	3.2
$\sigma_{d1}+\sigma_{d2}+\sigma_p$		ウエブ上縁	N/mm^2	6.3	4.3
		ウエブ下縁	N/mm^2	4.6	2.9

注）いずれも引張を負号とする。

照査ケース　①ウエブ自重σ_{d1}+プレストレスσ_p

②ウエブ自重σ_{d1}+上フランジ自重σ_{d2}+プレストレスσ_p

(3) 曲げ耐力

曲げ耐力は，コンクリートの圧縮強度を 30 N/mm^2 に想定した T げた断面に対して，道示Ⅲの終局荷重作用時の照査に準じて算出した。ただし，引張鋼材は最下段の鉄筋（D22）と 2 本の PC 鋼棒 φ32（B種 1 号，ただし 183.5kN/本）を考慮した。計算結果を図-3.5.1～2 に示す。

ひび割れ曲げモーメントは，断面下縁のコンクリートの曲げ引張応力度が曲げ引張強度 f_{tk}（$=0.23\cdot f'^{2/3}_{ck}$ $=0.23\cdot 30^{2/3}$ $=2.22$ N/mm^2）に達した時の曲げモーメントである。

また，降伏及び終局曲げモーメントは，以下の仮定に基づいて計算した。

1) 維ひずみは，中立軸からの距離に比例する。
2) コンクリートの引張応力は，無視する。
3) 鉄筋引張縁の降伏ひずみは，ε_{sy}（$=\sigma_{sy}/E_s=345/2.0\times10^5=0.0017$）とする。コンクリート圧縮縁の終局ひずみは，道示Ⅲに準拠し，0.0035 とする。
4) コンクリート及び鉄筋の応力ひずみ曲線は，道示Ⅲに準拠する。
5) PC 鋼材の終局ひずみに有効鋼材応力度 σ_{pe} による初期ひずみを考慮する。この時，σ_{pe} によるコンクリートの初期ひずみは無視する(終局曲げモーメントにはほとんど影響しないため)。

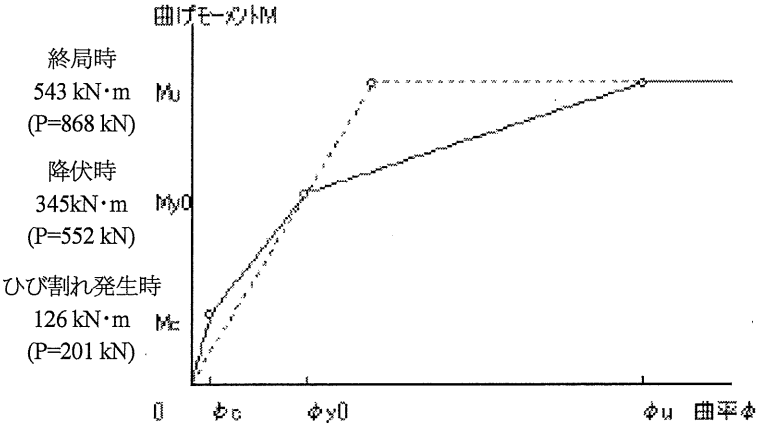


図-3.5.1 M－φ曲線（試験体Ⅰ，Ⅲ）

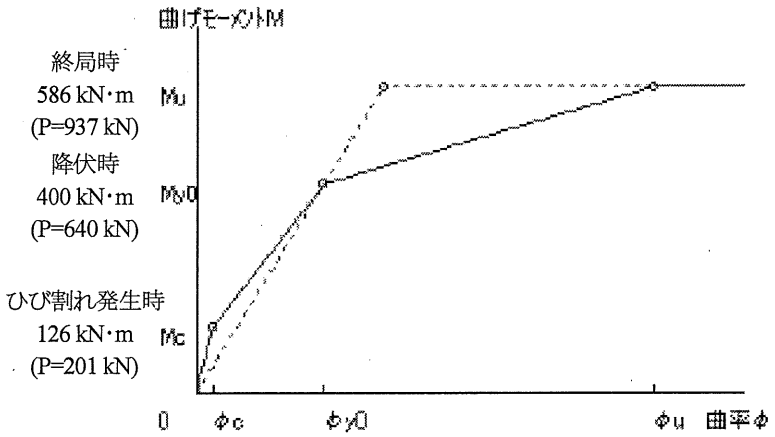


図-3.5.2 M－φ曲線（試験体Ⅱ）

(4) せん断耐力

はりとしてのせん断耐力は，次に示すコンクリート標準示方書[3.3)]の算定式によって算定した。計算結果を表-3.5.3 に示す。

$$V_{c+s} = V_c + V_s \qquad (3.7)$$

$$V_c = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vc} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s = [A_w \cdot f_{wy} (\sin\alpha_s + \cos\alpha_s) / s] \cdot z$$

ここに，

$\beta_d = \sqrt[4]{1/d}$ (d：m)

$\beta_p = \sqrt[3]{100\, p_w}$

$\beta_n = 1 + M_o / M_d$

$f_{vc} = 0.20 \cdot \sqrt[3]{f'_c}$ (N/mm²)

M_d ：設計曲げモーメント

M_o ：設計曲げモーメント M_d に対する引張縁において，軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント

b ：腹部の幅

d ：有効高さ

$p_w = A_s / (b \cdot d)$

A_s ：引張側鋼材の断面積

f'_c ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

A_w ：区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wy} ：せん断補強鉄筋の降伏強度

α_s ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角

s ：せん断補強鉄筋の配置間隔

z ：圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離

表-3.5.3　せん断耐力

		試験体Ⅰ，Ⅲ	試験体Ⅱ
h	mm	600	600
d	mm	428	443
b_w	mm	150	225
f_{wy}	N/mm^2	295	295
A	m^2	0.1248	0.1585
I	m^4	0.00404	0.00511
Z	m	0.372	0.385
f'_c	N/mm^2	50.0	50.0
f_{vc}	N/mm^2	0.737	0.737
β_d		1.24	1.23
A_s	mm^2	2383	2770
p_w		0.0371	0.0278
β_p		1.55	1.41
P_e	kN	367	367
e	m	-0.140	-0.111
M_d	kNm	543	586
M_0	kNm	182	160
β_n		1.34	1.27
V_c	kN	121	161
A_w	mm^2	126.7	126.7
n		2	2
s	mm	75.0	75.0
α_s	deg	90	90
A_w	mm^2	253.4	253.4
V_s	kN	371	384
V_{c+s}	kN	492	545

(5) せん断伝達耐力（ずれ破壊荷重）

3 章では当初の試験体設計の考え方を示すこととした。なお，8 章考察では，コンクリートの付着に着目した評価方法を示す。

1) コンクリート標準示方書のせん断伝達耐力式による場合

a) ずれ止め鉄筋（試験体Ⅰ，Ⅱ）

コンクリート標準示方書 [3.3]の次のせん断伝達耐力式(コッター分を除く)で計算した結果を表-3.5.4 に示す。

$$V_u = (\tau_c + p \cdot \tau_s \cdot \sin^2\theta - \alpha \cdot p \cdot f_y \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta) A_c \qquad (3.8)$$

ここに，

$\tau_c = \mu \cdot f_c^B (\alpha \cdot p \cdot f_y \pm \sigma_n)^{1-B}$

$\tau_s = 0.08 f_y / \alpha$

$\alpha = 0.75 \{1 - 10(p \pm 1.7 \sigma_n / f_y)\}$，$0.08\sqrt{3} \leqq \alpha \leqq 0.75$（異形鉄筋の場合）

σ_n ：せん断面に垂直に作用する平均応力度（圧縮の場合は 1/2 とする。本文では σ_n の圧縮側を正とする。これに合わせて式中の符号(波線部)を”＋”にした）

p ：ずれ止め鉄筋比

A_c ：接合面の面積（ずれ止め鉄筋間隔 225mm にウエブ厚を乗ずる。）

θ ：せん断面と鉄筋のなす角度（= 90°）

B ：面形状を示す係数（打継面(処理あり)の場合 0.5）

μ ：固体接触に関する平均摩擦係数（= 0.45）

f_c ：コンクリートの圧縮強度

表-3.5.4 ずれ止め鉄筋のせん断伝達耐力（1 本あたり）

		試験体Ⅰ	試験体Ⅱ
μ		0.45	0.45
f_c	N/mm²	30	30
B		0.5	0.5
p		0.002	0.00133
σ_n	N/mm²	0.0	0.0
f_{yd}	N/mm²	295	295
α		0.735	0.740
τ_c	N/mm²	1.62	1.33
τ_s	N/mm²	32.1	31.9
θ	deg	90	90
A_c	mm²	33750	50625
γ_b		1.0	1.0
V_u	kN	56.9	69.4
v_u	N/mm²	1.69	1.37

注) せん断強度 $v_u = V_u/(b \cdot s)$，b：接合面幅，s：ずれ止め鉄筋間隔(=225 mm)

b) コッター（試験体Ⅲ）

はり試験体に用いるコッターの形状寸法は，図-3.5.3 に示すとおり，報告書Ⅰのプッシュオフ試験で用いたコッターと同様に，高さ 30mm×長さ 50mm とした。

コンクリート標準示方書[3.3]のコッターのせん断伝達耐力式を以下に示す。計算結果を表-3.5.5 に示す。

$$V_k = 0.1 \cdot A_k \cdot f_c \cdot n \qquad (3.9)$$

ここに，

A_k ：コッターのせん断面の断面積（$50 \times b$）

n ：せん断キーの個数

参考として，後藤，長滝ら[3.4]の式(2.3)，式(2.4)，及び旧ソ連のコンクリート基準[3.5]により算出した結果も表-3.5.5 に示す。

$$V = \min(V_1, V_2) \qquad (3.10)$$

$$V_1 = d \cdot f_c \cdot L \cdot n$$

$$V_2 = h \cdot 2f_t \cdot L \cdot n$$

ここに，

d：コッターの高さ

f_c：コンクリートの圧縮強度

f_t：コンクリートの引張強度（式(3.6)による）

L：コッターの幅（ウエブ幅）

h：コッターの長さ

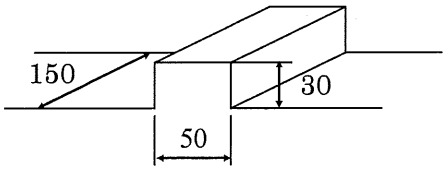


図-3.5.3　コッターの形状

表-3.5.5　コッターのせん断伝達耐力（1個あたり）

(a)　式(3.9)，式(3.10)による計算結果

		試験体Ⅲ
f_c	N/mm²	50
f_t	N/mm²	3.12
d	mm	30.0
L	mm	150
h	mm	50.0
n	個	1
V_k	kN	37.5
V_1	kN	225
V_2	kN	46.8
v_u	N/mm²	0.56

注）せん断強度 $v_u = V_k /(b \cdot s)$，b：接合面幅，s：コッター間隔(=450 mm)

(b)　式(2.3)，式(2.4) による計算結果

		試験体Ⅲ
A_c / A_v	—	50 / 450
A_b / A_v	—	30 / 450
σ_n	N/mm²	0.0
$\tau_{u,s}$	N/mm²	0.89
$\tau_{u,b}$	N/mm²	3.67
a	mm	1250
b	mm	150
$V_u = \min(\tau_{u,s}, \tau_{u,b}) \cdot a \cdot b$	kN	60.0

2) 報告書Ⅰのプッシュオフ試験結果を参考とした場合

報告書Ⅰに示したプッシュオフ試験結果のうち，金ゴテ仕上げ，ほうき目仕上げ及び粗面仕上げの場合の結果を抽出して，表-3.5.6 に示す。

プッシュオフ試験における最大荷重は，仕上げ面及び接合構造が負担する荷重を足し合わせて評価できると仮定して，それぞれの負担荷重を検討した。表中の①最大荷重(実験値)，②仕上げ面及び③接合構造それぞれの負担荷重を仮定し(最終的な仮定が表-3.5.7)，④それらの合計(②+③)と実験値①との差の絶対値が最小となる負担荷重を算出した。算出結果を表-3.5.7 に示し，これを用いた各試験体の耐力を表-3.5.6 に示す。また，実測値と表-3.5.7 による算定値の比較を図-3.5.4 に示す。実測値と算定値の相関は比較的よい結果が得られた($R^2 = 0.92$)。

これらの結果によれば，コッターの負担は，本実験と同様の形状で 475mm 間隔で配置された場合(はり試験では 450mm 間隔とした)，ほうき目 1～2mm の仕上げより若干大きい程度であった。

表-3.5.7 の結果に基づき算定したせん断強度とずれ破壊時の載荷荷重を表-3.5.8 に示す。試験体Ⅰ～Ⅲのせん断強度はそれぞれ 2.08，1.65，3.23 N/mm^2 となった。また，そのときの載荷荷重は，式(3.4)により，それぞれ 268，344，417 kN となった。

表-3.5.6　プッシュオフ試験結果

No.	記号	仕上げ状態	ずれ止め鉄筋	コッター	①最大荷重(kN)	②仕上げ面	③接合構造	④=②+③計	⑤=①-④差
1	標-03-2	ほうき目1～2mm	0.20%		1330	827	360	1187	143
2	標-03-凸	ほうき目1～2mm		凸型	1689	740	1015	1755	-66
6	標-03-1	ほうき目1～2mm	0.10%		529	827	7	834	-305
7	金-04-2	金ゴテ	0.20%		431	246	360	606	-175
8	金-04-凸	金ゴテ		凸型	1301	220	1015	1235	66
10	金-04-1	金ゴテ	0.10%		369	246	7	253	116
13	細-05-2	細ほうき目0.1～1mm	0.20%		927	598	360	958	-31
14	細-05-1	細ほうき目0.1～1mm	0.10%		636	598	7	605	31
15	標-05-2	ほうき目1～2mm	0.20%		1409	827	360	1187	222
16	粗-05-2	粗面	0.20%		1987	1786	360	2146	-159
17	粗-05-1	粗面	0.10%		1952	1786	7	1793	159

表-3.5.7　仕上げ及び接合構造の推定負担荷重(kN)

仕上げ・接合構造	負担荷重	応力度 (N/mm^2)
金ゴテ	246	0.43
細ほうき目0.1～1mm	598	1.05
ほうき目1～2mm	827	1.45
粗面	1786	3.13
ずれ止め0.1%	7	0.01
ずれ止め0.2%	360	0.63
コッター	1015	1.78

負担荷重は600×475×$2mm^2$あたり
コッター負担荷重は2ヶ所あたり

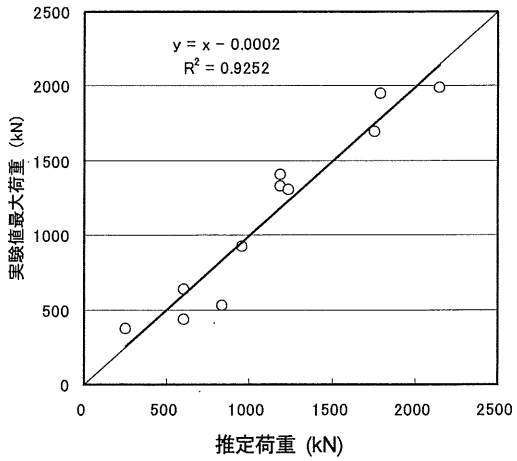


図-3.5.4　実験値と推定荷重の関係
(①と④の関係)

表-3.5.8　プッシュオフ試験結果に基づく接合面のせん断強度の推定　(N/mm^2)

試験体	I	II	III	備考
仕上げ	1.45	1.45	1.45	ほうき目 1～2mm
ずれ止め鉄筋	0.63	0.20	—	IIは直線補間
コッター	—	—	1.78 *	
合計	2.08	1.65	3.23	
載荷荷重 (kN)	268	344	417	式(3.4)による

*) プッシュオフ試験では 475mm あたり 1 個，はり試験では 450mm あたり 1 個であるが，ここでは同等として計算した。

(6) まとめ

以上の計算結果のまとめを表-3.5.9～10 に示す。各試験体は，接合面のせん断応力度が 4.0 N/mm² に達するまで，曲げひび割れの発生が生じる程度で，ずれ破壊以外の影響により破壊することがないことを確認した。また，設計時に推定した各試験体のずれ発生荷重は，大きくても設計ずれ発生荷重の 1/2 程度であったが，はり試験の場合に接合面のせん断伝達耐力が高い傾向にあることなど不確定な部分があることから，この程度の余裕を確保した。なお，旧土研・PC 建協の共同研究で実施されたほうき目仕上げの試験体(ずれ止め鉄筋比 p=0.1～0.2 %)の場合，接合面のせん断強度は平均 4.0 N/mm² 程度であった。

表-3.5.9　はり試験体の設計計算まとめ　　(kN)

	試験体Ⅰ	試験体Ⅱ	試験体Ⅲ	備　考
設計ずれ発生荷重	510	830	510	表-3.5.1 より (S_{d2}×2)
曲げひび割れ発生荷重	201	201	201	図-3.5.1～2
軸方向鉄筋降伏荷重	552	640	552	図-3.5. 1～2
曲げ耐力	868	937	868	図-3.5. 1～2
せん断耐力	984	1090	984	表-3.5.3 より (V_{c+s}×2)

注）設計ずれ発生荷重は，ずれ破壊時の接合面のせん断強度を 4.0 N/mm² と仮定した場合の載荷荷重である。いずれも全載荷荷重(2 点での載荷荷重の合計)で示す。

表-3.5.10　はり試験体のずれ発生荷重（計測側，設計時推定値）

		試験体Ⅰ	試験体Ⅱ	試験体Ⅲ	備　考
接合面幅 (mm)		150	225	150	
接合面の仕上げ		ほうき目	ほうき目	ほうき目	ウエブ打設から 2 時間後
ずれ止め鉄筋比 (%)		0.2	0.133	0.0	1-D10，225mm 間隔
コッター		なし	なし	あり	30mm×50mm×b，450mm 間隔
ずれ発生荷重 (kN)	コンクリート標準示方書による場合	218 (1.69)	286 (1.37)	72 (0.56)	表-3.5.4～5 より
	報告書Ⅰのプッシュオフ試験結果を参考とした場合	268 (2.08)	344 (1.65)	417 (3.23)	表-3.5.8 より

注）かっこ内数値は接合面のせん断強度(N/mm²)を示す。

4．試験方法

4.1 試験体

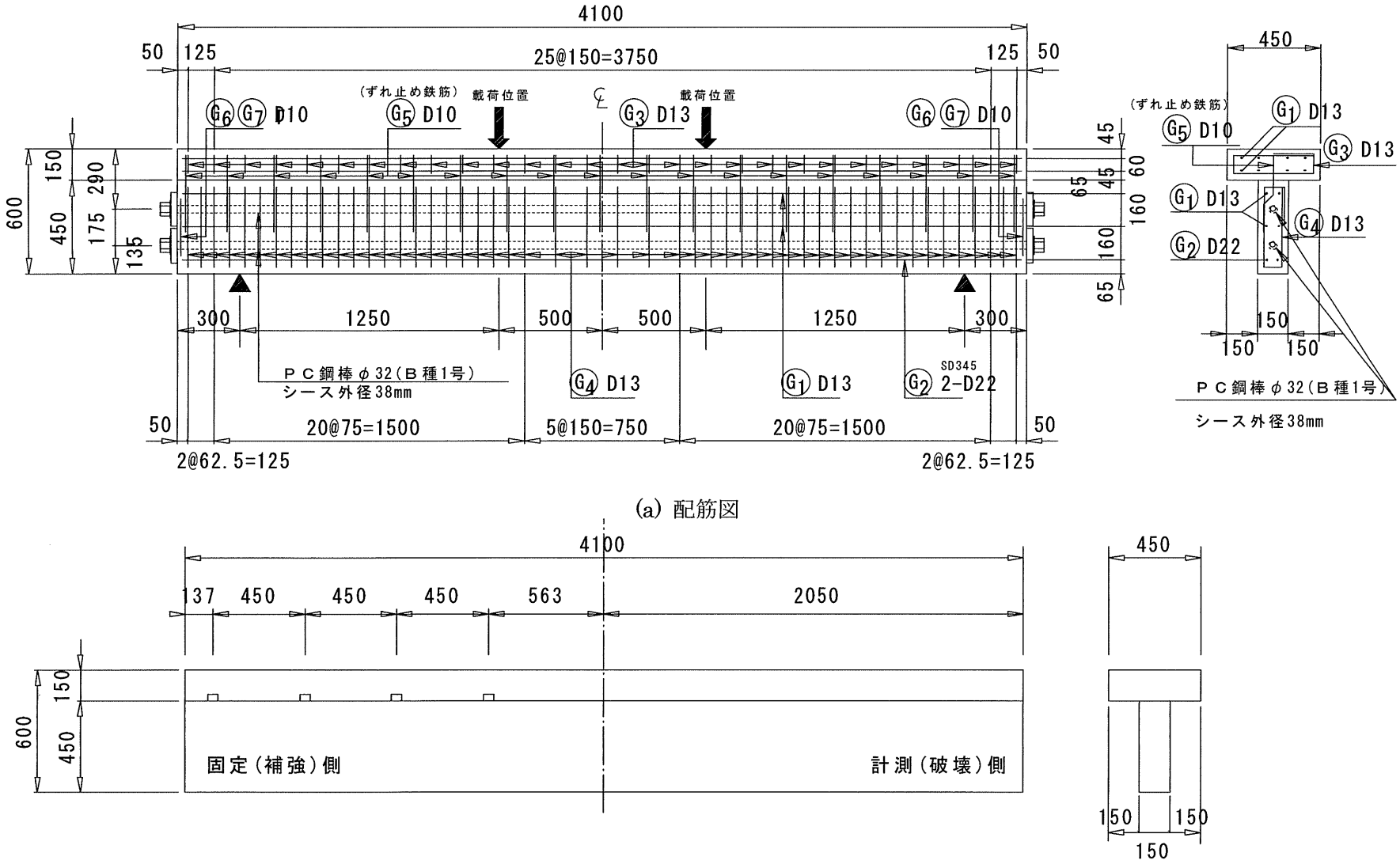
4.1.1 形状寸法

表-4.1.1 に 3 体の試験体の主要諸元を示す。また，図-4.1.1～3 に試験体の形状寸法を示す。試験体は T 形断面の PC 合成げた構造である。ウェブを先行して製作し，プレストレスを導入した後，フランジを打ち継いだ。試験体 I はウェブ厚を 150mm とし，接合面にずれ止め鉄筋として D10 を 225mm 間隔で配置した。試験体 II は，ウェブ厚を 225mm とし，接合面のずれ止め鉄筋量は試験体 I と同じとした。すれ止め鉄筋比は，試験体 I で 0.21 %，試験体 II で 0.14 %となる。試験体 III は，接合面にずれ止め鉄筋の代わりにコッター（凸型コンクリートせん断キー）を配置した。コッターは，高さ 30mm×長さ 50mm×接合面幅(ウェブ幅)とし，ウェブ上面(接合面)に 450mm 間隔で設けた。図-4.1.4 及び写真-4.1.1 にずれ止め鉄筋の形状と配置状況を，図-4.1.5 及び写真-4.1.2 にコッターの形状と配置状況をそれぞれ示す。なお，固定側(図-4.1.1～3 の左側せん断スパン)は，ずれ止め鉄筋及びコッターの量を増やして接合面のせん断伝達耐力を補強した。コンクリート接合面(コッター上面を含む)は，標準的なほうき目仕上げ（凹凸の高さ約 1mm）とした。

表-4.1.1 試験体一覧

試験体	けた長(mm)	けた高 (mm)	ウェブ厚 (mm)	接合面					
				接合面幅 b (mm)	固定側		計測側		表面仕上げ
					ずれ止め鉄筋比 1) (%)	コッター 2) 配置間隔 (mm)	ずれ止め鉄筋比 1) (%)	コッター 2) 配置間隔 (mm)	
I	4100 (支間 3500, せん断スパン 1250)	600	150		0.21	450	0.21	なし	ほうき目仕上げ
II			225		0.14	450	0.14	なし	
III			150		0.21	225	0	450	

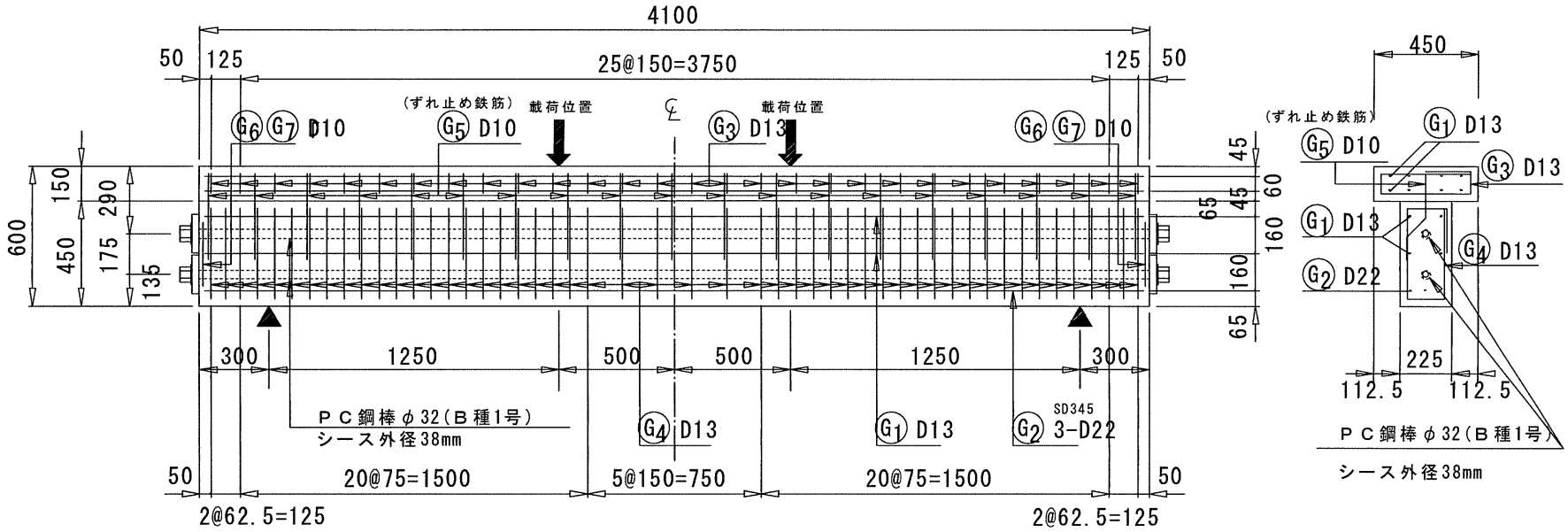
注 1) ずれ止め鉄筋比 p = ずれ止め鉄筋 1 本の断面積／（ウェブ幅×配置間隔）
2) コッターの大きさ：30mm×50mm×接合面幅 b



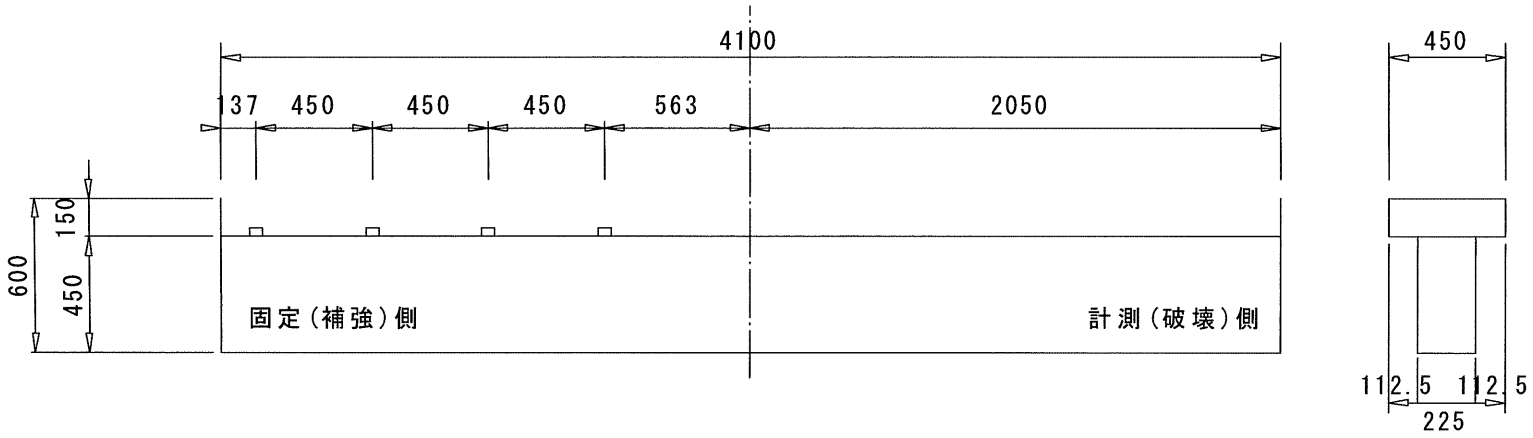
(a) 配筋図

(b) コッター配置図

図-4.1.1　試験体Ⅰの形状寸法

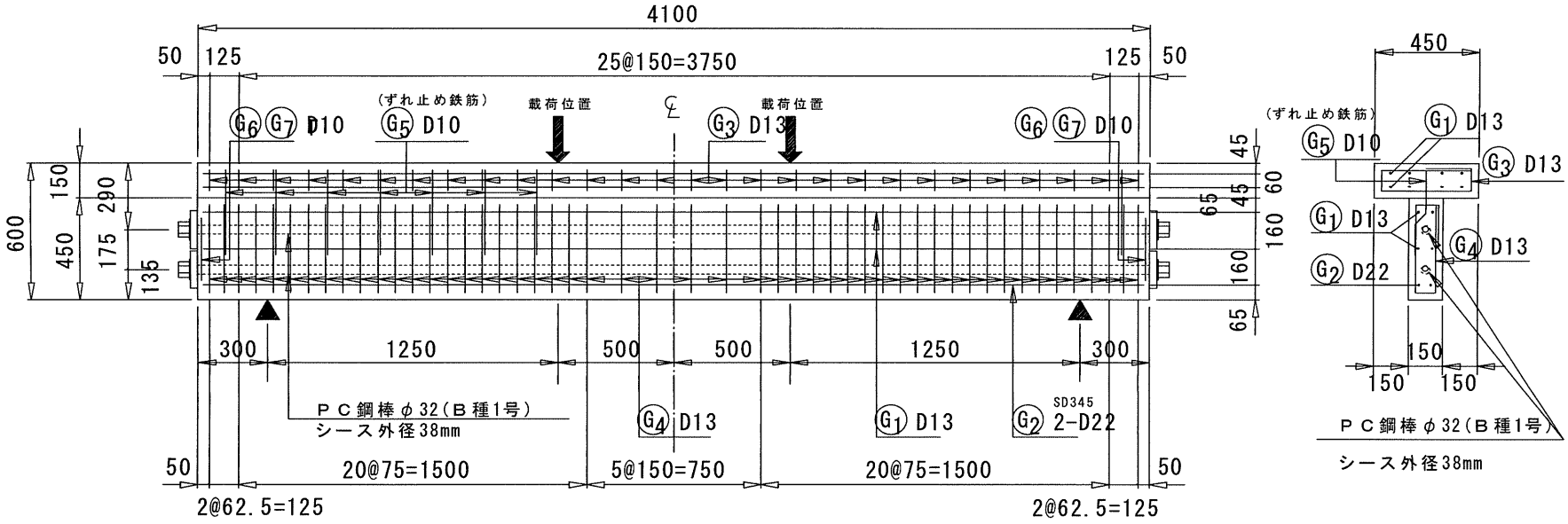


(a) 配筋図

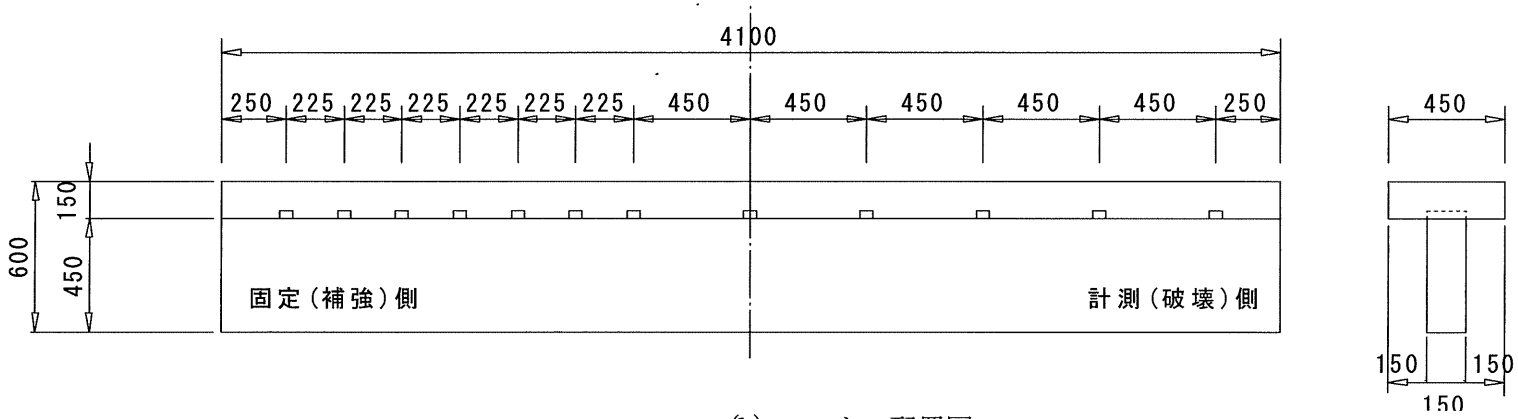


(b) コッター配置図

図-4.1.2　試験体Ⅱの形状寸法



(a) 配筋図



(b) コッター配置図

図-4.1.3　試験体Ⅲの形状寸法

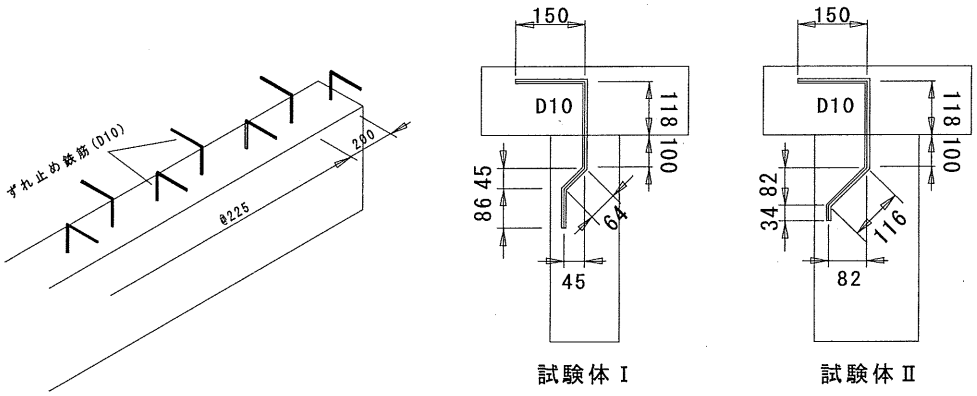


図-4.1.4　ずれ止め鉄筋の詳細図

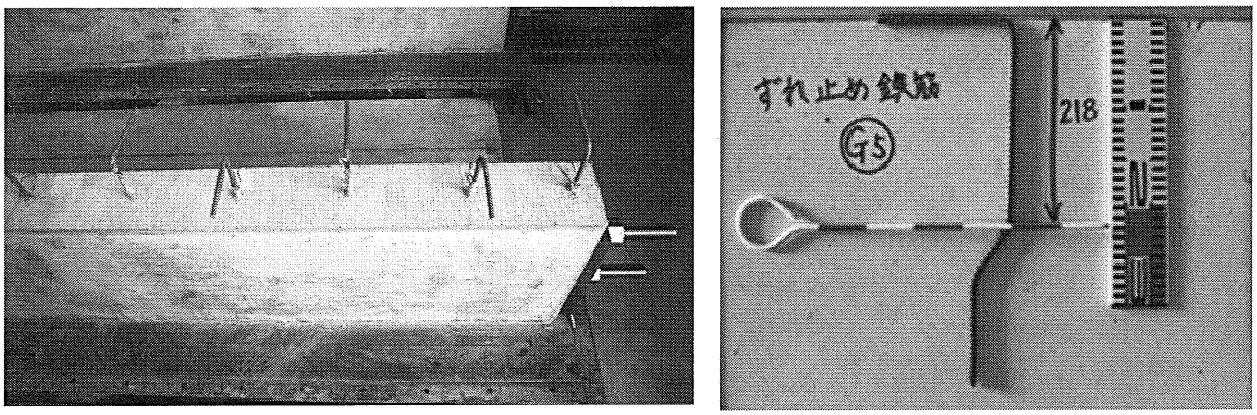


写真-4.1.1　ずれ止め鉄筋の外観　(左は試験体 I，計測側接合面)

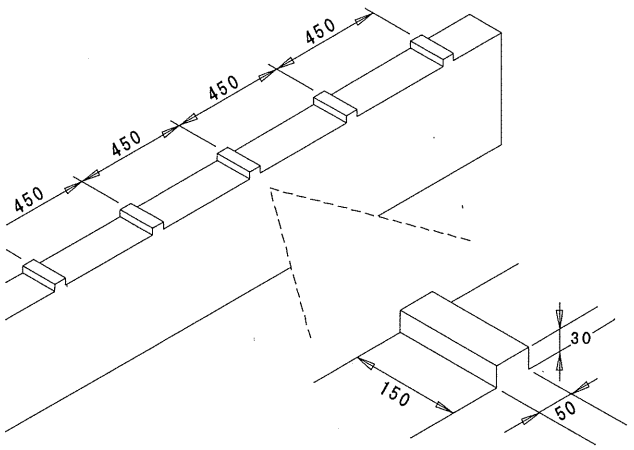


図-4.1.5　コッターの詳細図 (試験体III，計測側)

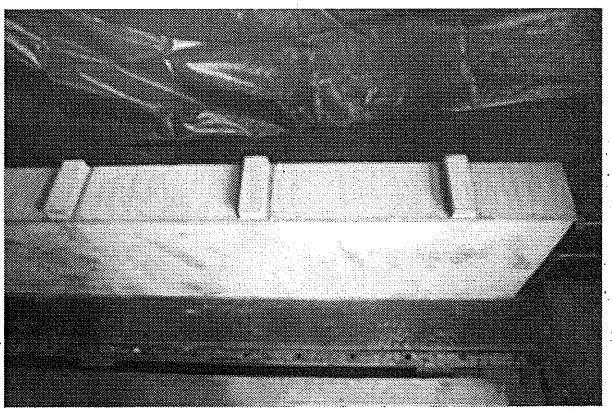


写真-4.1.2　コッターの外観　(試験体III，計測側)

4.1.2　使用材料

1)　コンクリート

試験体に使用したコンクリートの配合表を表-4.1.2 に示す。コンクリートの設計基準強度は，ウェブコンクリート 50N/mm², フランジコンクリート 30N/mm² である。セメントは，早強ポルトランドセメントを使用した。

載荷試験時のコンクリート強度を表-4.1.3 に示す。圧縮強度は φ100×200mm 円柱供試体の圧縮強度試験（JIS A 1108）による結果である。弾性係数及びポアソン比は，円柱供試体表面に取り付けたひずみゲージ（ゲージ長 60mm）で測定した。図-4.1.6 に応力ひずみ曲線を示す。引張強度は，φ150mm 供試体による割裂引張強度試験（JIS A 1113）による結果である。曲げ強度は，コンクリートの曲げ強度試験（JIS A 1106）による結果である。

表-4.1.2　コンクリート配合表

	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 ( ) 内実測 (cm)	空気量の範囲 ( ) 内実測 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m³) 水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	AE減水剤
フランジ (30N/mm²)	20	10±2.5 (11.0)	4.5±1.5 (5.0)	56.4	47.4	168	298	865	958	3.28
ウェブ (50N/mm²)	20	10±2.5 (9.5)	4.5±1.5 (3.0)	40.0	39.5	175	438	668	1022	4.82

表-4.1.3　コンクリート強度

試験項目	位置	試験体	材齢 日	圧縮強度 N/mm²	弾性係数 kN/mm²	ポアソン比	引張強度 N/mm²	曲げ強度 N/mm²
プレストレス導入時	フランジ	Ⅰ～Ⅲ	10	47.4	30.7	0.186	—	—
載荷試験時	フランジ	Ⅰ	29	39.6	30.8	0.197	2.71	4.17
		Ⅱ	33	40.7	30.8	0.192	3.33	5.14
		Ⅲ	36	42.1	31.3	0.191	3.11	3.89
	ウェブ	Ⅰ	49	54.1	34.1	0.195	4.14	4.98
		Ⅱ	53	50.6	34.0	0.183	4.31	7.23
		Ⅲ	56	55.2	32.4	0.190	3.50	4.34

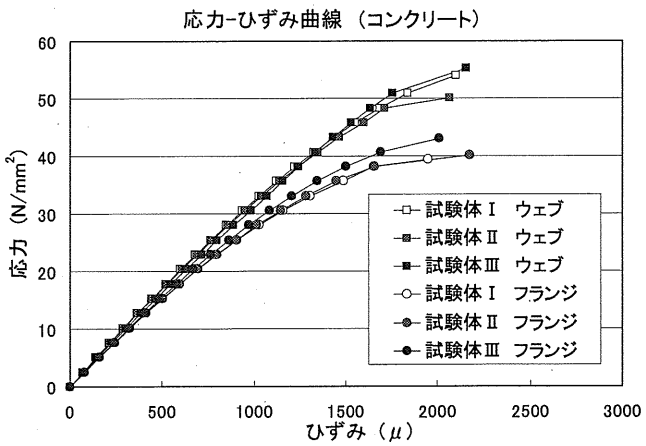


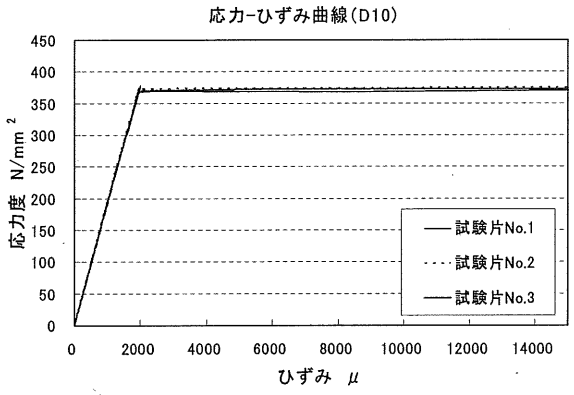
図-4.1.6　コンクリートの応力-ひずみ曲線

2) 鉄筋

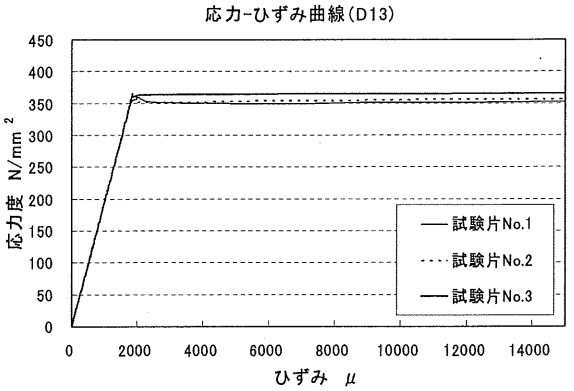
鉄筋の材料物性を表-4.1.4 に示す。引張試験は，JIS Z 2241 に従い，応力－ひずみ曲線を図-4.1.7 に示す。

表-4.1.4 鉄筋材料物性

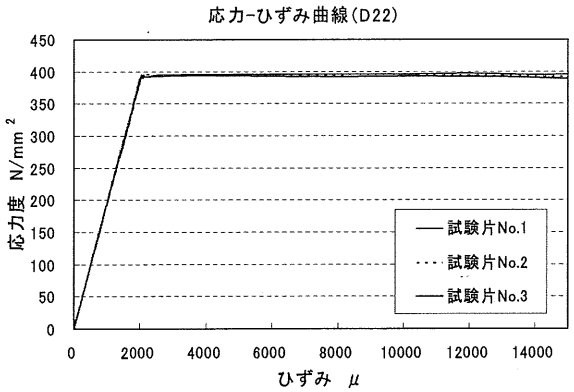
径	規格	降伏応力 (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)	弾性係数 (kN/mm²)
D10	SD295	370	517	194
D13	SD295	354	501	197
D22	SD345	394	565	195



(a)D10 応力-ひずみ曲線



(b)D13 応力-ひずみ曲線



(c)D22 応力-ひずみ曲線

図-4.1.7 鉄筋の応力度－ひずみ曲線

3) ＰＣ鋼材

ＰＣ鋼棒の材料物性を表-4.1.5 に示す。試験体に用いたＰＣ鋼棒の応力－ひずみ曲線を図-4.1.8 に示す。

表-4.1.5　ＰＣ鋼棒材料物性

種類	規格	降伏応力* (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)	弾性係数 (kN/mm²)
PC 鋼棒 φ32	SDPR 930/1080	1132	1164	207

*) 0.2%耐力相当応力

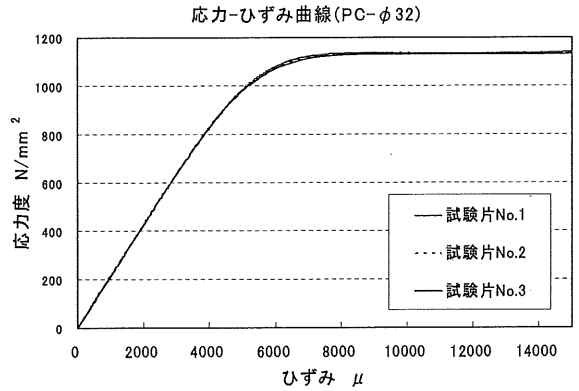


図-4.1.8　PC 鋼棒の応力－ひずみ曲線

4) ＰＣグラウト材

ＰＣグラウトの配合表を表-4.1.6 に，JP ロートを用いたグラウトの流動性試験結果を表-4.1.7 に，載荷試験時の圧縮強度を表-4.1.8 に示す。

表-4.1.6　グラウト配合表

水セメント比 (%)	混和剤* (kg)	水 (kg)	セメント (kg)
45	0.25	11.25	25

*) GF-1720

表-4.1.7　グラウト流動性試験結果

	1回目	2回目	3回目	平均
流下時間（秒）	21.52	21.40	21.25	21.4

規格値：14～23秒　4.1)

表-4.1.8　グラウト材材料物性（載荷試験時）

試験体	材齢 （日）	圧縮強度 (N/mm^2)
I	38	57.3
II	42	63.8
III	45	67.0

4.2　試験体の製作

図-4.2.1 に試験体の製作手順を示す。また，写真-4.2.1～4.2.8 に試験体の製作状況を示す。試験体は全て同一バッチのコンクリートで施工した。ウェブコンクリートを打設した後約 2 時間後にほうき目仕上げの処理を施した。打設後はウェブ上面を養生マットで被い散水を行い養生（湿布養生）した。材齢 10 日にプレストレスを導入した。導入時のウェブコンクリートの圧縮強度は 47.4N/mm² であった。プレストレスは，載荷試験時に 0.21 P_u (183.5kN/本) になるように導入した(供試体Ⅰ～Ⅲの実際の導入量はそれぞれ 229kN/本，212kN/本，229kN/本)。プレストレス導入直後にシース内にグラウトを充填した。

ウェブコンクリートの材齢 24 日目にフランジコンクリートを施工した。材齢 3 日までフランジ上面を暖気養生(湿布養生＋ヒーターによる暖気 3 日，冬季打設のため)を行った。フランジのコンクリート打込み直後から各試験体の鉄筋ひずみゲージを全点測定した。材齢 7 日に脱型し，常温の室内に放置した。

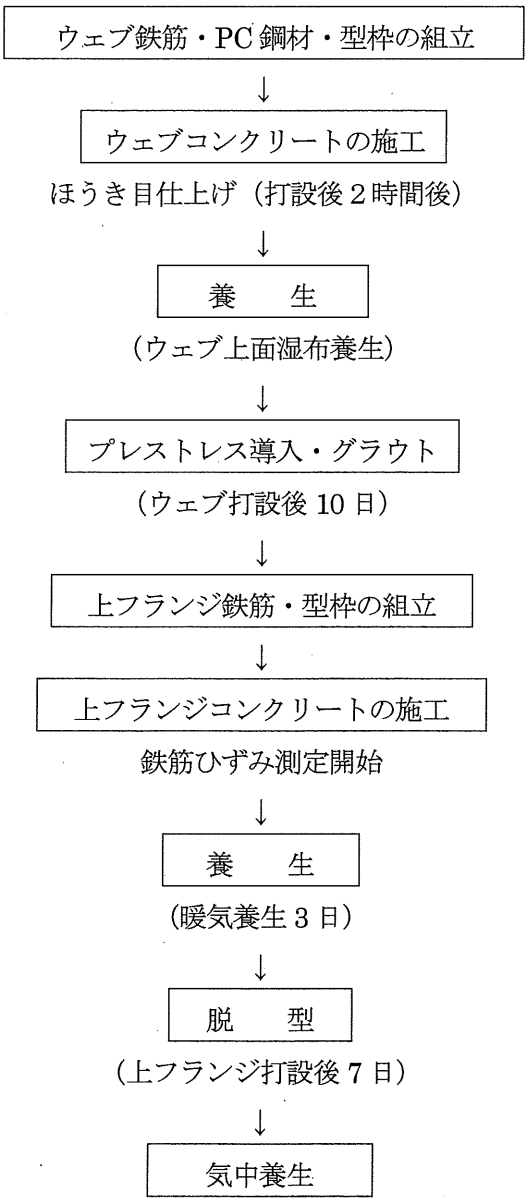


図-4.2.1　試験体製作フロー

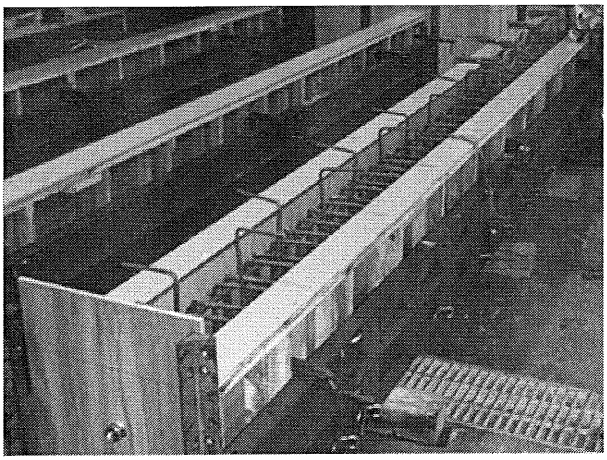


写真-4.2.1　ずれ止め鉄筋組立

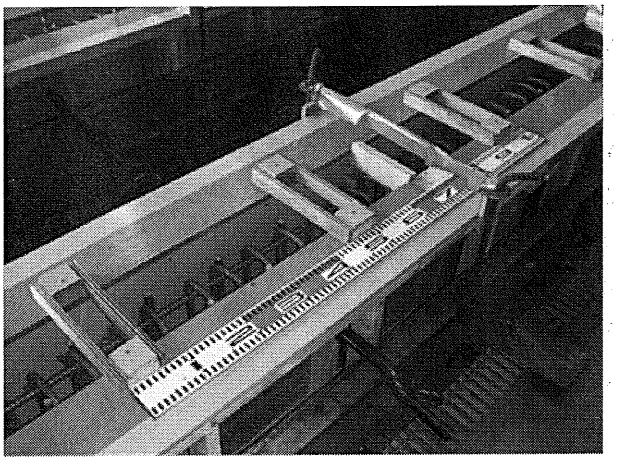


写真-4.2.2　コッター型枠組立

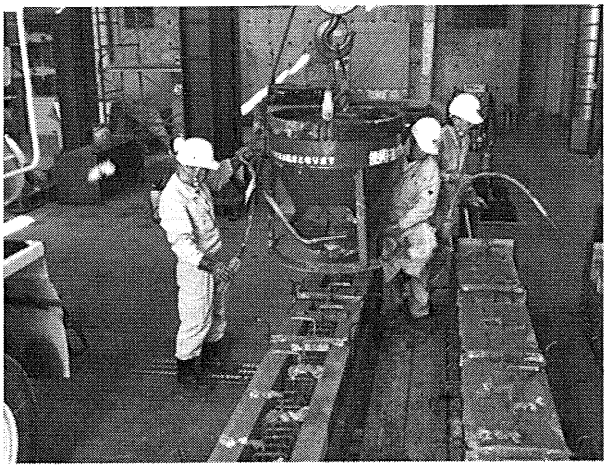


写真-4.2.3　コンクリートの施工（ウェブ）



写真-4.2.4　コンクリートの施工（フランジ）

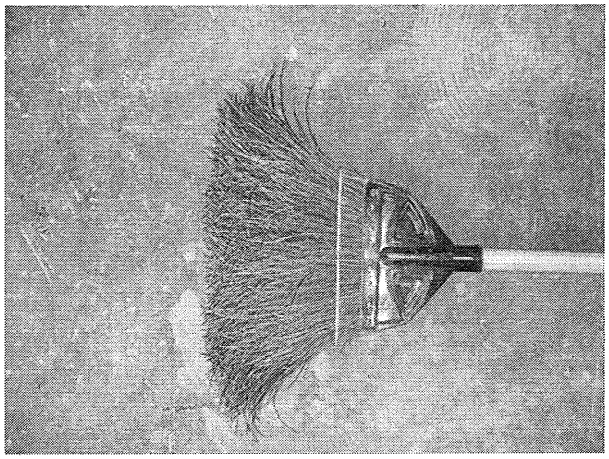


写真-4.2.5　使用したほうき

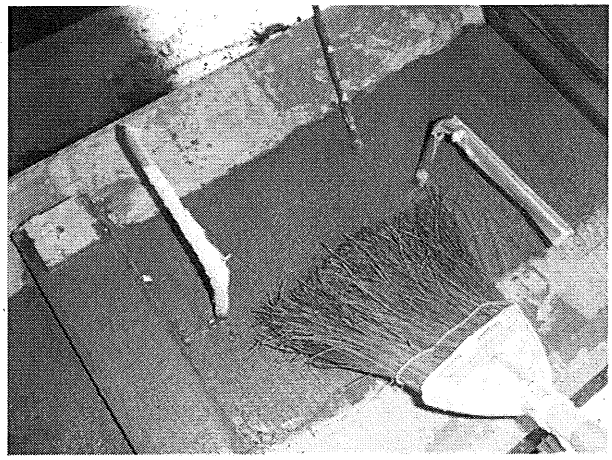


写真-4.2.6　ほうき目仕上げ状況

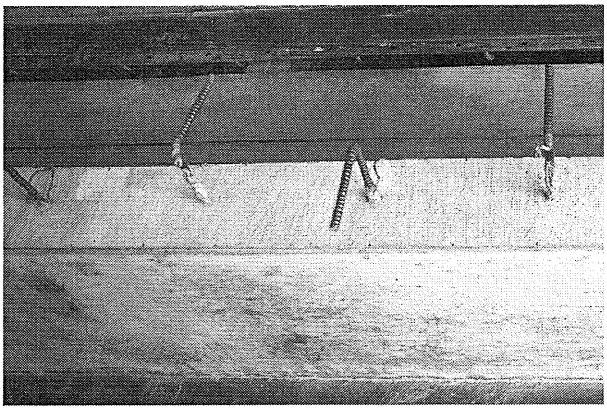


写真-4.2.7　ずれ止め鉄筋接合面

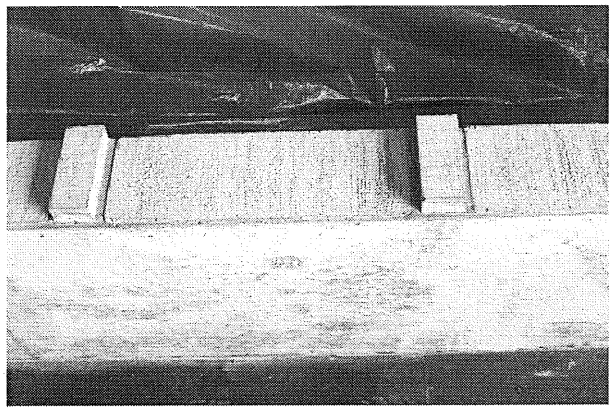


写真-4.2.8 コッター接合面

4.3 接合面の表面粗度

コンクリートの接合面の表面粗度は，報告書Ⅰ[4.2)]のプッシュオフ試験と同様に，レーザー変位計を用いて測定した。図-4.3.1 に，各はり試験体の表面粗度測定位置を示す。表面粗度の測定は主として計測側の接合面を対象とした。写真-4.3.1 に表面粗度測定状況を示す。また，写真-4.3.2 に各試験体の接合面の仕上げ状況を示す。図-4.3.2 及び表-4.3.1 に測定結果を示す。

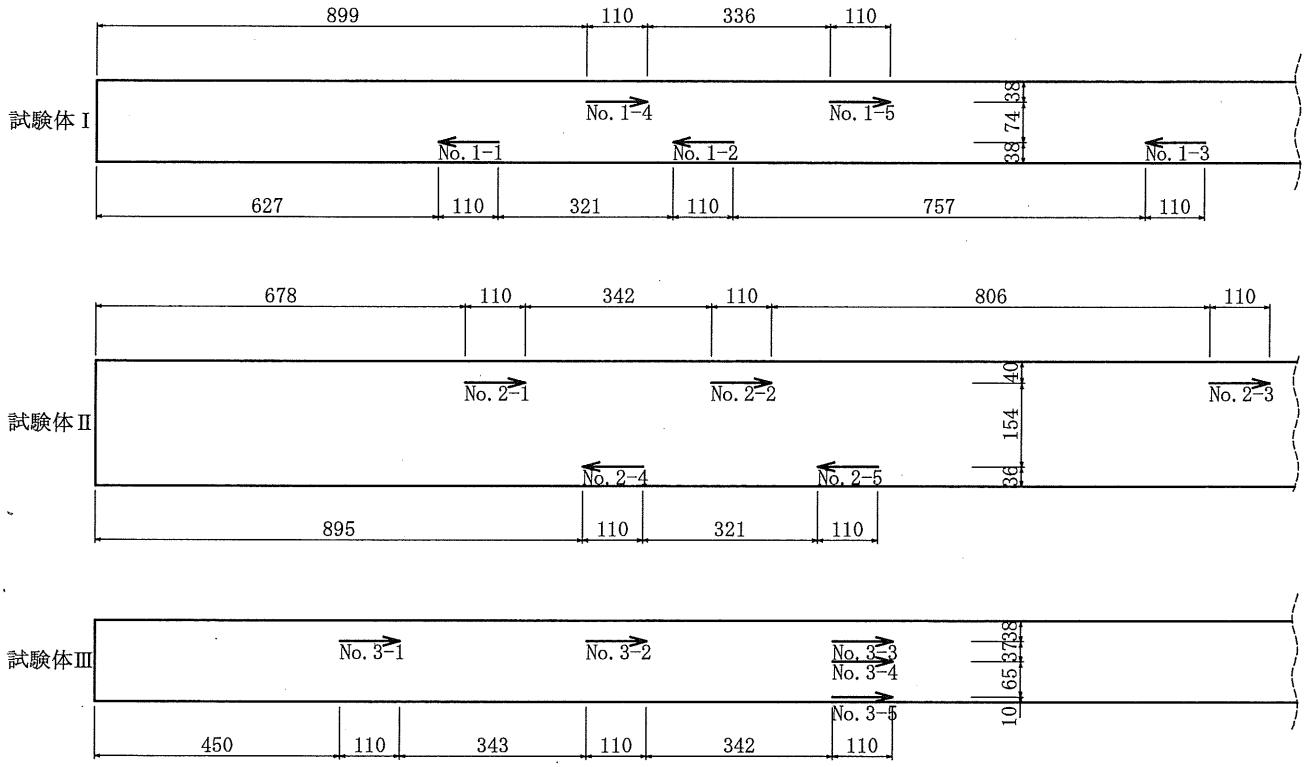
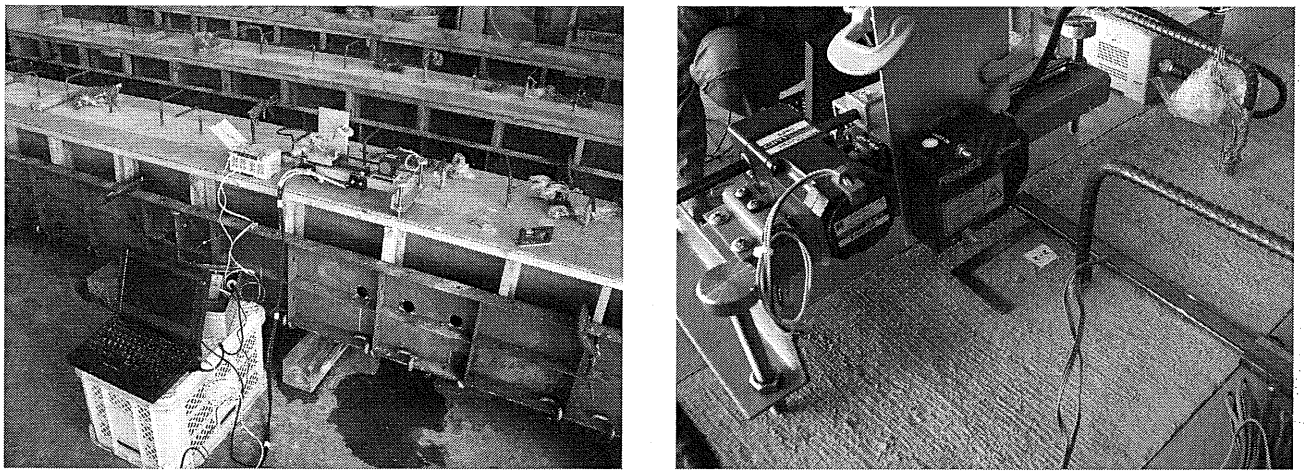
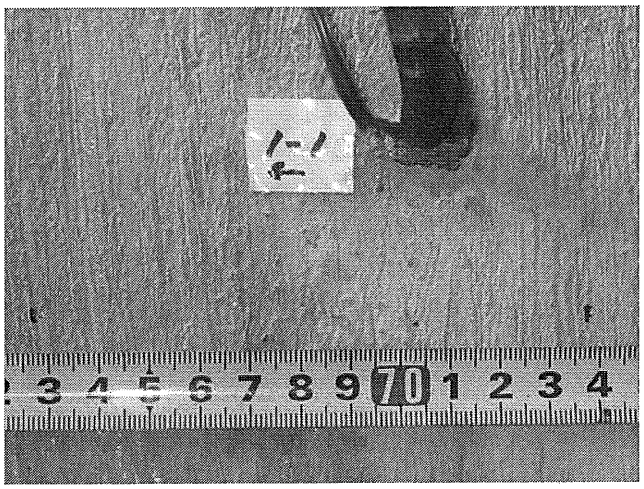


図-4.3.1　はり試験体の表面粗度測定箇所（主として計測側の接合面を対象とした）

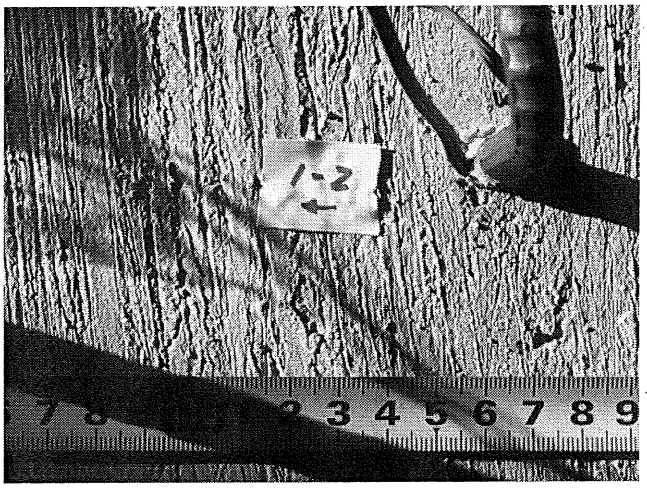


(a) 計測機器類　　(b) レーザー変位計と走査架台

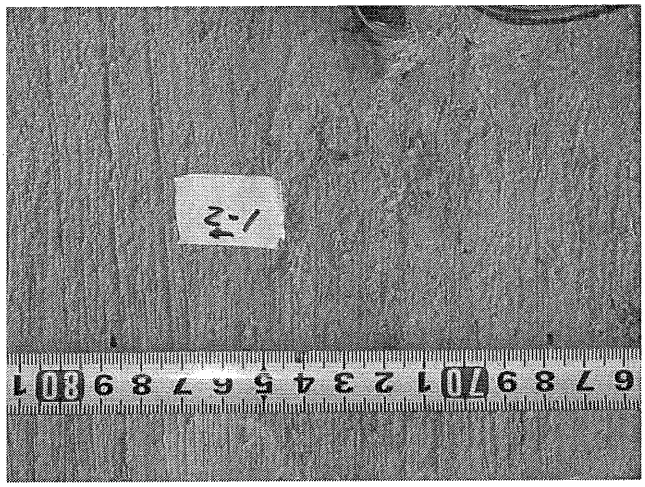
写真-4.3.1　はり試験体の表面粗度測定状況



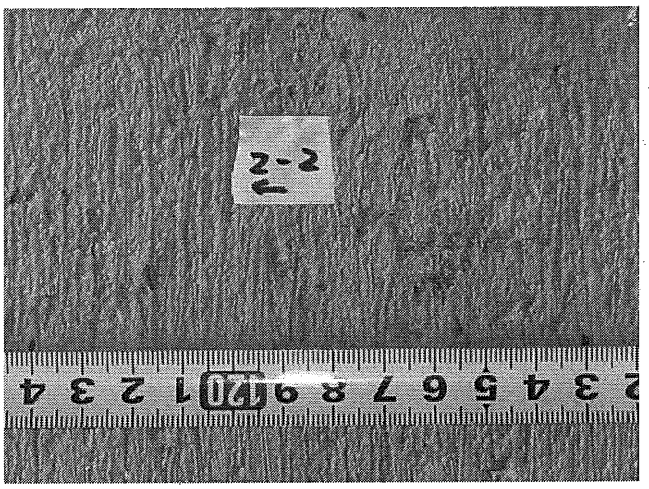
(a) 試験体Ⅰ (No.1-1)



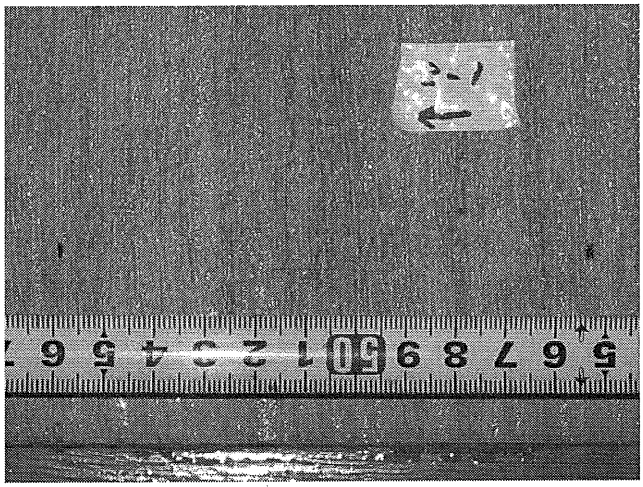
(b) 試験体Ⅰ (No.1-2)



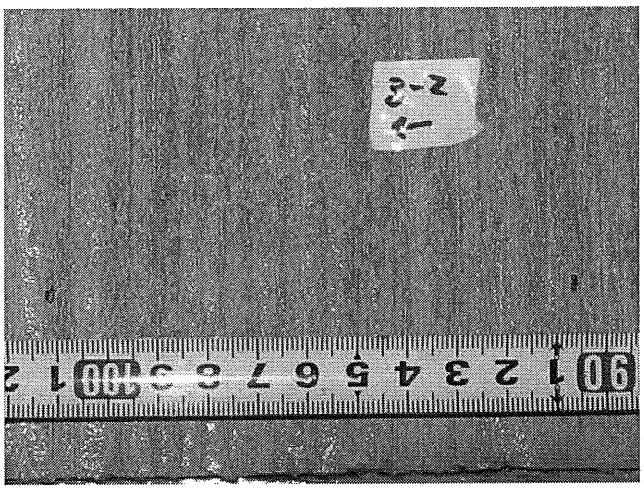
(c) 試験体Ⅱ (No.2-1)



(d) 試験体Ⅱ (No.2-2)

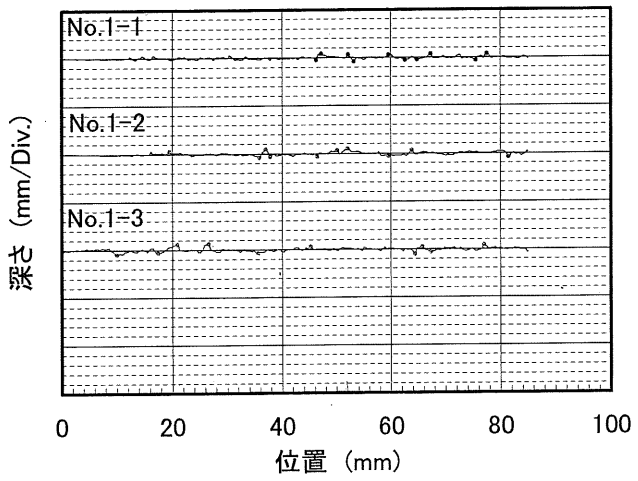


(e) 試験体Ⅲ (No.3-1)

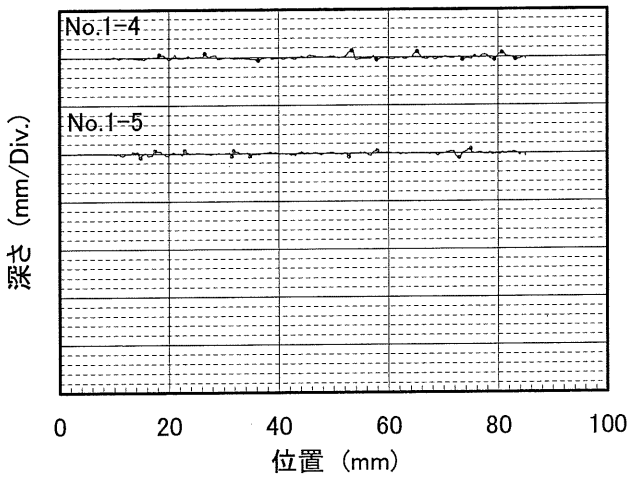


(f) 試験体Ⅲ (No.3-2)

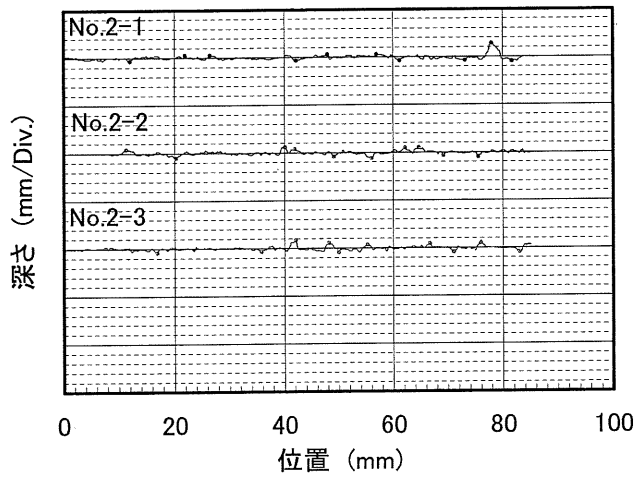
写真-4.3.2　ほうき目仕上げ状況



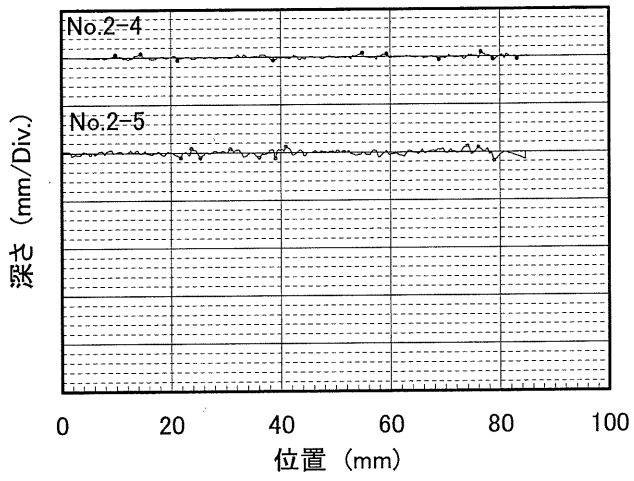
(a) 試験体Ⅰ (No.1-1～3)



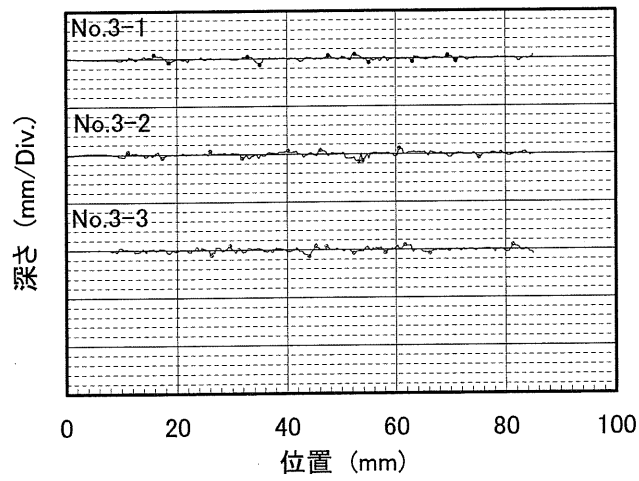
(b) 試験体Ⅰ (No.1-4～5)



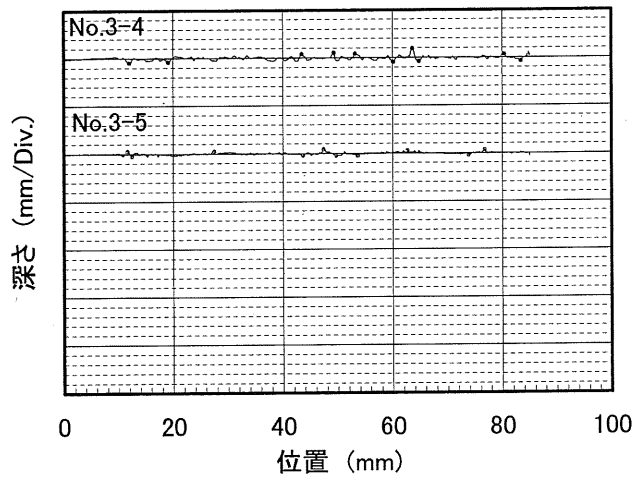
(c) 試験体Ⅱ (No.2-1～3)



(d) 試験体Ⅱ (No.2-4～5)



(e) 試験体Ⅲ (No.3-1～3)



(f) 試験体Ⅲ (No.3-4～5)

注) 縦軸の 1 目盛は深さ 1mm を表す。

図-4.3.2　表面粗度測定結果

表-4.3.1 はり試験体の表面粗度測定結果

	粗度指標	No.1-1	No.1-2	No.1-3	No.1-4	No.1-5	平均値
試験体Ⅰ	Rz	0.81	0.91	1.16	0.99	0.94	0.96
	Ra	0.09	0.11	0.12	0.11	0.08	0.10
	Rzj	0.64	0.74	0.83	0.75	0.69	0.73
		No.2-1	No.2-2	No.2-3	No.2-4	No.2-5	平均値
試験体Ⅱ	Rz	1.87	1.17	1.32	0.77	1.53	1.33
	Ra	0.15	0.13	0.13	0.09	0.19	0.14
	Rzj	0.88	0.94	0.94	0.66	1.13	0.91
		No.3-1	No.3-2	No.3-3	No.3-4	No.3-5	平均値
試験体Ⅲ	Rz	1.08	1.41	1.18	1.42	0.72	1.16
	Ra	0.10	0.14	0.13	0.13	0.07	0.11
	Rzj	0.76	0.93	0.90	0.95	0.57	0.82

注) Rz：最大高さ，Ra：平均粗さ，Rzj：十点平均粗さ（JIS B0601-2001 による）

4.4　載荷方法と計測項目

4.4.1　載荷装置

載荷状況を写真-4.4.1 に，載荷装置の概略図を図-4.4.1 に示す。試験体支間長 3.5m，載荷点間距離 1.0m として，3000kN 油圧ジャッキを用いて載荷した。

載荷方法は，フランジとウェブの接合面にずれ破壊が生じるまで単調載荷とした。ずれが生じた後，一旦除荷を行い，破壊後の挙動を確認するため，フランジまたはウェブが破壊するまで再度，単調載荷を行った。

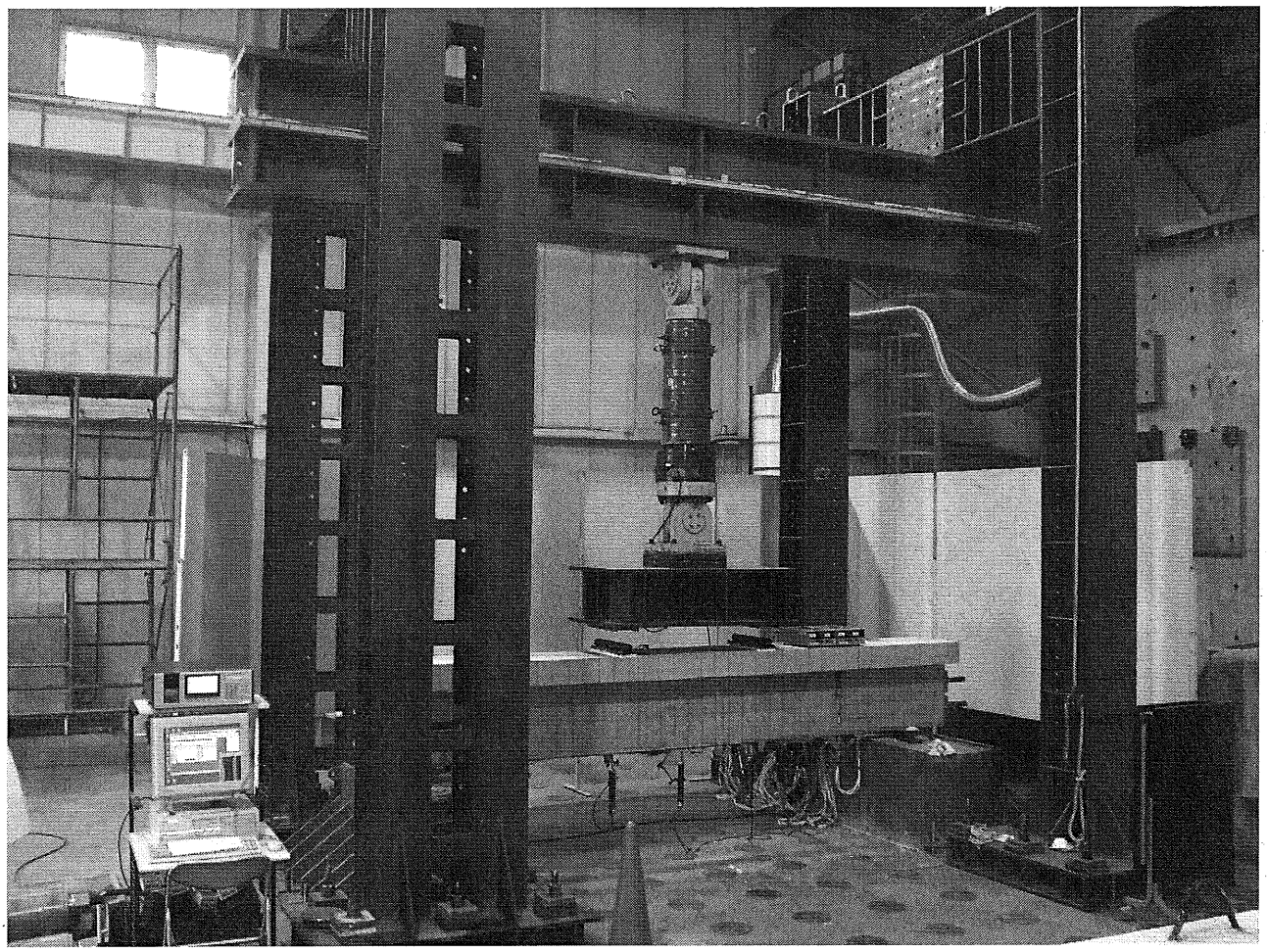


写真-4.4.1　載荷状況

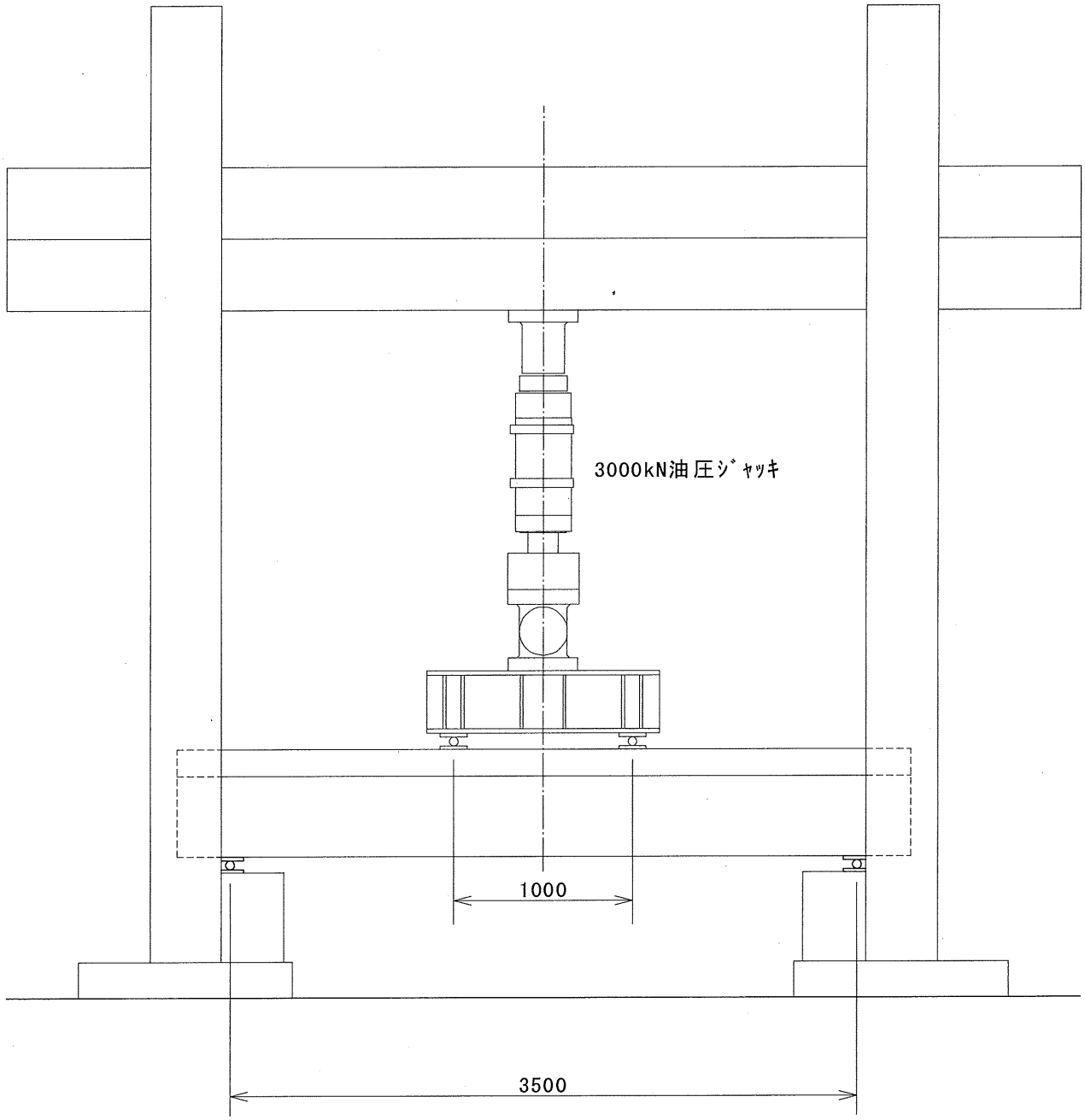
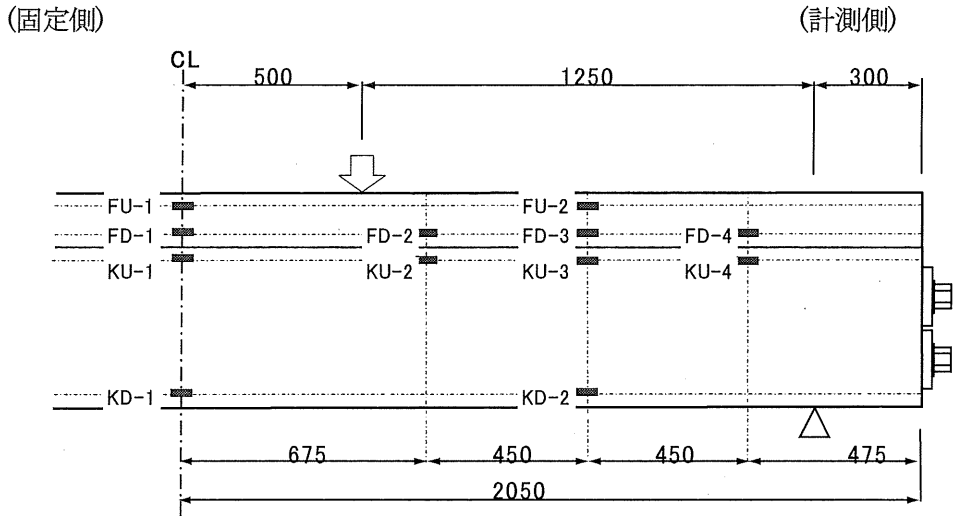


図-4.4.1　載荷装置図

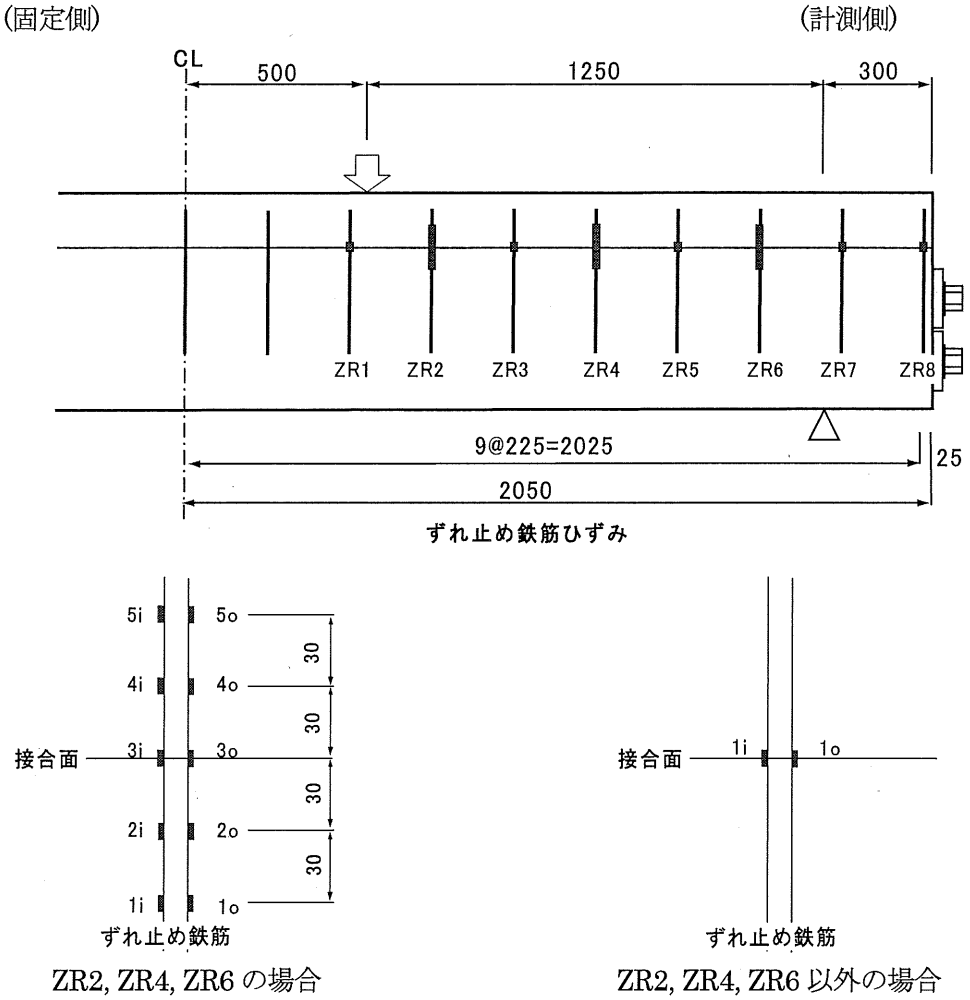
4.4.2　鉄筋ひずみ

軸方向鉄筋及びずれ止め鉄筋にひずみゲージを取り付けた。取り付け位置を図-4.4.2 に，ゲージ仕様を表-4.4.1 に示す。軸方向鉄筋にはゲージ長 5mm のひずみゲージを用い，ずれ止め鉄筋には，接合面のずれに伴う鉄筋の局部的な曲げひずみを正確に把握するためゲージ長 1mm のひずみゲージを用いた。

ずれ止め鉄筋の縦リブが試験体の軸方向中心に位置するように曲げ加工し，鉄筋両面の縦リブ上にひずみゲージを貼り付けた。表裏のひずみゲージは，鉄筋が試験体軸方向に曲げ変形した際の曲げひずみが測定できるように配置した。ひずみゲージは計測側の全てのずれ止め鉄筋の接合面位置に取り付けた。また，そのうち 3 本のずれ止め鉄筋(ZR2, ZR4, ZR6)は，接合面位置のほか，ウェブ側及びフランジ側にそれぞれ 2 断面（間隔 30mm，合計 5 断面）にも取り付けた(写真-4.4.2～3)。



(a) 軸方向鉄筋



(b) ずれ止め鉄筋

図-4.4.2　鉄筋ひずみ測定位置図

表-4.4.1　鉄筋に用いたひずみゲージの仕様

型名	ゲージ		ベース		抵抗値
	長さ (mm)	幅 (mm)	長さ (mm)	幅 (mm)	(Ω)
FLK-1-11	1.0	0.7	4.5	1.4	120
FLA-5-11	5.0	1.5	10.0	3.0	120

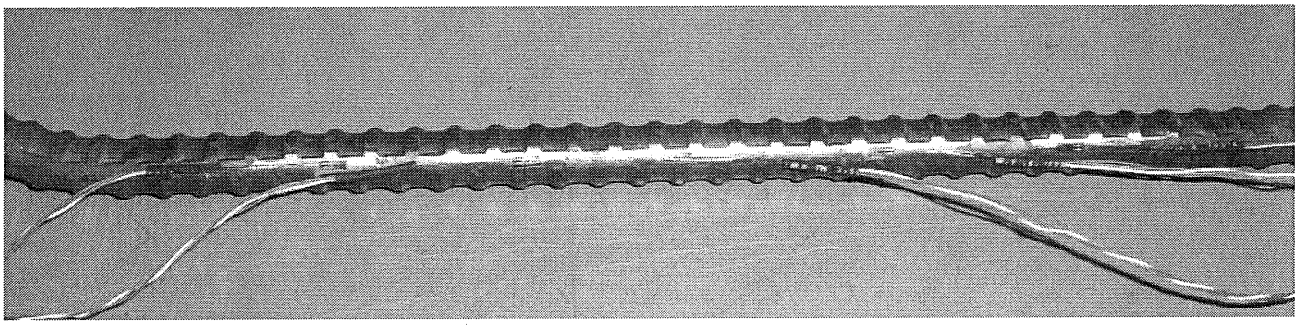


写真-4.4.2　ずれ止め鉄筋へのひずみゲージ取付状況

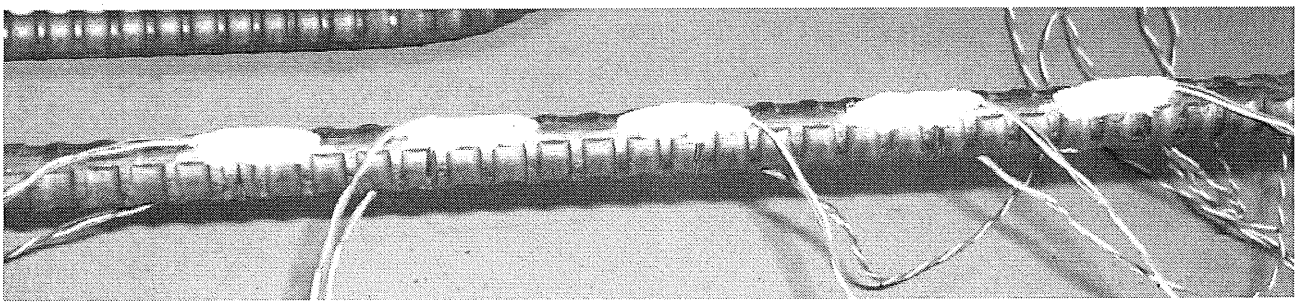


写真-4.4.3　ずれ止め鉄筋ひずみゲージのコーティング状況

4.4.3　コンクリートひずみ

コンクリートひずみゲージの取付位置を図-4.4.3 に，ゲージ仕様を表-4.4.2 に示す。フランジ上面及び下面，ウェブ上縁付近及び下縁のけた軸方向に単軸ゲージ(ゲージ長 60mm)を，せん断スパンには 3 軸ゲージ(ゲージ長 30mm)を取り付けた。ひずみゲージは，けた支間中央と計測側せん断スパン内に貼り付けた。

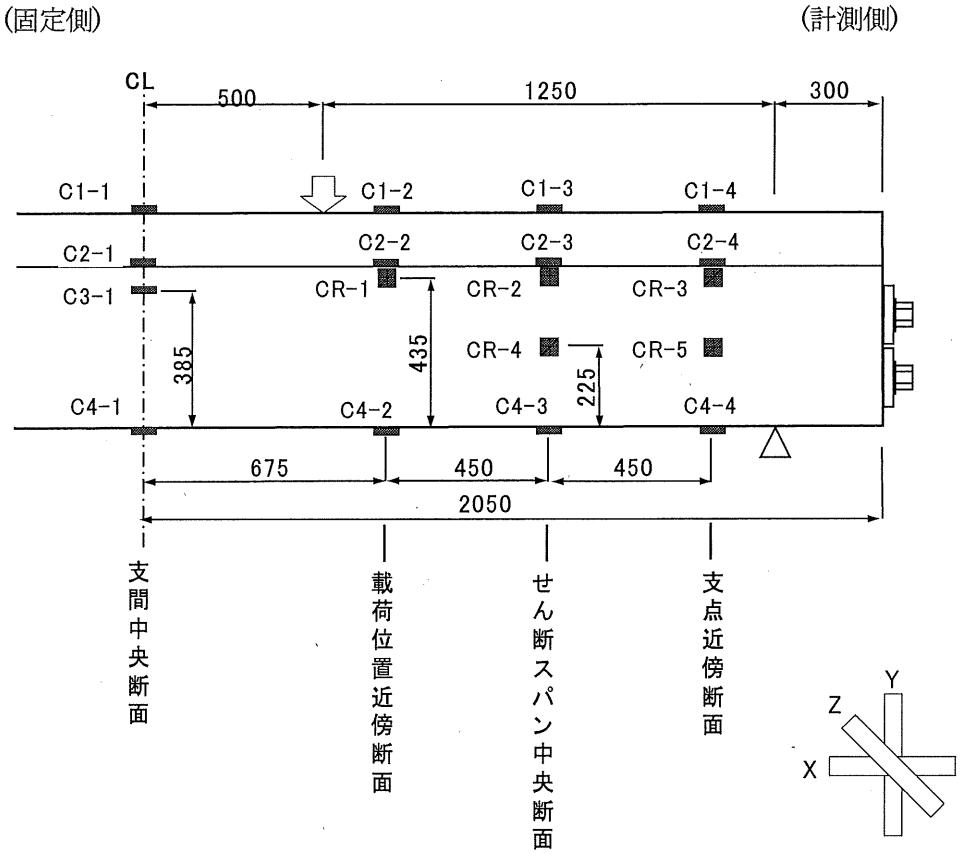


図-4.4.3　コンクリートひずみ測定位置図

表-4.4.2　コンクリートひずみゲージの仕様

型名	ゲージ		ベース		抵抗値
	長さ (mm)	幅 (mm)	長さ (mm)	幅 (mm)	(Ω)
PL-60-11	60.0	1.0	74.0	8.0	120
PLR-30-11	30.0	1.0	40.0	40.0	120

4.4.4　変位

フランジとウェブ間の相対変位(ずれ変位)，鉛直開き量及びけた下面の鉛直変位を測定した。各測定位置を図-4.4.4 に，使用した変位計仕様を表-4.4.3 に示す。また，使用した変位計を写真-4.4.4 に，取り付け状況を写真-4.4.5 に示す。

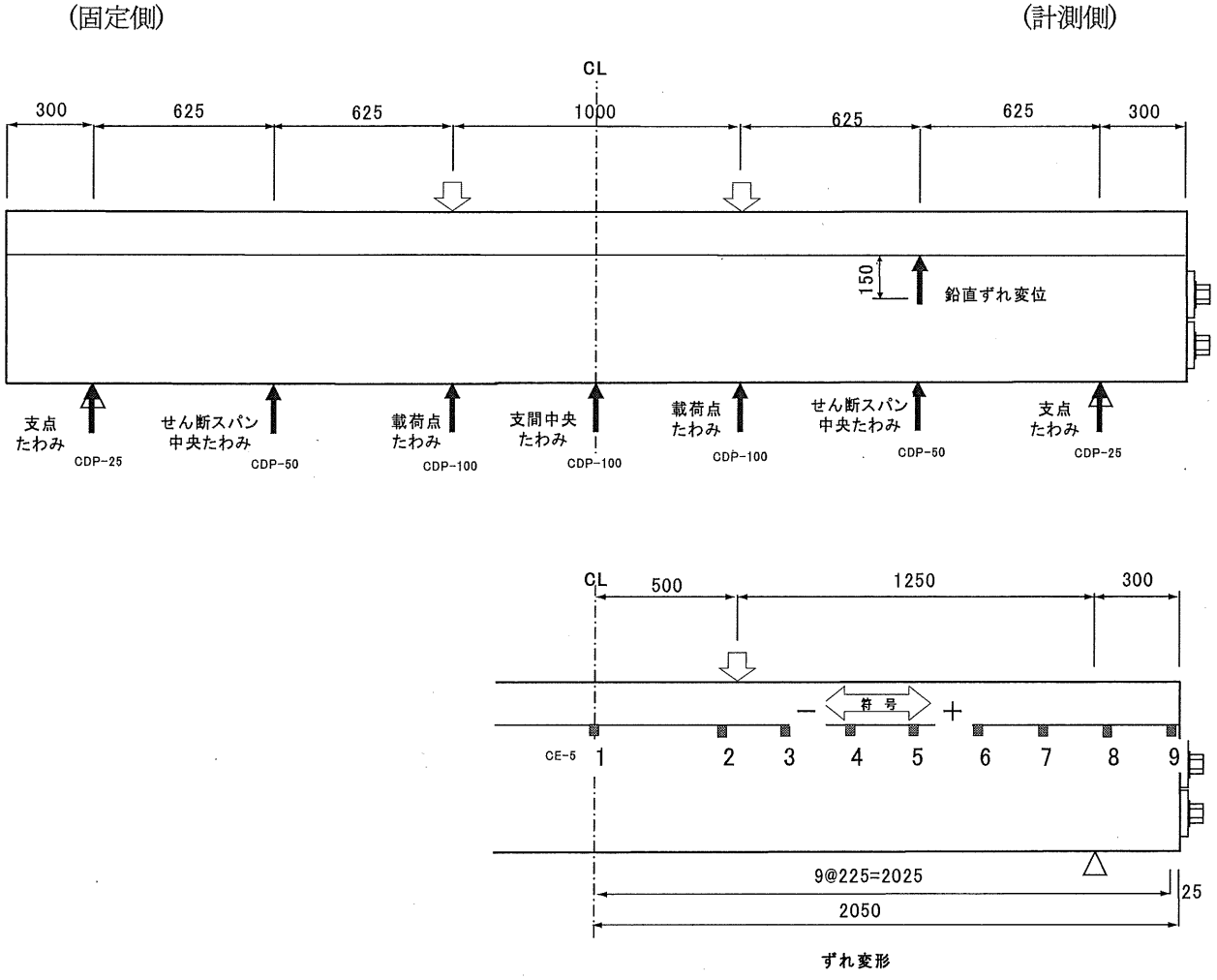
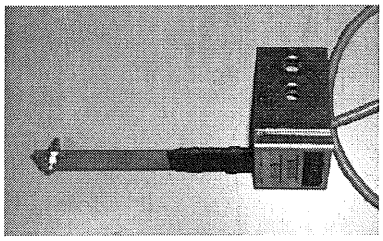


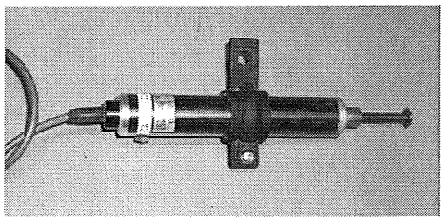
図-4.4.4　変位測定位置図

表-4.4.3　変位計仕様

型名	容量 (mm)	感度 $\times 10^{-6}$ひずみ/mm	補償温度範囲	入出力抵抗
CDP-100	100	100	0～40℃	350Ω
CDP- 50	50	200		
CDP- 25	25	500		
CE-5	5	1000		

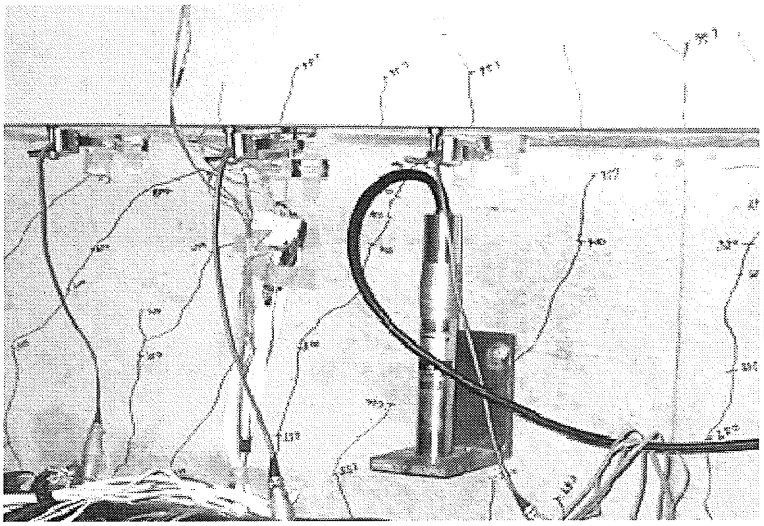


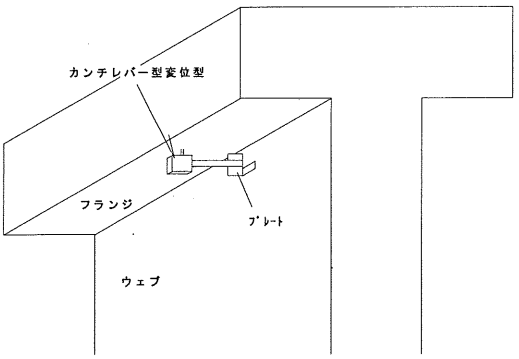
カンチレバー型変位計(CE)



高感度変位計(CDP)

写真-4.4.4　計測に用いた変位計





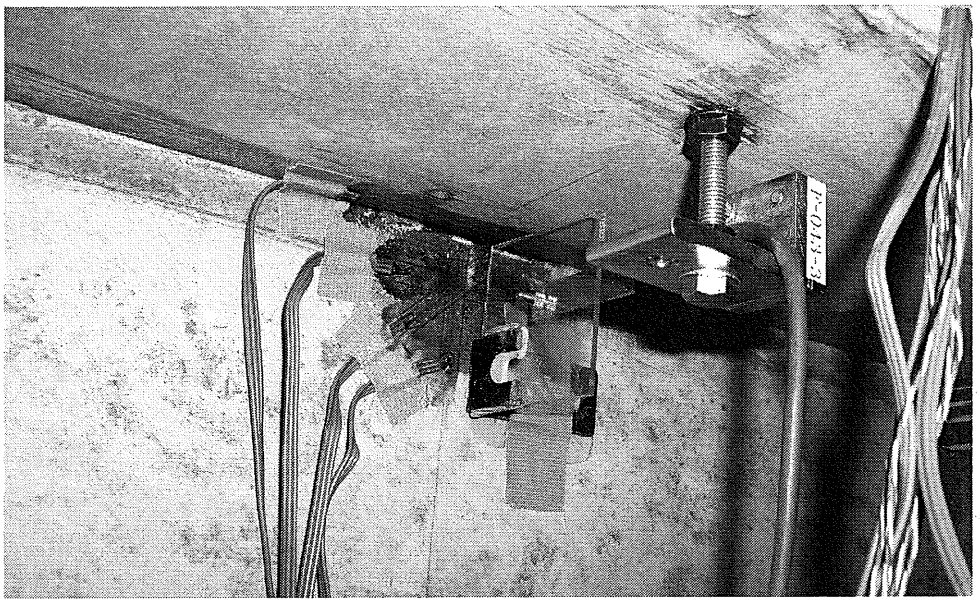


写真-4.4.5　カンチレバー変位計による水平ずれ変位の測定状況

4.4.5　回転角

試験体の回転角を傾斜計で測定した。図-4.4.5 に傾斜計の設置位置を，表-4.4.4 に傾斜計の仕様を示す。

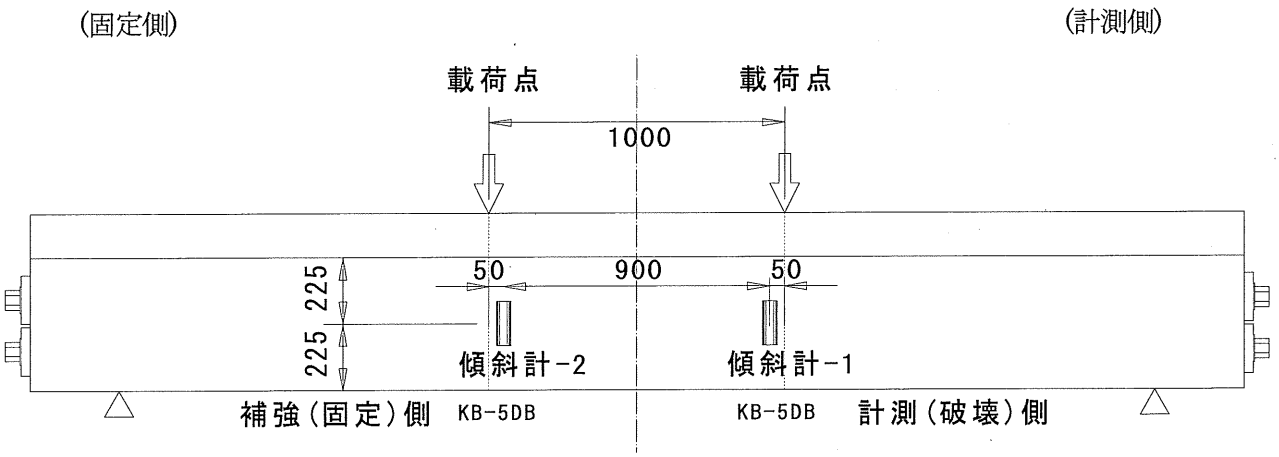


図-4.4.5　回転角測定位置図

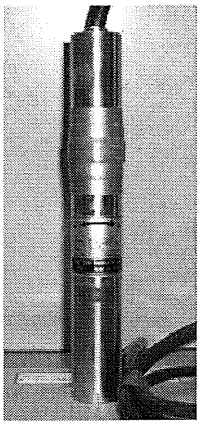


表-4.4.4　傾斜計仕様

型名	容量	定格出力	許容温度範囲	入出力抵抗
KB-5DB	±5°	約1mV/V(2000X10^{-6}ひずみ)	−20～60℃	350Ω

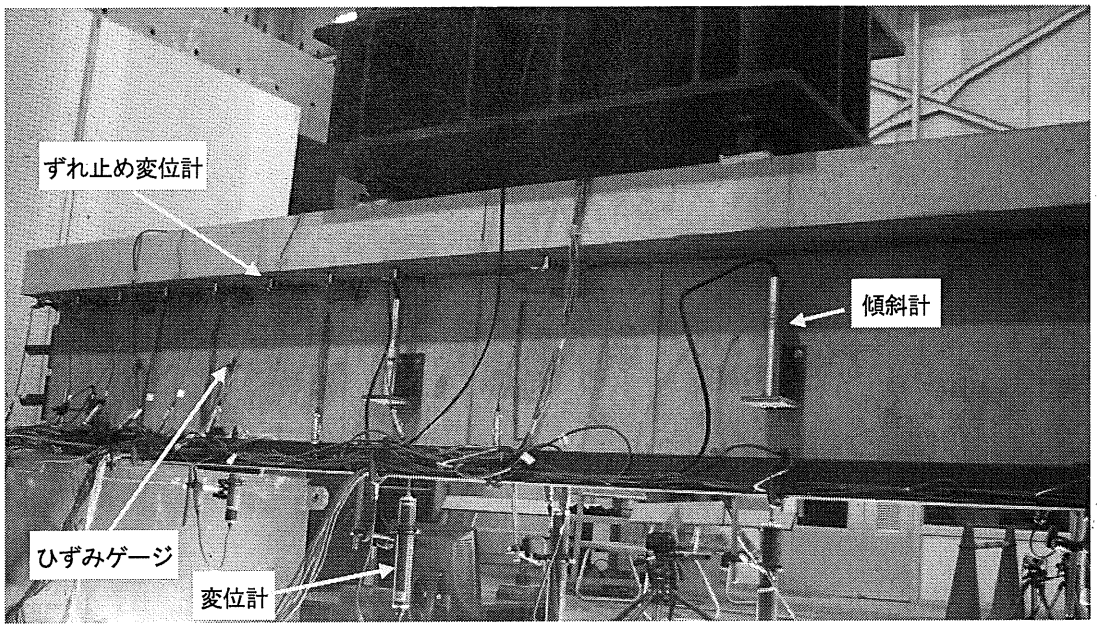


写真-4.4.6　計測機器取付状況

5．経時変化計測結果

5.1　けた軸方向収縮量

5.1.1　軸方向鉄筋のひずみ変化

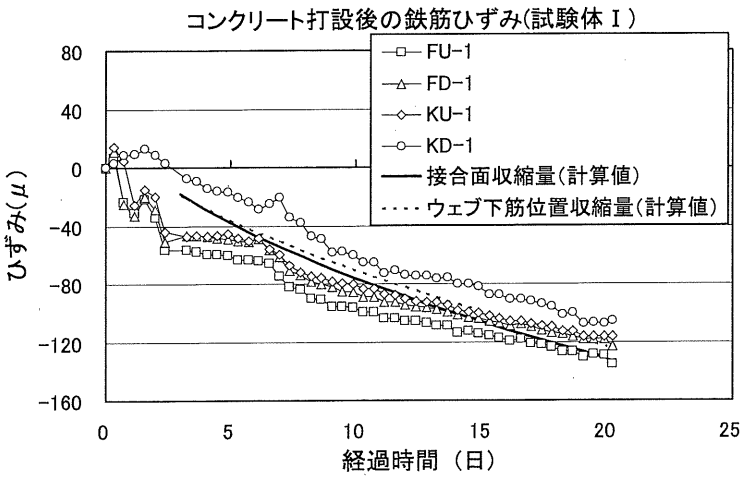
軸方向鉄筋ひずみの経時変化を図-5.1.1～図-5.1.3 に示す。フランジコンクリートの打ち込み直後を初期値とし，経過時間はフランジコンクリートの材齢日数を示す。図中には，接合面とウェブ下筋位置の経過時間3 日以降の計算値(次に述べる方法による)を示した。フランジ上筋位置の収縮ひずみ計算値は接合面収縮量とほぼ同程度であるため表示していない。

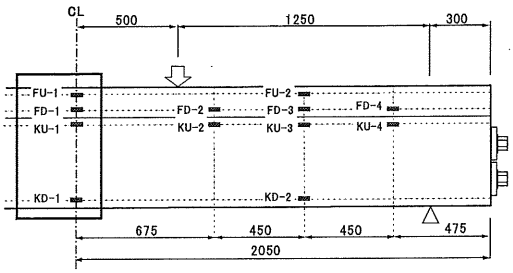
計算では，コンクリート標準示方書[5.1)]に基づいて，ウェブの乾燥収縮とクリープ，及びフランジの乾燥収縮を計算した。計算に用いた温度及び湿度は，暖気養生後の計測期間における平均値（温度 6℃，湿度 70%）を用いた。フランジとウェブそれぞれの収縮ひずみを応力度に換算し，その合力を各々の断面図心に作用させたときのコンクリートのひずみ分布(ひずみ勾配)から，接合面におけるひずみを計算した(図-5.1.4)。コンクリートのヤング係数は時間とともに変化するが，ここではヤング係数の経時変化を測定していないので，設計値 33000N/mm^2 を計算に用いた。各部の収縮ひずみの計算結果を表-5.1.1 に示す。

図-5.1.1 に示す軸方向鉄筋のひずみ変化は，水和熱の影響，シート養生終了の影響(打設後約 3 日目)，脱型の影響(打設後約 7 日目)が見られ，脱型以降は比較的安定した収縮変化が見られた。支間中央断面(図-5.1.1)とせん断スパン中央断面(図-5.1.2)ではひずみ変化に顕著な違いは認められない。試験体Ⅰ，Ⅲの場合，経過時間 20 日の各鉄筋軸方向ひずみは約 110～140 μ の収縮を示し，収縮量の計算値(120～130 μ)と概ね同程度であった。試験体Ⅱの場合，同ひずみは約 60～120 μ の収縮を示し，計算値(110～130 μ)よりも低い傾向にあった。

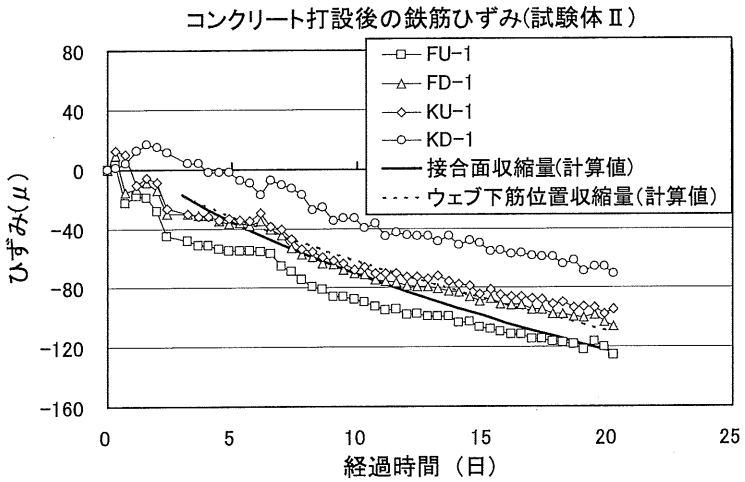
ウェブ下筋ひずみは，暖気養生を始めてから 6 時間が経過して以降，徐々に膨張側に増加し，経過時間約 1.4 日でフランジ打設時よりも収縮側に転じた。フランジコンクリートの材齢初期の膨張は，水和熱による膨張によるものと考えられる。また，ウェブ下筋の引張ひずみは，フランジコンクリートの硬化時の収縮に伴うはりの曲げひずみの影響を受けたものと考えられる。暖気養生の終了後及び散水の終了後，それぞれ収縮速度が一時的に増加する傾向を示した。試験体Ⅰ及びⅢでは，時間の経過に伴ってフランジとウェブの収縮ひずみの差が小さくなる傾向を示したが，試験体Ⅱでは上下のひずみ差を残したまま収縮した。

図-5.1.3 に示す接合部近傍の鉄筋ひずみ（フランジ下筋及びウェブ上筋）は，接合面を挟んでひずみ変化に大きな差が認められない。また，けた軸方向の値を比較しても大きな差は認められない。試験体Ⅲのフランジけた端側に位置する FD-4 は，同試験体の他のひずみに比べて若干収縮量が大きい傾向を示している。接合面を挟んだ KU-4 との差は，わずか 15 μ 程度であった。

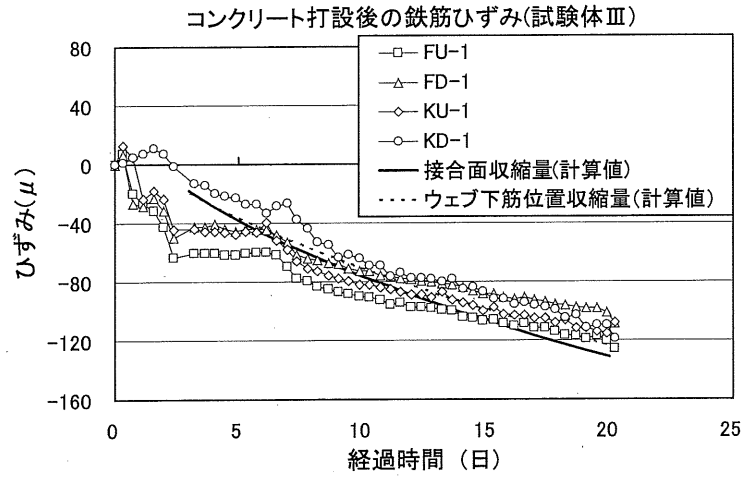




(a)　試験体Ⅰ

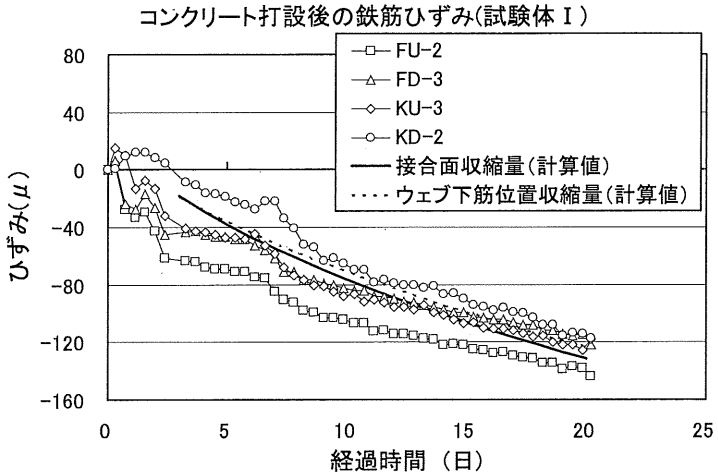


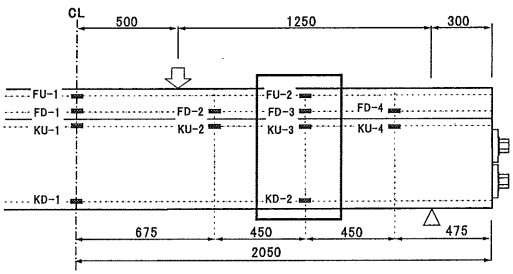
(b)　試験体Ⅱ



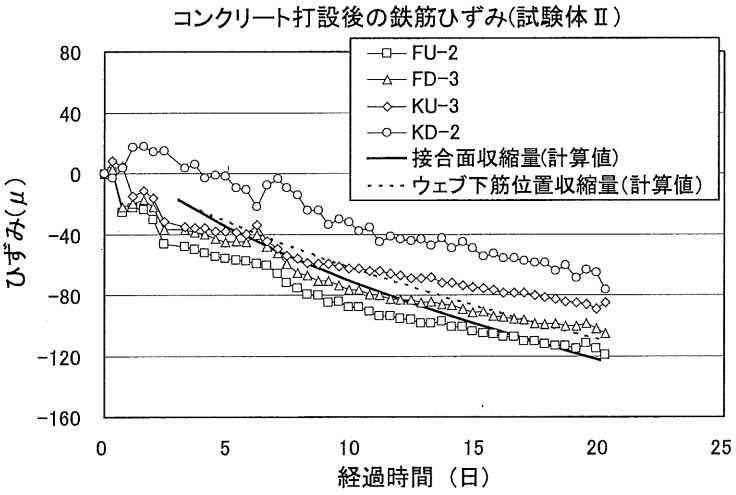
(c)　試験体Ⅲ

図-5.1.1　コンクリート打設後の軸方向鉄筋ひずみ

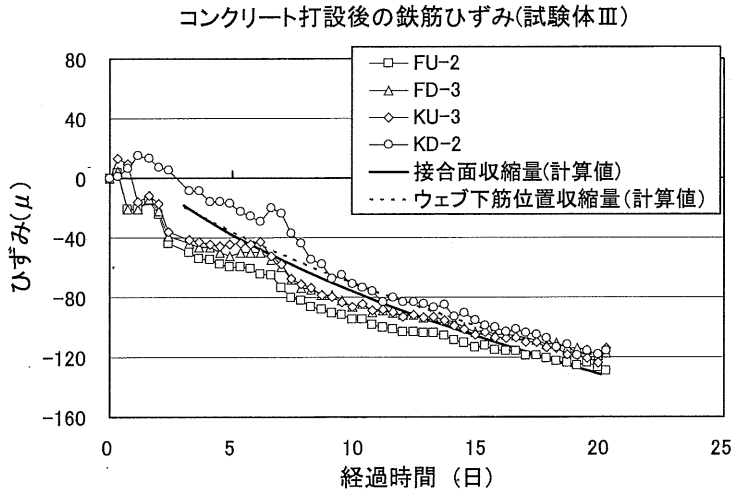




(a)　試験体Ⅰ

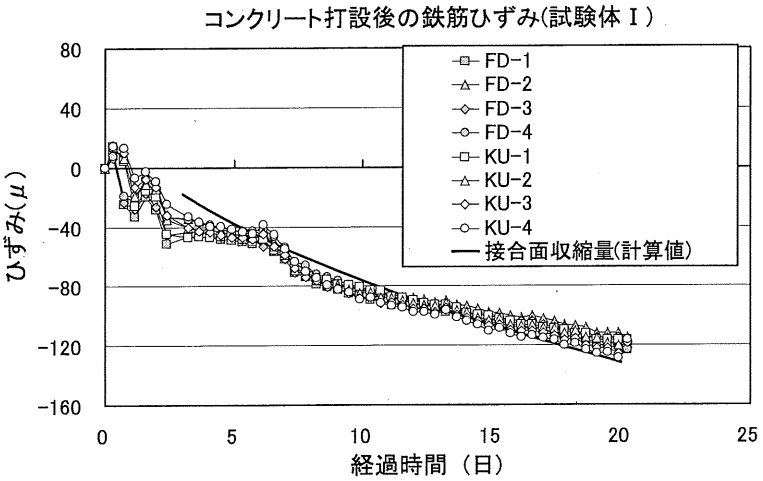


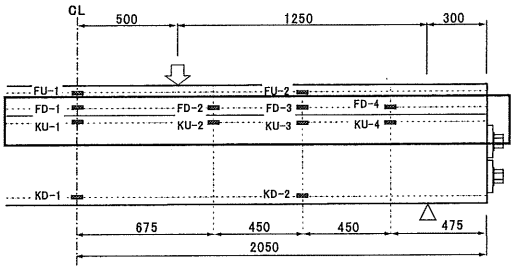
(b)　試験体Ⅱ



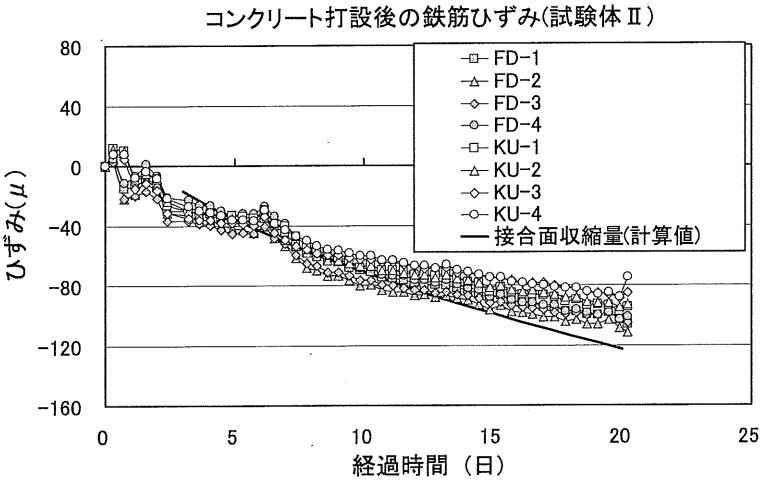
(c)　試験体Ⅲ

図-5.1.2　コンクリート打設後の軸方向鉄筋ひずみ

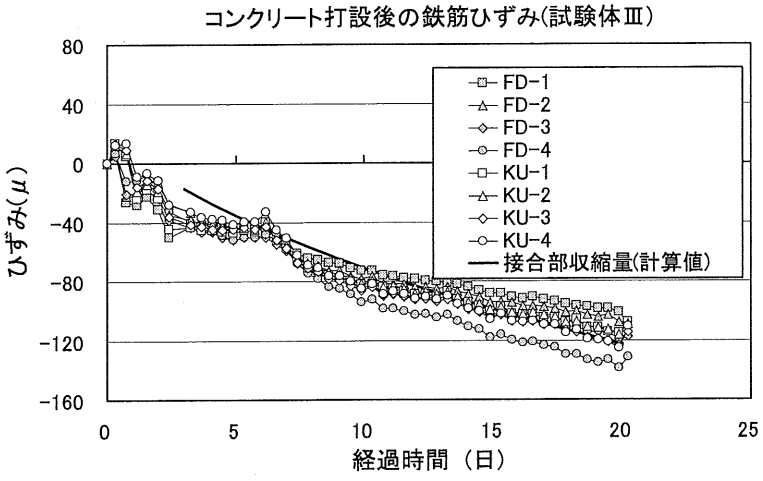




(a)　試験体Ⅰ接合部



(b)　試験体Ⅱ接合部



(c)　試験体Ⅲ接合部

図-5.1.3　コンクリート打設後の軸方向鉄筋ひずみ（接合部近傍）

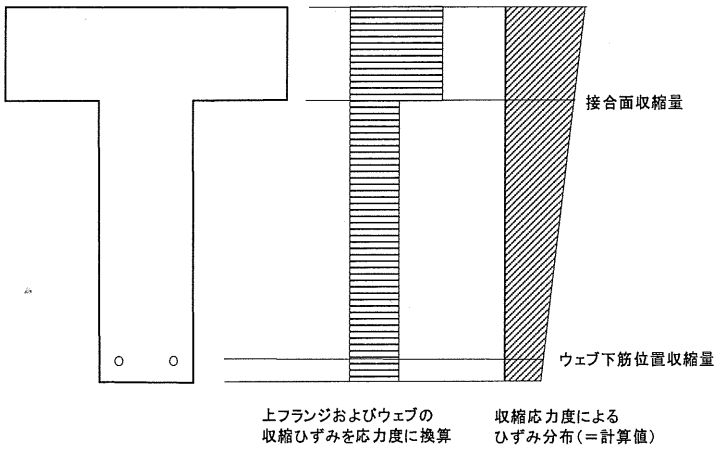


図-5.1.4　収縮ひずみの計算方法(概念図)

表-5.1.1　収縮ひずみ計算値　　(単位：μ)

試験体		試験体Ⅰ，Ⅲ			
経過時間（日）		4	7	10	20
フランジ単体の収縮量	乾燥収縮	-29	-60	-85	-143
ウェブ単体の収縮量	乾燥収縮	-18	-30	-41	-74
	クリープ	-10	-16	-22	-39
	合計	-28	-46	-63	-113
計算値	フランジ上筋位置	-29	-55	-78	-133
	接合位置	-29	-54	-76	-131
	ウェブ下縁鉄筋位置	-28	-51	-71	-123

試験体		試験体Ⅱ			
経過時間（日）		4	7	10	20
フランジ単体の収縮量	乾燥収縮	-29	-60	-85	-143
ウェブ単体の収縮量	乾燥収縮	-18	-30	-41	-74
	クリープ	-6	-11	-15	-26
	合計	-24	-41	-56	-100
計算値	フランジ上筋位置	-27	-52	-74	-126
	接合位置	-27	-51	-71	-122
	ウェブ下縁鉄筋位置	-25	-45	-62	-109

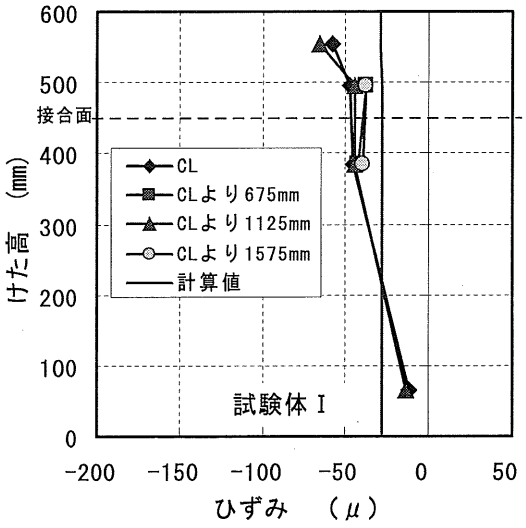
注)・ひずみ負符号は収縮
・平均気温 6℃，平均相対湿度 RH70%，材齢 3 日乾燥開始
・フランジ施工時ウェブ材齢 20 日

5.1.2　断面ひずみ分布

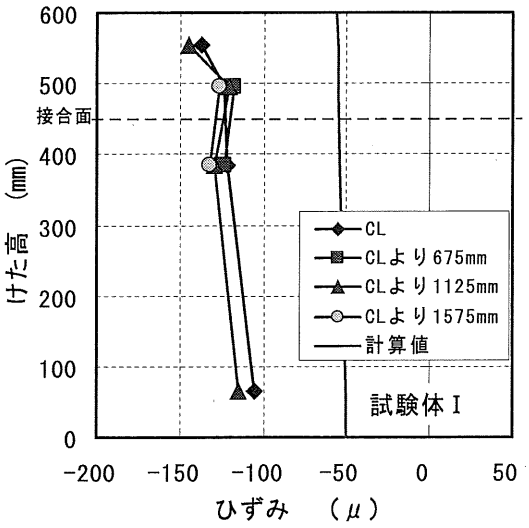
経過時間4日，7日，10日及び20日のけた断面ひずみ分布を図-5.1.5～5.1.7に示す。計算値は，表-5.1.1に示した値である。けた断面の収縮量の分布は平面保持を示していない。ウェブには，フランジの収縮に伴う曲げひずみの影響を受ける部分があると考えられるが，フランジ，ウェブそれぞれのコンクリートの乾燥収縮，クリープのほか，コンクリート間の相互の拘束によってそれらの収縮に変化をもたらす部分の影響の方が曲げの影響よりも大きかったと考えられる。これらの収縮ひずみの分布は，断面による差がほとんど見られなかった。

フランジ打設後4日目の結果では，フランジの収縮に伴うウェブの曲げひずみが見られた。フランジコンクリートは，3日間の暖気養生後における乾燥収縮の影響と，ウェブの拘束によってひずみ勾配が見られた。

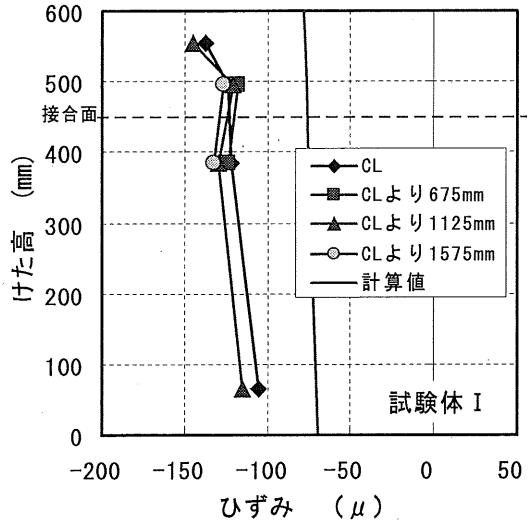
経過時間が20日になると，7日脱型にともない乾燥収縮が進んだことと，プレストレスによるクリープ収縮及びフランジ打設によって生じたウェブの曲げひずみのクリープ変形により，合成げた全体として平均100μ程度の収縮が見られるが，高さ方向のひずみ差は均一化する傾向が見られた。



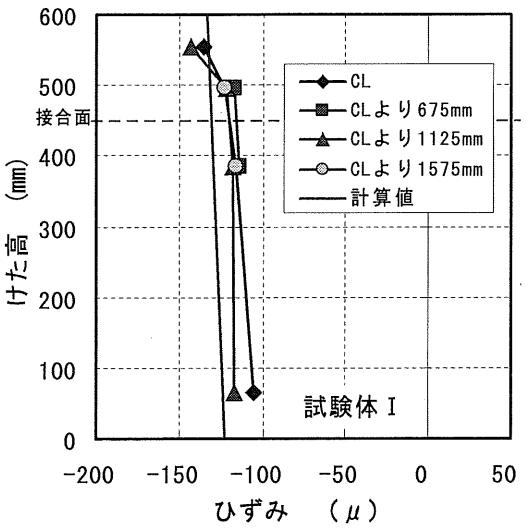
(a)経過時間 4 日



(b)経過時間 7 日

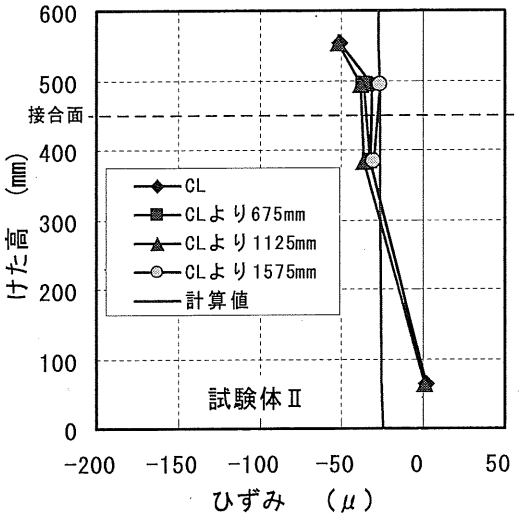


(c)経過時間 10 日

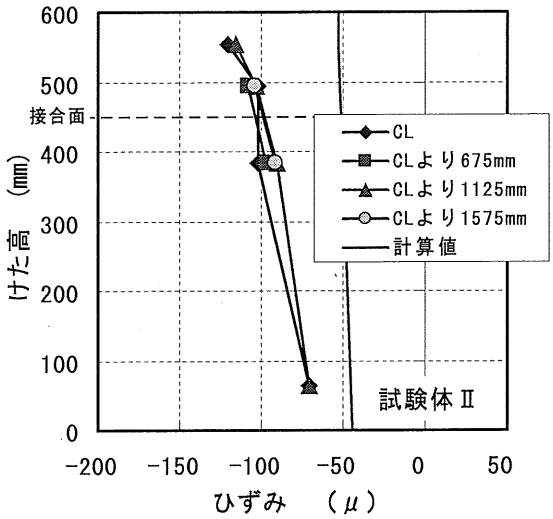


(d)経過時間 20 日

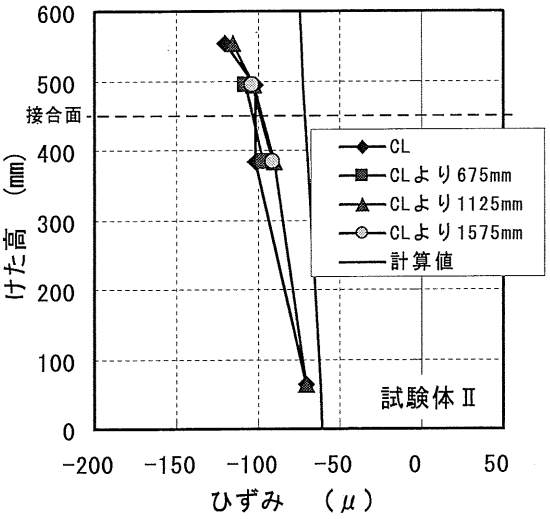
図-5.1.5　試験体 I ひずみ変化



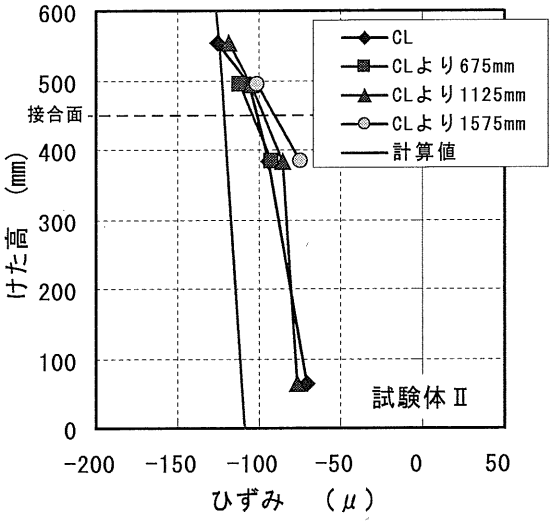
(a)経過時間 4 日



(b)経過時間 7 日

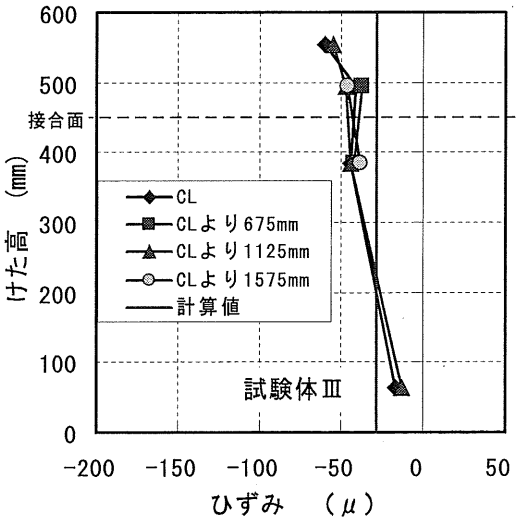


(c)経過時間 10 日

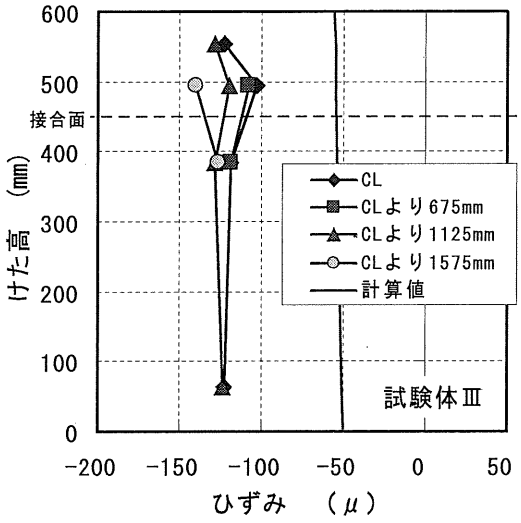


(d)経過時間 20 日

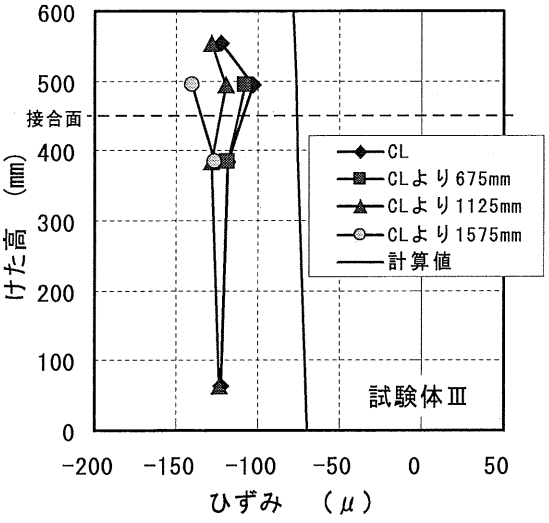
図-5.1.6　試験体Ⅱひずみ変化



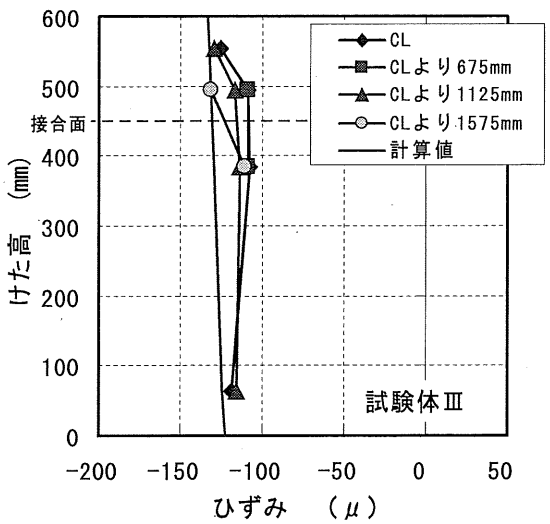
(a)経過時間 4 日



(b)経過時間 7 日



(c)経過時間 10 日



(d)経過時間 20 日

図-5.1.7　試験体Ⅲひずみ変化

5.2　ずれ止め鉄筋ひずみ

(1)　ずれ止め鉄筋経時変化

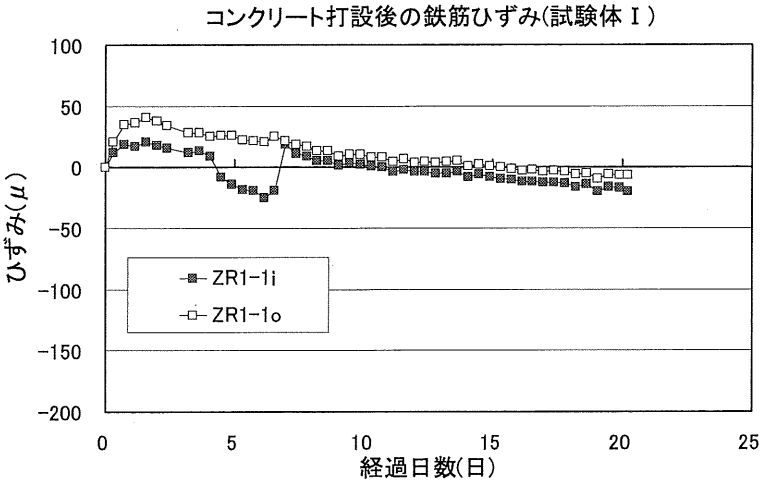
図-5.2.1～図-5.2.16 に試験体Ⅰ，Ⅱの計測側ずれ止め鉄筋について，フランジコンクリート打設後のひずみ変化を示す。ずれ止め鉄筋の両面のひずみから，ずれ止め鉄筋に作用していたひずみを軸方向成分(両面ひずみの平均値)と，曲げ成分(両面ひずみの差の 1/2)に分離した結果も合わせて示した。

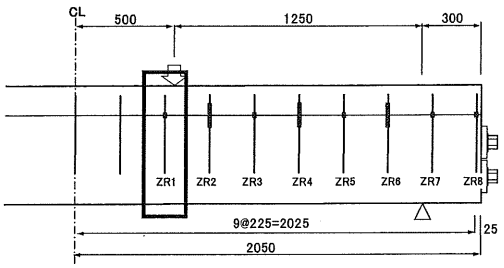
フランジコンクリートの打設に伴い，5.1 で示したはりの軸方向ひずみの経時変化とともに，ずれ止め鉄筋のひずみにも経時変化が見られた。

ZR8 以外のずれ止め鉄筋について見ると，フランジコンクリート打設後 1～2 日の間にウェブ内で引張ひずみのピーク(最大で 50μ程度)が見られた。この引張ひずみは軸方向成分が主であり，フランジコンクリートの水和熱上昇時にフランジコンクリート内の膨張が生じるとともに，ウェブコンクリート内のずれ止め鉄筋にも若干の引張ひずみが生じた。湿布養生後は，すべての計測位置で収縮する傾向が見られ，はりの軸方向の収縮とともに，鉛直方向にも収縮傾向を示していたことがわかる。

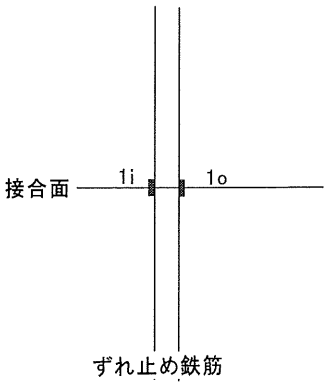
曲げ成分に着目すると(ZR8 を除く)，打設時，湿布養生終了時，脱型時に明確な変化が生じるが，それ以外の明確な経時変化はほとんど見られなかった。測定した範囲では接合面に曲げひずみが生じるような，フランジ，ウェブ間の乾燥収縮の差はほとんどなかったことがわかる。

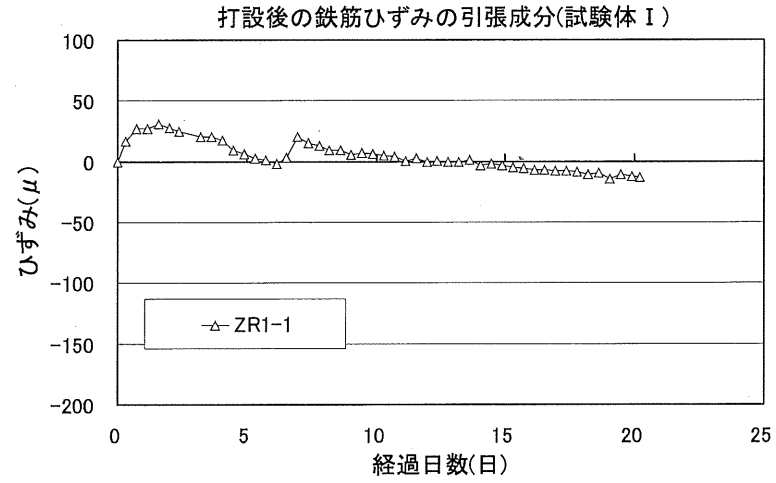
けた端部のずれ止め鉄筋(ZR8)は，フランジ，ウェブ間の収縮ひずみが最も大きいとともに，けた端面のかぶりが小さいことにより温度や乾燥の影響を受け易いことから，ひずみの経時変化が他のずれ止め鉄筋と明らかに異なり，かつ複雑な変化が見られた。ZR8 では，他のずれ止め鉄筋に比べて，曲げ成分が大きい傾向にあり，供試体Ⅰでは増加傾向が見られた(供試体Ⅱは，ZR8-1o のひずみ測定値が不安定であったため，同様の傾向が明確に現れなかった)。

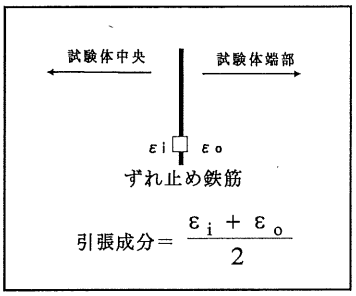




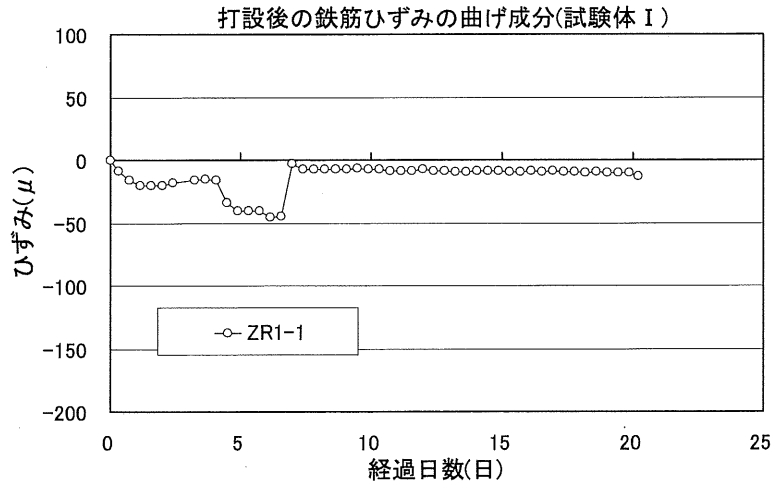
(a) 鉄筋ひずみ

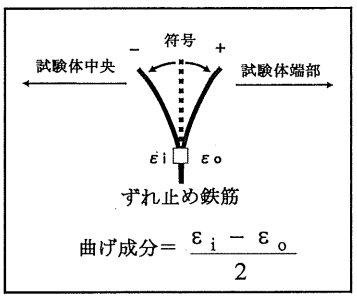






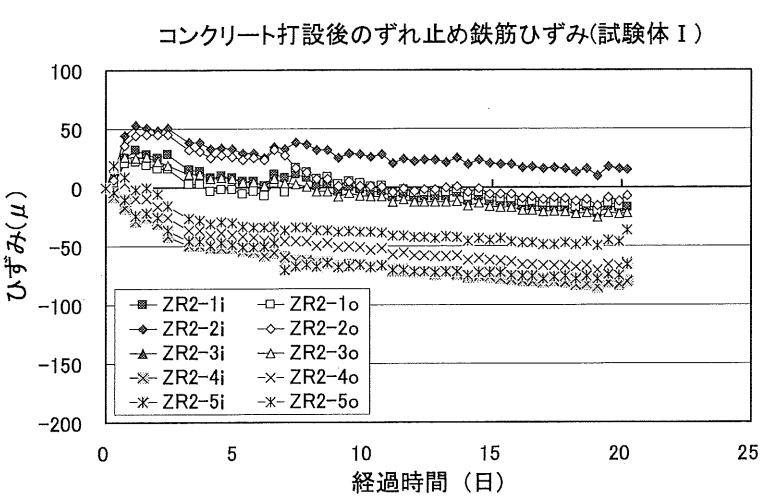
(b) 軸方向成分



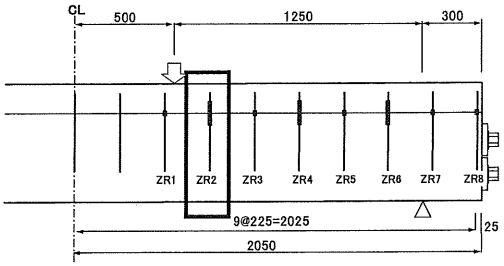


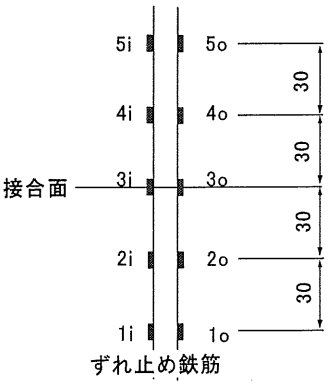
(c) 曲げ成分

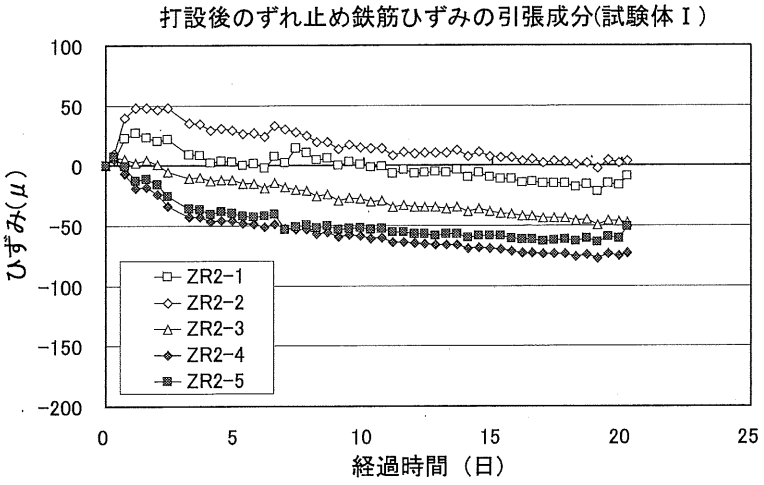
図-5.2.1 コンクリート打設後のずれ止め鉄筋ひずみ (試験体Ⅰ ZR1)



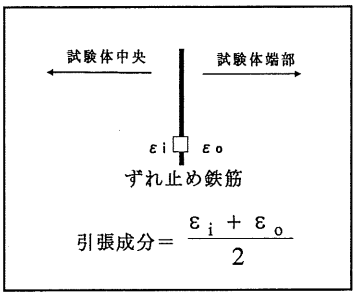
(a)　鉄筋ひずみ

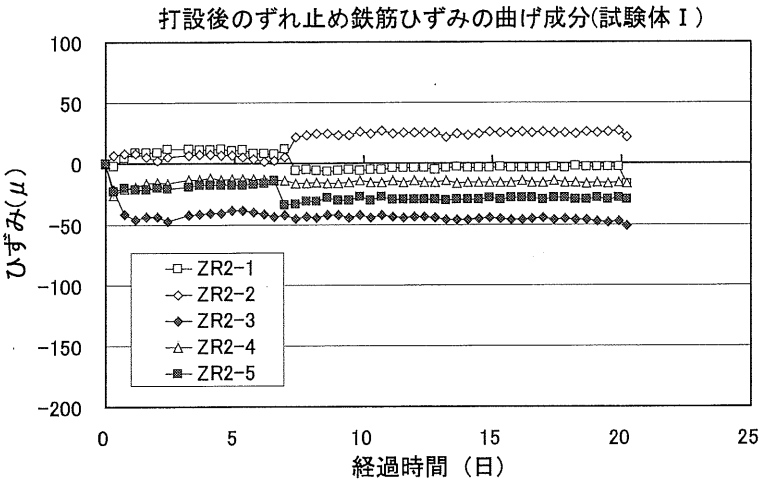






(b)　軸方向成分





(c)　曲げ成分

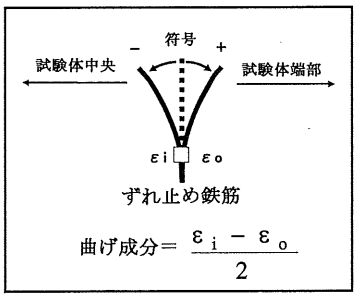
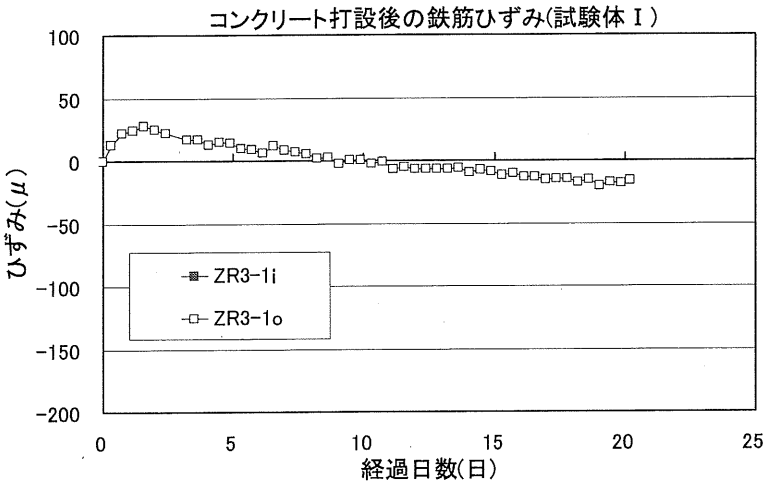
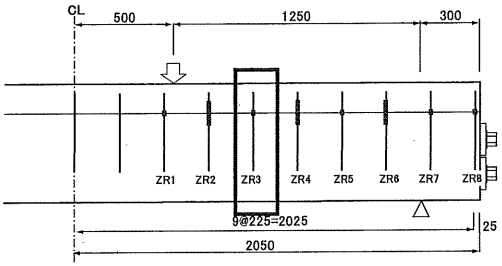
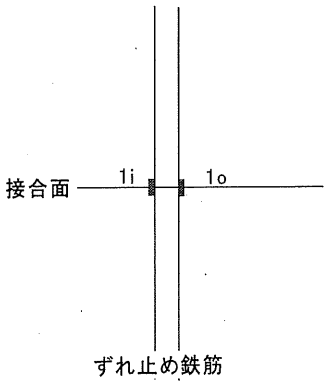


図-5.2.2　コンクリート打設後のずれ止め鉄筋ひずみ　（試験体Ⅰ　ZR2）



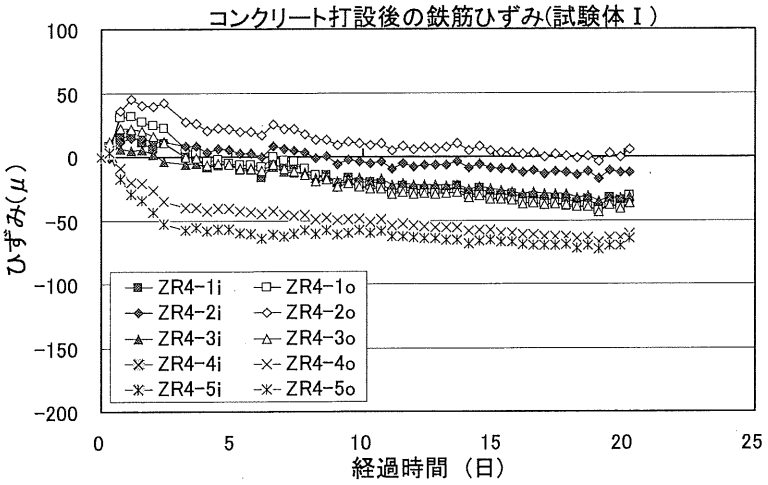
鉄筋ひずみ

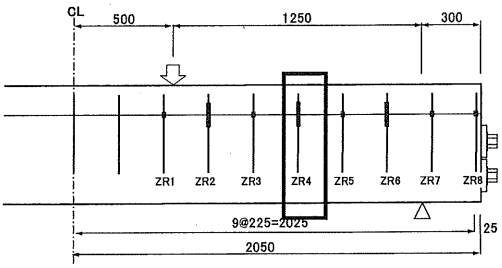




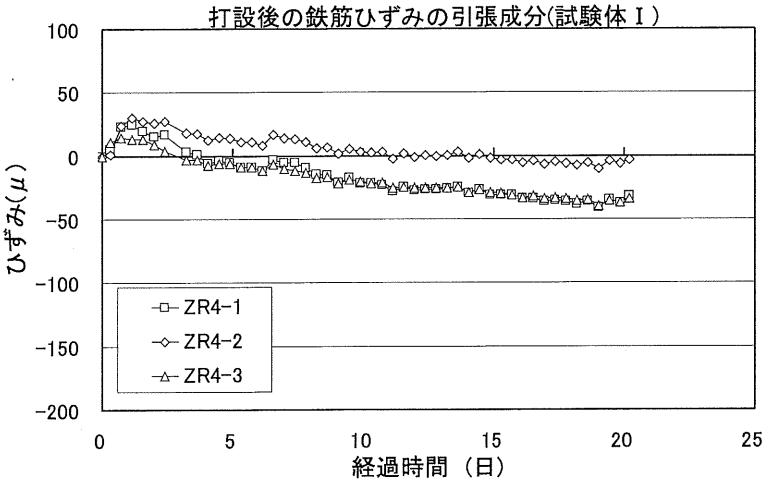
ZR3-1i ひずみゲージの測定が不良であったため，軸方向成分及び曲げ成分の計算はできなかった。

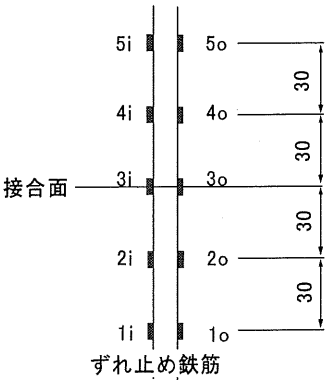
図-5.2.3　コンクリート打設後のずれ止め鉄筋ひずみ　（試験体Ⅰ　ZR3）

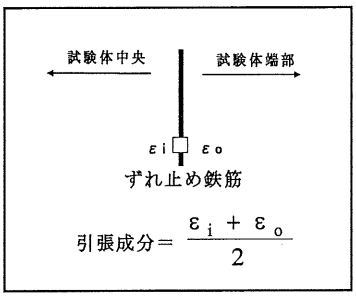




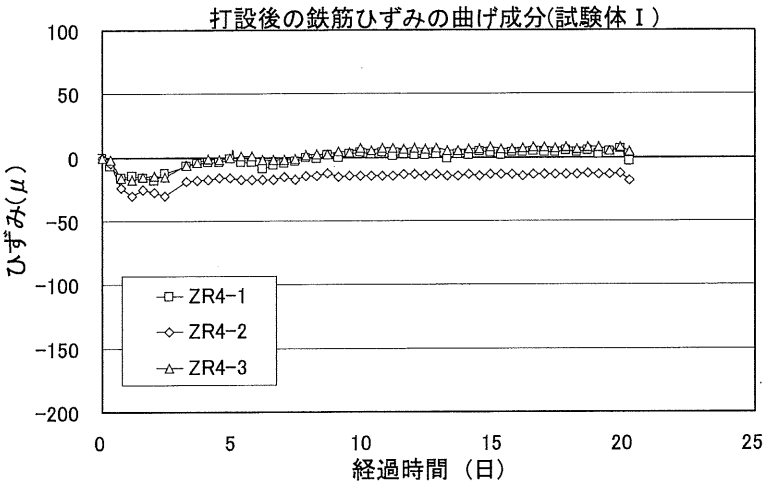
(a)　鉄筋ひずみ

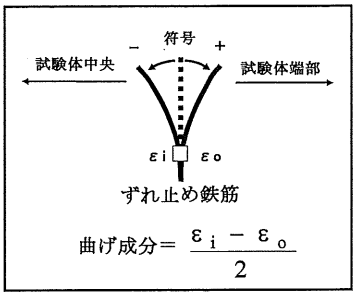






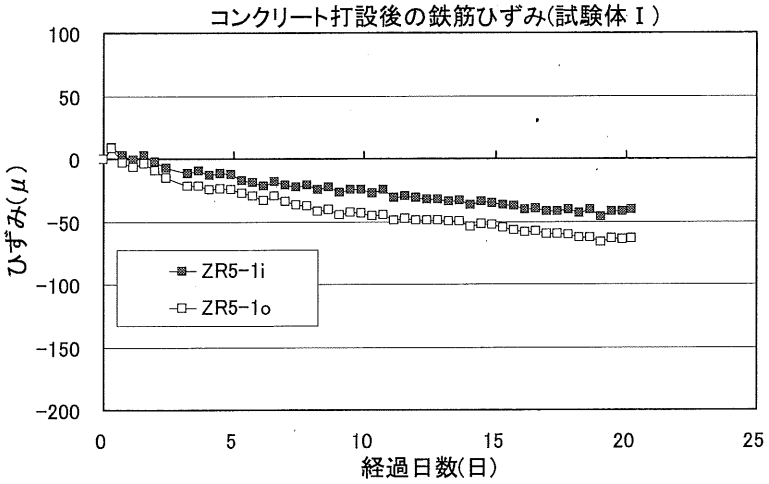
(b)　軸方向成分

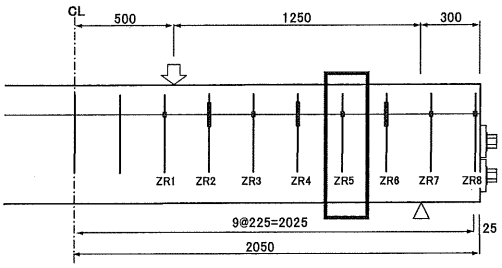




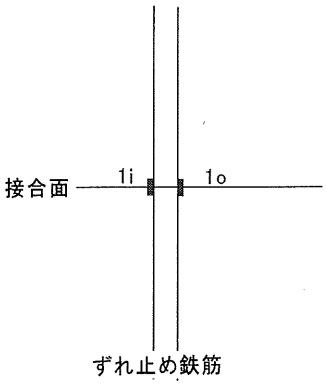
(c)　曲げ成分

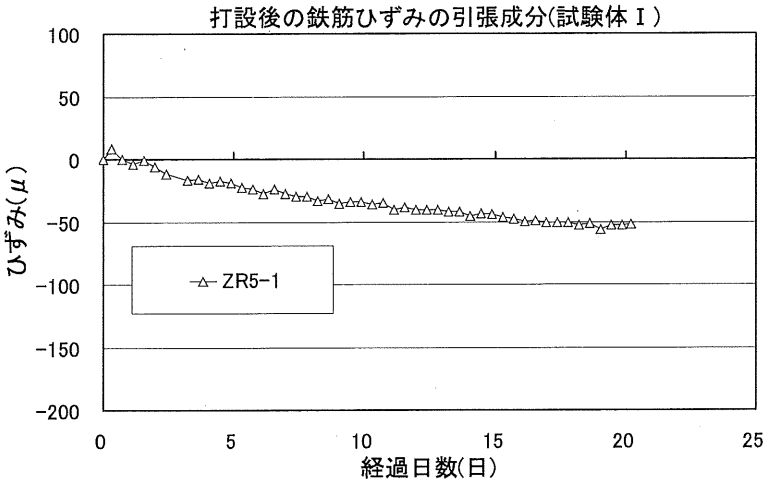
図-5.2.4　コンクリート打設後のずれ止め鉄筋ひずみ　（試験体Ⅰ　ZR4）

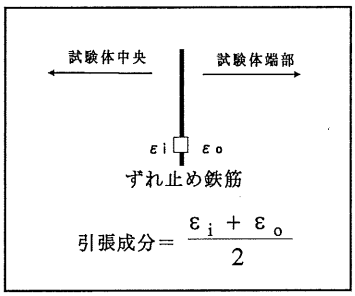




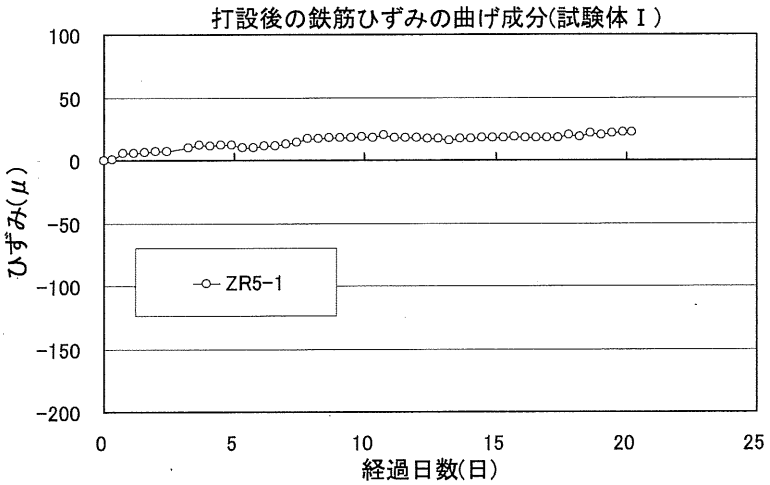
(a) 鉄筋ひずみ

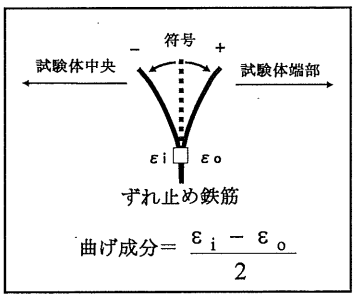






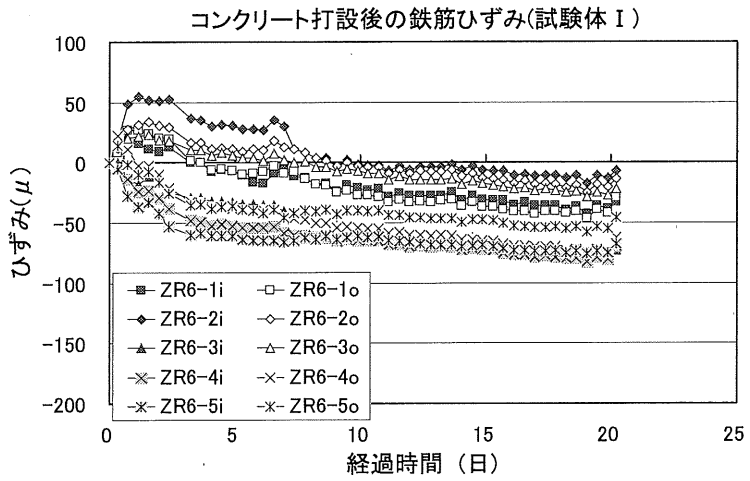
(b) 軸方向成分

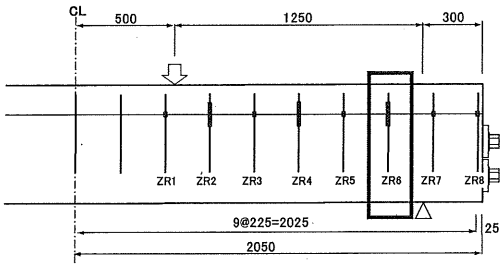




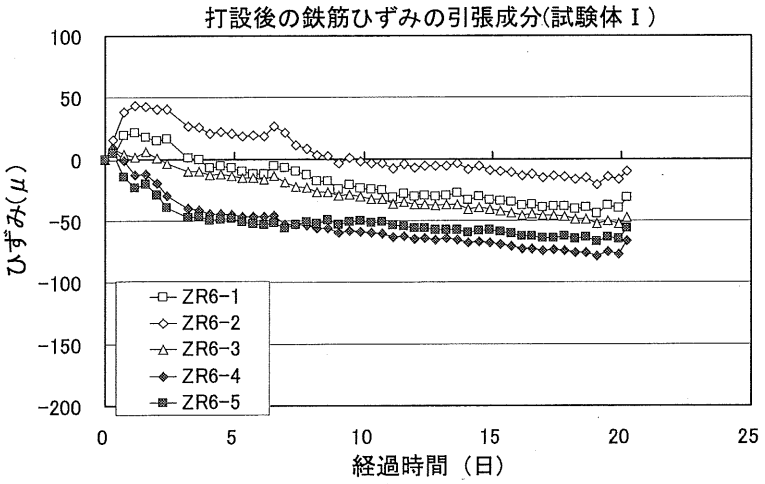
(c) 曲げ成分

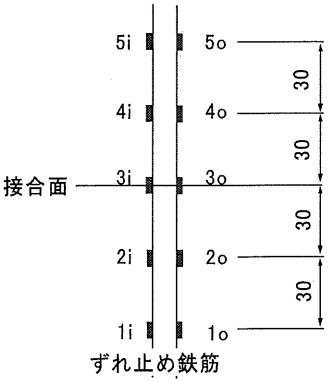
図-5.2.5 コンクリート打設後のずれ止め鉄筋ひずみ (試験体Ⅰ ZR5)

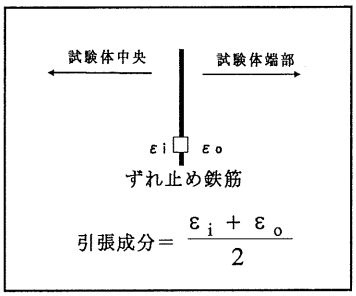




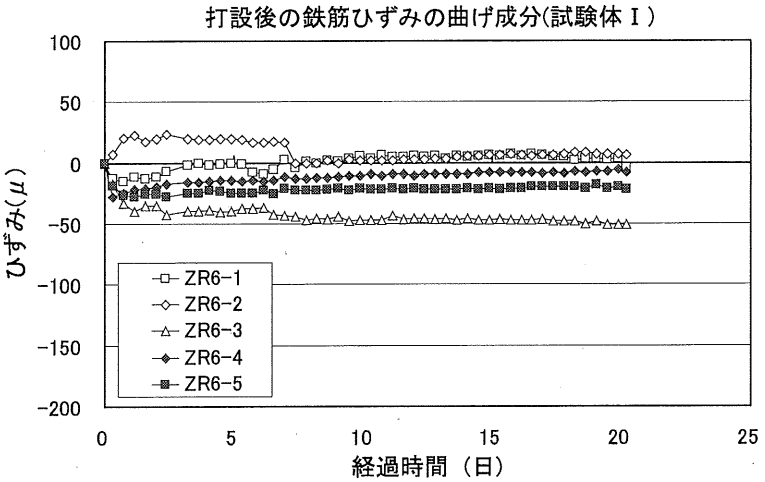
(a)　鉄筋ひずみ

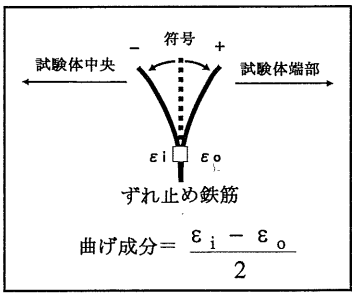






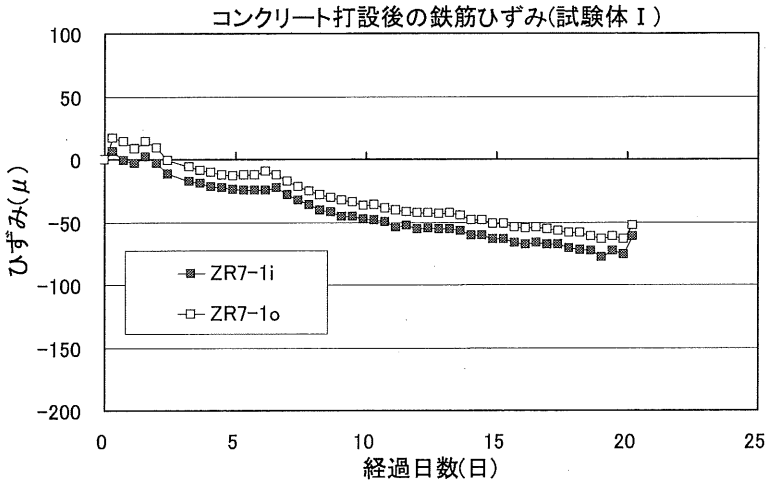
(b)　軸方向成分

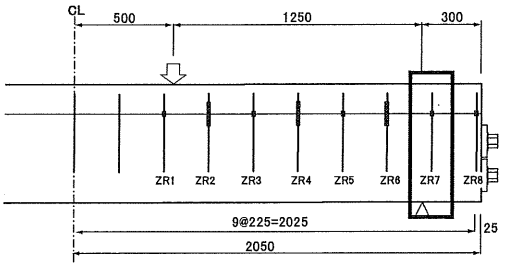




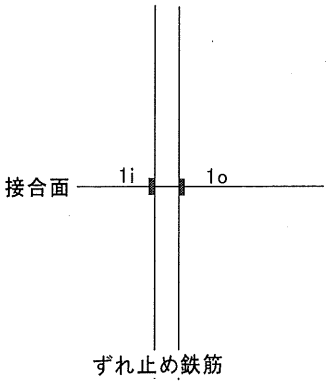
(c)　曲げ成分

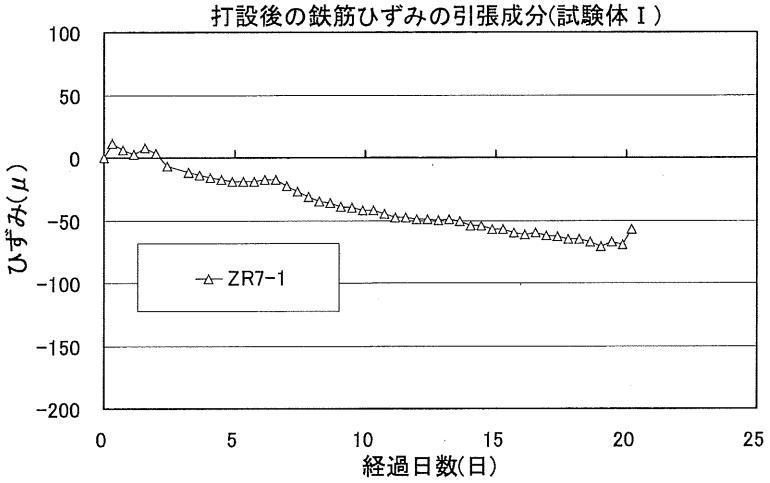
図-5.2.6　コンクリート打設後のずれ止め鉄筋ひずみ　（試験体Ⅰ　ZR6）

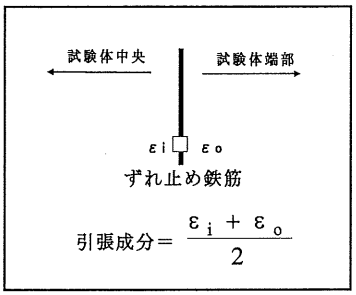




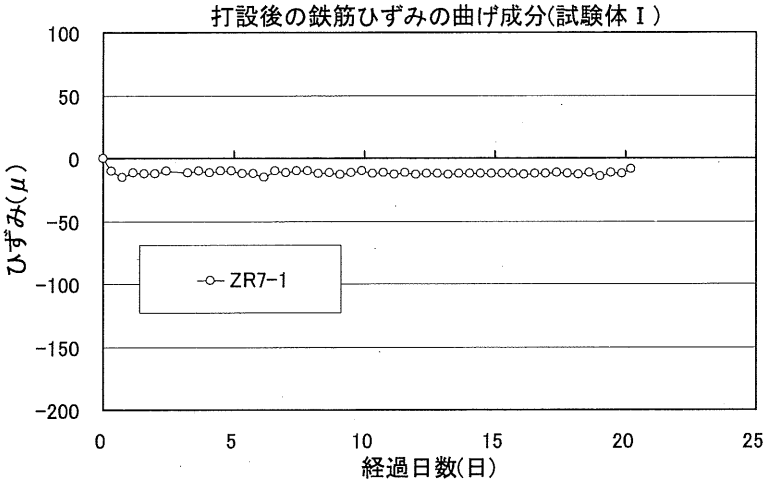
(a) 鉄筋ひずみ

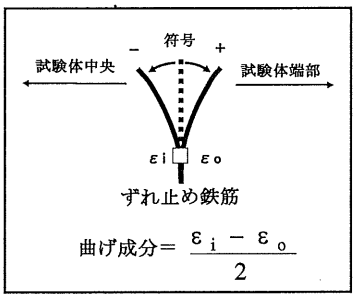






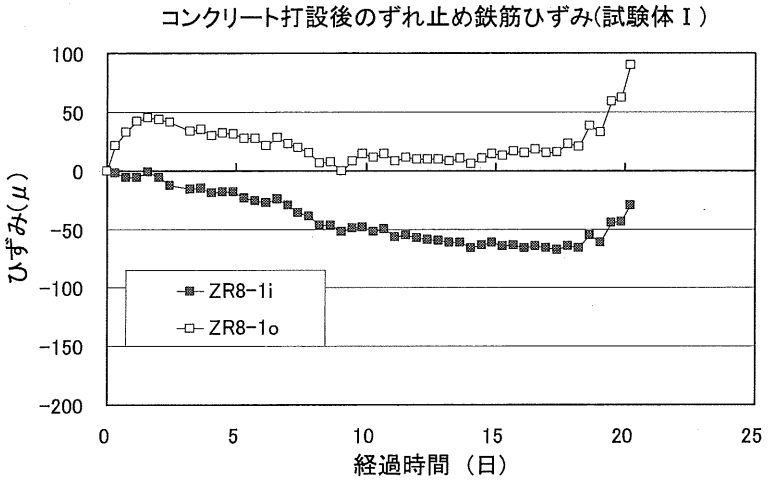
(b) 軸方向成分

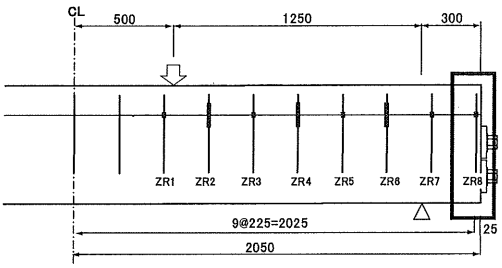




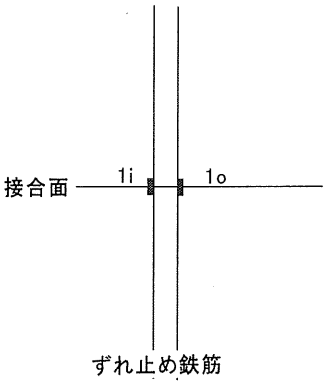
(c) 曲げ成分

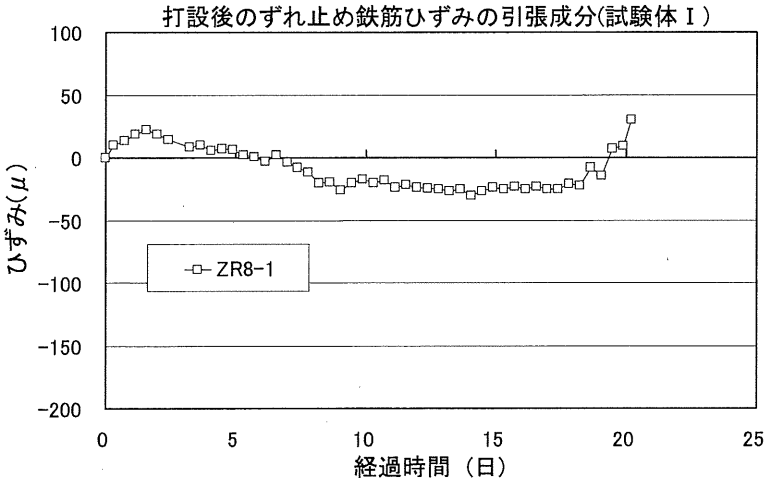
図-5.2.7 コンクリート打設後のずれ止め鉄筋ひずみ (試験体Ⅰ ZR7)

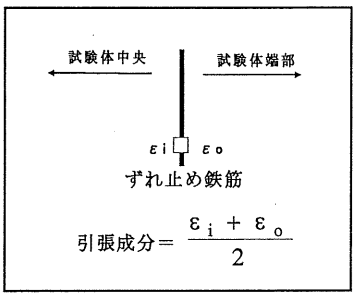




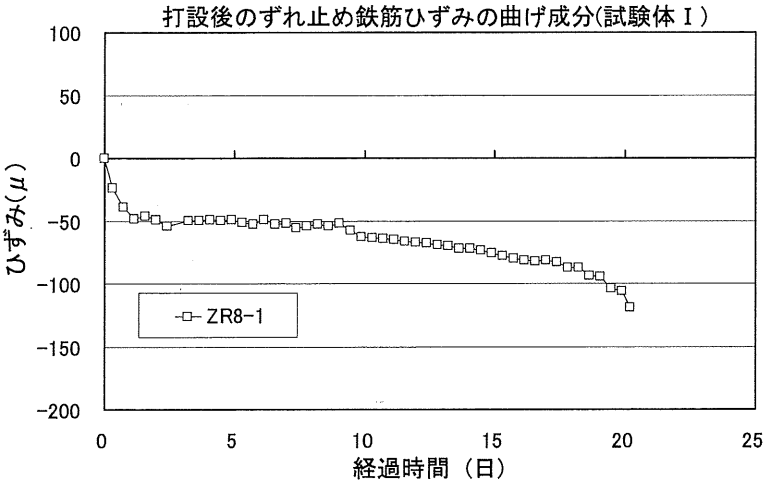
(a)　鉄筋ひずみ

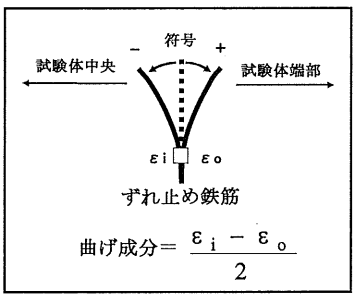






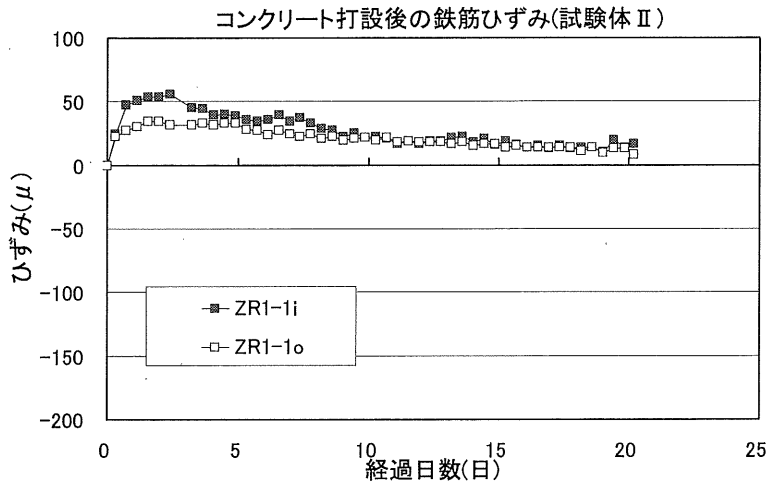
(b)　軸方向成分

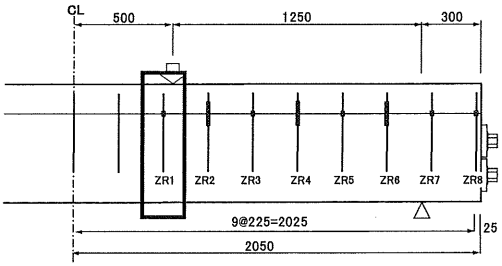


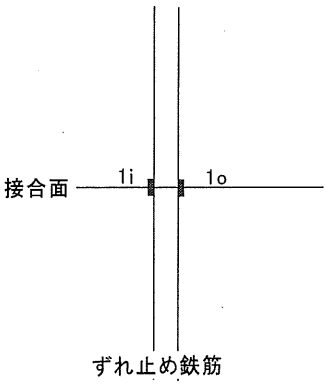


(c)　曲げ成分

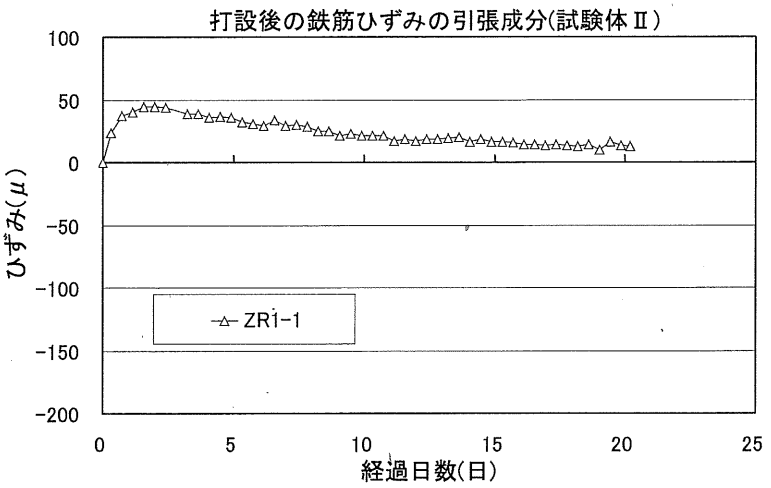
図-5.2.8　コンクリート打設後のずれ止め鉄筋ひずみ　(試験体Ⅰ　ZR8)

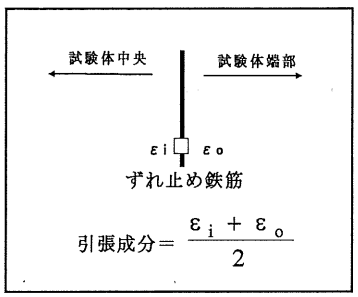




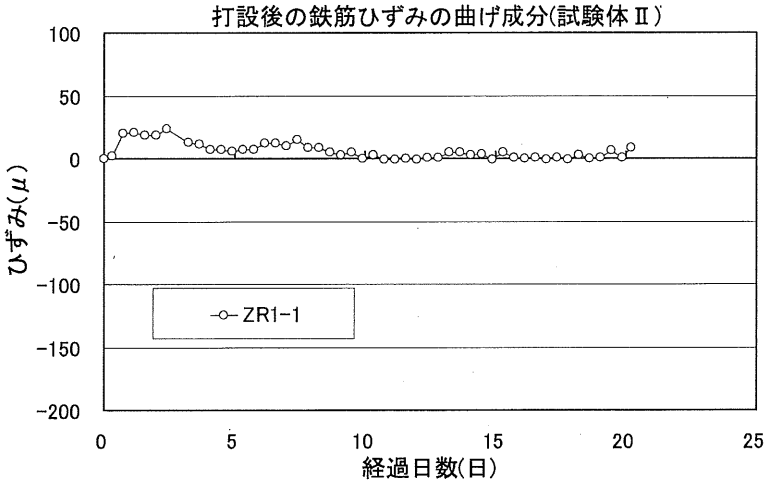


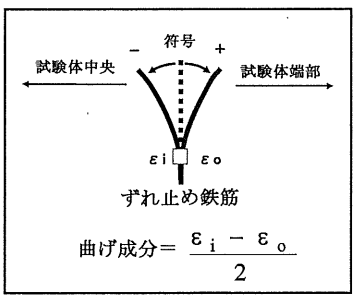
(a) 鉄筋ひずみ





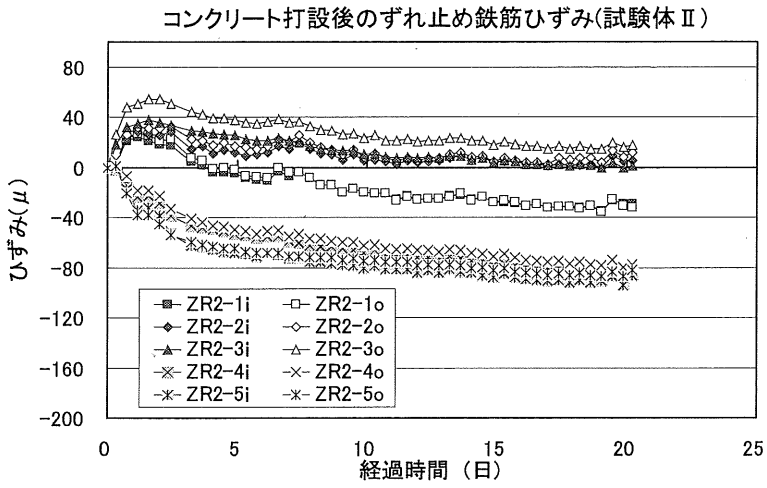
(b) 軸方向成分

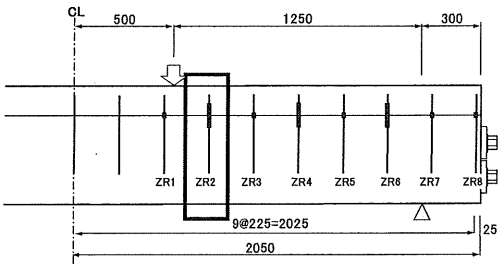


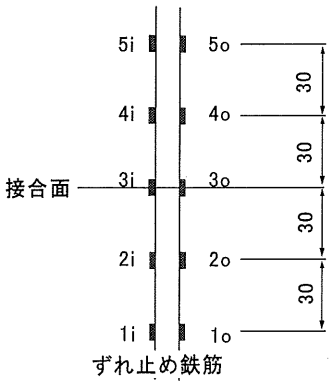


(c) 曲げ成分

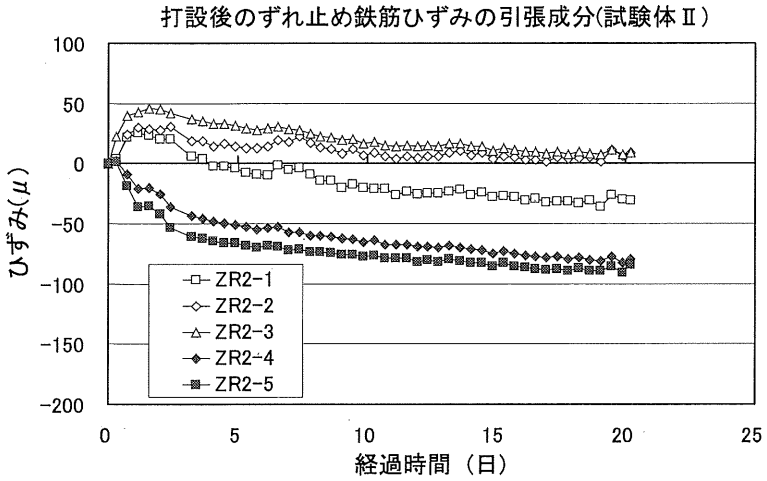
図-5.2.9 コンクリート打設後のずれ止め鉄筋ひずみ (試験体Ⅱ ZR1)

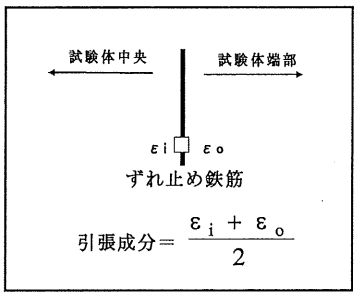




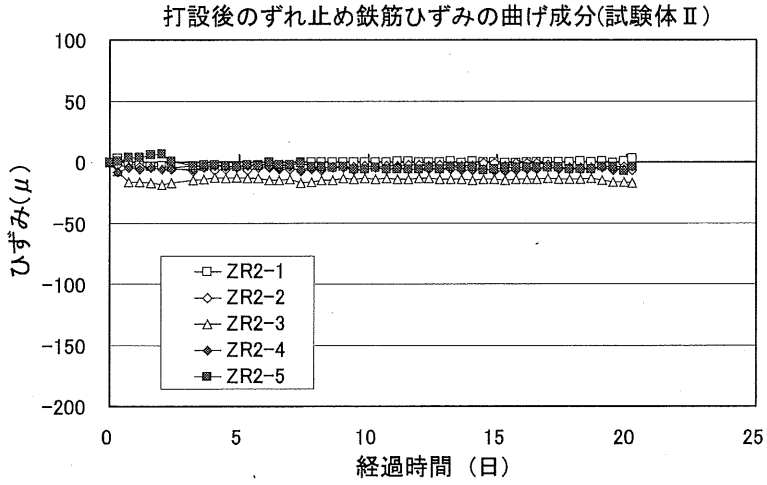


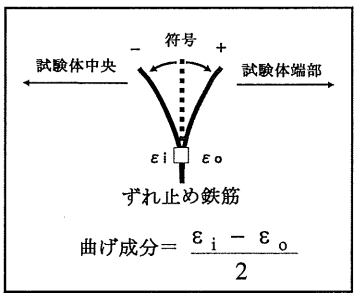
(a)　鉄筋ひずみ





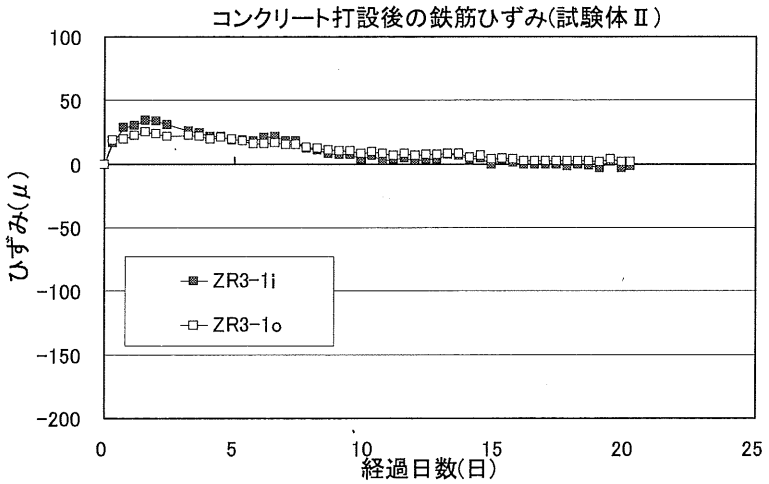
(b)　軸方向成分

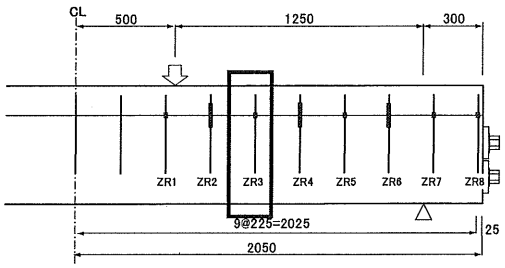




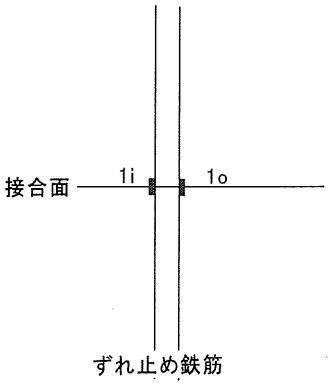
(c)　曲げ成分

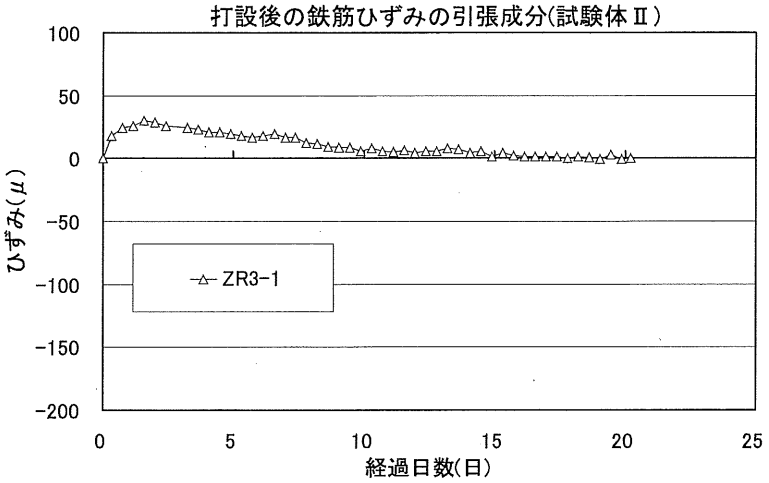
図-5.2.10　コンクリート打設後のずれ止め鉄筋ひずみ　(試験体Ⅱ　ZR2)

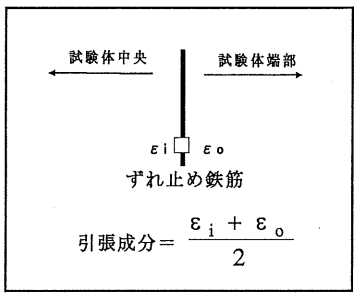




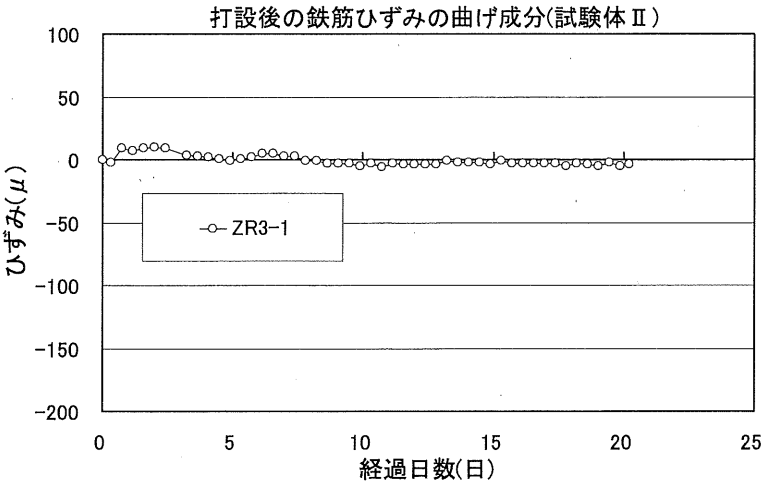
(a) 鉄筋ひずみ

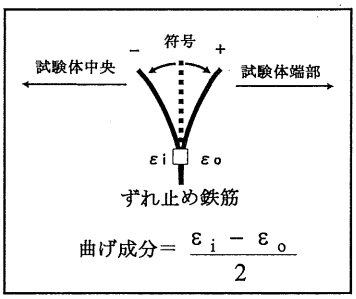






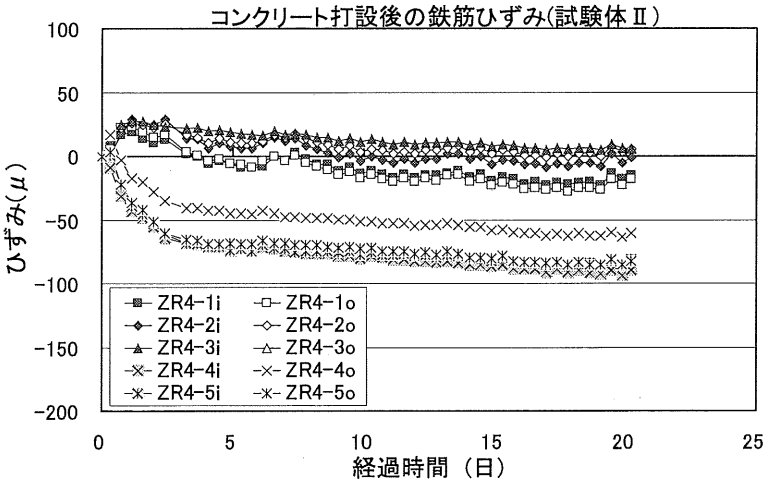
(b) 軸方向成分

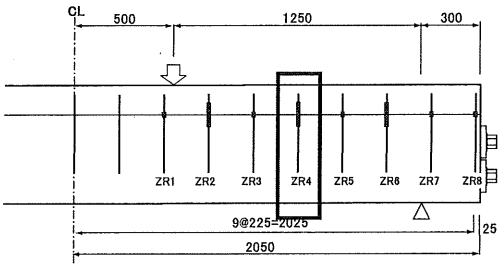




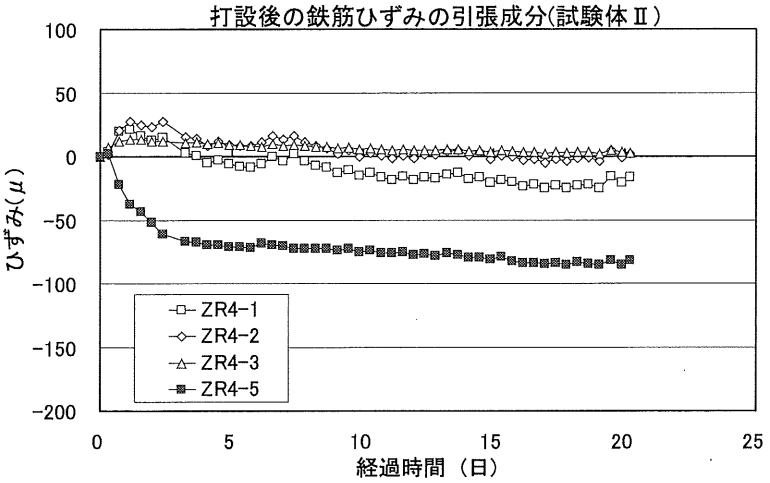
(c) 曲げ成分

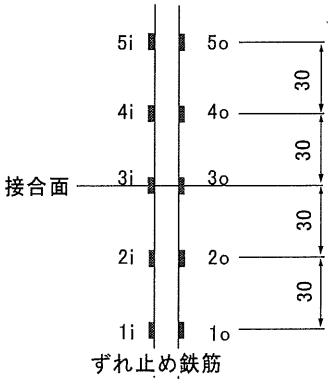
図-5.2.11 コンクリート打設後のずれ止め鉄筋ひずみ (試験体Ⅱ ZR3)

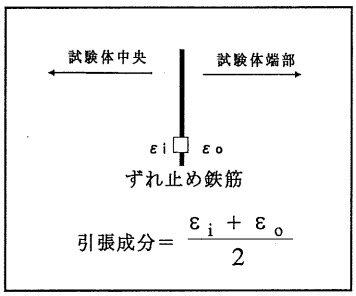




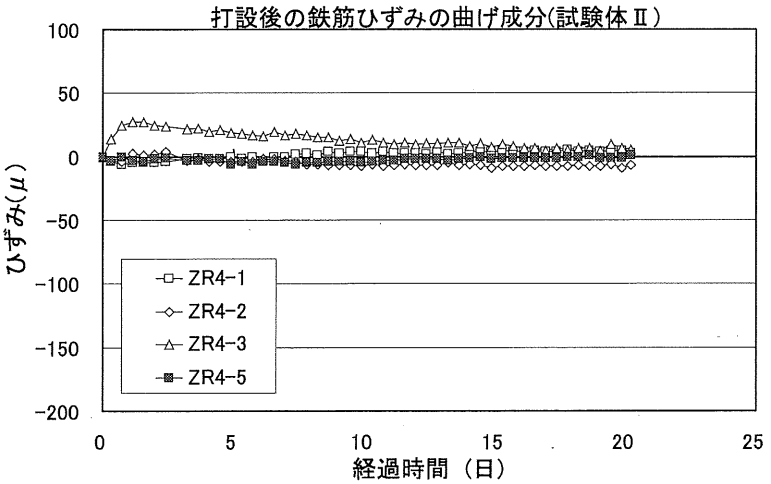
(a) 鉄筋ひずみ

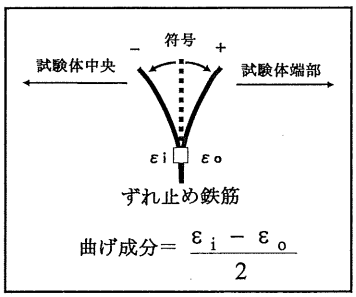






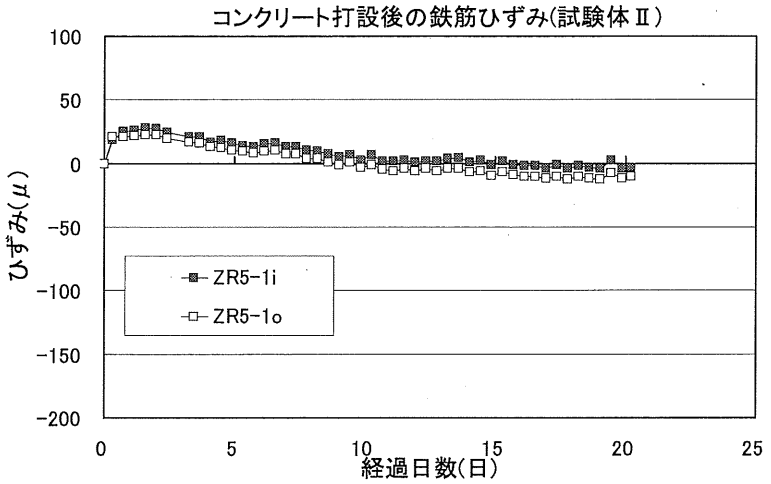
(b) 軸方向成分

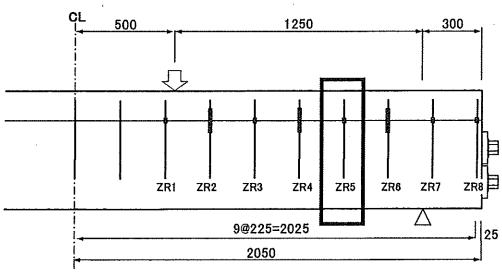




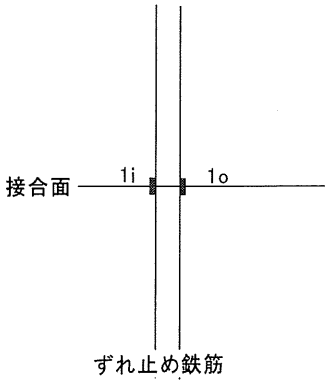
(c) 曲げ成分

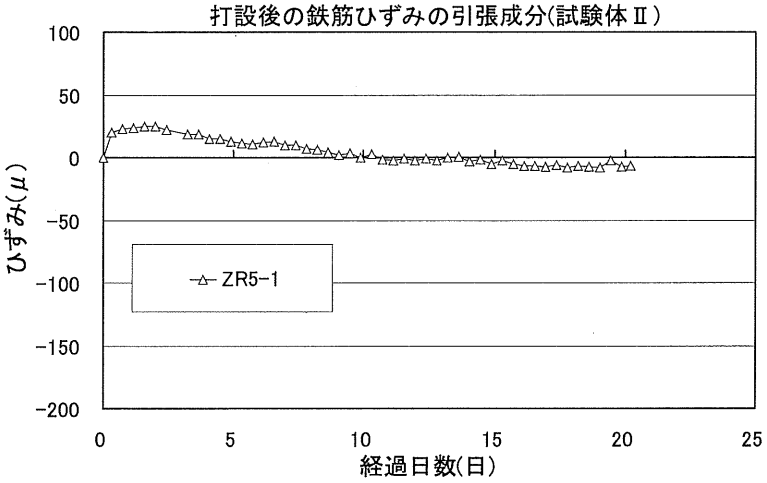
図-5.2.12 コンクリート打設後のずれ止め鉄筋ひずみ (試験体Ⅱ ZR4)

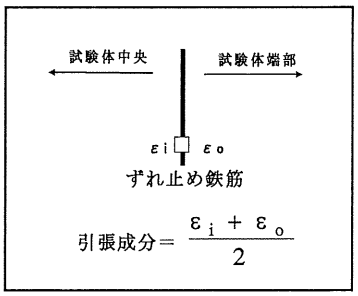




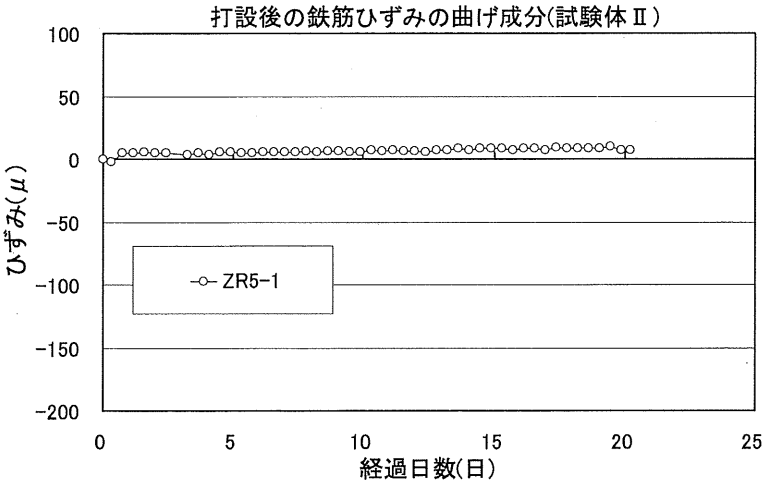
(a) 鉄筋ひずみ

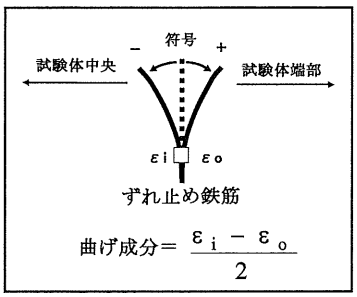






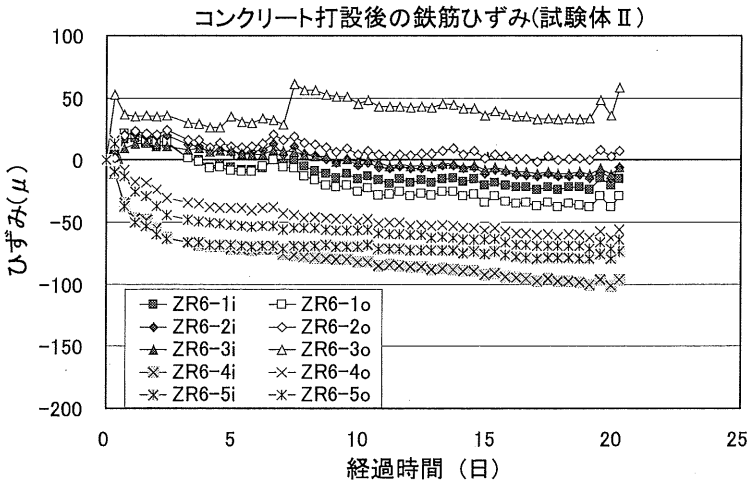
(b) 軸方向成分

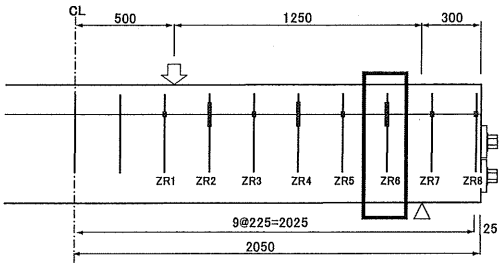




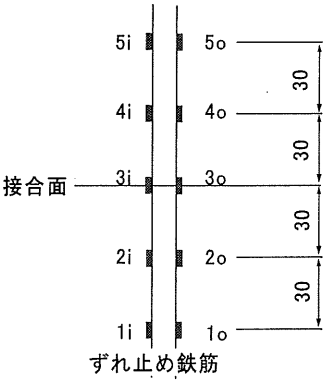
(c) 曲げ成分

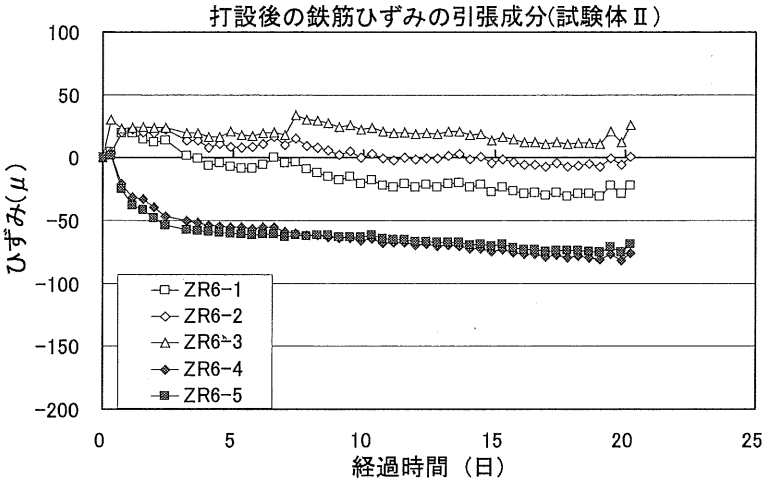
図-5.2.13 コンクリート打設後のずれ止め鉄筋ひずみ (試験体Ⅱ ZR5)

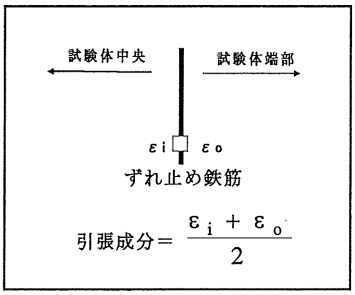




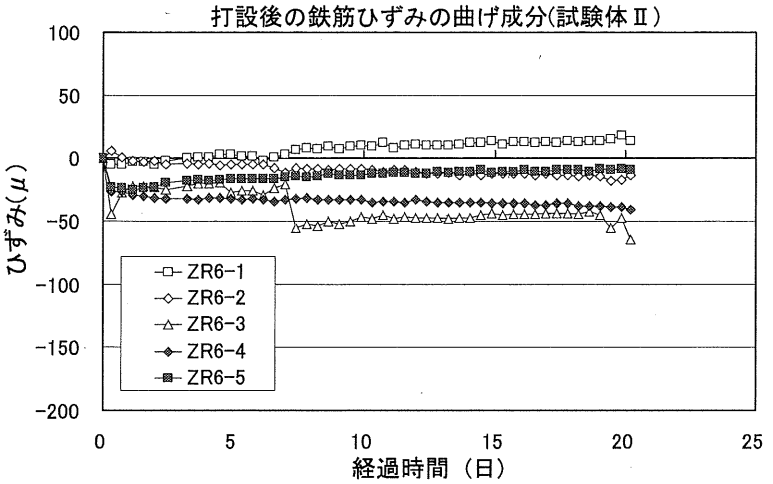
(a) 鉄筋ひずみ

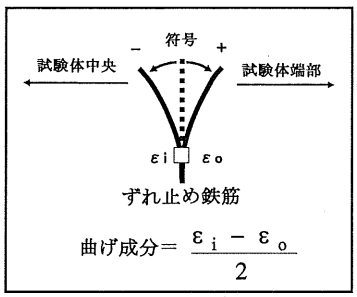






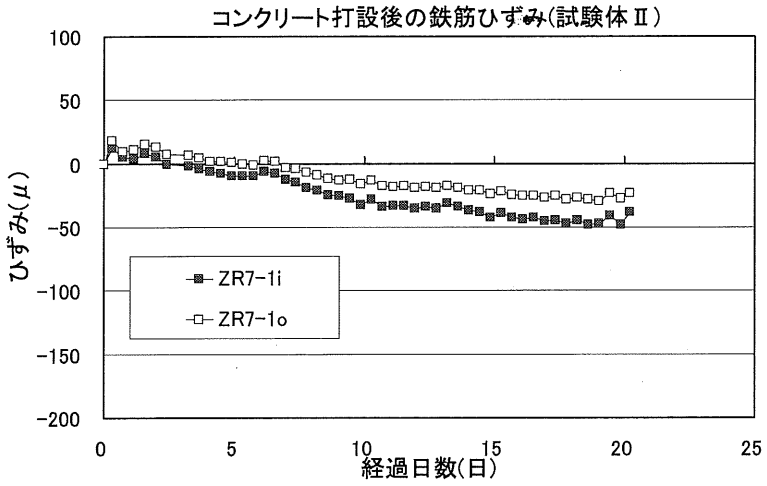
(b) 軸方向成分

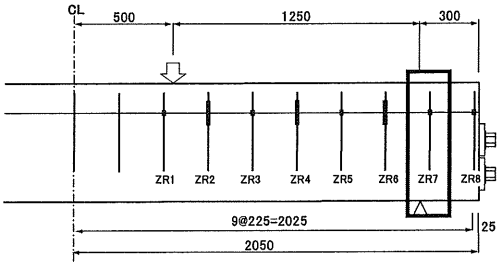


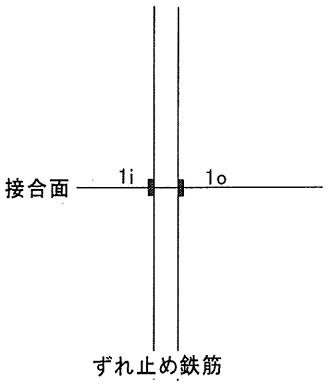


(c) 曲げ成分

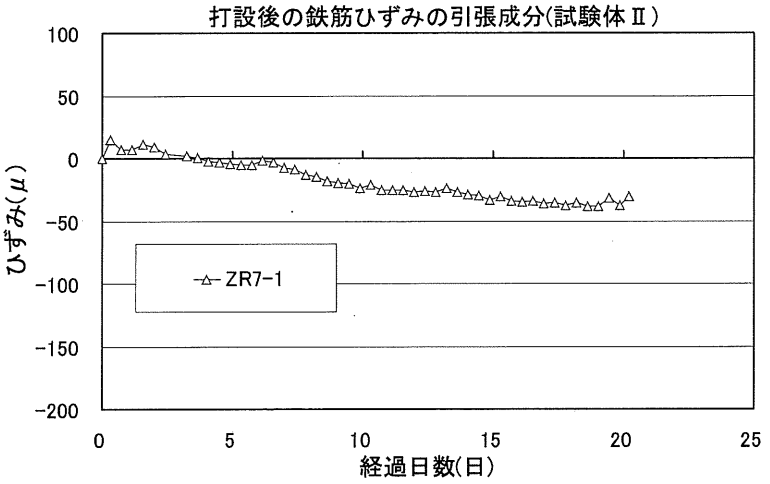
図-5.2.14 コンクリート打設後のずれ止め鉄筋ひずみ (試験体Ⅱ ZR6)

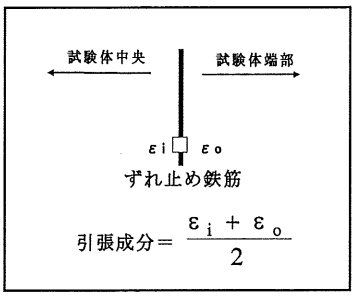




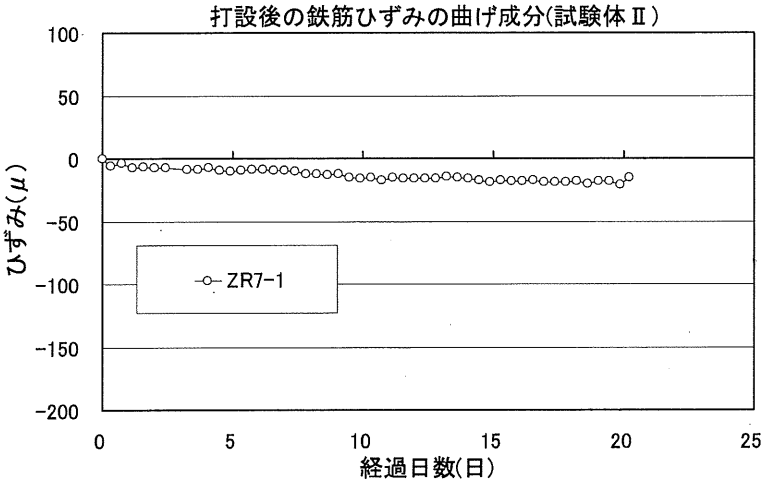


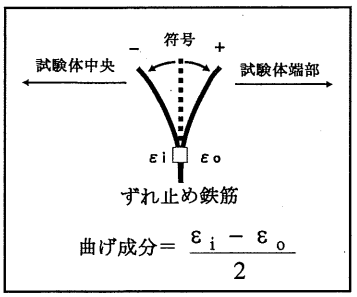
(a) 鉄筋ひずみ





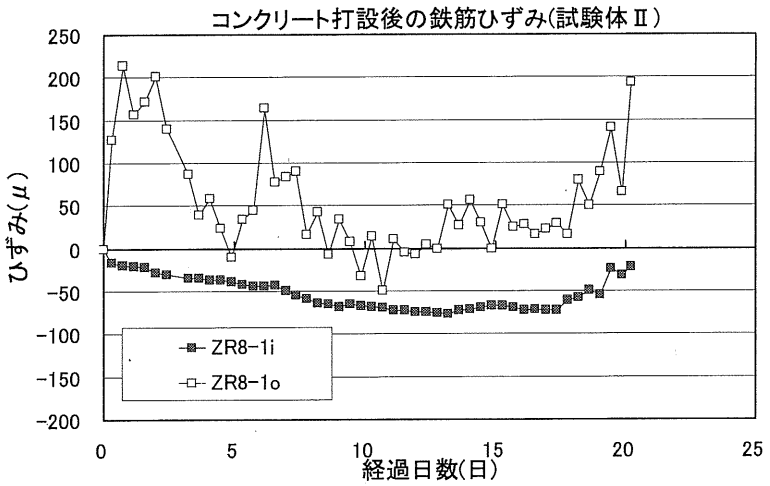
(b) 軸方向成分

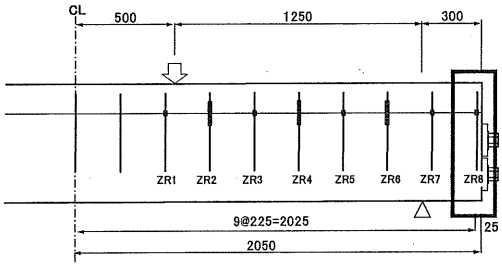


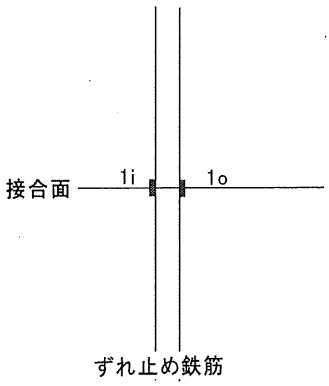


(c) 曲げ成分

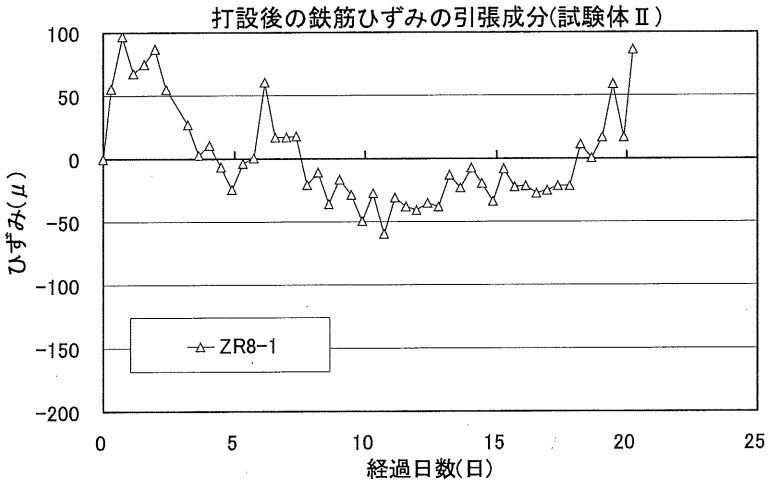
図-5.2.15 コンクリート打設後のずれ止め鉄筋ひずみ (試験体Ⅱ ZR7)

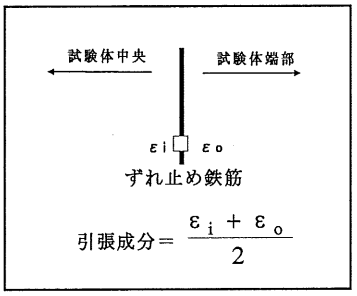




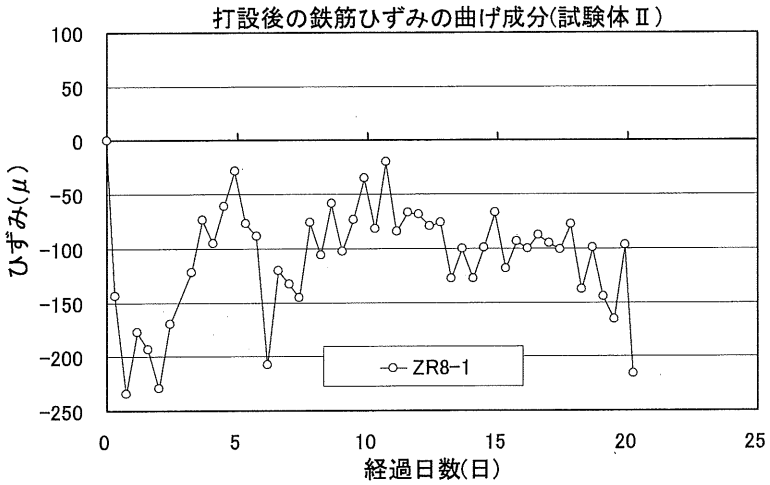


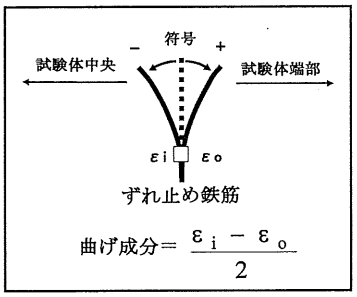
(a) 鉄筋ひずみ





(b) 軸方向成分





(c) 曲げ成分

図-5.2.16 コンクリート打設後のずれ止め鉄筋ひずみ (試験体Ⅱ ZR8)

(2) 軸方向成分

ずれ止め鉄筋(ZR2, ZR4, ZR6)の接合面近傍の軸方向成分のひずみ分布を図-5.2.17 に示す。フランジ打設後に測定した，ずれ止め鉄筋の接合面付近の軸方向ひずみは，主としてフランジ内で圧縮側であり，フランジコンクリートの収縮ひずみを測定していたことがわかる。フランジコンクリートの収縮量は概ね 50～80 μ であり，測定位置による差は小さかった。フランジコンクリート打設時以降のウェブコンクリートの収縮はフランジに比べて軽微であった。試験体Ⅰと試験体Ⅱを比べると，接合面付近でフランジ側に近い値を示すものと，ウェブ側に近い値を示すものが見られるが，これはゲージ貼り付け位置と接合面の微妙な位置関係が顕著に影響した可能性がある。

図-5.2.18 に接合面で測定したずれ止め鉄筋(ZR1～ZR8)の軸方向ひずみ分布を示す。試験体Ⅰの値は，試験体Ⅱに比べて圧縮側にシフトした値を示しているのは，上述のひずみゲージ取り付け位置による影響と同様と考えられる。桁端部の ZR8 は，他のずれ止め鉄筋と異なり引張ひずみが大きかったことが，この図からもわかる。試験体Ⅱのずれ止め鉄筋ひずみは約 80 μ であった。

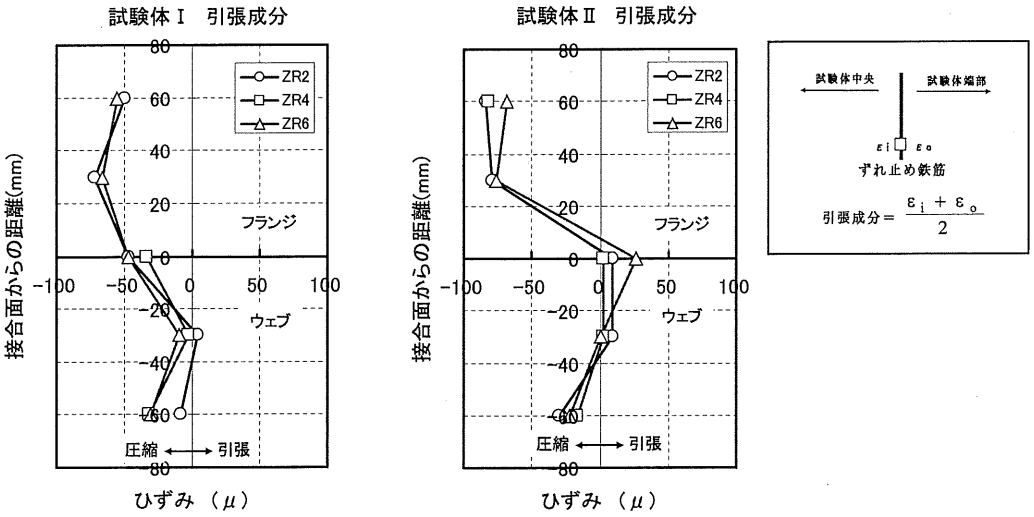


図-5.2.17 ずれ止め鉄筋軸方向成分（フランジ材齢 20 日）

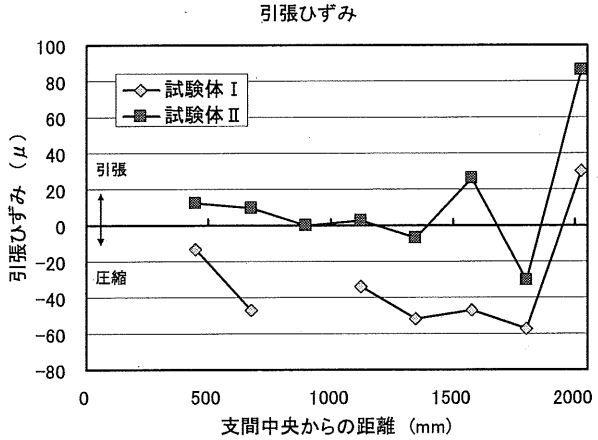


図-5.2.18 ずれ止め鉄筋軸方向成分分布（フランジ材齢 20 日）

(3) 曲げ成分

ずれ止め鉄筋(ZR2, ZR4, ZR6)の曲げ成分ひずみ分布を図-5.2.19 に示す。ずれ止め鉄筋のフランジ側が，けた端部方向に変形するときを正として表示している。鉄筋の曲げひずみは，けた外側付近(ZR6)でフランジ側が若干試験体中央側に曲がる傾向を示したが，けた内側のずれ止め鉄筋(ZR2, ZR4)ではほとんど曲げひずみが発生していなかった。図-5.2.20 に接合面で測定したずれ止め鉄筋(ZR1～ZR8)の曲げひずみ分布を示す。曲げひずみの支間方向の分布は，試験体Ⅰと試験体Ⅱで同様の傾向が見られた。フランジとウェブのけた軸方向の収縮の違いがずれ止め鉄筋に及ぼす影響は，試験体中央部より試験体端部の鉄筋に作用する力が大きい傾向が見られた。

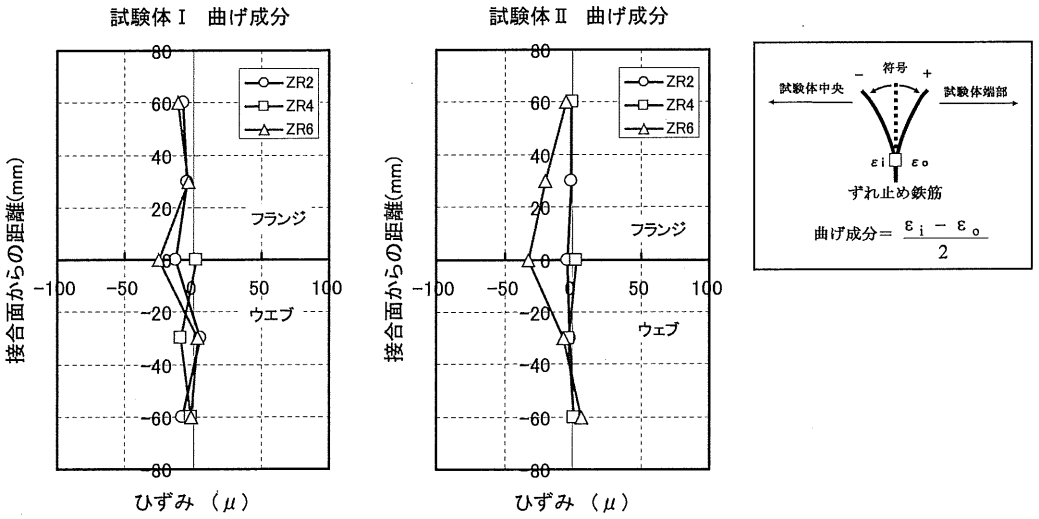


図-5.2.19 ずれ止め鉄筋曲げ成分（フランジ材齢 20 日）

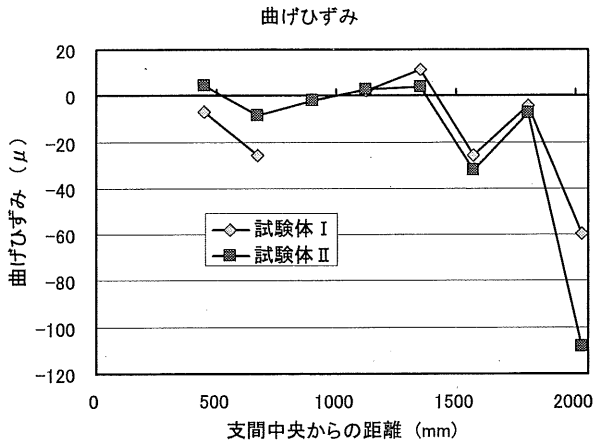


図-5.2.20 ずれ止め鉄筋軸方向成分分布（フランジ材齢 20 日）

6．載荷試験結果

6.1 破壊状況

(1) ずれ破壊までの挙動

図-6.1.1 に荷重とスパン中央たわみとの関係を示す。表-6.1.1 にずれ破壊荷重を，ひび割れ発生荷重，軸方向鉄筋降伏荷重とともに示す。また，図-6.1.2～6.1.4 にひび割れ図を，写真-6.1.1～6.1.3 に破壊状況を示す。

表-6.1.1 のうち，計算値は試験計画時の値を使用した場合の値であり，実材料物性値を用いた計算値は，試験時に実測したコンクリート及び鋼材の材料物性値(表-4.1.3～5)を用いて算出した結果である。

ずれ破壊荷重(実験値)は，フランジとウェブの接合面にずれが生じた時の荷重である。ひび割れ発生荷重(実験値)は，ウェブ下縁に設置したひずみゲージによってひび割れが発生したと考えられる荷重である。なお，目視によるひび割れ確認はいずれも約 200 kN 時であった。軸方向鉄筋降伏荷重(実験値)は，ウェブ下筋のひずみ(プレストレス導入時に生じたひずみ，クリープ，乾燥収縮の影響は含まず)が鉄筋降伏ひずみ(降伏点／弾性係数)に達したときの荷重である。試験体Ⅱはずれ破壊前に軸方向鉄筋が降伏していたが，試験体Ⅰ及びⅢは，ずれ破壊が生じるまで降伏ひずみに達しなかった。

曲げひび割れは，試験体Ⅰ及びⅢで 550kN 程度，試験体Ⅱで 600kN 程度で接合面から 50mm 程度下方（ウェブ上縁から 50mm 下がり）の位置まで達した。ずれ破壊荷重近傍では，安全上の理由でひび割れ調査を行っていない。ずれ破壊直後では，フランジ下面にも曲げひび割れが確認された。

試験体Ⅰ，Ⅲは，いずれも接合面でずれ破壊が一気に生じた。試験体Ⅱは，ずれ止め鉄筋のみを配置した計測側(コッターのない側)でずれ破壊が生じず，ずれ止め鉄筋とコッターを配置した固定側の接合面でずれ破壊が生じた。供試体Ⅰ～Ⅲはいずれもずれ破壊時でのずれ範囲は，ずれが生じた側の載荷点から桁端部までと，純曲げ区間の大部分に及んでいた。

試験体ⅠとⅢのずれ破壊が生じて除荷するまでの履歴は，ほとんど同じ挙動を示した。試験体Ⅱのずれ破壊荷重は，試験体Ⅰ，Ⅲよりおおよそ 1.6 倍の高い耐力を示した。

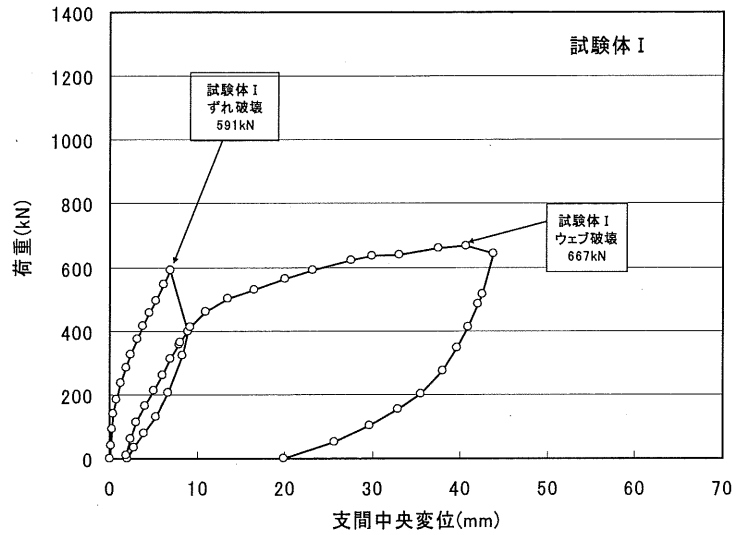
(2) ずれ破壊後の再載荷時における挙動

ずれ破壊が生じた時点で一旦除荷した後，再度載荷を行うと，ずれ破壊直後の荷重，変位に近づき，さらに荷重と変位が増加する傾向を示した。全ての試験体は再載荷によって，ウェブ上縁コンクリートが圧縮破壊を起こして終局に至った。再載荷時における試験体Ⅰの破壊耐力はずれ破壊荷重より大きく，試験体Ⅱ及びⅢの破壊耐力はずれ破壊荷重より小さい結果となった。ウェブ上縁コンクリートの曲げ圧縮破壊が生じた位置は，試験体Ⅰではずれ破壊が生じた側の載荷点直下で，試験体Ⅱ及び試験体Ⅲは載荷スパン内(純曲げ区間内)であった。

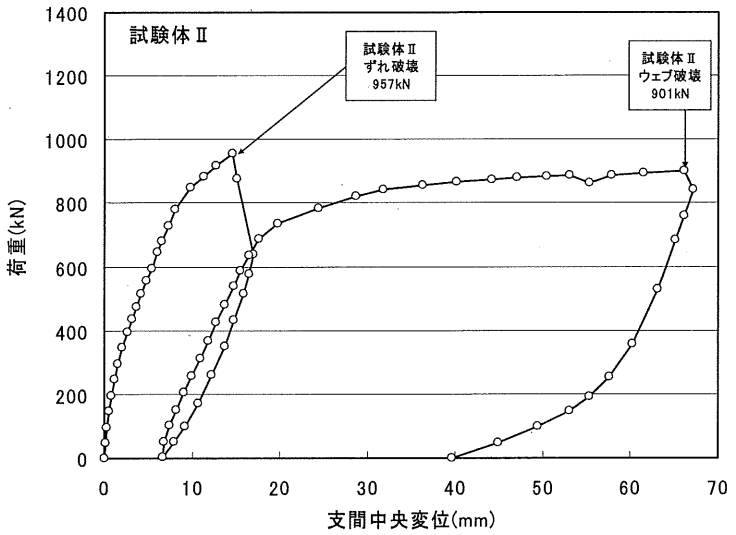
ずれ発生後の耐力(実験値)は，再載荷時にウェブ上縁が圧縮破壊(ウェブ曲げ破壊)したときの荷重であり，この実験値は，フランジとウェブの界面に摩擦がない，完全な重ねばりとして求めた計算値よりも大きい値であった(重ねばりの計算値は 7 章，図-7.1.3 に示す)。

(3) 試験後の接合面

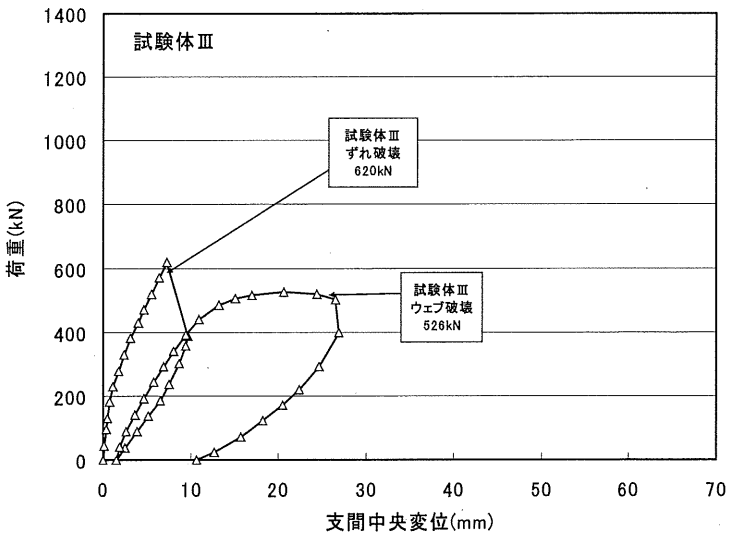
試験体Ⅲのフランジ側の接合面を写真-6.1.4 に示す。写真は，支間中央付近でフランジを切断し，ずれ破壊が生じた計測側のフランジ下面を示したものである。純曲げ区間のものを含めて，5 箇所のコッター破壊面が見られる。コッターの破壊面は，概ね接合面に沿って破壊しており，粗骨材が露出している部分が認められる。ほうき目仕上げを施した面は，載荷点近傍で仕上げ面が削り取られてフランジ側の粗骨材が露出しており，他のほうき目仕上げ付近と比べて破壊形態に違いが見られた。載荷位置付近では，フランジがウェブに押しつけられ，接合面に対して垂直の力が作用し，母材が破壊する程度の高いせん断応力に抵抗したことが原因と考えられる。それ以外のせん断スパン付近からけた端部に到るまでは，ほうき目仕上げ面の顕著な損傷は認められなかった。試験体Ⅰ及び試験体Ⅱは，ずれ止め鉄筋があるために接合面の観察を行わなかったが，試験体Ⅲと同様に，載荷位置付近の接合面に垂直応力が作用していたと考えられる。



(a)試験体Ⅰ



(b)試験体Ⅱ



(c)試験体Ⅲ

図-6.1.1　各試験体の荷重－支間中央変位の関係

表-6.1.1　試験結果一覧

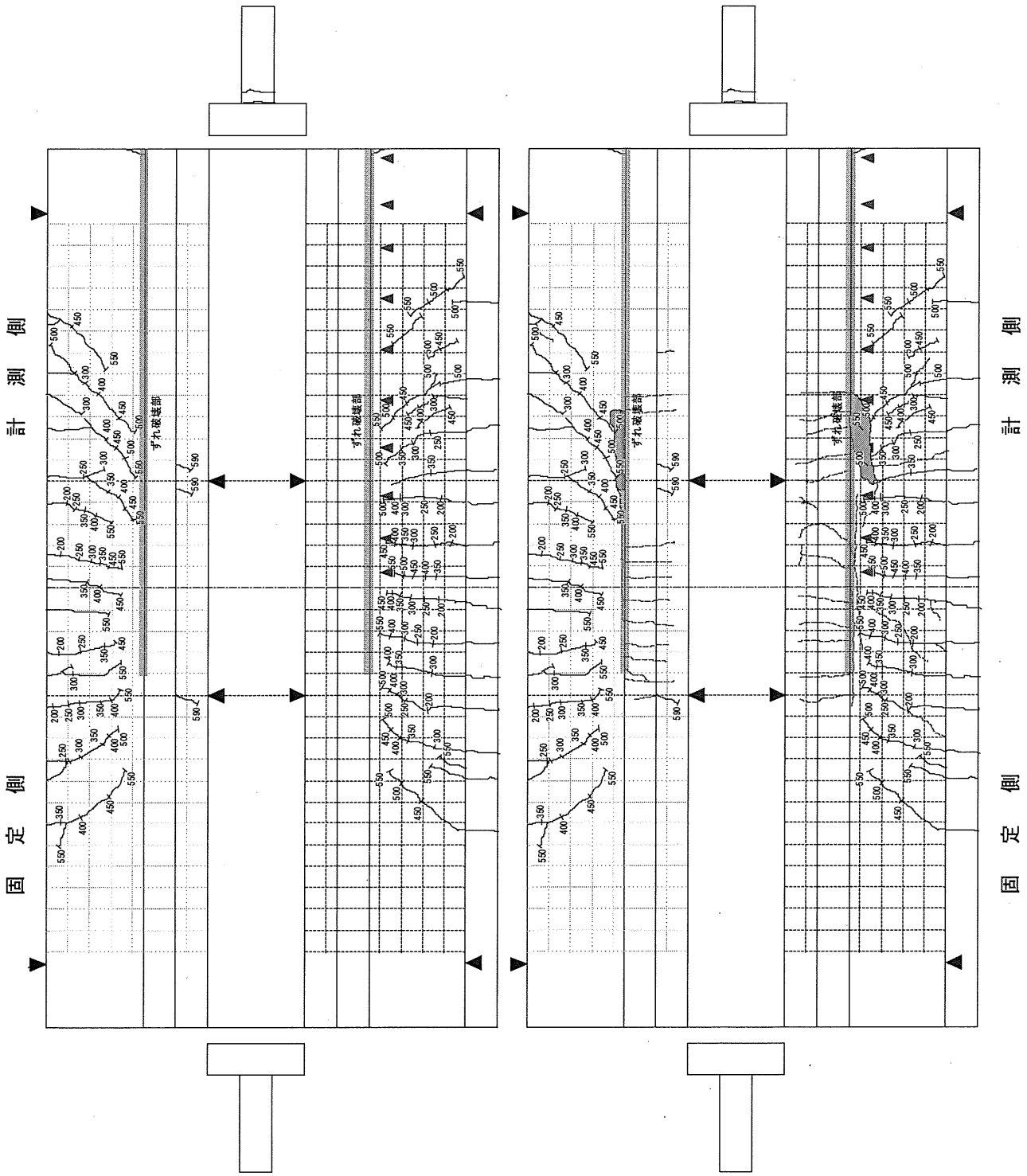
（単位：kN）

項　　目	試験体Ⅰ			試験体Ⅱ			試験体Ⅲ		
	計算値	実材料物性値による計算値	実験値	計算値	実材料物性値による計算値	実験値	計算値	実材料物性値による計算値	実験値
ずれ破壊荷重※1	218 268 510	—*	591	286 344 830	—*	957	72 417 510	—*	620
ひび割れ発生荷重	201	225	140	201	298	127	201	213	98.3
軸方向鉄筋降伏荷重	552	617	437※2	640	766	855	552	633	447※2
曲げ耐力	868	1282	—	937	1420	—	868	1314	—
せん断耐力	984	1141	—	1090	1201	—	984	1210	—
ずれ破壊後の耐力※3	413	461	667	557	587	901	413	462	526

注）※1　ずれ破壊荷重の計算値は表-3.5.9～10による。
上段：コンクリート標準示方書によって推定した値
中段：報告書Ⅰの試験結果を参考として推定した値
下段：設計ずれ発生荷重(接合面のせん断応力度が 4.0 N/mm^2 のときにずれが発生すると仮定した)
*) 8章で述べる。

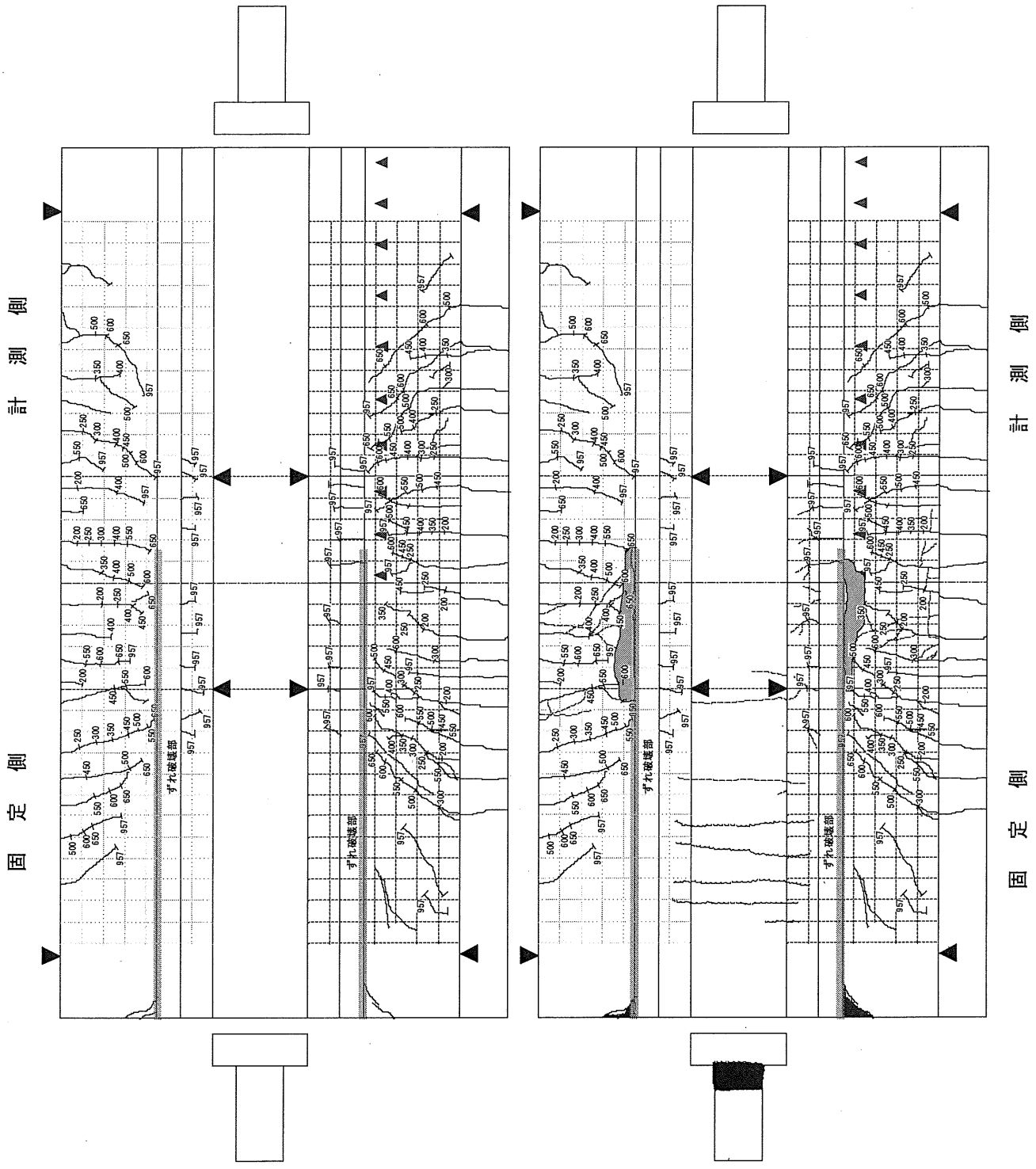
※2　ずれ破壊後の再載荷時に降伏した。

※3　ずれ破壊後の曲げ耐力の計算値は重ねばりとして算定した結果を示す。
また，実験値は再載荷時の最大荷重を示す。



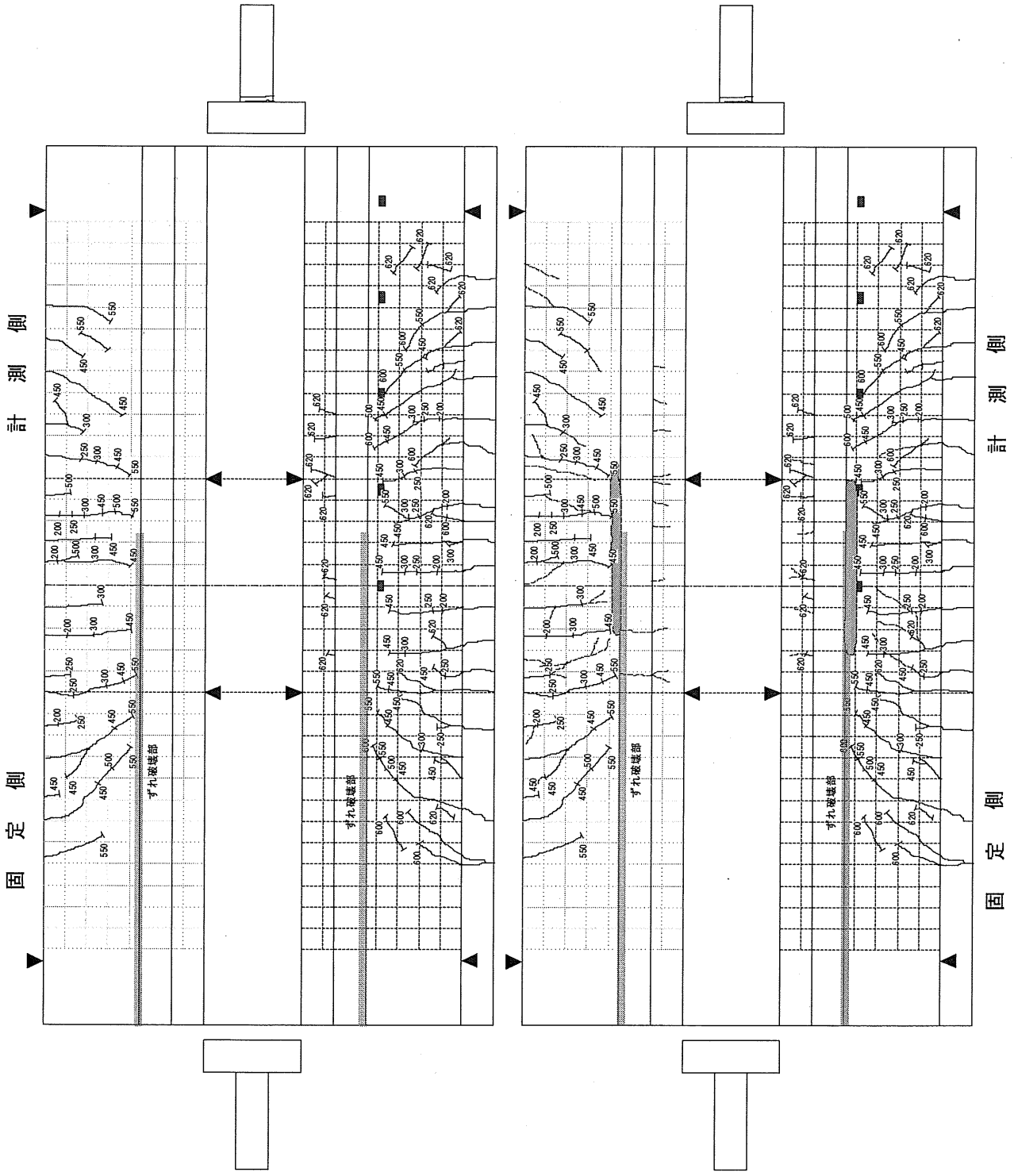
ずれ破壊直後　　ウエブ曲げ破壊後

図-6.1.2　ひび割れ図　（試験体Ⅰ）



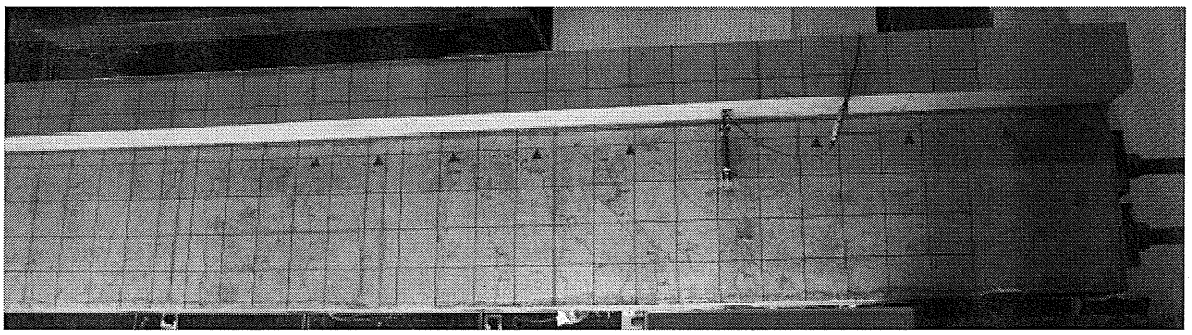
ずれ破壊直後　　ウエブ曲げ破壊後

図-6.1.3　ひび割れ図　（試験体Ⅱ）

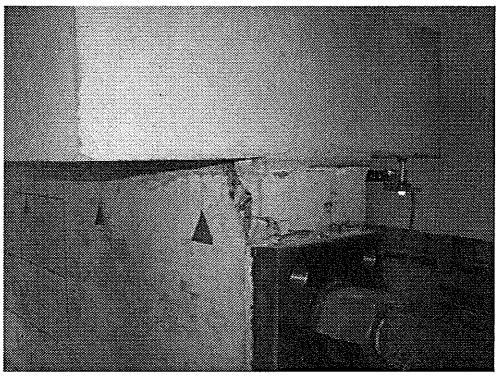


ずれ破壊直後　　曲げ破壊後

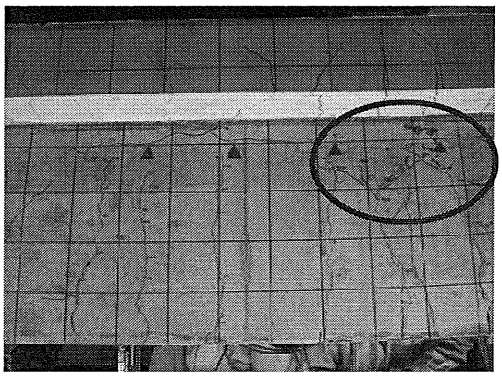
図-6.1.4　ひび割れ図　(試験体Ⅲ)



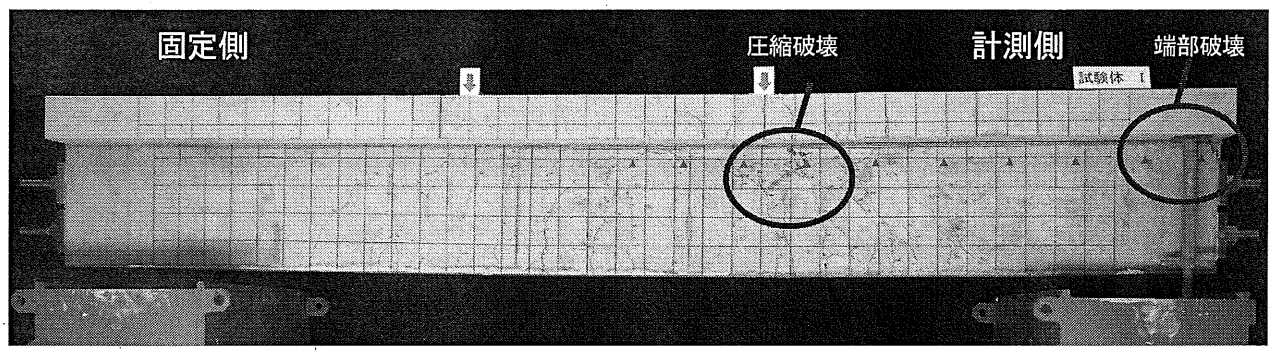
ずれ破壊直後



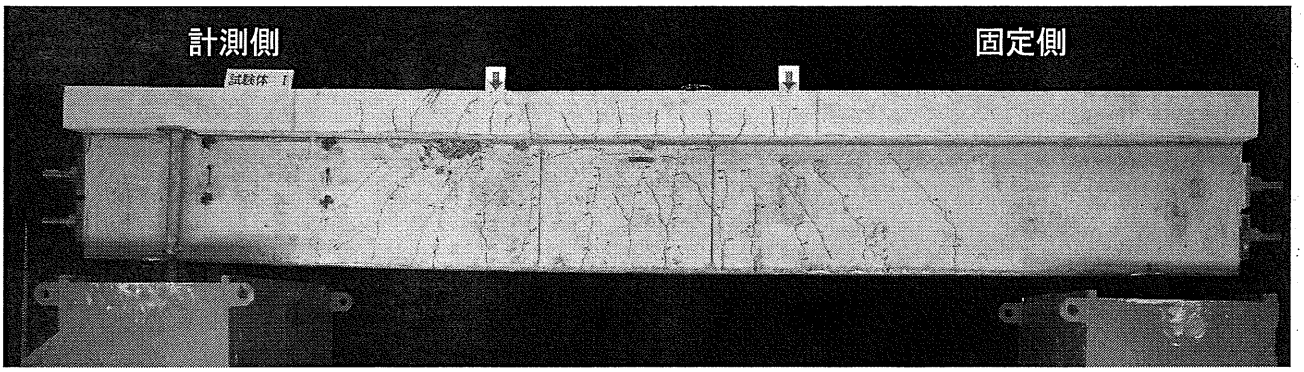
けた端部破壊状況(再載荷後)



曲げ圧縮破壊状況(再載荷後)

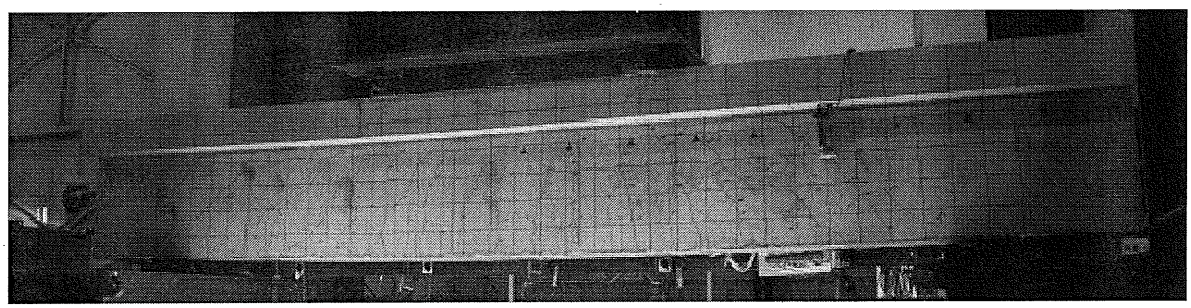


再載荷後　表側

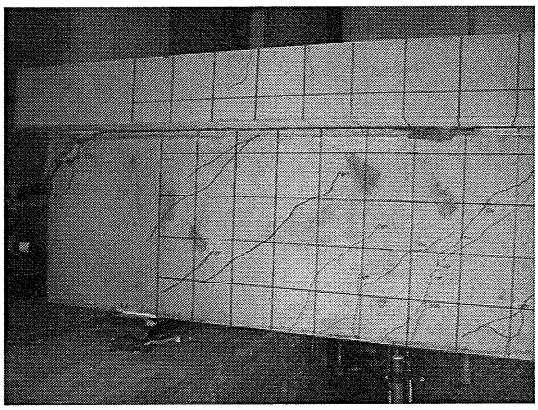


再載荷後　裏側

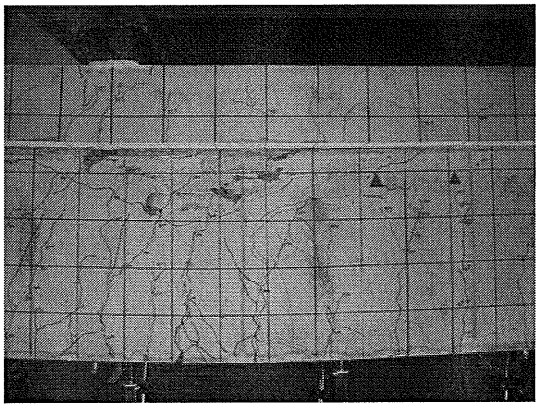
写真-6.1.1　試験体Ｉの破壊状況



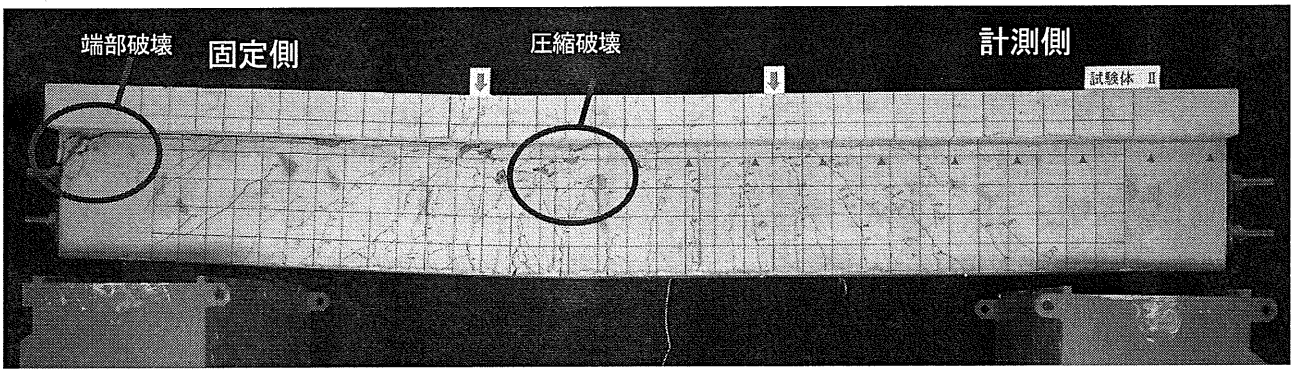
ずれ破壊直後



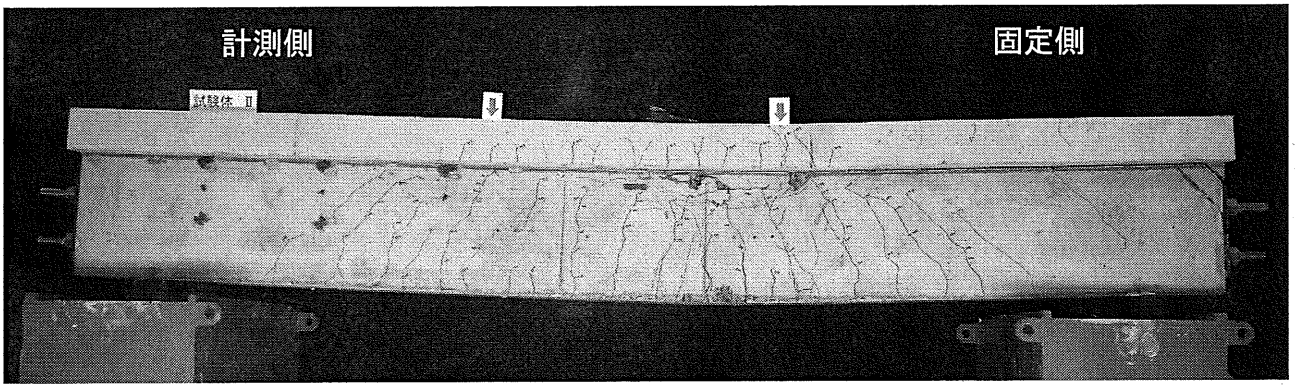
けた端部破壊状況(再載荷後)



曲げ圧縮破壊状況(再載荷後)

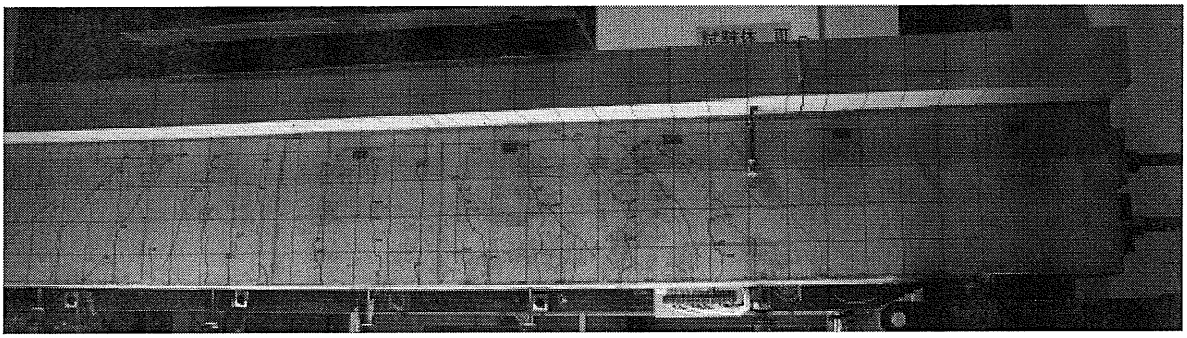


再載荷後　表側

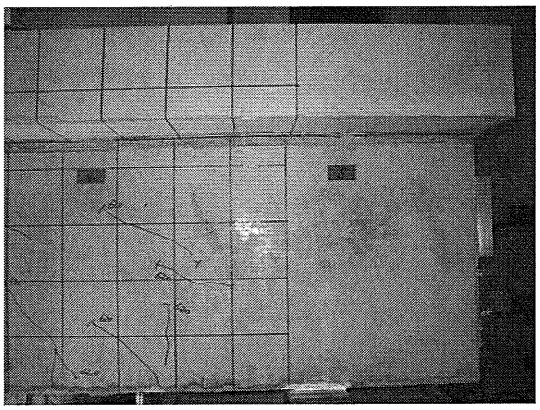


再載荷後　裏側

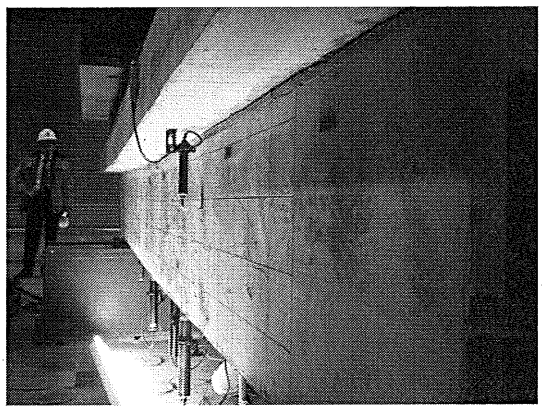
写真-6.1.2　試験体Ⅱの破壊状況



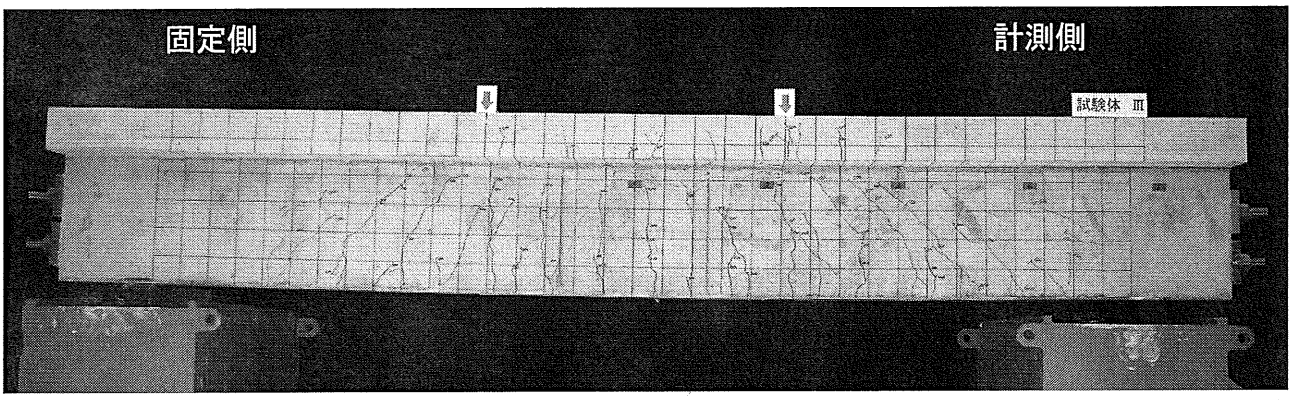
ずれ破壊直後



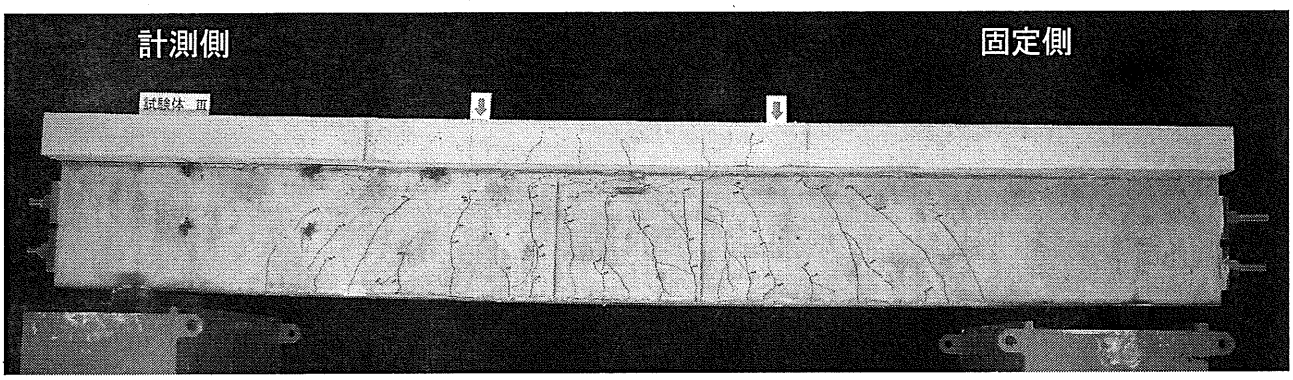
けた端部ずれ状況(再載荷後)



ずれ破壊状況(再載荷後)



再載荷後　表側



再載荷後　裏側

写真-6.1.3　試験体Ⅲの破壊状況

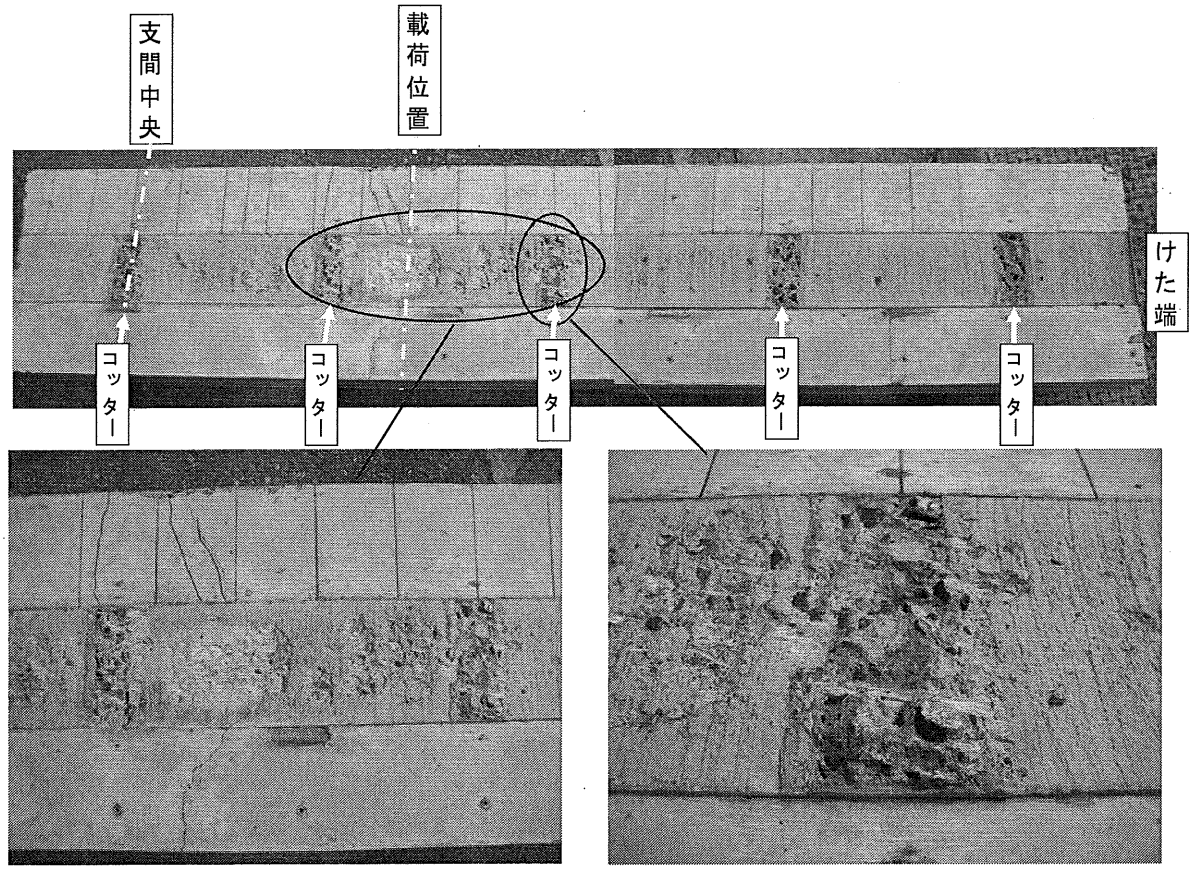
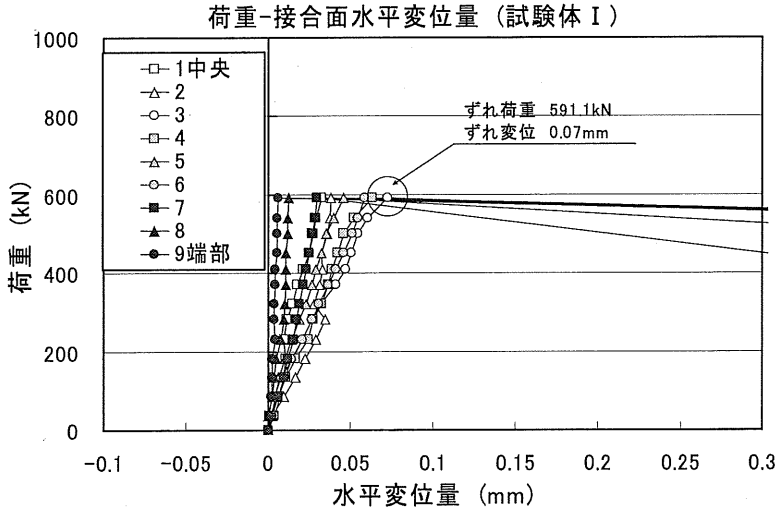
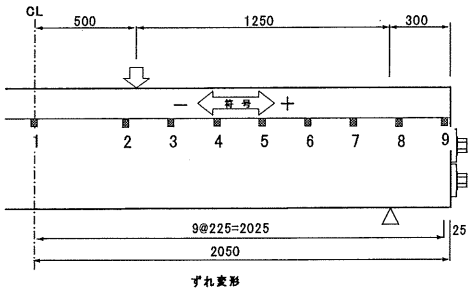


写真-6.1.4　試験体Ⅲの接合面の破壊状況（フランジ下面，計測側）

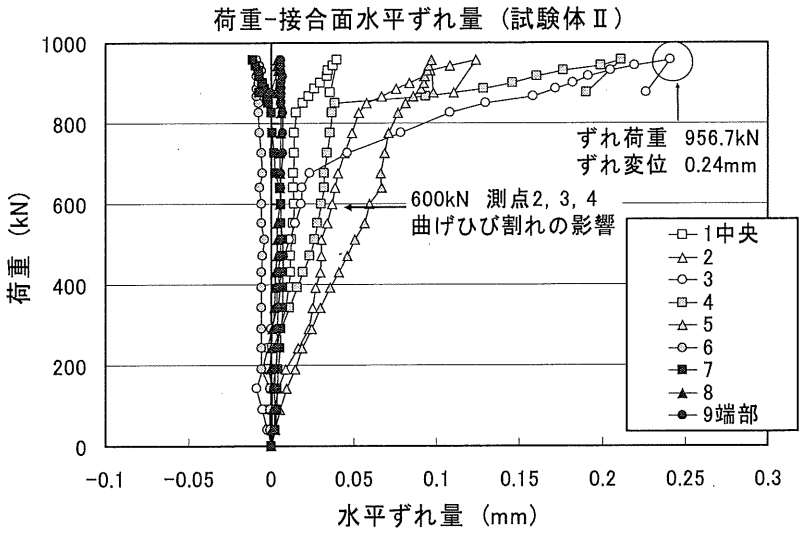
6.2　水平ずれ量

図-6.2.1，図-6.2.2 に試験体Ⅰ～Ⅲの接合面の水平ずれ量を示す。水平ずれ量は荷重載荷直後からほぼ線形的に増加しているが，これらはカンチレバー変位計の固定部と計測部の間におけるコンクリートの弾性変位(せん断遅れなど)によるものと考えられる。試験体Ⅰ及びⅢでは，ずれ破壊が生じるまで水平ずれ量の著しい増加は見られなかった。一方，試験体Ⅱでは，荷重約 600kN で載荷位置近傍の測点で水平ずれ量が増加する傾向が認められた。荷重 680kN で測点 3(850kN で測点 1～4)の変位計取り付け位置近傍に曲げひび割れが到達していたことから，そのひび割れの影響を受けていた可能性がある。この結果を除くと，各試験体のずれ破壊時の最大水平ずれ量は 0.07～0.09mm であった(弾性変形分を含む)。供試体Ⅱは固定側でずれ破壊を起こしたことから，測点 4 付近までのずれ変形量は，ずれ破壊後に負の方向の変位が生じた。





注） 図中の凡例の数値は水平ずれ量を測定した変位計の測点番号を示す。



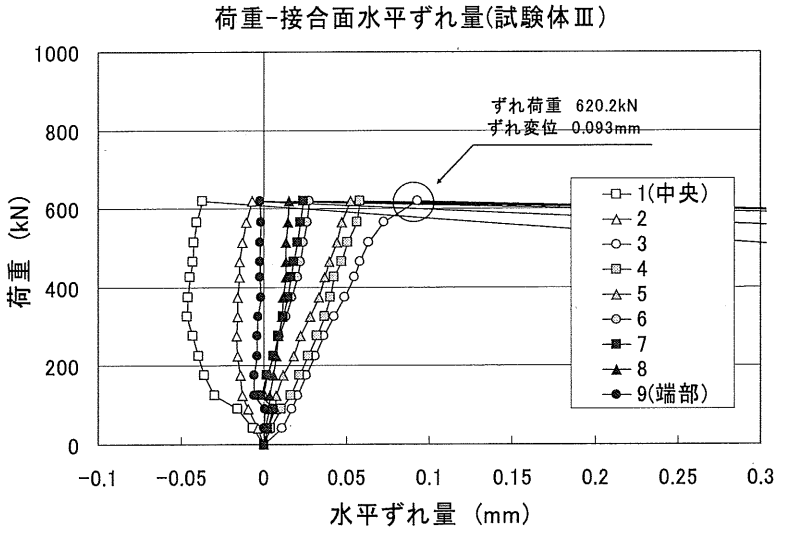
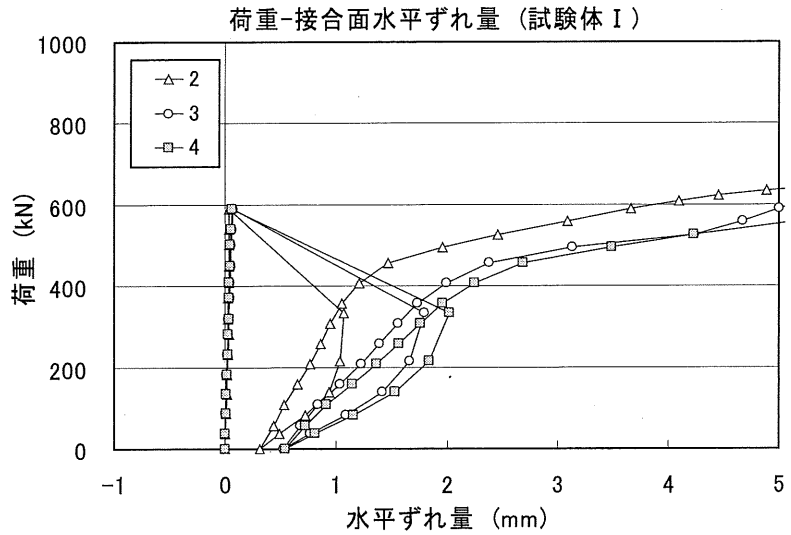
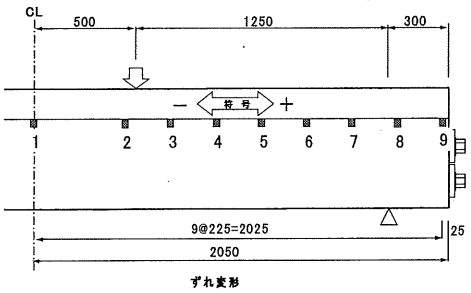
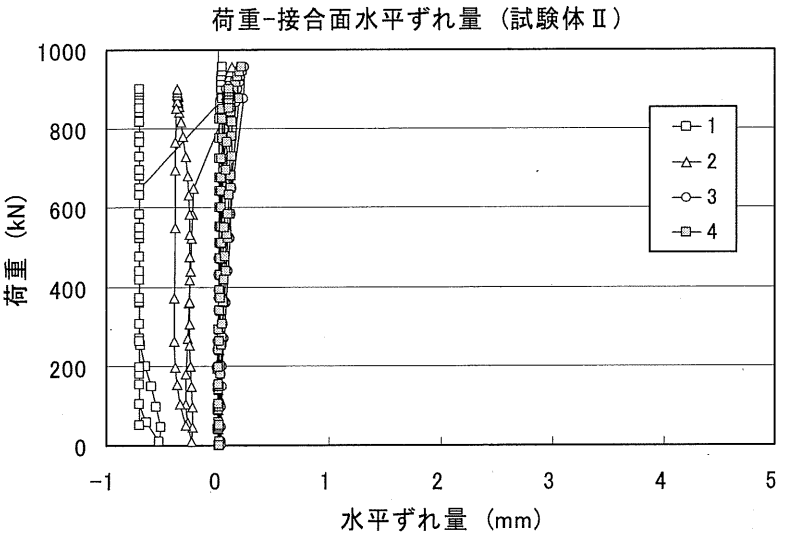


図-6.2.1 接合面の水平ずれ量（ずれ破壊まで）





注) 図中の凡例の数値は水平ずれ量を測定した変位計の測点番号を示す。



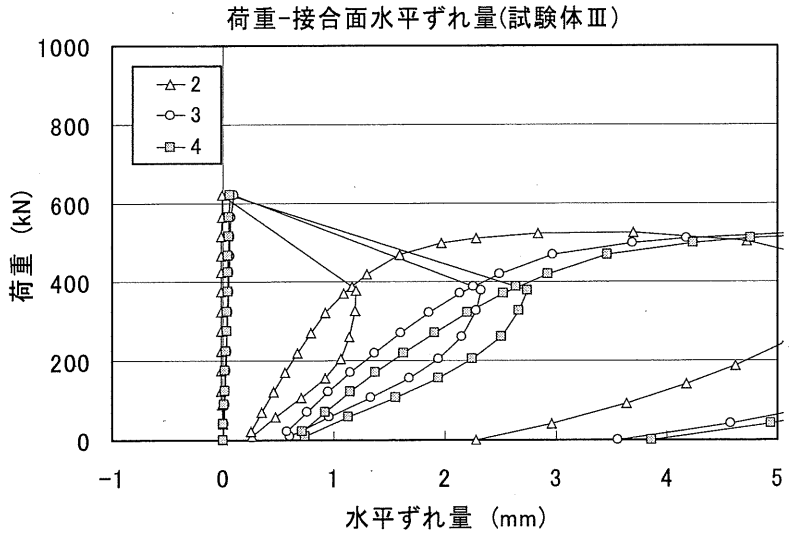
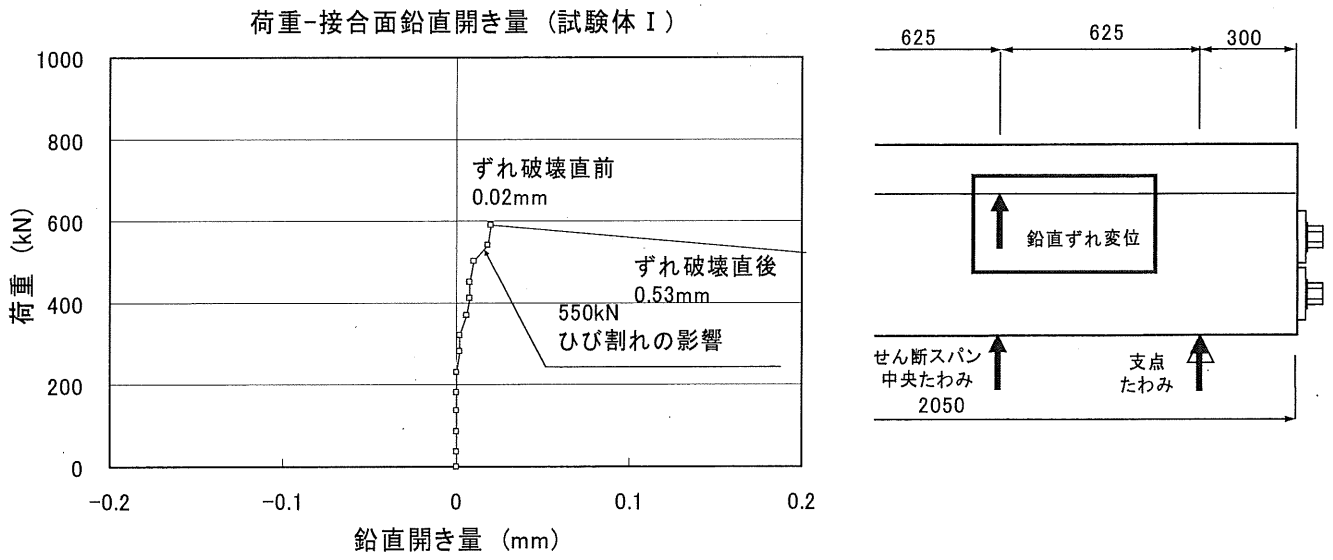


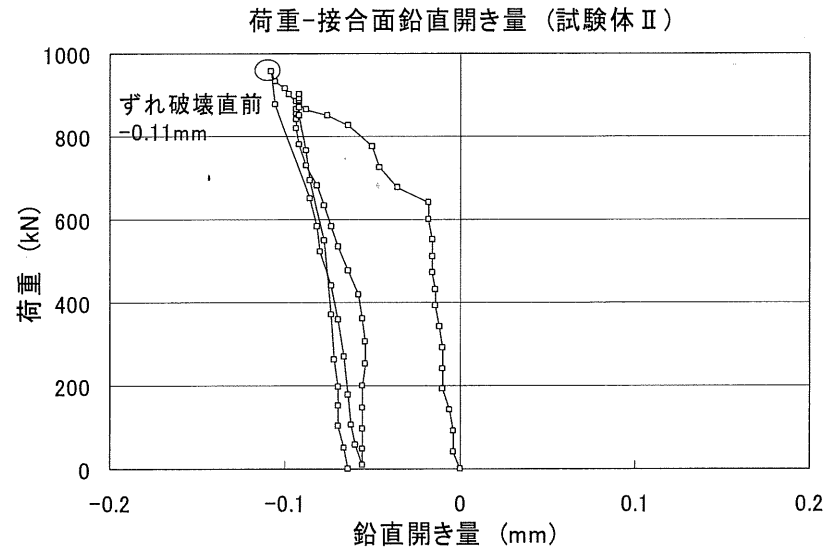
図-6.2.2　接合面の水平ずれ量（ずれ破壊後）

6.3　鉛直開き量

せん断スパン中央におけるフランジとウェブの鉛直開き量(ずれ破壊まで)を図-6.3.1 に示す。試験体Ⅰでは，550kN において，鉛直開き量の測定範囲に曲げひび割れが進展したため，破壊前に若干変位が大きくなった。試験体Ⅲでは測定範囲に曲げひび割れは発生しておらず，破壊直前の鉛直開き量は 0.01mm であった。試験体Ⅱの鉛直変位は，理由が不明であるが，載荷初期より負号(閉じる方向)の値を示した。

ずれ破壊後の鉛直開き量を図-6.3.2 に示す。試験体Ⅰでは，ずれ破壊が生じると約 0.5mm の鉛直開きが生じた。この開きは，除荷した際もほとんど閉じなかった。試験体Ⅲの鉛直開き量は，ずれ破壊が生じた直後で約 1.6mm であった。試験体Ⅲの再載荷の際，試験体Ⅰと異なり，開き量が荷重とともに増加する傾向を示した。試験体Ⅲの場合，ずれ破壊後の計測側接合面は，コッターのみ(ずれ破壊時のコッターは水平ずれ量や開き量から，せん断破壊していたと考えられる)ですれ止め鉄筋を配置していないため，載荷点直下付近の摩擦によって水平せん断に抵抗するが，開き量計測位置では鉛直方向の拘束はほとんどなく，水平ずれに伴う開き(ずれ破壊後の接合面の凹凸によって生じる変位)やフランジとウェブのたわみ差などによって開きが大きくなったものと考えられる。





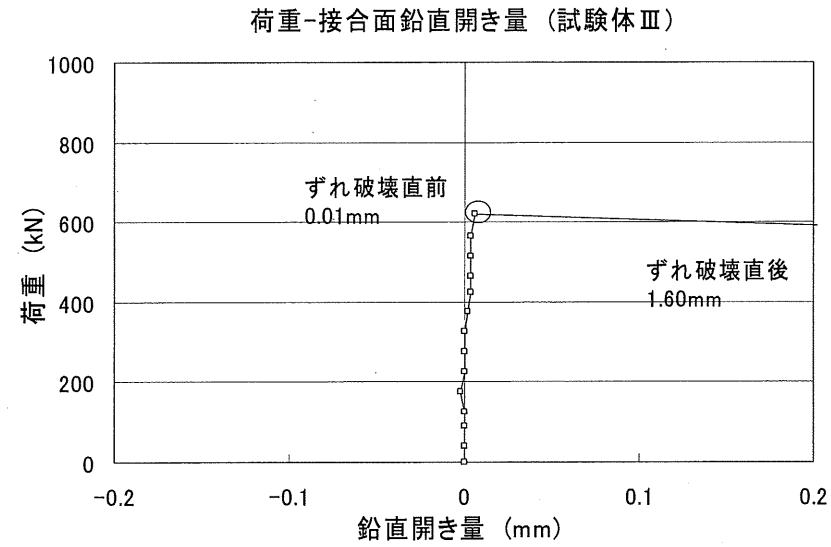
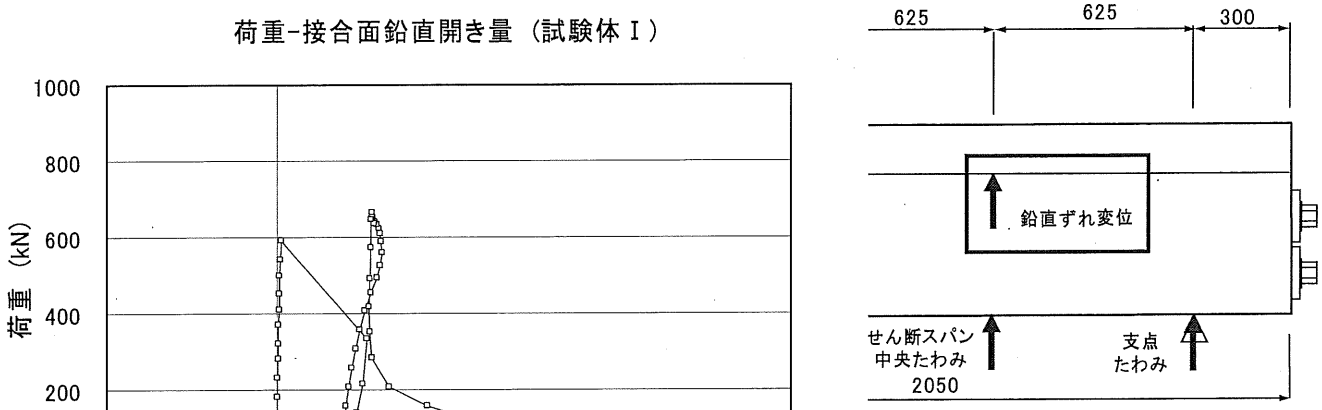
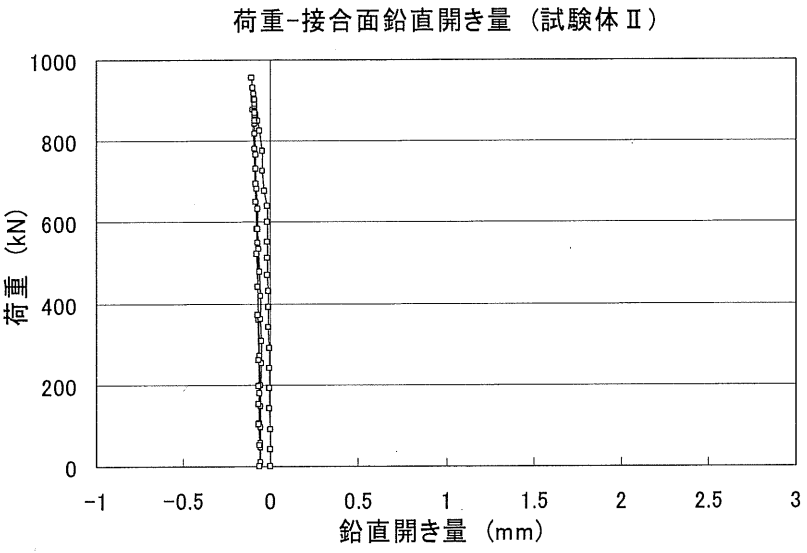


図-6.3.1　鉛直開き量（ずれ破壊まで）





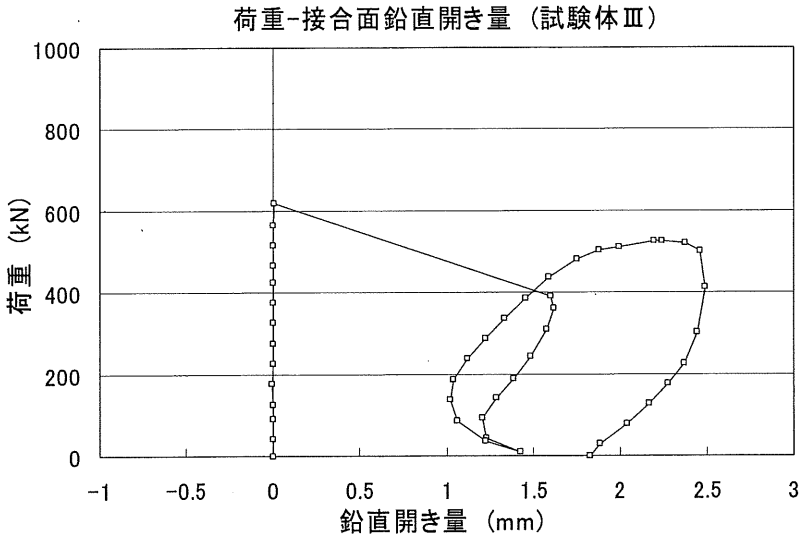


図-6.3.2　鉛直開き量（ずれ破壊後）

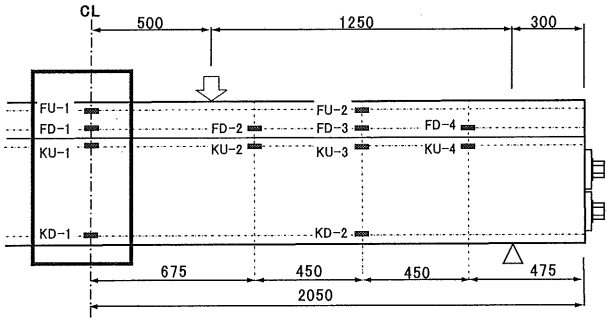
6.4　軸方向鉄筋ひずみ

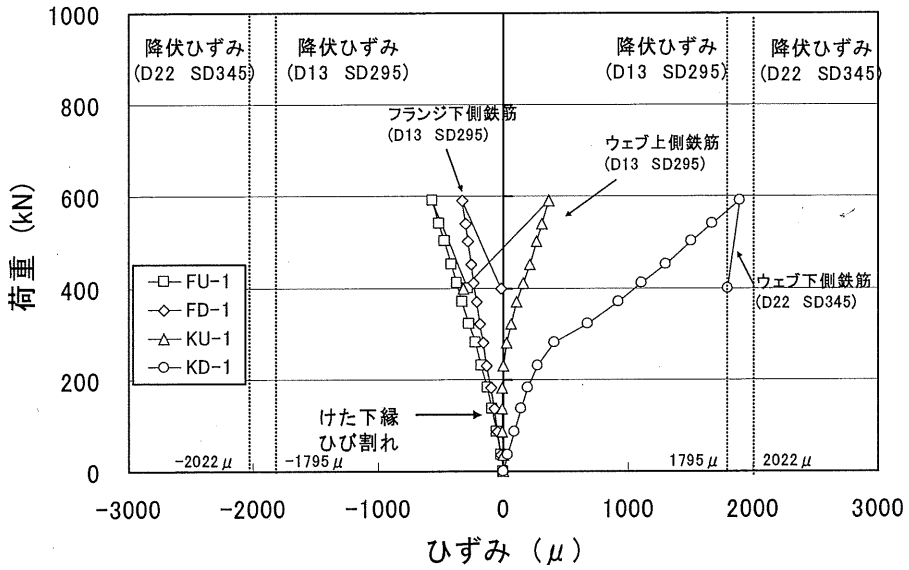
支間中央断面の軸方向鉄筋ひずみを荷重との関係で図-6.4.1～3 に示す。図中に鉄筋の降伏ひずみを示した。

ウェブ下筋のひずみ(KD-1)の増分は，300kN 程度から曲げひび割れの発生及びその進展に伴い大きくなった。試験体Ⅰ，Ⅲでは，ずれ破壊が生じるまでウェブ下筋のひずみ(KD-1)が降伏ひずみに達していなかったが，試験体Ⅱはずれ破壊前に 855 kN で降伏ひずみに達した。

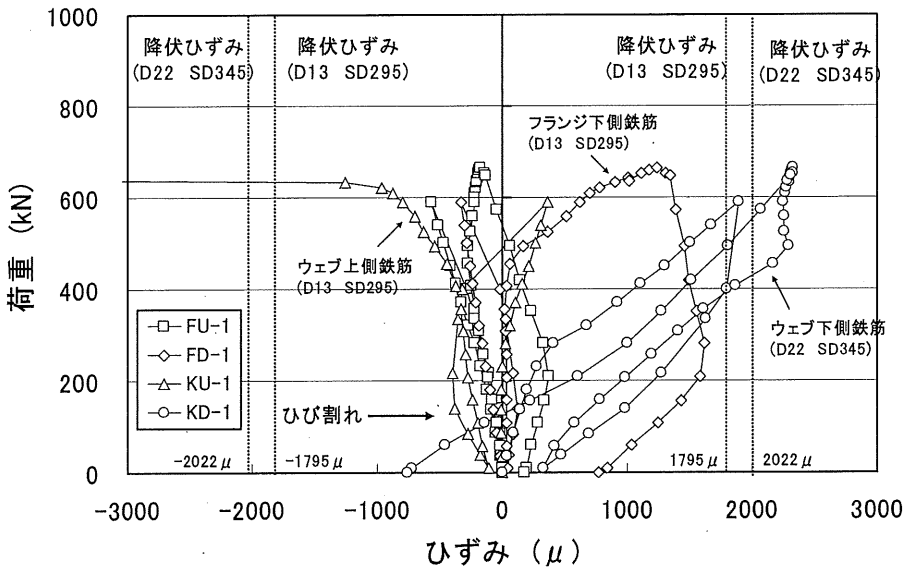
はりの接合面に着目し，フランジ下筋のひずみ(FD-1～4)を図-6.4.4～6 に示す。試験体Ⅰ，Ⅲでは，これらのひずみはいずれもずれ破壊が生じるまで荷重と概ね線形関係を示した。試験体Ⅱの接合面では，図-6.4.5 に示した FD-2 が，850 kN を超えてから徐々に引張方向に移行した。

ウェブ上筋のひずみ(KU-1～4)を図-6.4.7～9 に示す。いずれの試験体においても，KU-1 及び KU-2 における鉄筋ひずみが 300 kN 程度から引張方向に移行したが，これは中立軸の上昇に伴い曲げ引張が作用したことによると考えられる。



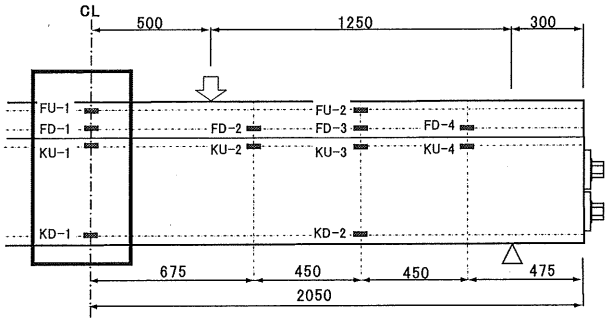


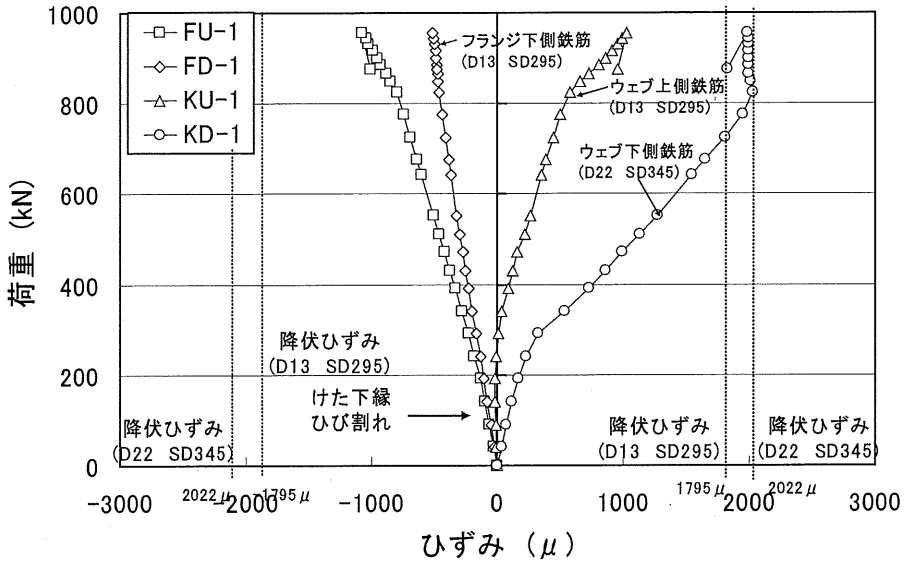
(a) 載荷開始～ずれ破壊



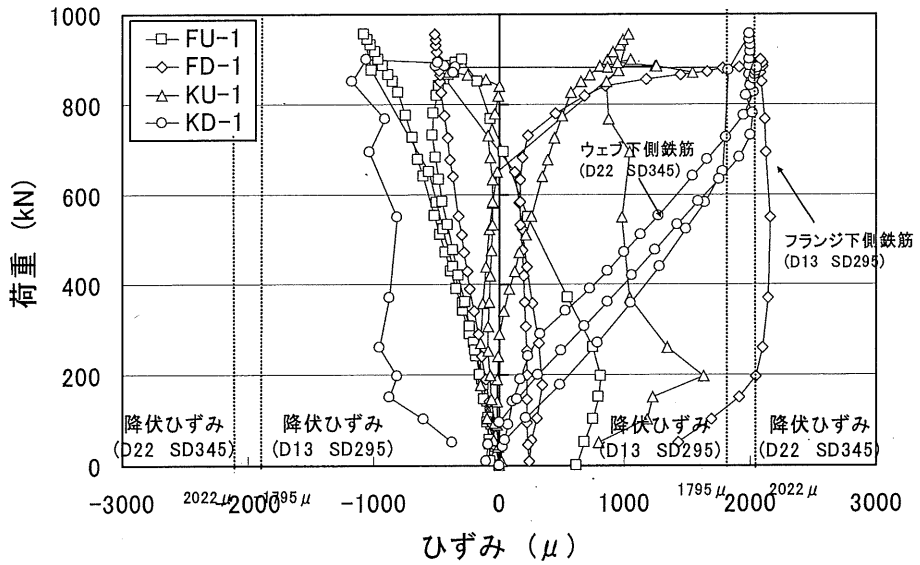
(b) 載荷開始～曲げ破壊

図-6.4.1 支間中央軸方向鉄筋ひずみ（試験体Ⅰ）



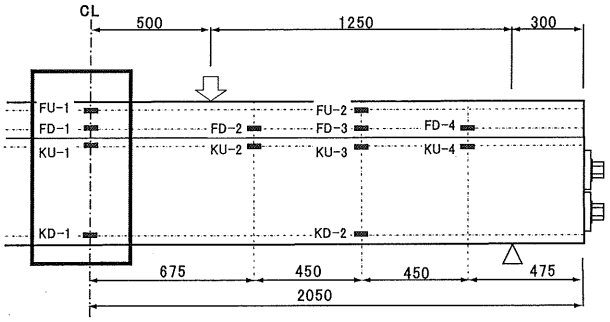


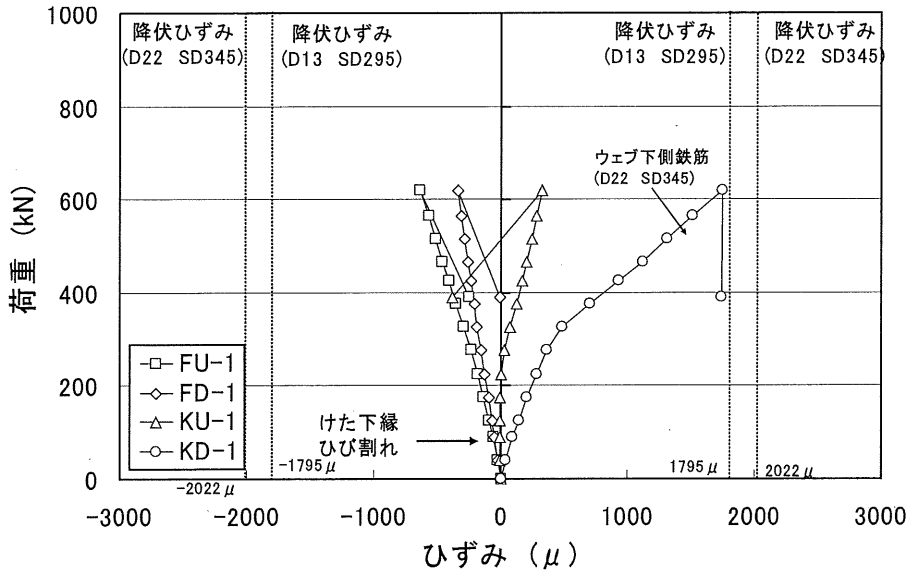
(a) 載荷開始～ずれ破壊



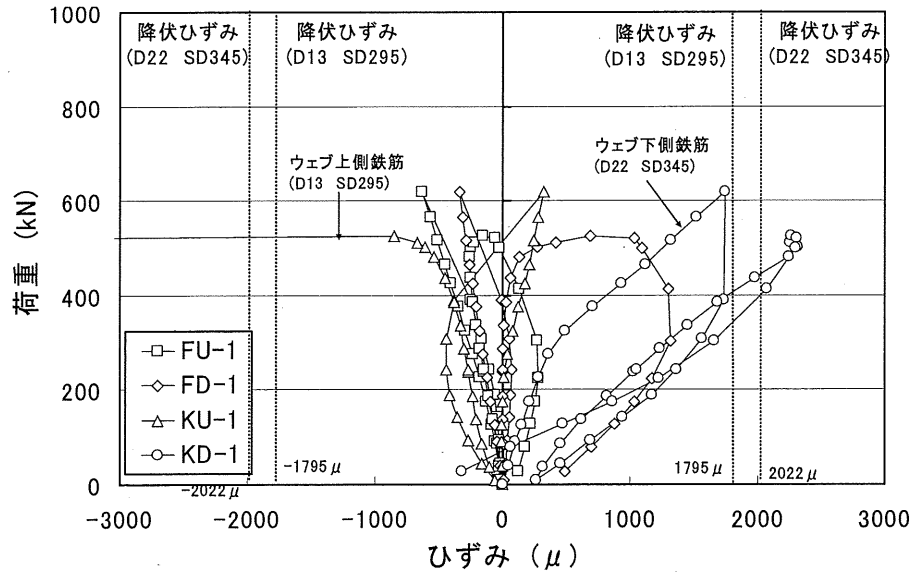
(b) 載荷開始～曲げ破壊

図-6.4.2 支間中央軸方向鉄筋ひずみ（試験体Ⅱ）



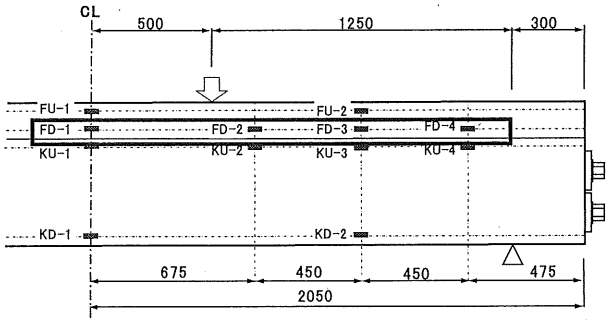


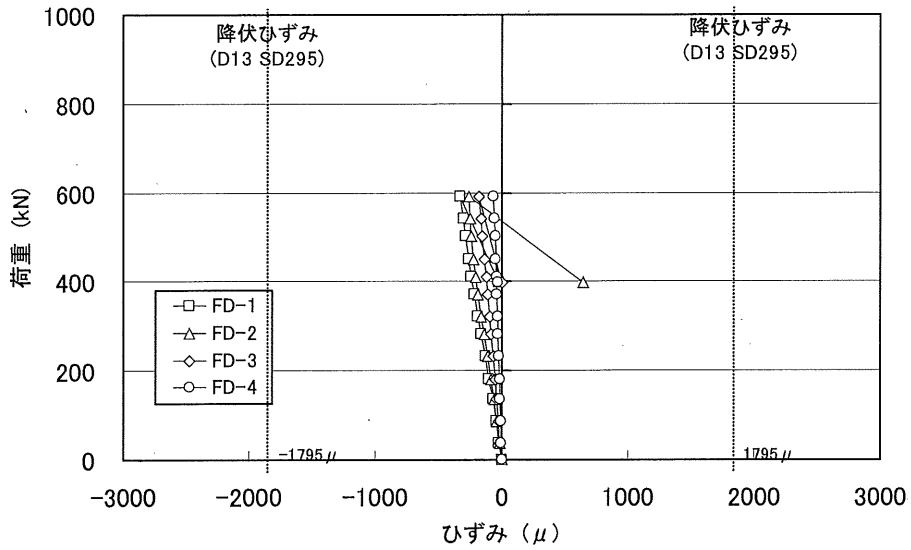
(a) 載荷開始～ずれ破壊



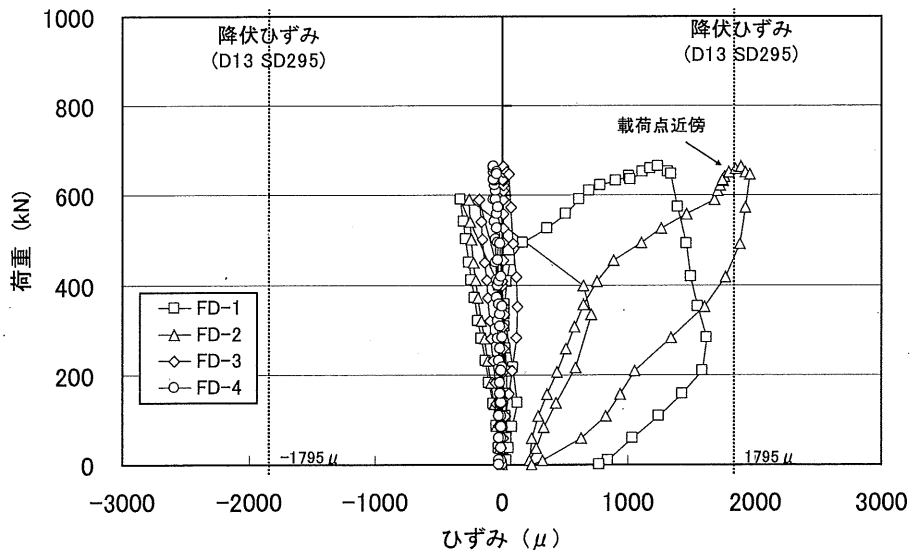
(b) 載荷開始～曲げ破壊

図-6.4.3 支間中央軸方向鉄筋ひずみ (試験体Ⅲ)



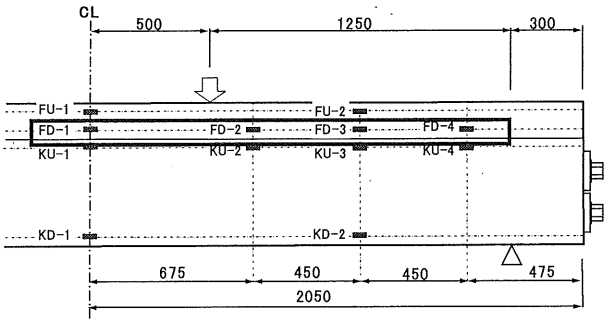


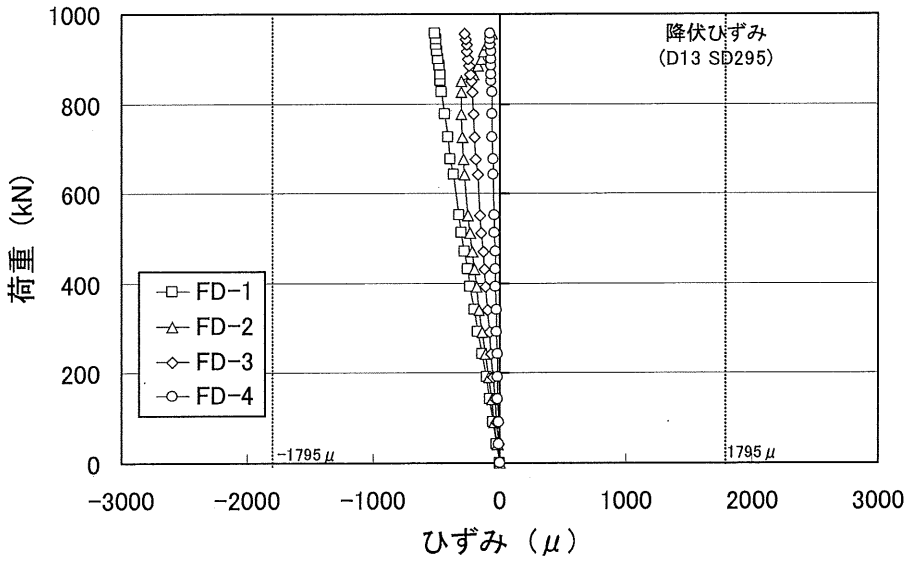
(a)　載荷開始～ずれ破壊



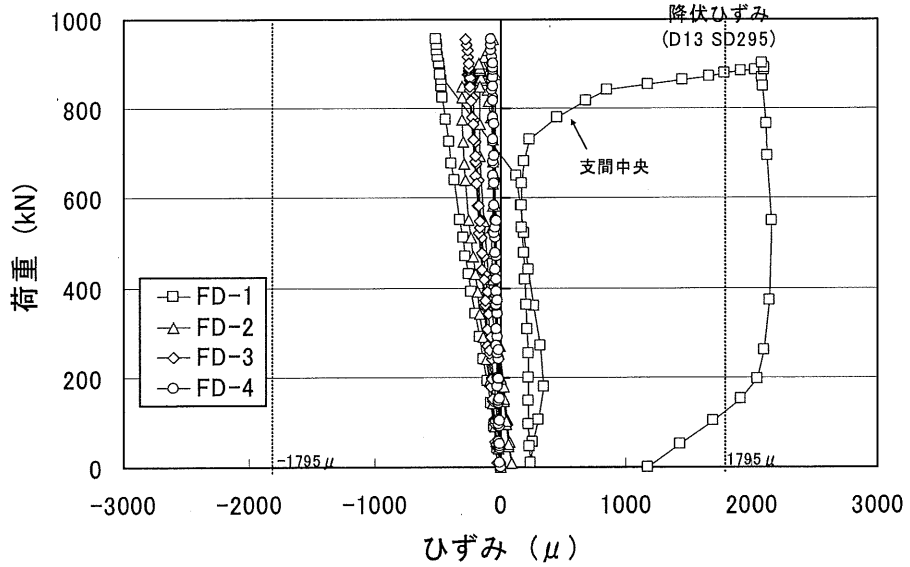
(b)　載荷開始～曲げ破壊

図-6.4.4　フランジ下側軸方向鉄筋ひずみ（試験体Ⅰ）



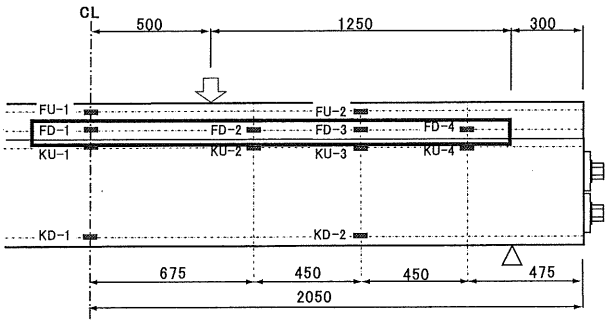


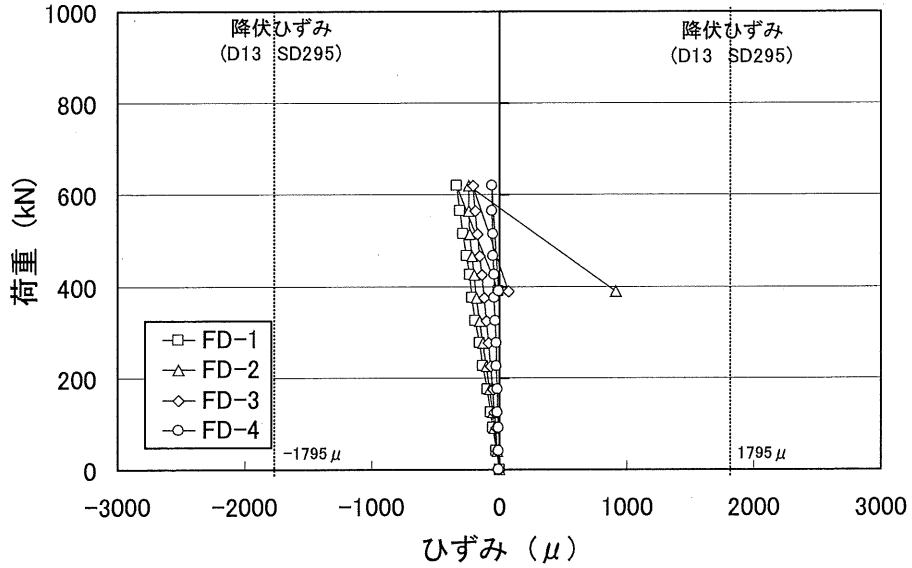
(a)　載荷開始～ずれ破壊



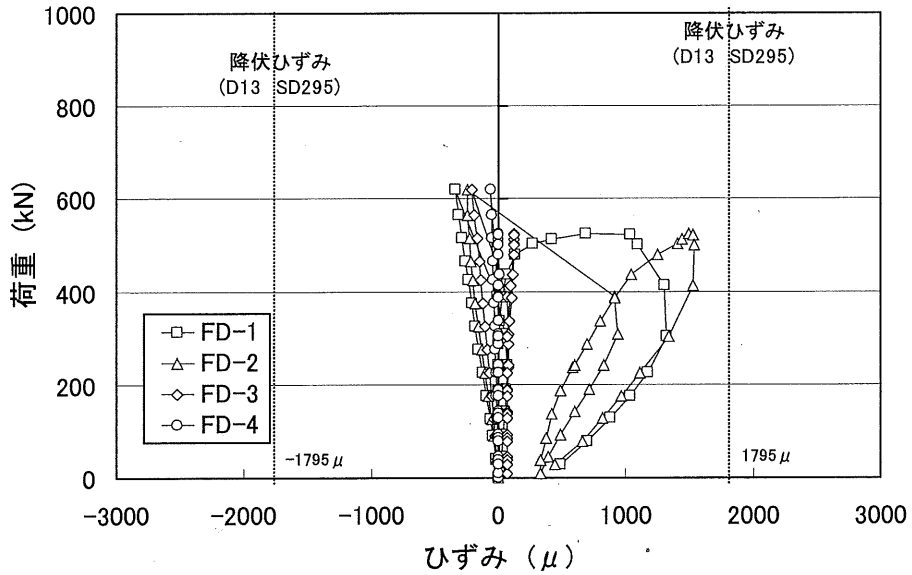
(b)　載荷開始～曲げ破壊

図-6.4.5　フランジ下側軸方向鉄筋ひずみ（試験体Ⅱ）



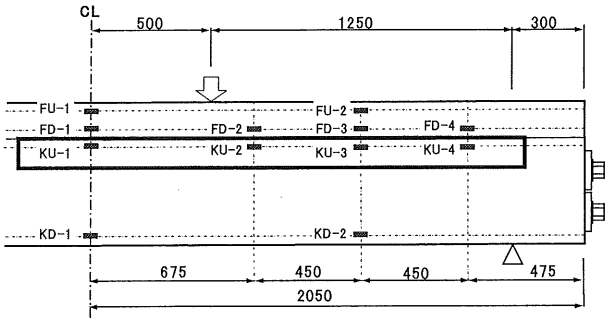


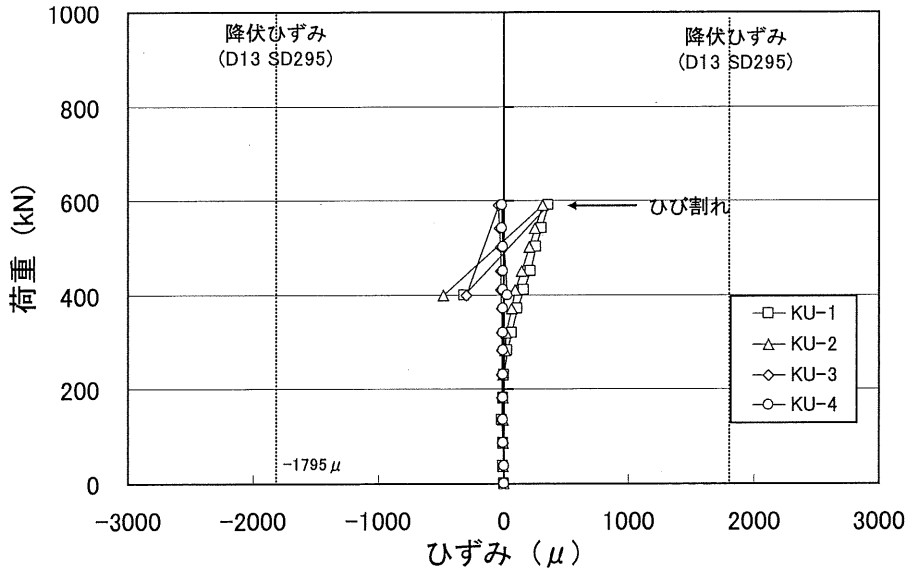
(a) 載荷開始～ずれ破壊



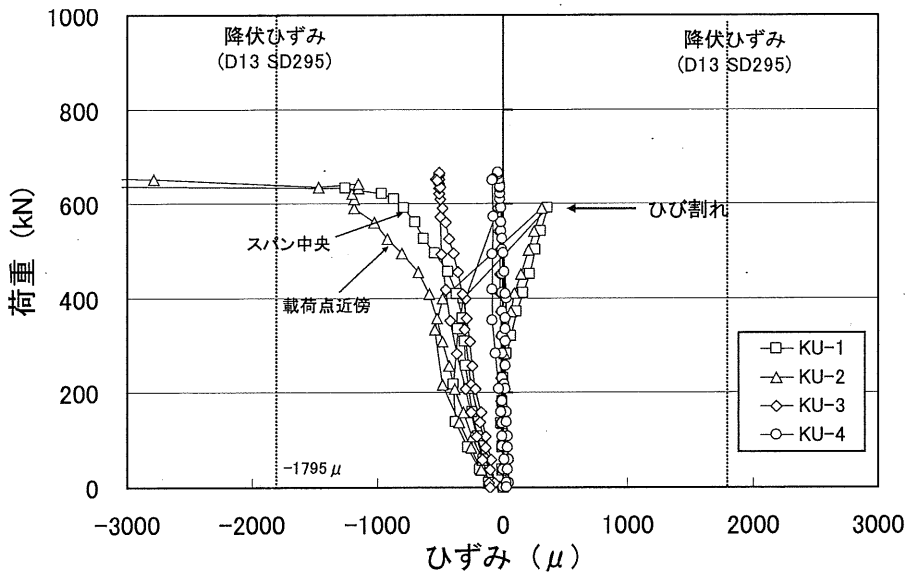
(b) 載荷開始～曲げ破壊

図-6.4.6 フランジ下側軸方向鉄筋ひずみ（試験体Ⅲ）



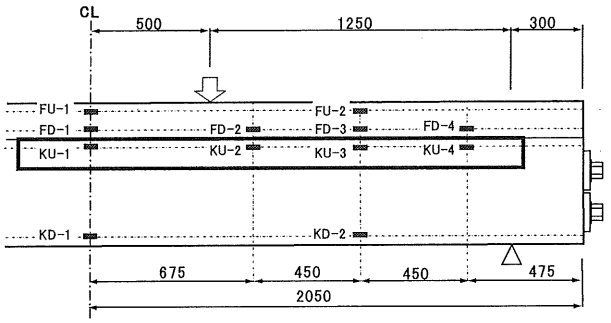


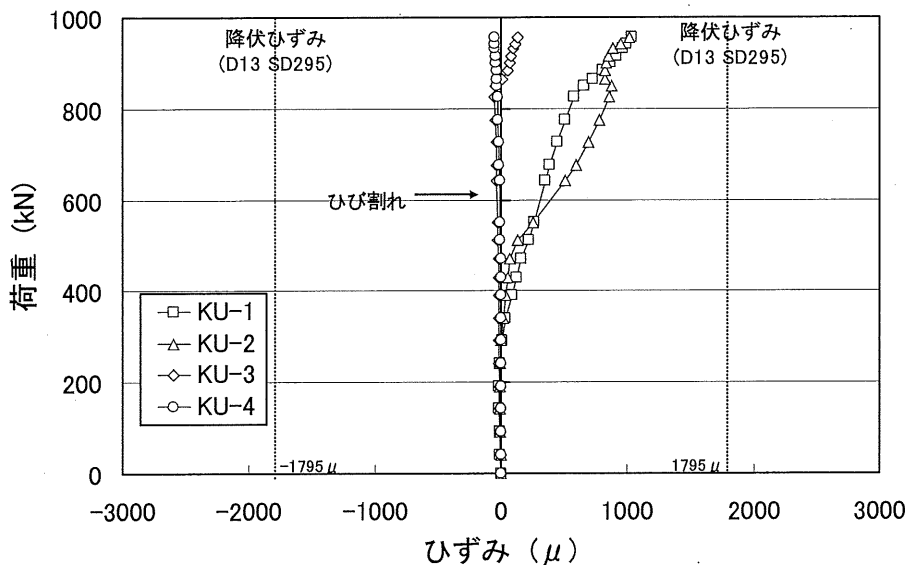
(a)　載荷開始～ずれ破壊



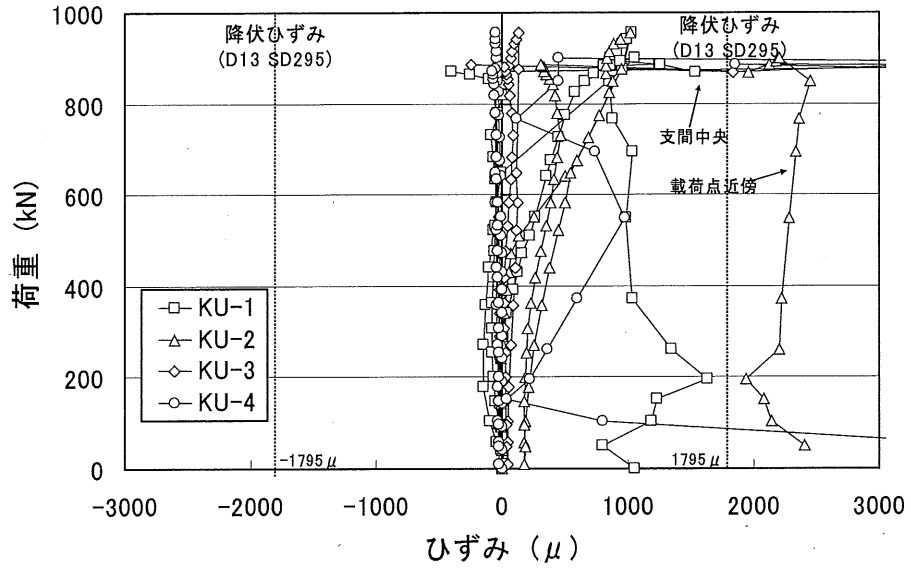
(b)　載荷開始～曲げ破壊

図-6.4.7　ウェブ上側軸方向鉄筋ひずみ（試験体Ⅰ）



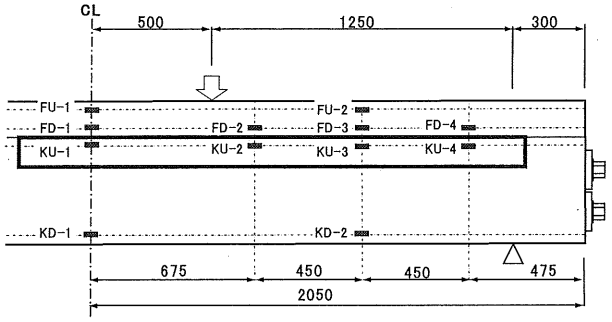


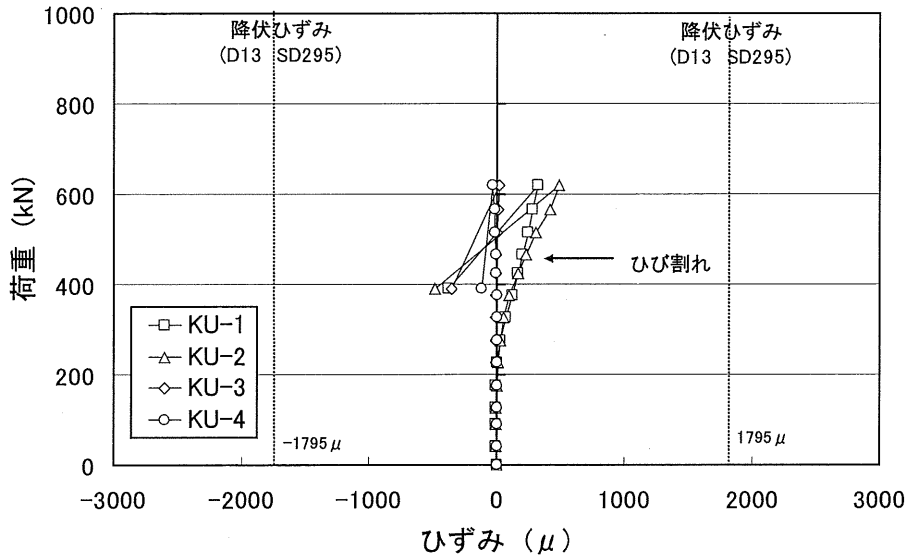
(a) 載荷開始～ずれ破壊



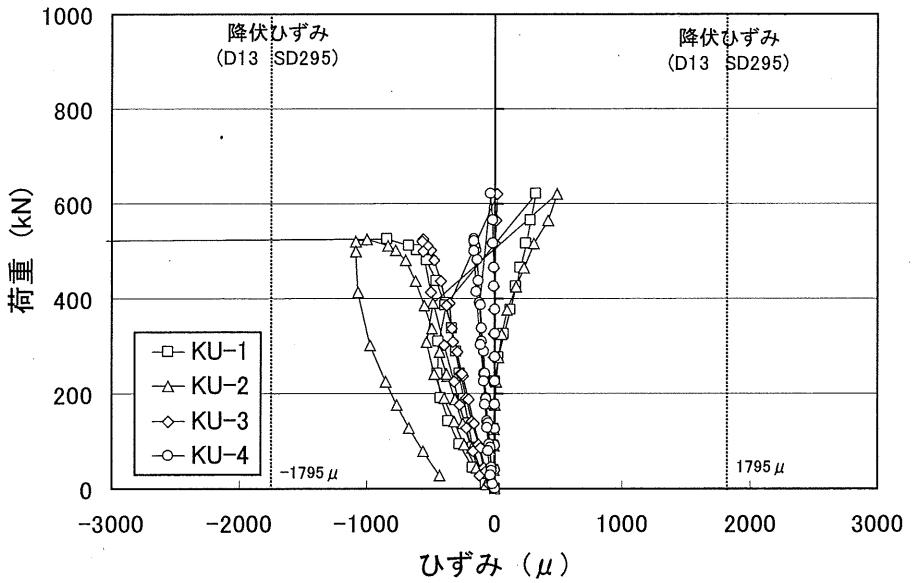
(b) 載荷開始～曲げ破壊

図-6.4.8 ウェブ上側軸方向鉄筋ひずみ（試験体Ⅱ）





(a) 載荷開始～ずれ破壊



(b) 載荷開始～曲げ破壊

図-6.4.9 ウェブ上側軸方向鉄筋ひずみ（試験体Ⅲ）

6.5　コンクリートひずみ

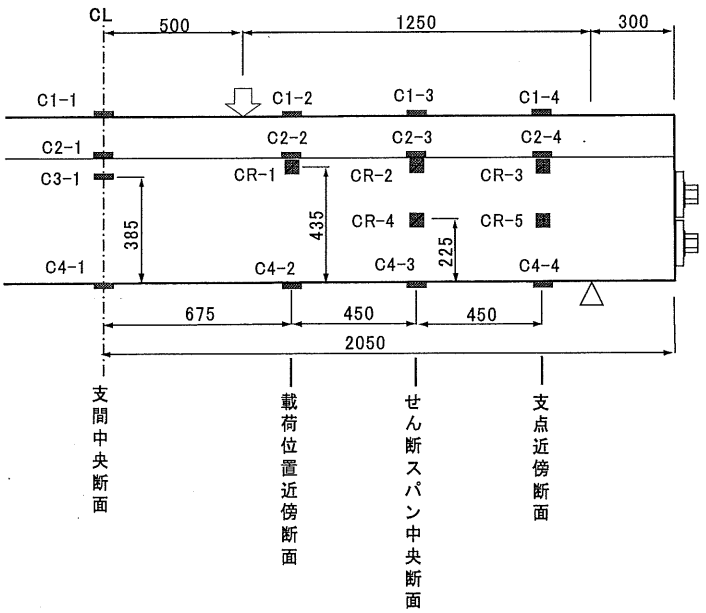
(1)　はり軸方向ひずみ

荷重とはり軸方向コンクリートひずみの関係を図-6.5.1～12 に示す。

ずれ破壊前に圧縮方向へのシフトが認められるのは，試験体Ⅱの CR-1～2（図-6.5.7～8，本節では 3 軸ひずみのうちはり軸方向ひずみをいう）であり，CR-1～CR-2 の計測範囲で部分的なずれが進行していた可能性があると考えられる。

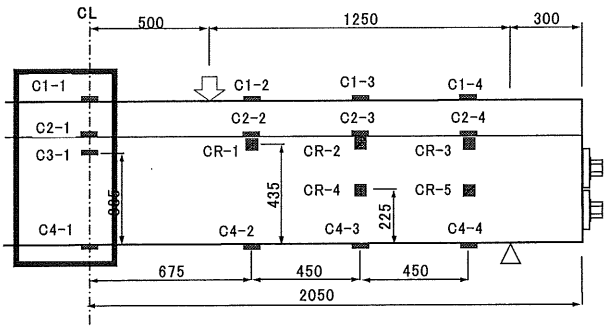
ずれ破壊とともに，重ねばりに移行することから，フランジ下縁ひずみ(C2-1～4)は引張方向に移行した。ウェブ上縁ひずみ(C3-1, CR-1～3)は中立軸の上昇とともに一旦減少傾向(引張方向に移行)を示したが，ずれ破壊後は圧縮方向に移行した。

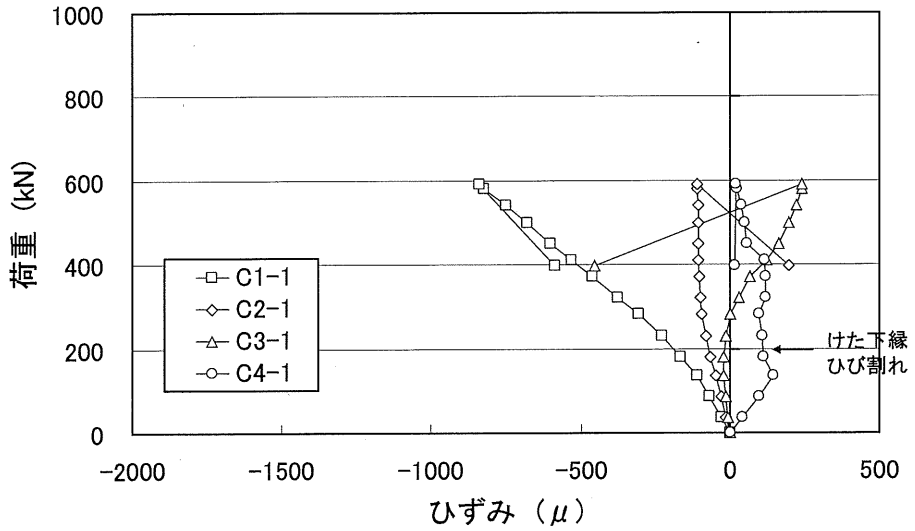
再載荷における試験体Ⅰ～Ⅲは，載荷点付近の曲げスパン内でウェブ上縁コンクリートの圧縮破壊が発生して，耐荷力を失った。破壊箇所付近のコンクリートの圧縮ひずみは，試験体Ⅰの CR-1 で 3000μ を超えていた(図-6.5.2)。試験体Ⅱの場合，C3-1 のコンクリート圧縮ひずみが約 2000μ まで測定していたが(図-6.5.5)，コンクリートの浮きが生じたため，それ以降のひずみは減少した(フランジ上縁 3600μ)。試験体Ⅲのコンクリート圧縮ひずみは C3-1 で約 2000μ (図-6.5.9)，CR-1 で 2400μ (図-6.5.10)であった。



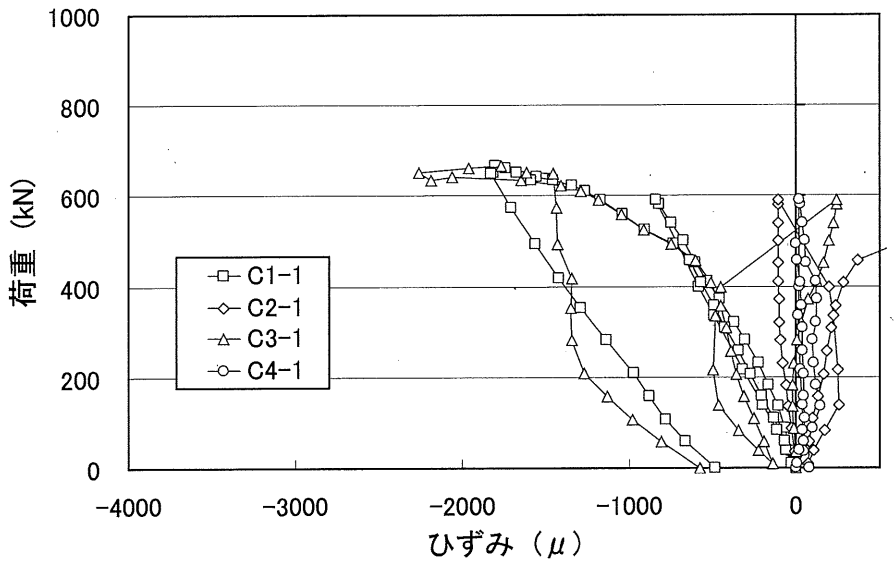
(参考図)　コンクリートひずみゲージ位置図

(図-4.4.3 を再掲)



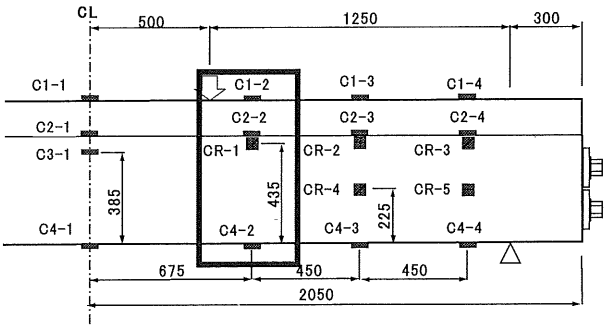


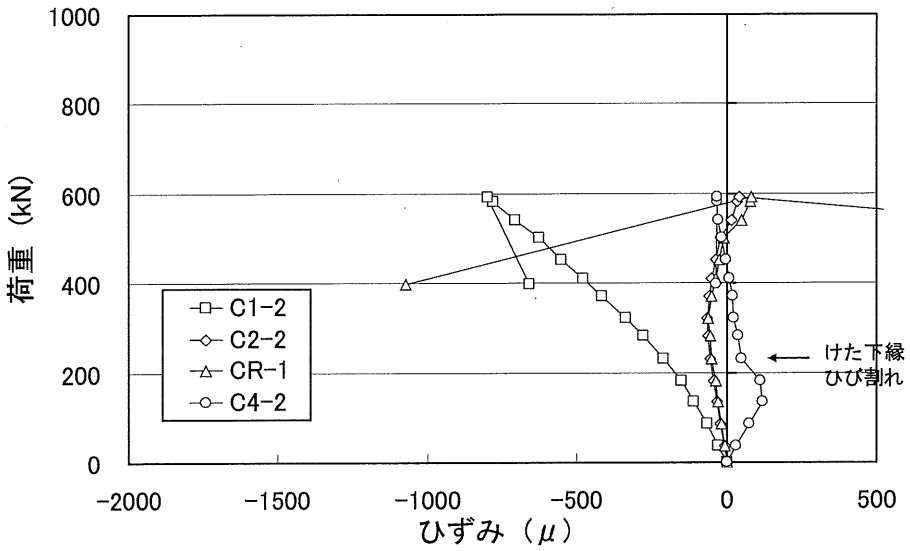
(a)　載荷開始～ずれ破壊



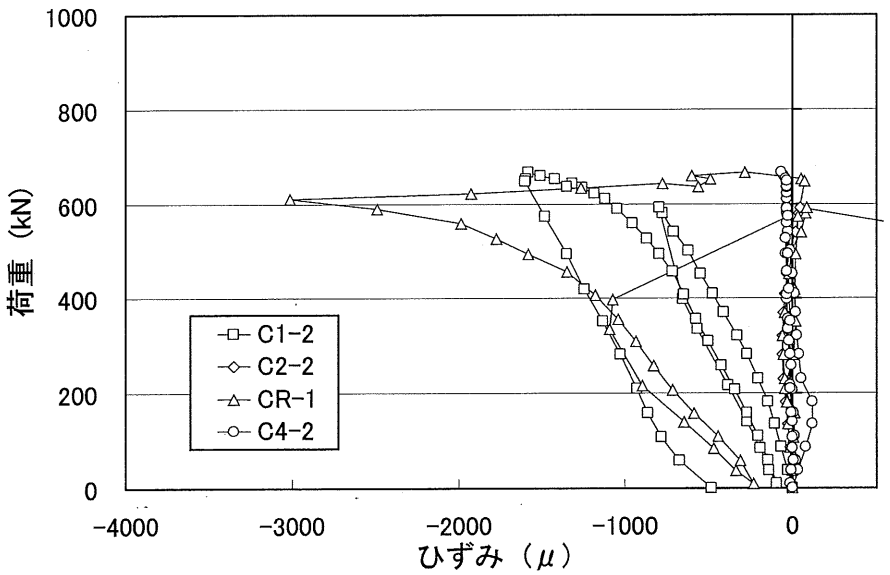
(b)　載荷開始～曲げ破壊

図-6.5.1　支間中央断面コンクリートひずみ（試験体Ⅰ）



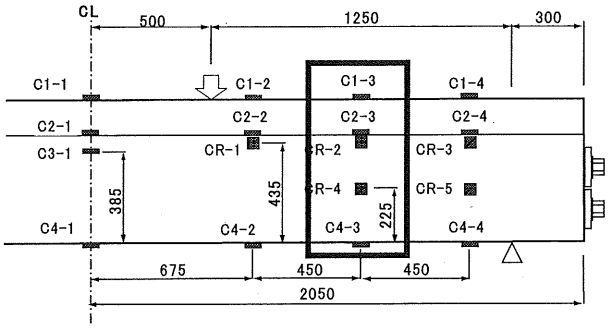


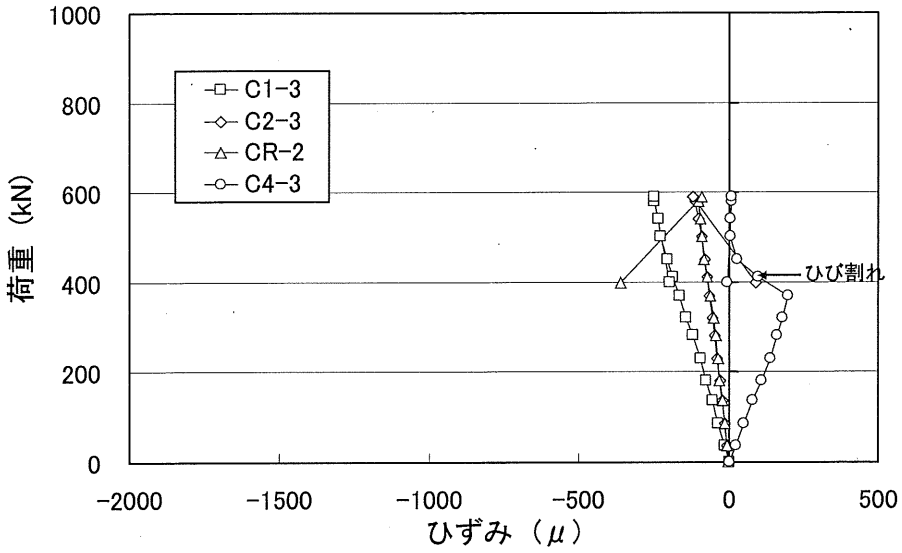
(a) 載荷開始～ずれ破壊



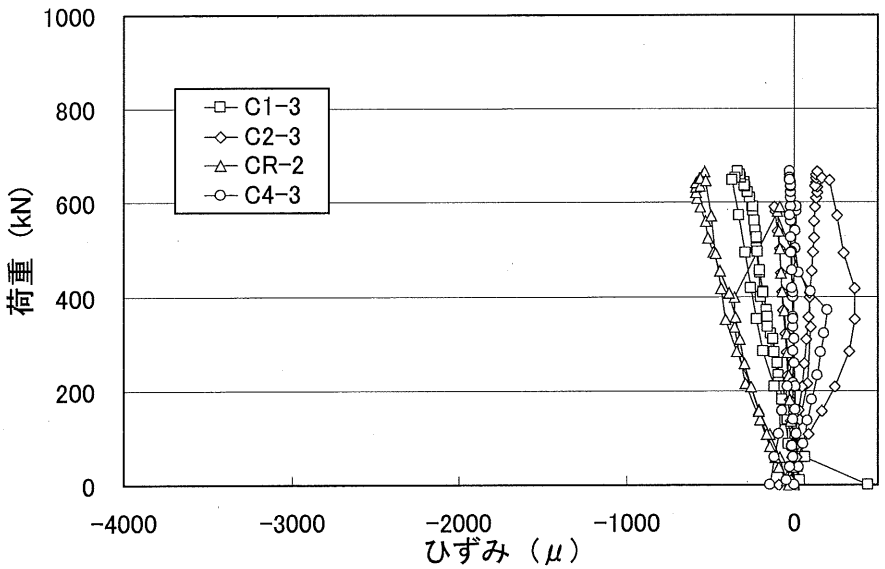
(b) 載荷開始～曲げ破壊

図-6.5.2 載荷位置近傍断面コンクリートひずみ（試験体Ⅰ）



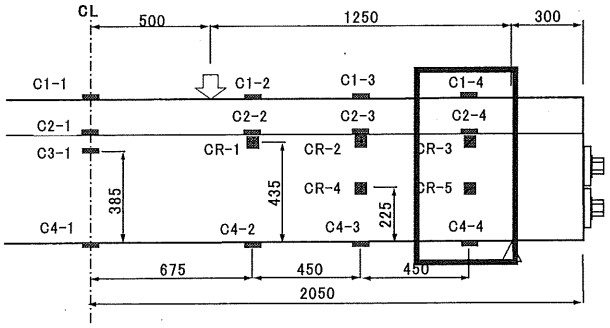


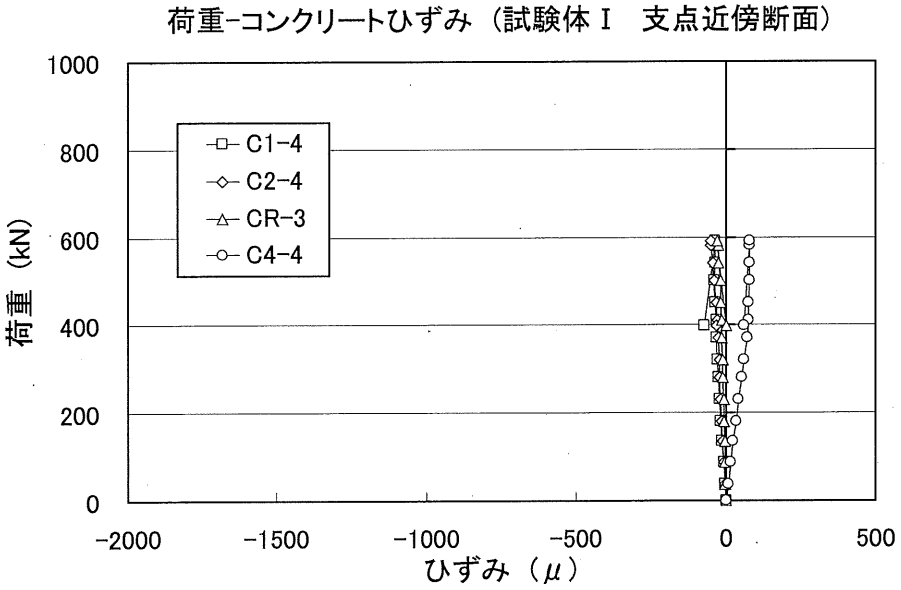
(a) 載荷開始～ずれ破壊



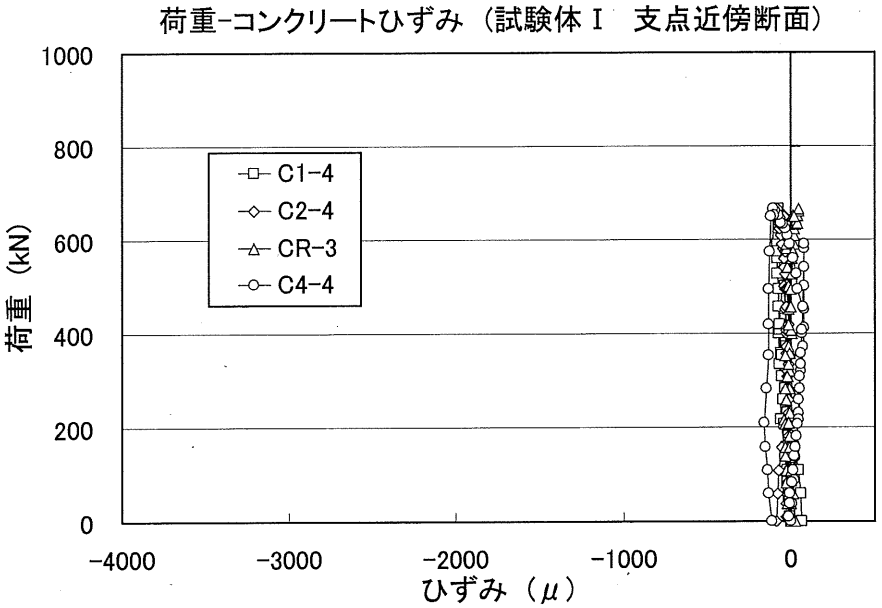
(b) 載荷開始～曲げ破壊

図-6.5.3 せん断スパン中央断面コンクリートひずみ（試験体Ⅰ）



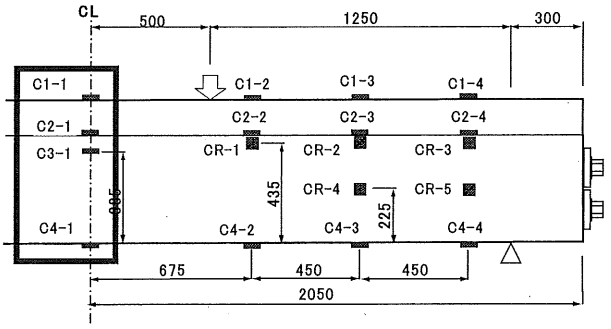


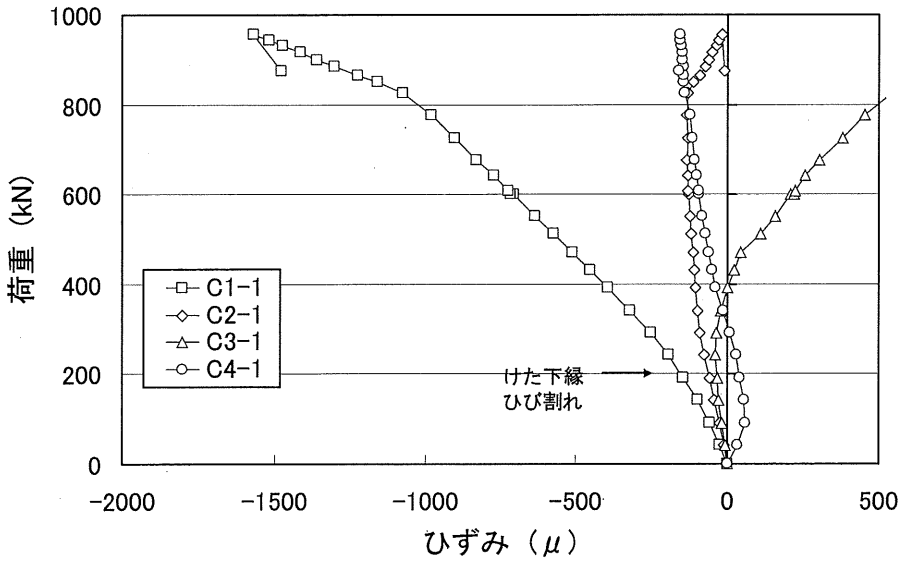
(a)　載荷開始～ずれ破壊



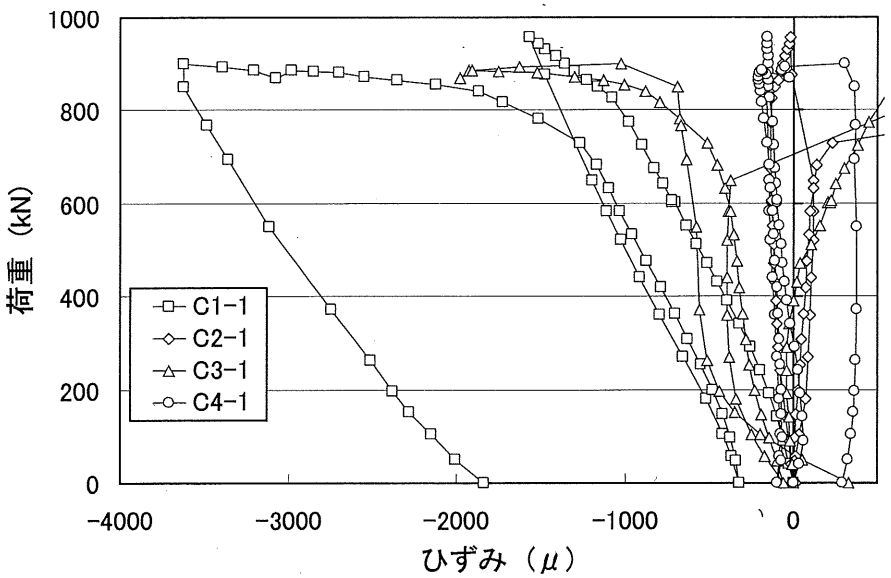
(b)　載荷開始～曲げ破壊

図-6.5.4　支点近傍断面コンクリートひずみ（試験体Ⅰ）



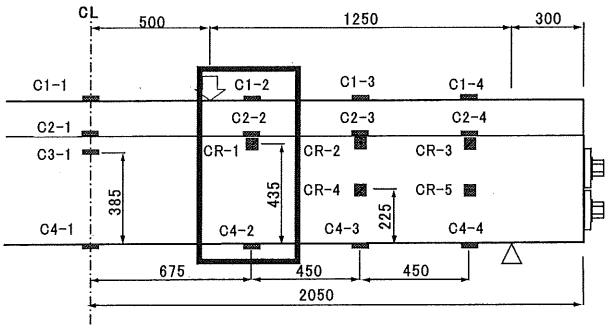


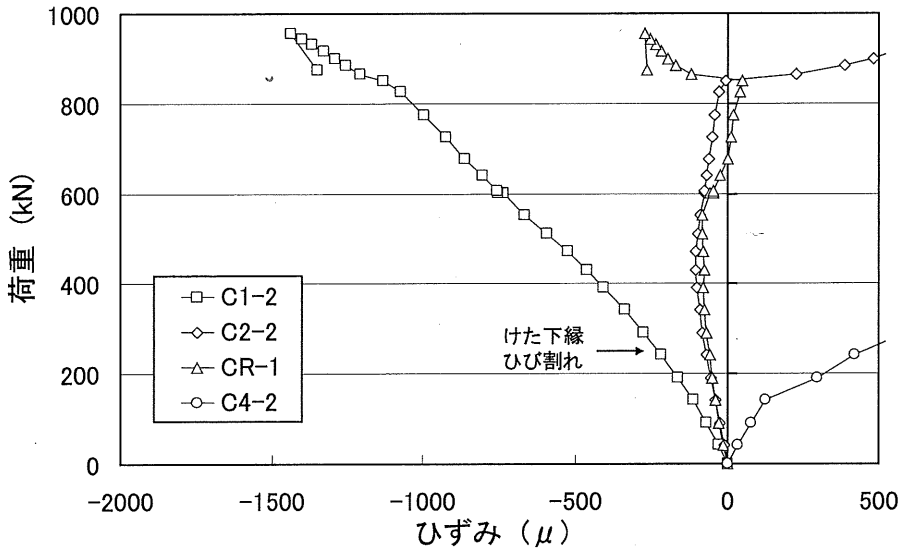
(a)　載荷開始～ずれ破壊



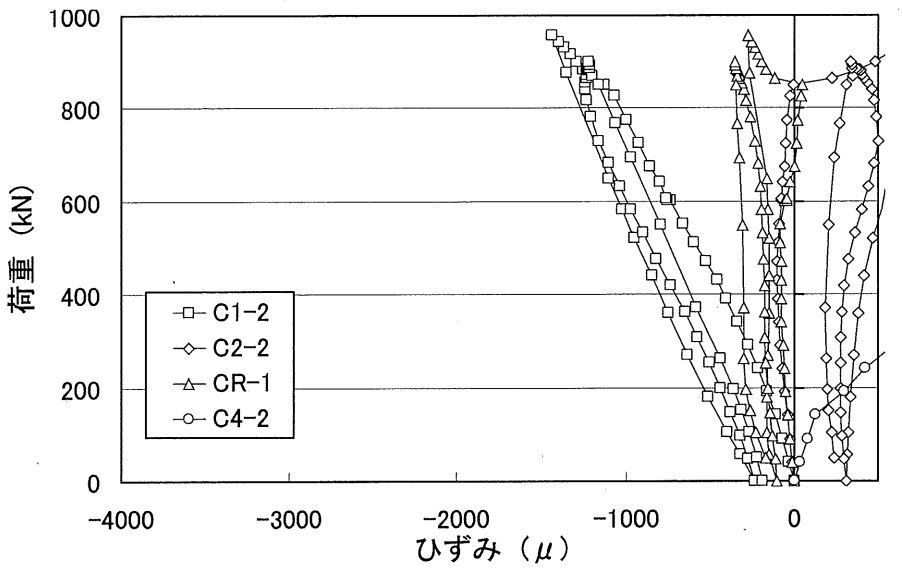
(b)　載荷開始～曲げ破壊

図-6.5.5　スパン中央断面コンクリートひずみ（試験体Ⅱ）



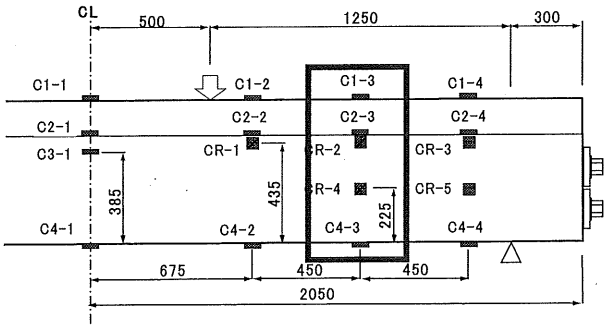


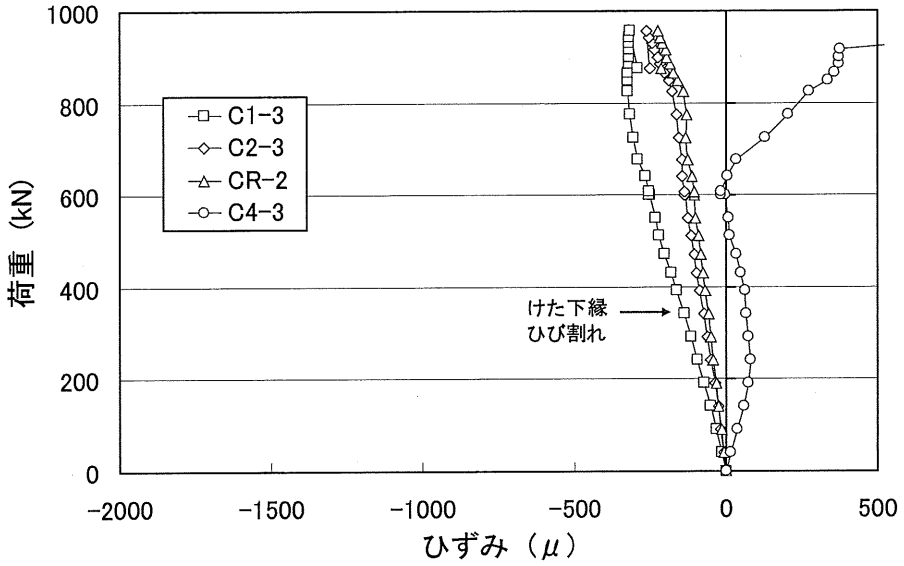
(a) 載荷開始～ずれ破壊



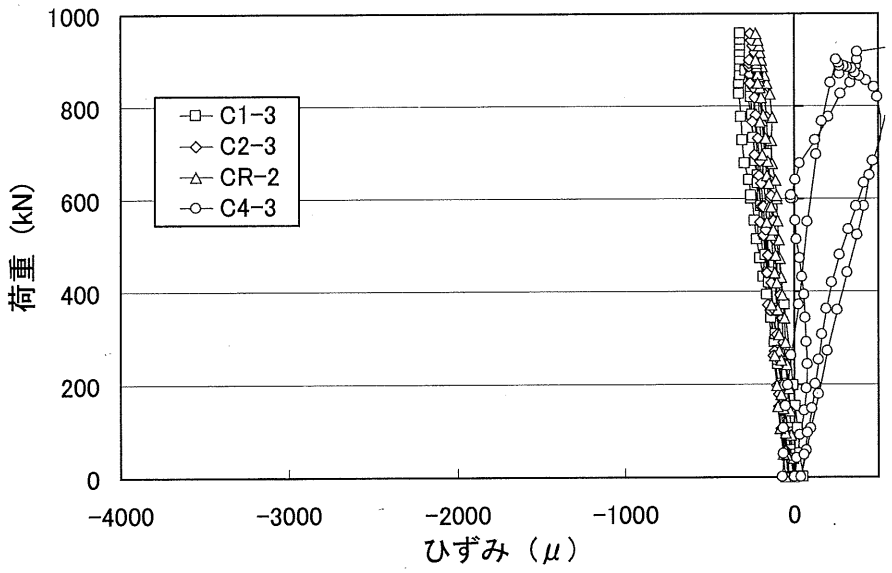
(b) 載荷開始～曲げ破壊

図-6.5.6 載荷位置近傍コンクリートひずみ（試験体Ⅱ）



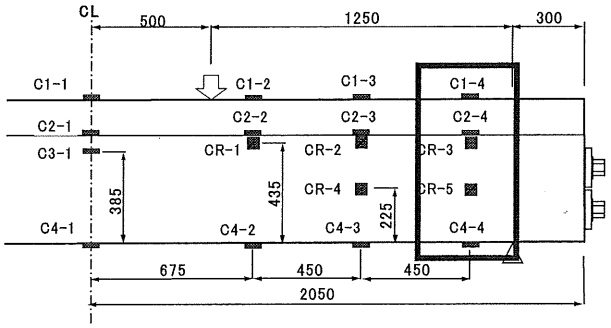


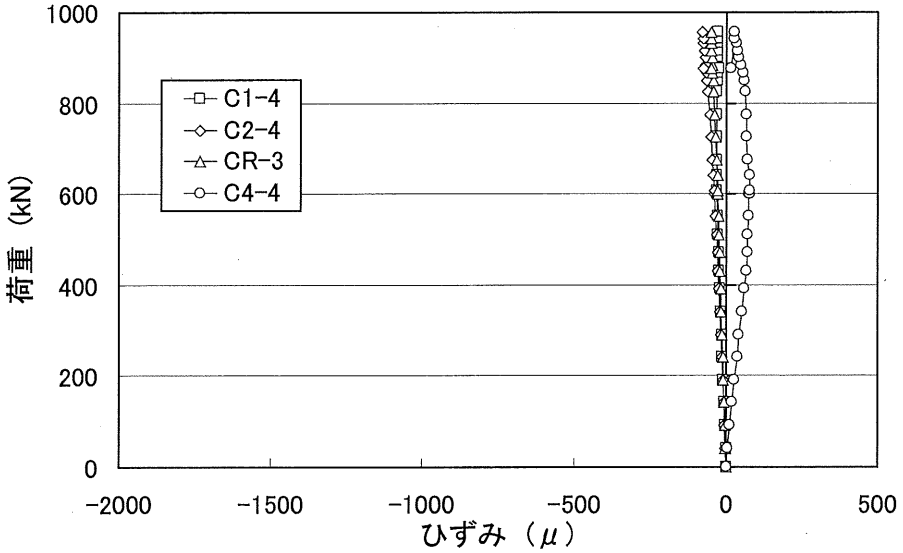
(a) 載荷開始～ずれ破壊



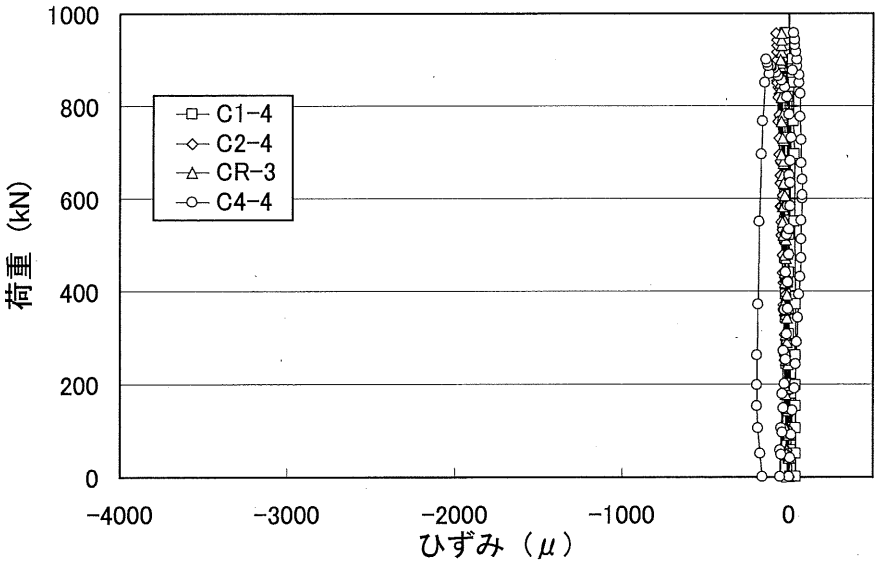
(b) 載荷開始～曲げ破壊

図-6.5.7 せん断スパン中央コンクリートひずみ（試験体Ⅱ）



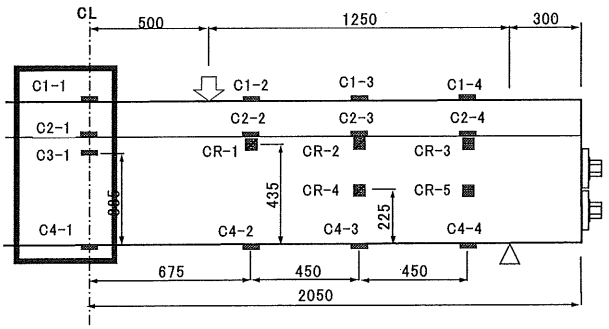


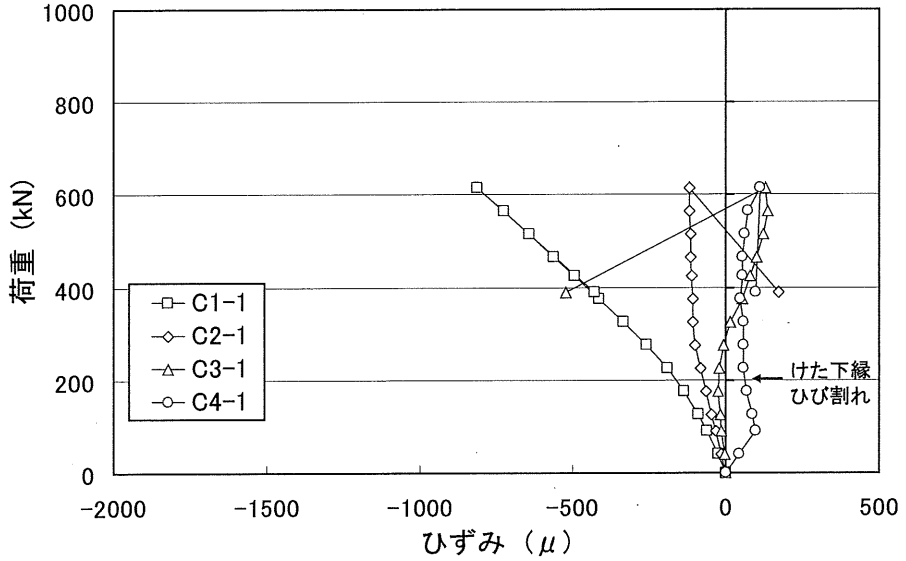
(a)　載荷開始～ずれ破壊



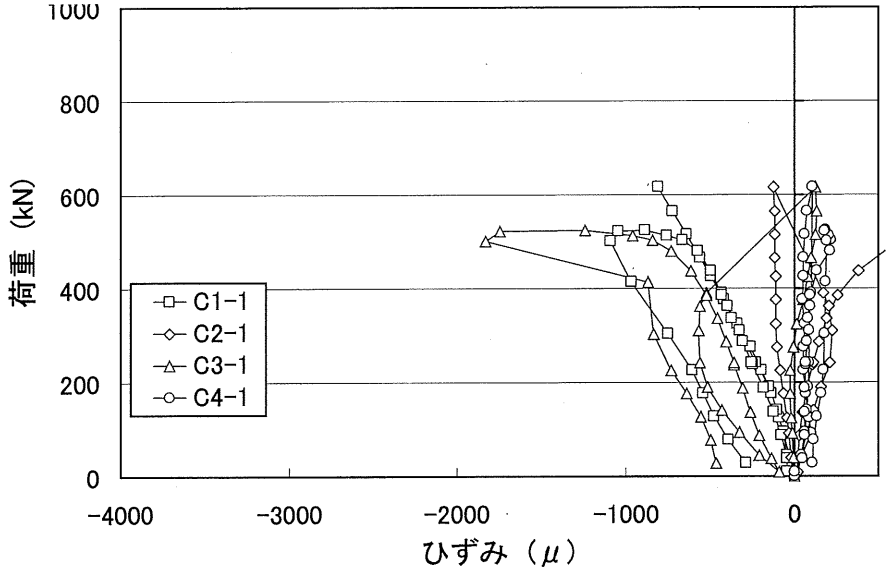
(b)　載荷開始～曲げ破壊

図-6.5.8　支点近傍コンクリートひずみ（試験体Ⅱ）



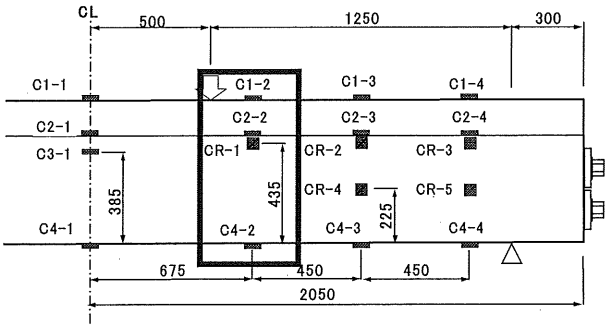


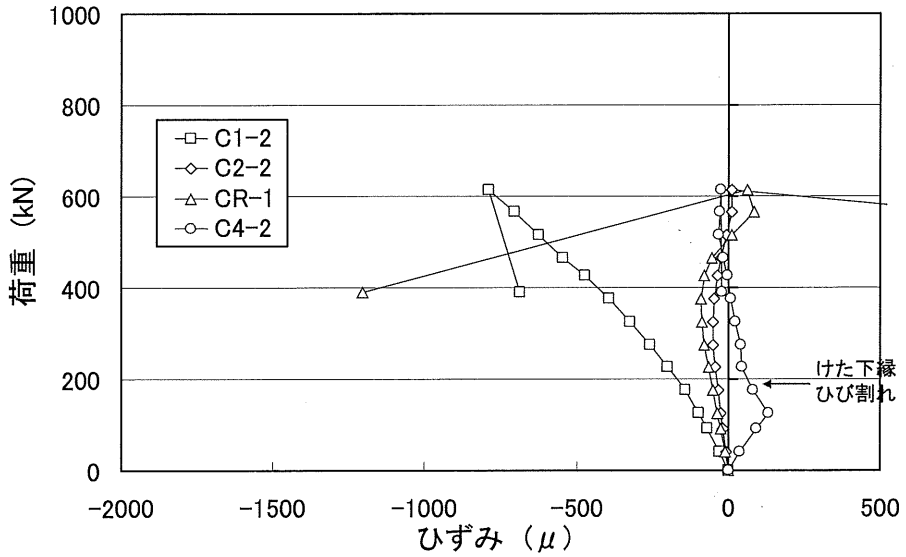
(a) 載荷開始～ずれ破壊



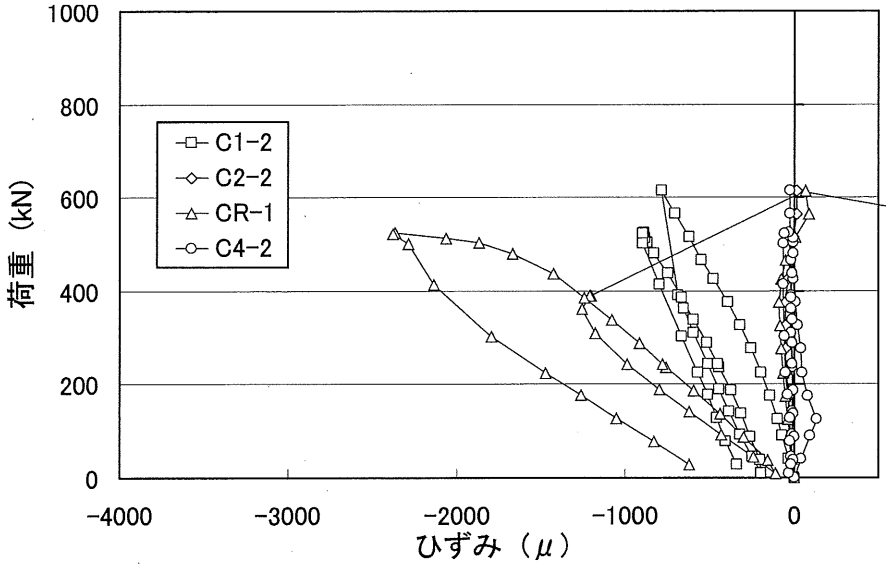
(b) 載荷開始～曲げ破壊

図-6.5.9 スパン中央断面コンクリートひずみ（試験体Ⅲ）



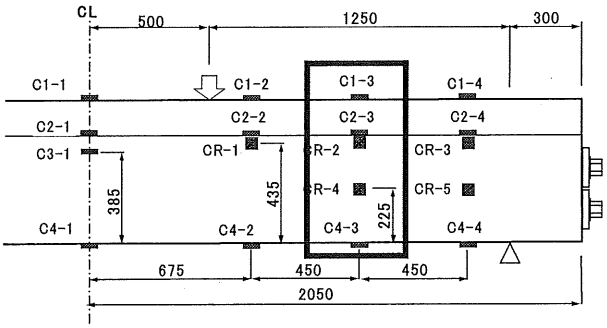


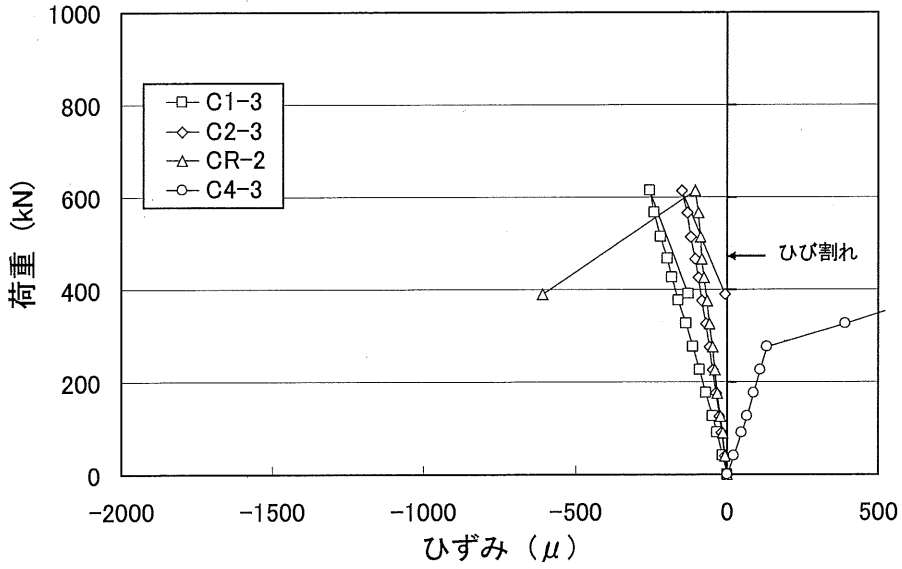
(a)　載荷開始～ずれ破壊



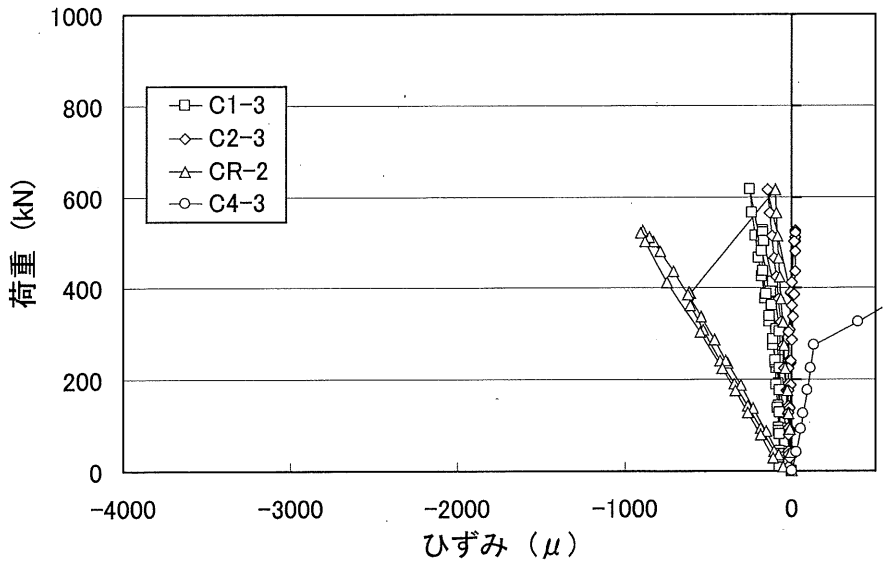
(b)　載荷開始～曲げ破壊

図-6.5.10　載荷位置近傍コンクリートひずみ（試験体Ⅲ）



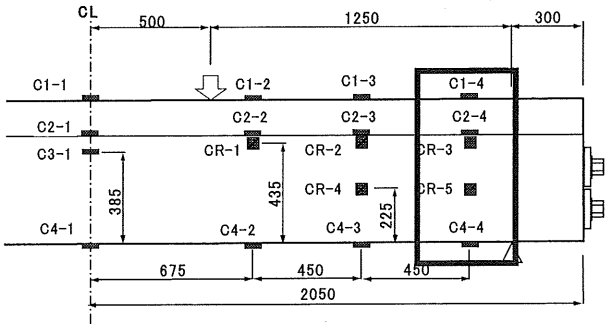


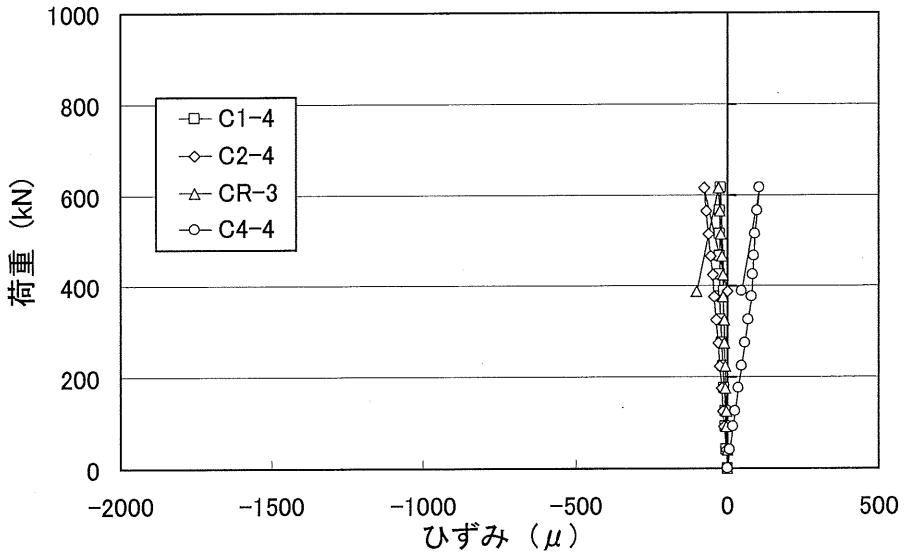
(a)　載荷開始～ずれ破壊



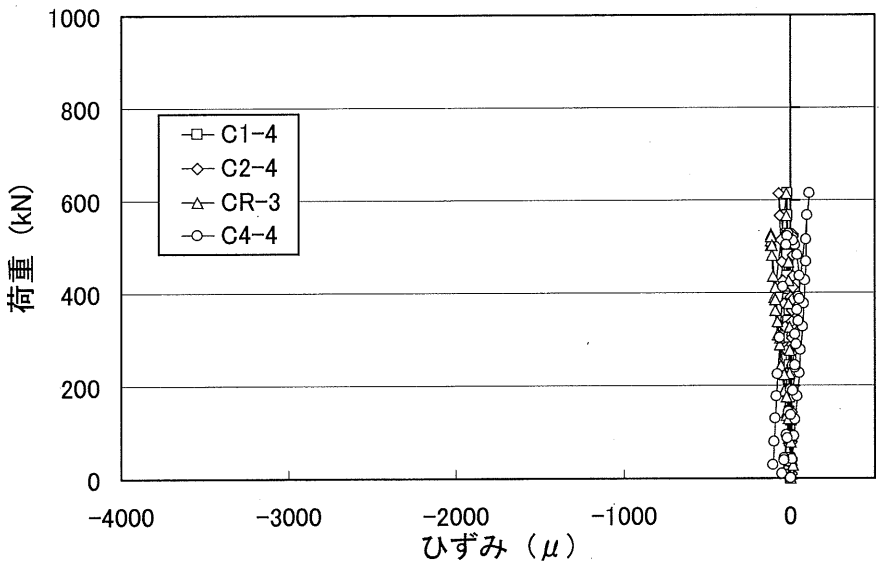
(b)　載荷開始～曲げ破壊

図-6.5.11　せん断スパン中央コンクリートひずみ（試験体Ⅲ）





(a) 載荷開始～ずれ破壊



(b) 載荷開始～曲げ破壊

図-6.5.12 支点近傍コンクリートひずみ （試験体Ⅲ）

(2) 主応力図

図-6.5.13～15 に 3 軸ひずみゲージの測定値から得られた主応力図を示す。試験体Ⅰ及び試験体Ⅲのコンクリート主応力作用方向に着目すると，接合面近傍で接合面に対して約35～40度の角度を示すのに対して，試験体Ⅱは約 20～25 度で若干小さい傾向にあった。ずれ破壊後の接合面付近の主応力は，接合面に沿った方向に作用する傾向が見られた。

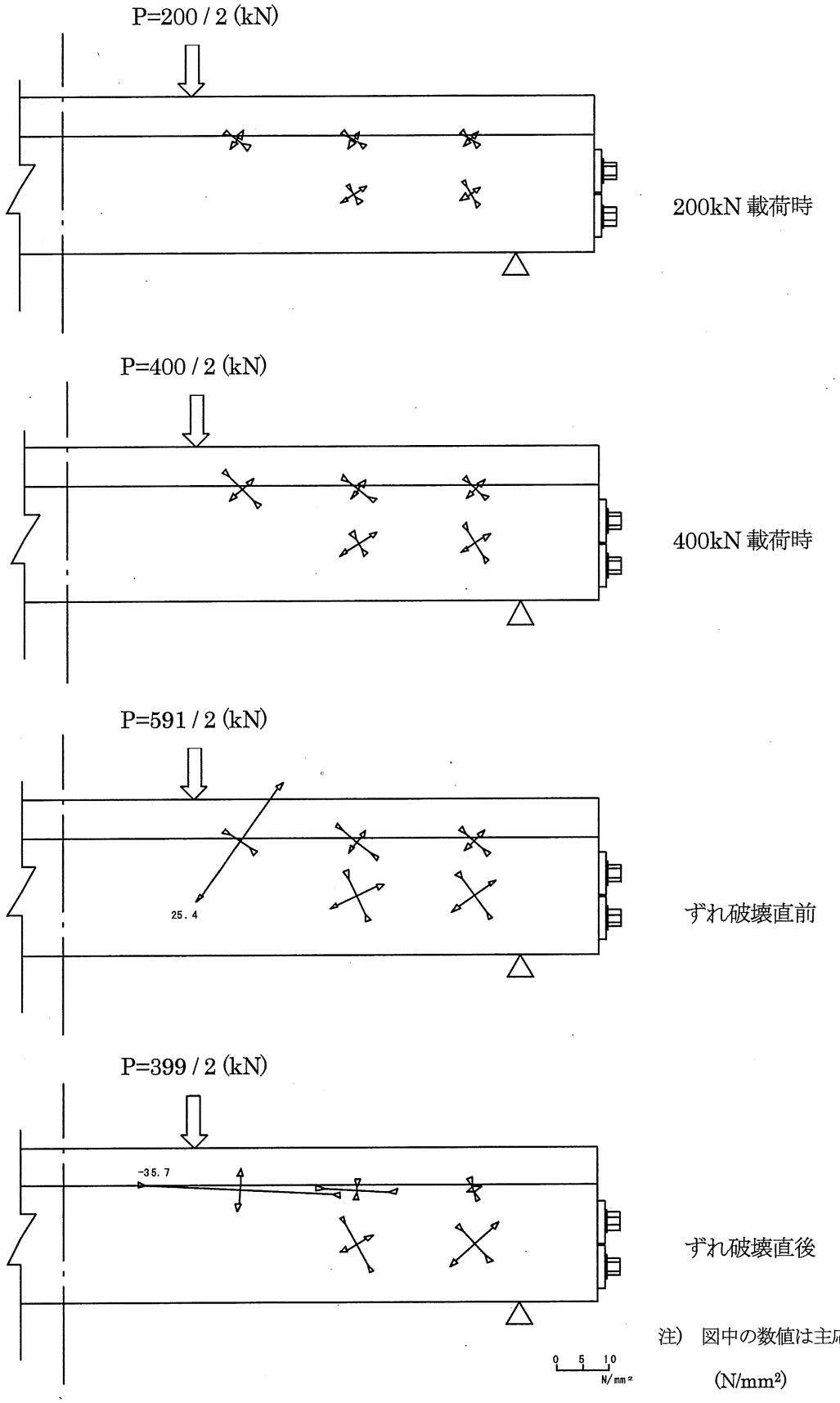


図-6.5.13　ウェブ側面主応力図（試験体Ⅰ）

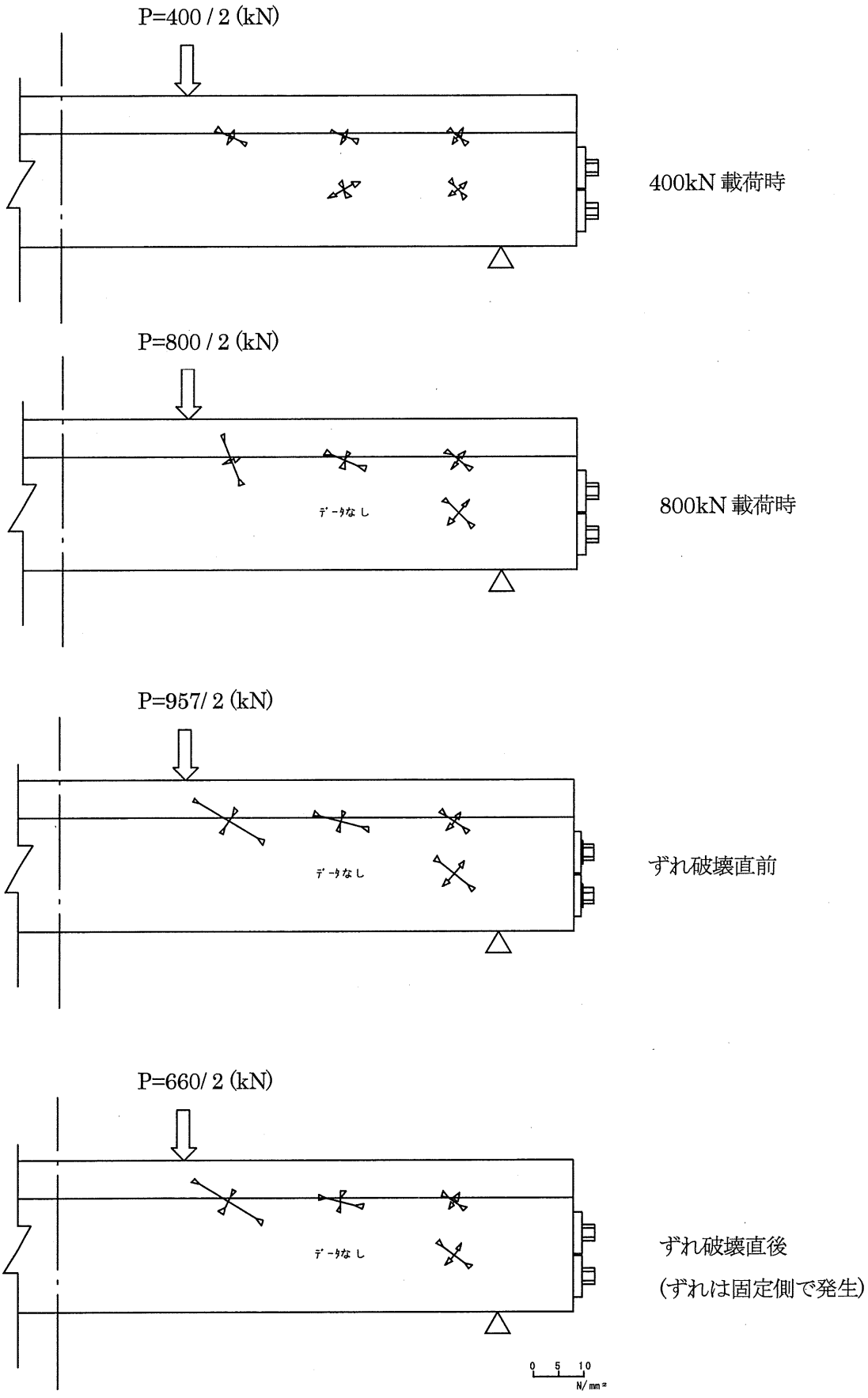


図-6.5.14　ウェブ側面主応力図（試験体Ⅱ）

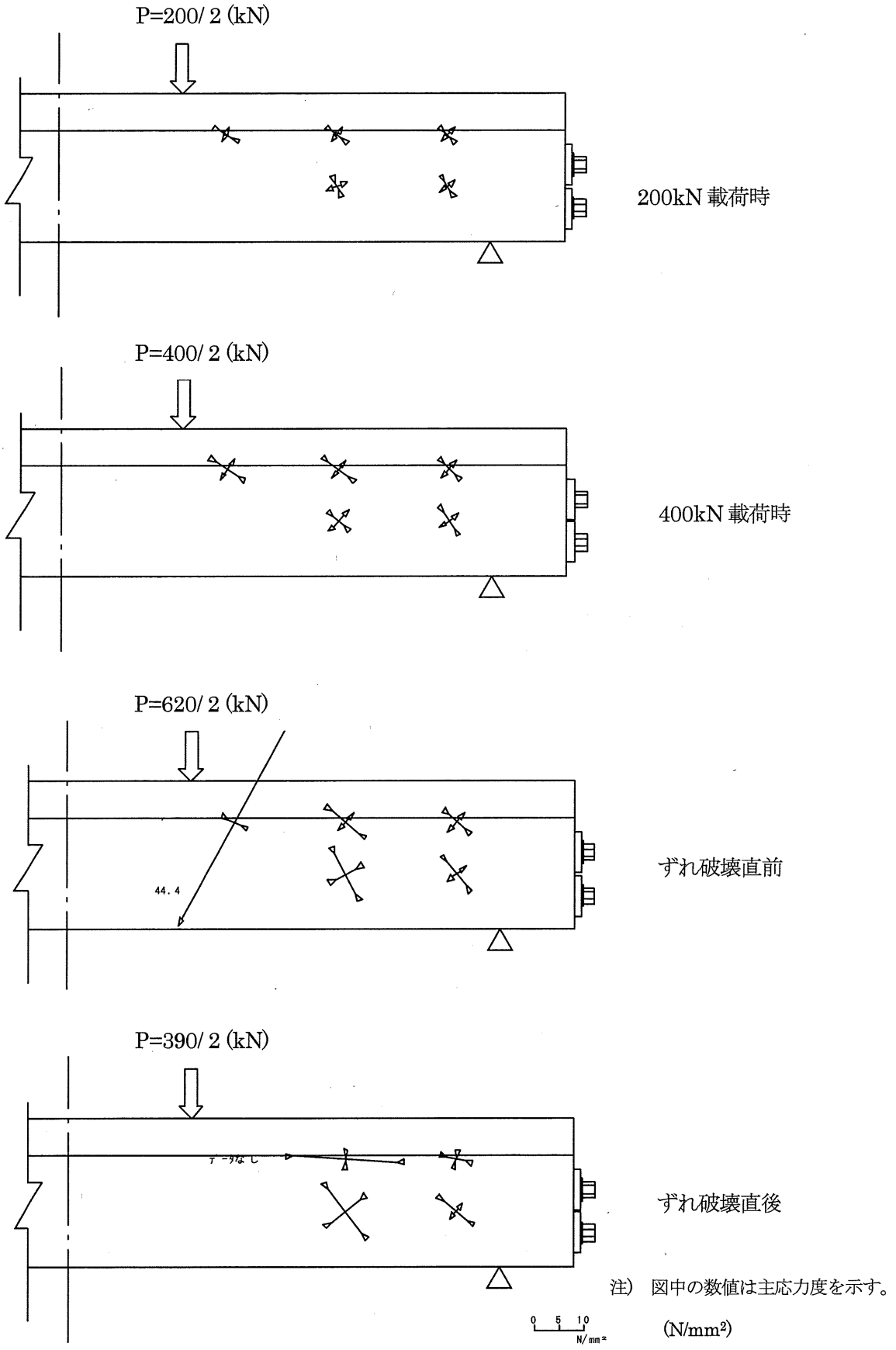
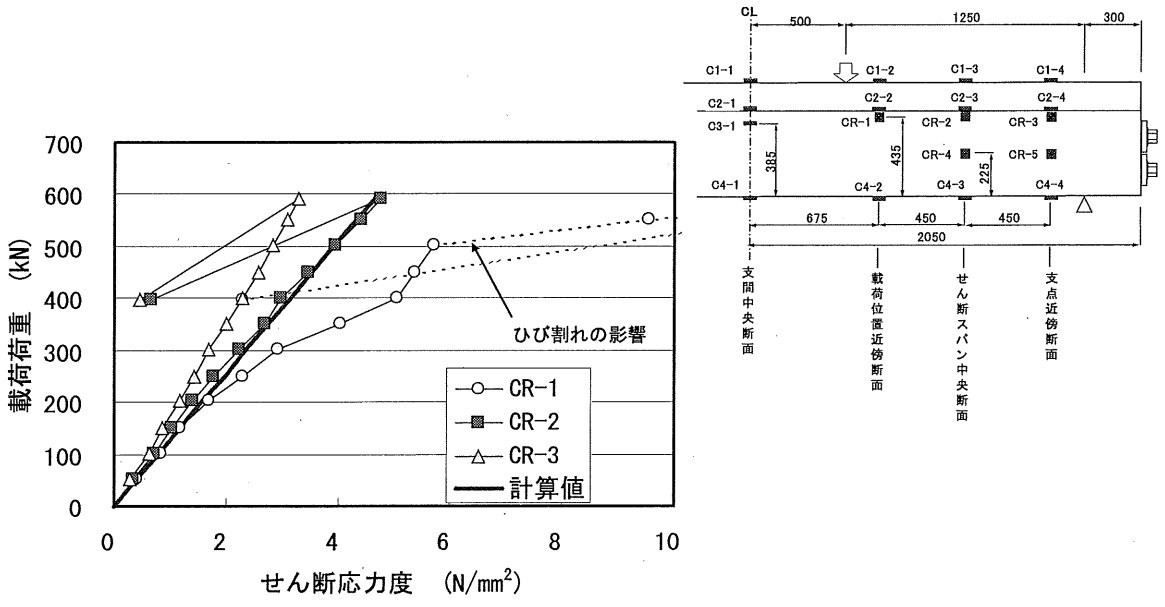


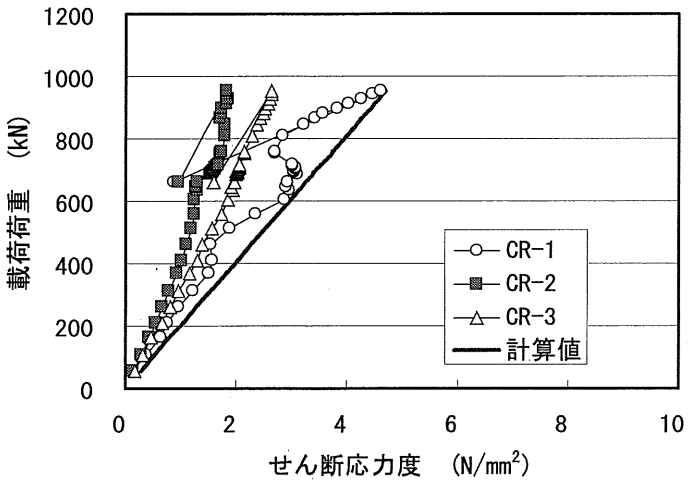
図-6.5.15　ウェブ側面主応力図（試験体Ⅲ）

(3) 接合面に作用するせん断応力度

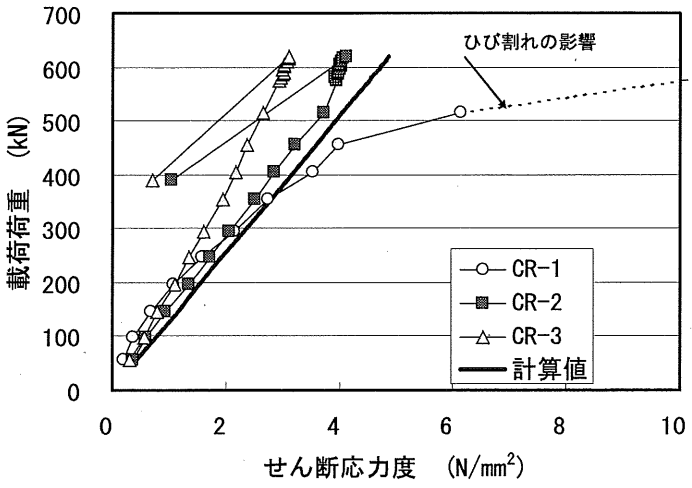
ウェブ上縁の接合面近傍に取り付けた 3 軸ひずみゲージより算出したせん断応力度(実測せん断応力度)を図-6.5.16 に示す。計算値は，接合面に作用するせん断応力度について式(3.1)で算出した値を示す。いずれの試験体もせん断スパン中央 CR-2 のせん断応力度は荷重と線形関係が見られた。試験体Ⅰ，Ⅲの CR-2 の実測せん断応力度は計算値とよく一致したが，試験体Ⅱの CR-2 の実測せん断応力度は計算値の 1/2 程度であった。載荷点付近に位置する CR-1 の値は，載荷途中で大きく増加する傾向が見られるが，これは載荷点付近の支圧応力の影響や曲げひび割れの影響を受けたためと考えられる。また，CR-3 はせん断応力度が急変する領域に近いため，計算値と異なったと考えられる(7 章で FEM の結果と合わせて後述する)。ずれ破壊時の実測せん断応力度は 3.8～4.2 N/mm^2 であった。



(a) 試験体Ⅰ



(b) 試験体Ⅱ

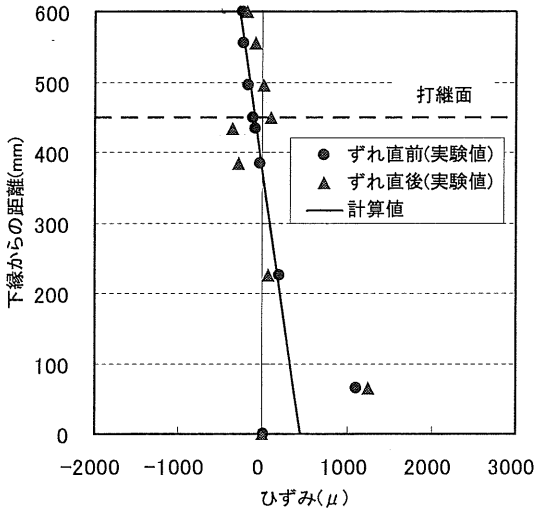


(c)試験体Ⅲ

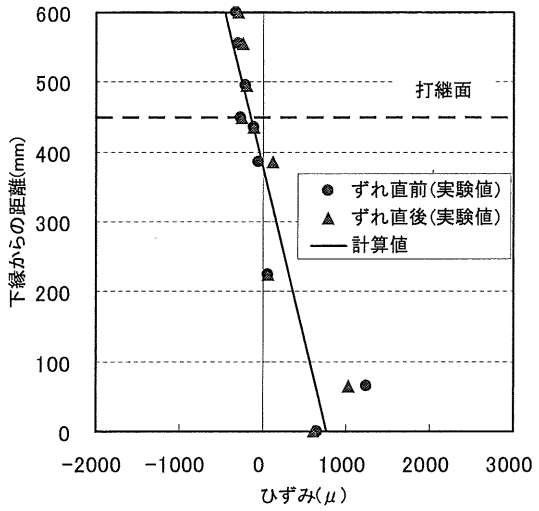
図-6.5.16 コンクリートひずみから算出したせん断応力度

6.6 ずれ破壊前後の平面保持の関係

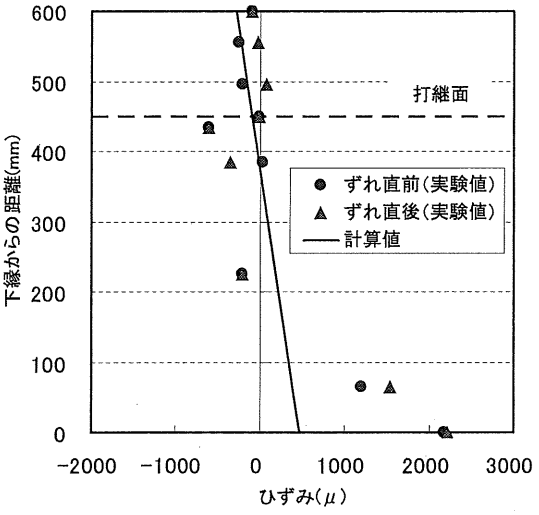
コンクリート及び軸方向鉄筋ひずみの測定値を用いて，ずれ破壊の直前と直後におけるせん断スパン中央断面のひずみ分布を図-6.6.1 に，支間中央断面のひずみ分布を図-6.6.2 にそれぞれ示す。計算値は，一体はりとして断面分割法(7.1 で述べるファイバーモデルによる曲げ解析)により算出した結果である。下縁から 0mm 及び 225mm におけるコンクリートひずみは曲げひび割れの影響を受けていたが，それらを除くと，いずれの試験体も，せん断スパン中央，支間中央ともに，ずれ破壊直前のひずみ分布は，計算値とよく一致していた。このことは，フランジ，ウエブともに同様であり，接合面にずれ破壊の兆候は認められなかった。試験体Ⅰ，Ⅲのずれ破壊後は，接合面で不連続となり，フランジ及びウェブそれぞれの部材ごとに曲げが作用して，重ねばりに類似した挙動を示していたことがわかる。試験体Ⅱでも，ずれが生じていた支間中央では，同様の傾向が見られたが，計測側のせん断スパン中央ではずれが生じなかったため，ずれ破壊前後の明確な差が見られなかった。



(a) 試験体Ⅰ

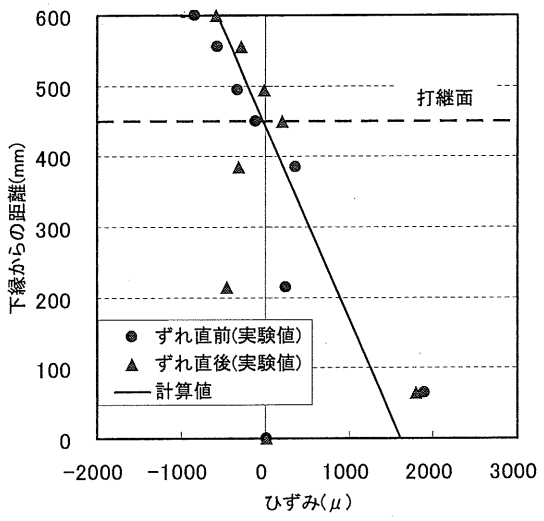


(b) 試験体Ⅱ

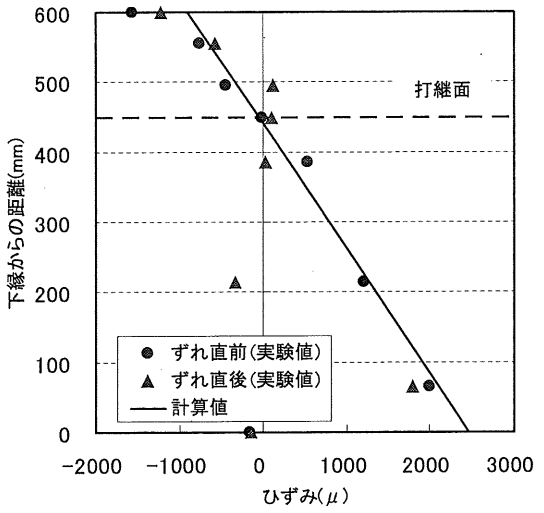


(c) 試験体Ⅲ

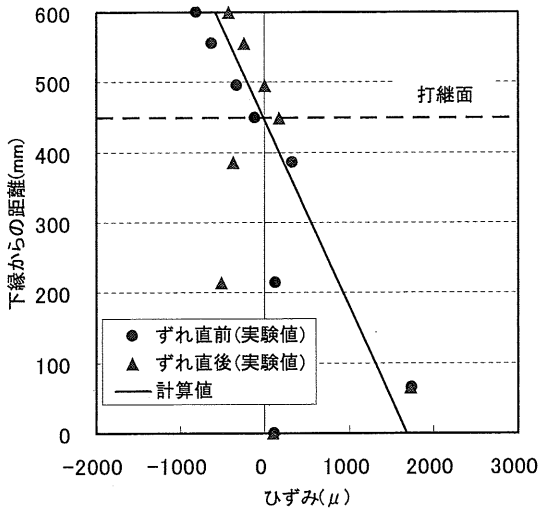
図-6.6.1　せん断スパン中央断面ひずみ分布



(a) 試験体Ⅰ



(b) 試験体Ⅱ



(c) 試験体Ⅲ

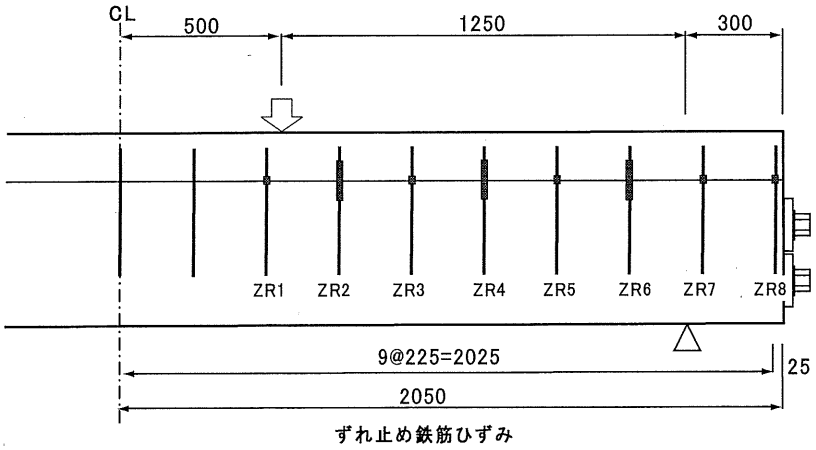
図-6.6.2　支間中央断面ひずみ分布

6.7　ずれ止め鉄筋ひずみ

(1)　荷重－ひずみの関係

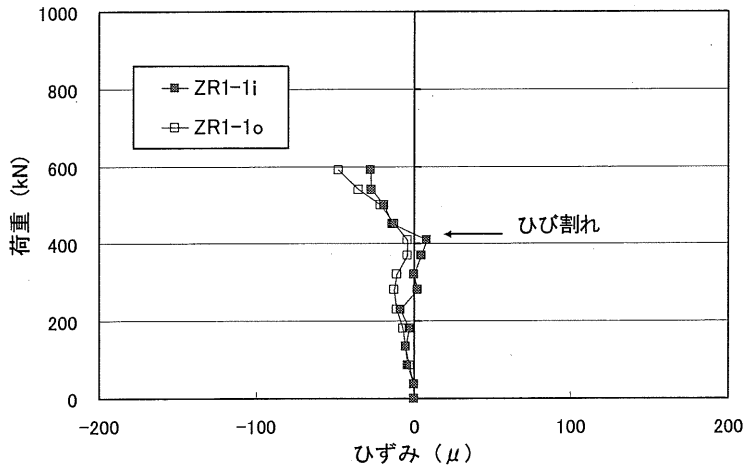
試験体Ⅰのずれ止め鉄筋ひずみを図-6.7.1～3に示す。ずれ止め鉄筋は，図-4.1.4に示すように，接合面から下方230mmまで埋め込まれていたため，これを跨ぐ位置に曲げひび割れが進展すればずれ止め鉄筋のひずみに影響を及ぼす可能性がある。ずれ止め鉄筋のひずみに影響を及ぼすと考えられるひび割れをひび割れ図(図-6.1.2～4)より確認して，その発生状況を図中に示した。曲げひび割れが近付くとずれ止め鉄筋ひずみの増減の程度が急変する傾向が見られた。

試験体Ⅱのずれ止め鉄筋ひずみを図-6.7.4～6に示す。載荷点に近いZR2は，荷重が520kNを超えた頃から引張ひずみが増加し始めた。ZR3及びZR4においても荷重が800kN程度を超えると引張ひずみが増加し始めた。これらのひずみの変化も，曲げひび割れの影響を受けていたものと考えられる。

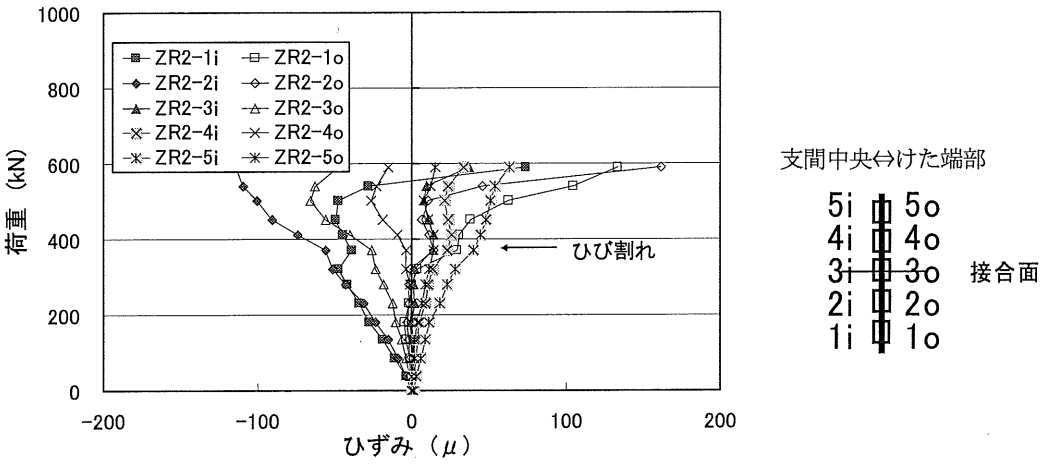


(参考図)　ずれ止め鉄筋ひずみゲージ位置図

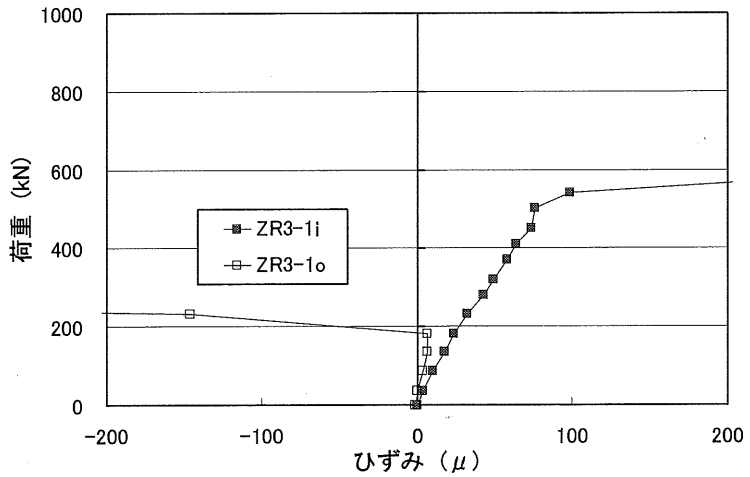
(図-4.4.2再掲)



(a) ZR1

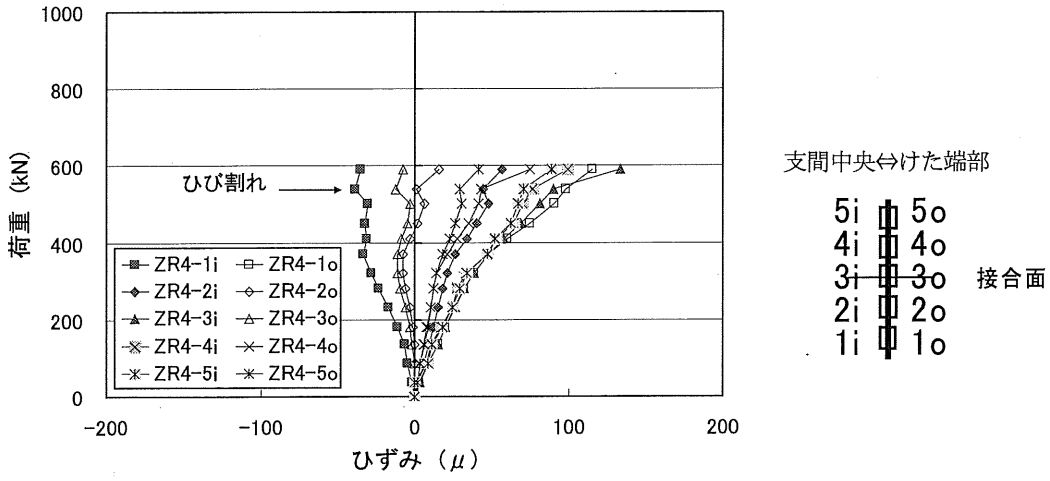


(b) ZR2

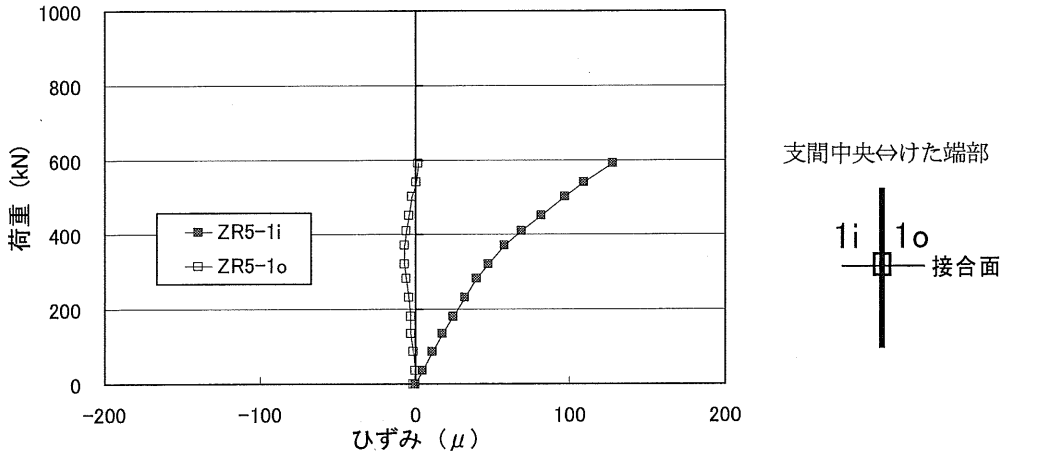


(c) ZR3

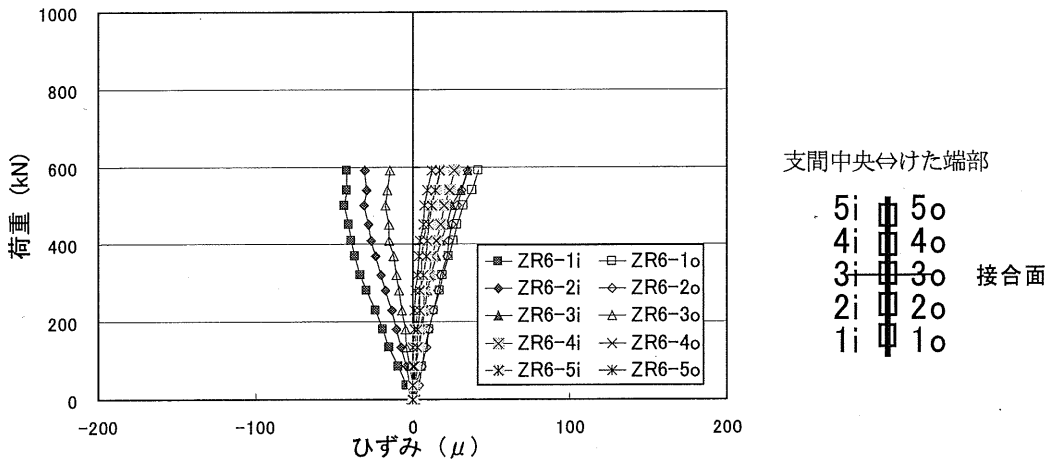
図-6.7.1 ずれ止め鉄筋ひずみ （試験体Ⅰ）



(d)　ZR4

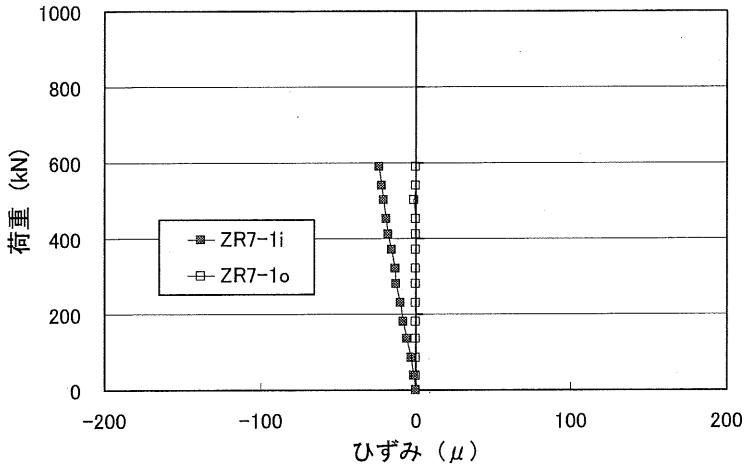


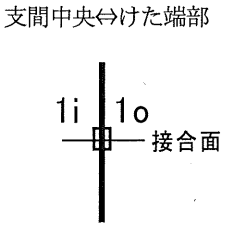
(e)　ZR5



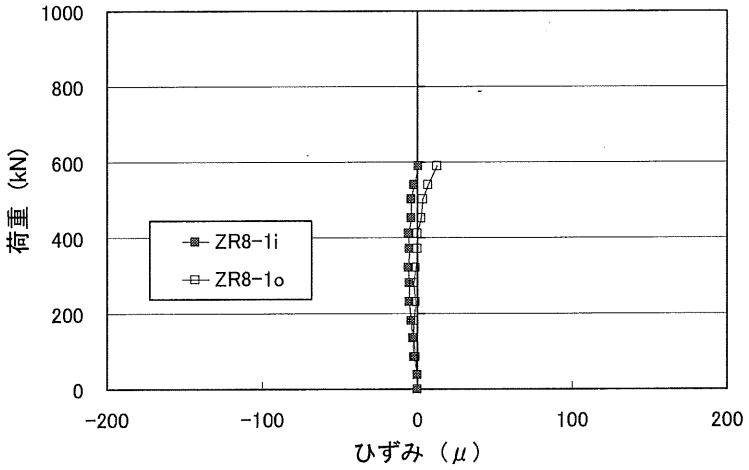
(f)　ZR6

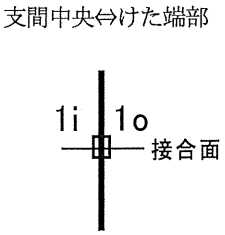
図-6.7.2　ずれ止め鉄筋ひずみ　（試験体Ⅰ）





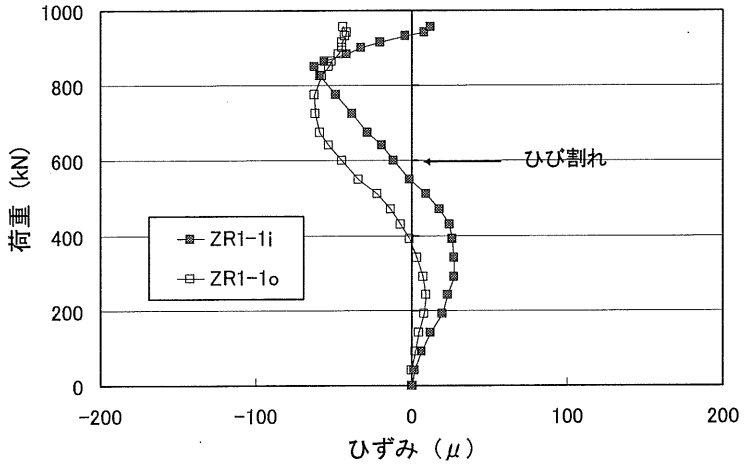
(g) ZR7



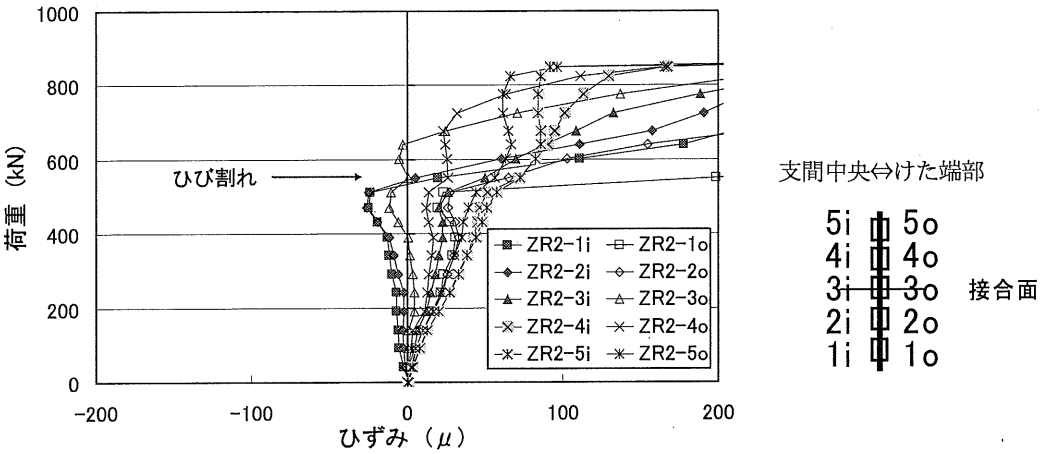


(h) ZR8

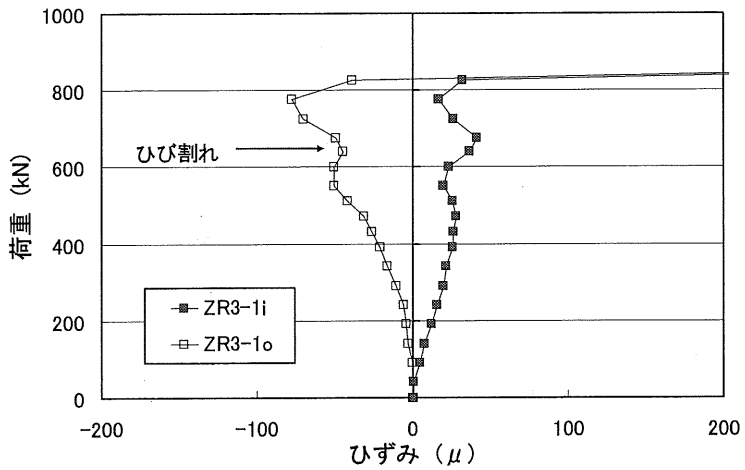
図-6.7.3 ずれ止め鉄筋ひずみ （試験体Ⅰ）



(a) ZR1

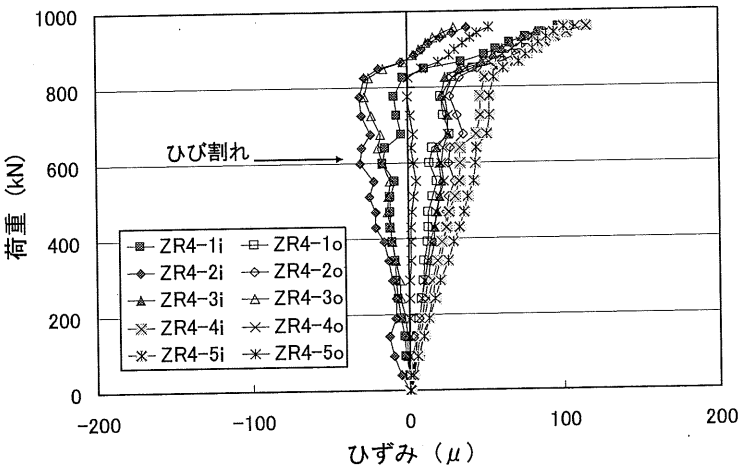


(b) ZR2

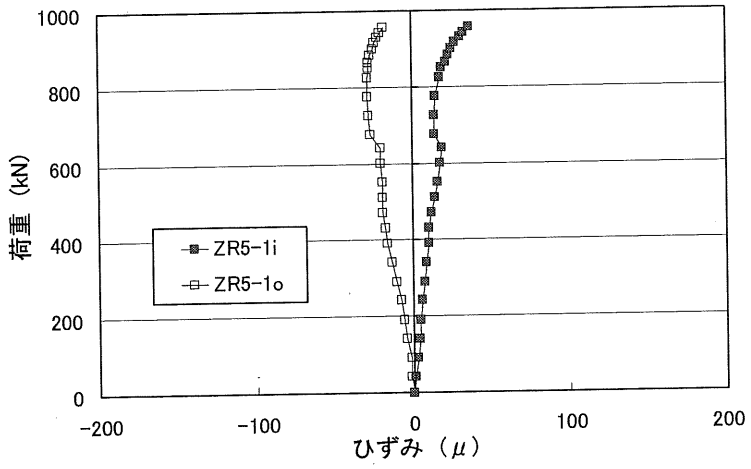


(c) ZR3

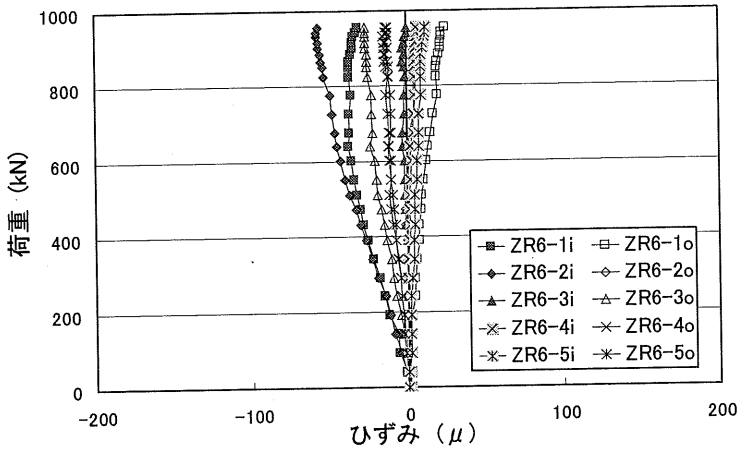
図-6.7.4 ずれ止め鉄筋ひずみ （試験体Ⅱ）



(d)　ZR4

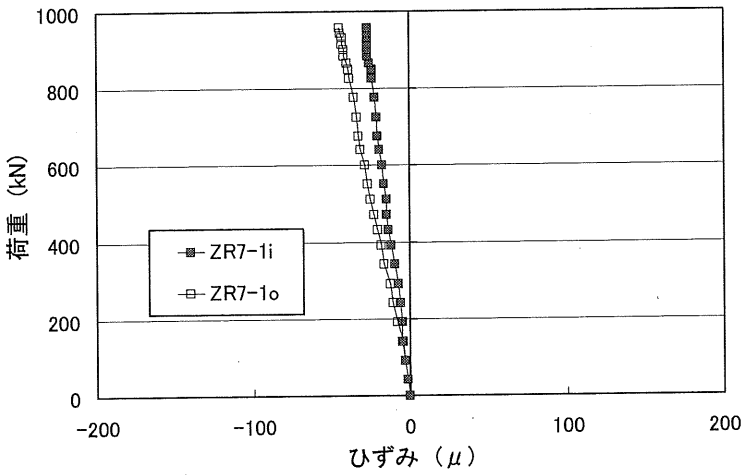


(e)　ZR5

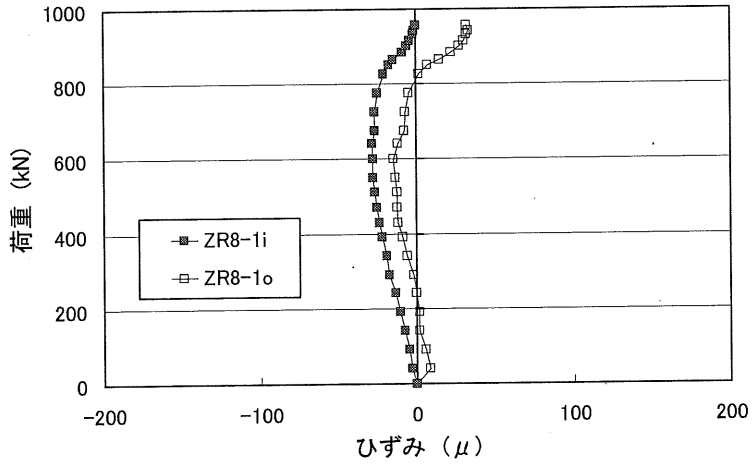


(f)　ZR6

図-6.7.5　ずれ止め鉄筋ひずみ　（試験体Ⅱ）



(g) ZR7

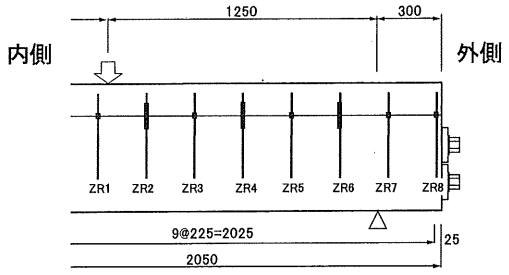


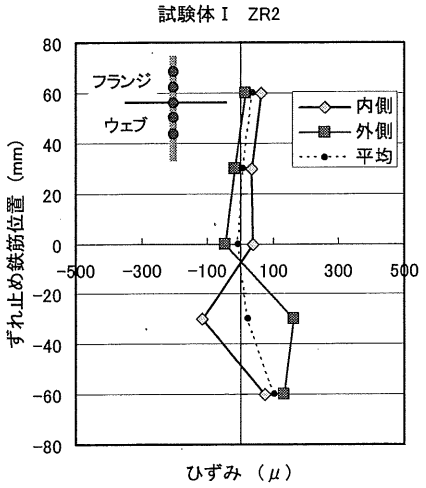
(h) ZR8

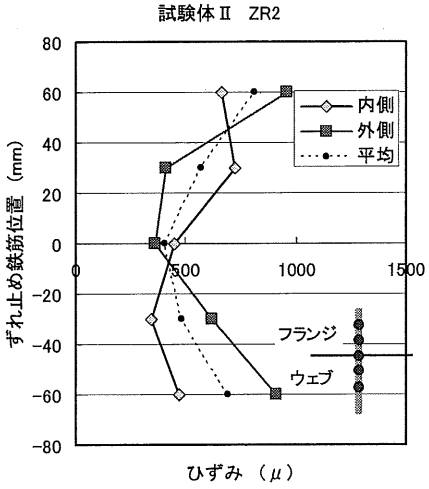
図-6.7.6 ずれ止め鉄筋ひずみ （試験体Ⅱ）

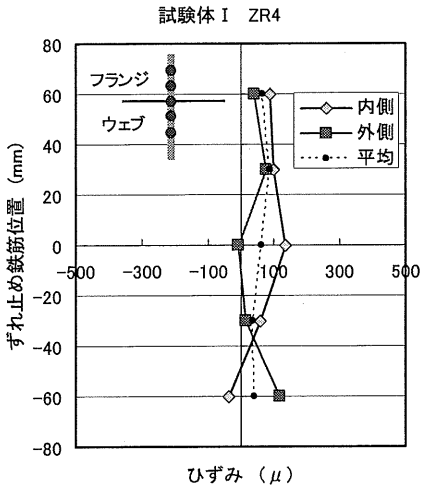
(2) ずれ破壊前のひずみ分布

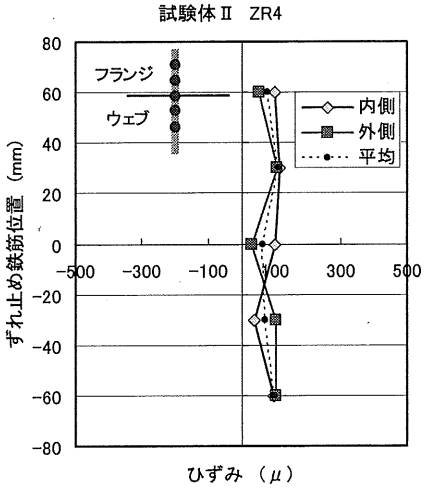
ずれ止め鉄筋ひずみのずれ破壊直前の軸方向分布を図-6.7.7 に示す。ずれ止め鉄筋のけた端側(外側)とけた支間中央側(内側)のひずみ，及び平均値を示した。試験体Ⅱの ZR2 を除き，ずれ止め鉄筋の接合面位置の平均ひずみ(軸方向成分)は，特に大きな値を示す傾向は認められず，曲げ成分ひずみもほとんどが 100μ以下と軽微であった。試験体Ⅱの ZR2 では，他の位置より引張ひずみが大きかった。接合面より上フランジやウェブに位置するひずみの方が大きい傾向が見られた。これは，前項(1)で述べたように曲げひび割れの影響によるものと推察される。試験体Ⅰのずれ破壊直前の引張成分は 65μ程度であった。両試験体の曲げ成分も小さく，70μ程度であった。

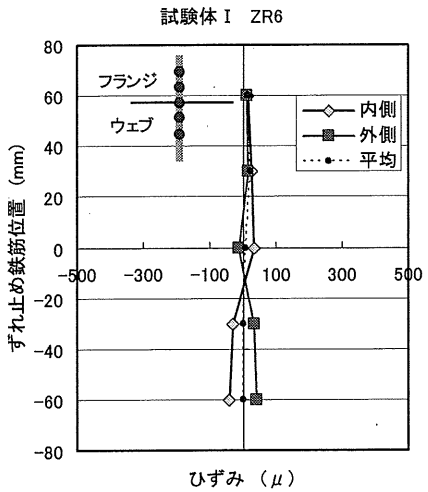


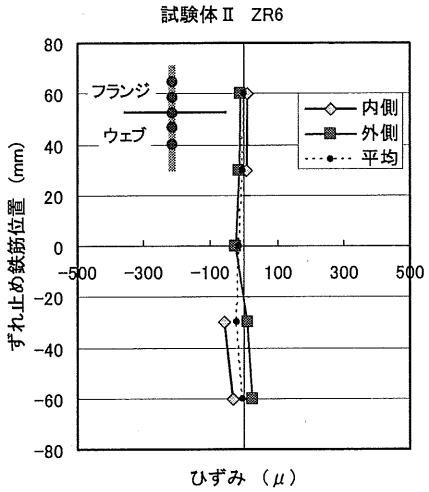










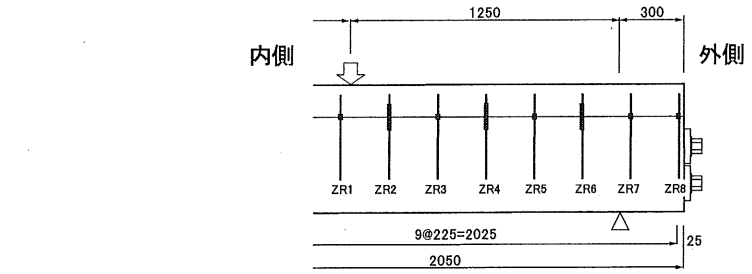


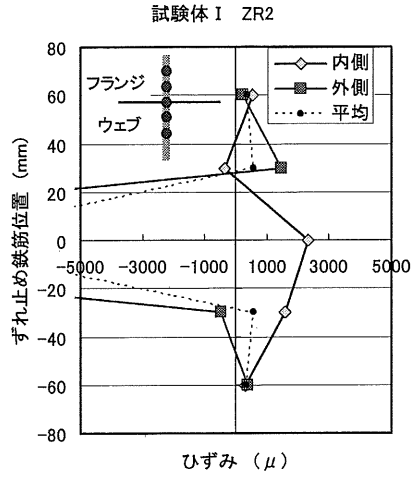
試験体Ⅰ（荷重 591kN 時）　　試験体Ⅱ（荷重 957kN 時）

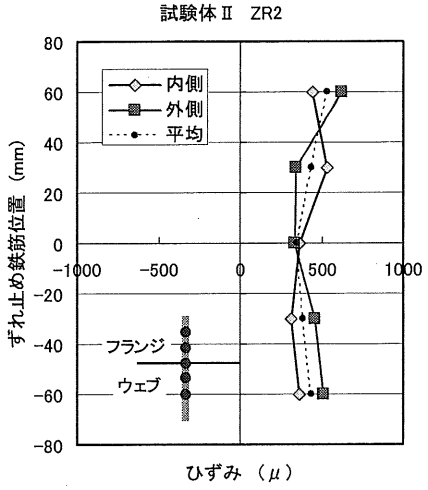
図-6.7.7　ずれ破壊直前のずれ止め鉄筋ひずみ分布

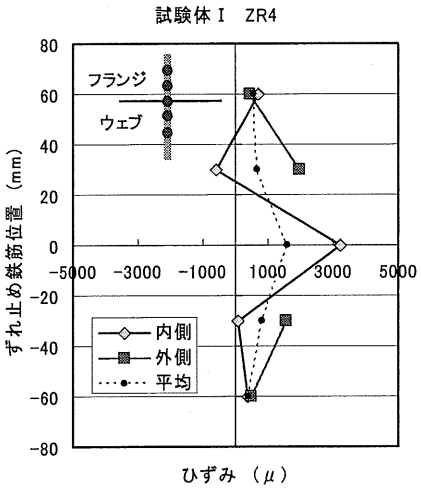
(3) ずれ破壊後のひずみ分布

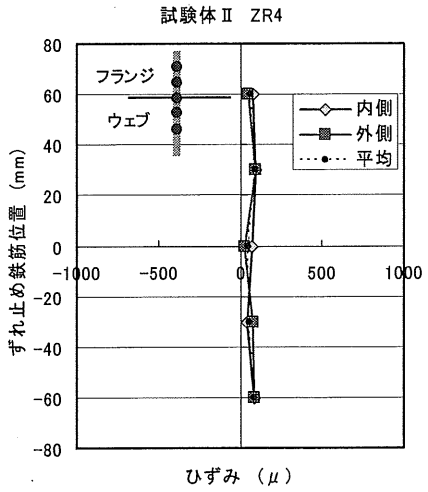
ずれ破壊直後のずれ止め鉄筋のひずみ分布を図-6.7.8 に示す。試験体Ⅰの場合，ずれ破壊直後にずれ変位は1～2 mm 程度まで急激に増加していたため(図-6.2.2)，ずれ破壊が生じた側のずれ止め鉄筋はいずれも降伏しており，接合面付近で 2%を超えるひずみが生じていた。試験体Ⅱの場合，測定側でずれ破壊が生じなかったため，ずれ破壊直後の荷重低下に応じて，ずれ破壊直前よりもひずみが低下していた。

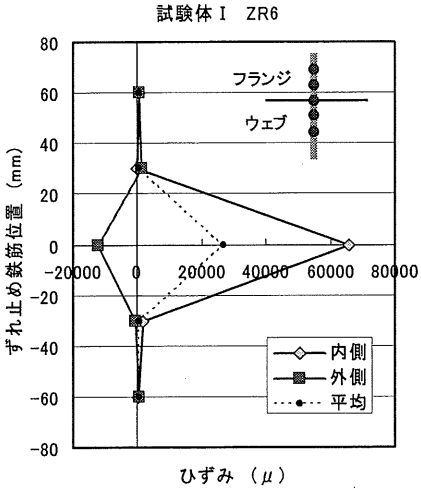


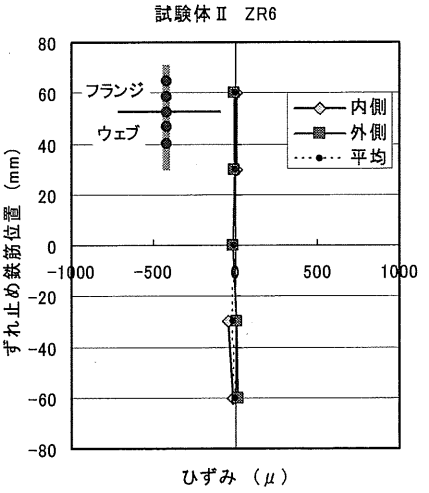












試験体Ⅰ（荷重 399kN）　　試験体Ⅱ（荷重 612kN）

図-6.7.8　ずれ破壊直後のずれ止め鉄筋ひずみ分布

(4) 接合面に作用するせん断応力度とずれ止め鉄筋ひずみの関係

試験体Ⅰでは，接合面に作用するせん断応力度は，せん断スパン中央付近では計算値どおりの値が作用していた。図-6.7.9に，試験体Ⅰのせん断スパン中央に配置したずれ止め鉄筋のひずみ(接合面における曲げ成分及び軸方向成分)とせん断応力度(式(3.1)による)の関係を示す。本文では，ずれ止め鉄筋の曲げひずみから接合面における作用せん断応力度を簡易に把握する方法として，次に示すずれ止め鉄筋の曲げひずみ ε (接合面での値)とせん断応力度 v の関係(回帰式)を用いる。

$$v = 3\times10^{-6}\varepsilon^{3} - 0.0011\varepsilon^{2} + 0.1296\varepsilon \qquad (6.1)$$

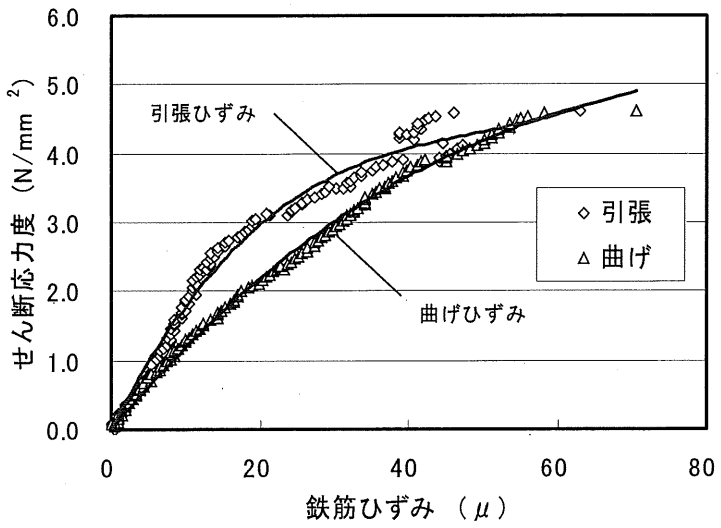


図-6.7.9 ずれ止め鉄筋ひずみとせん断応力度との関係

6.8 曲率

モーメントと曲率の関係（M-φ曲線）を図-6.8.1に示す。曲率は，傾斜計から求めた値，軸方向鉄筋ひずみの分布から求めた値，および計算結果によるものである。傾斜計の曲率は，左右の載荷点下のウェブ位置に取り付けた2測点の平均値を用いた。測定値と計算値はほぼ一致している。

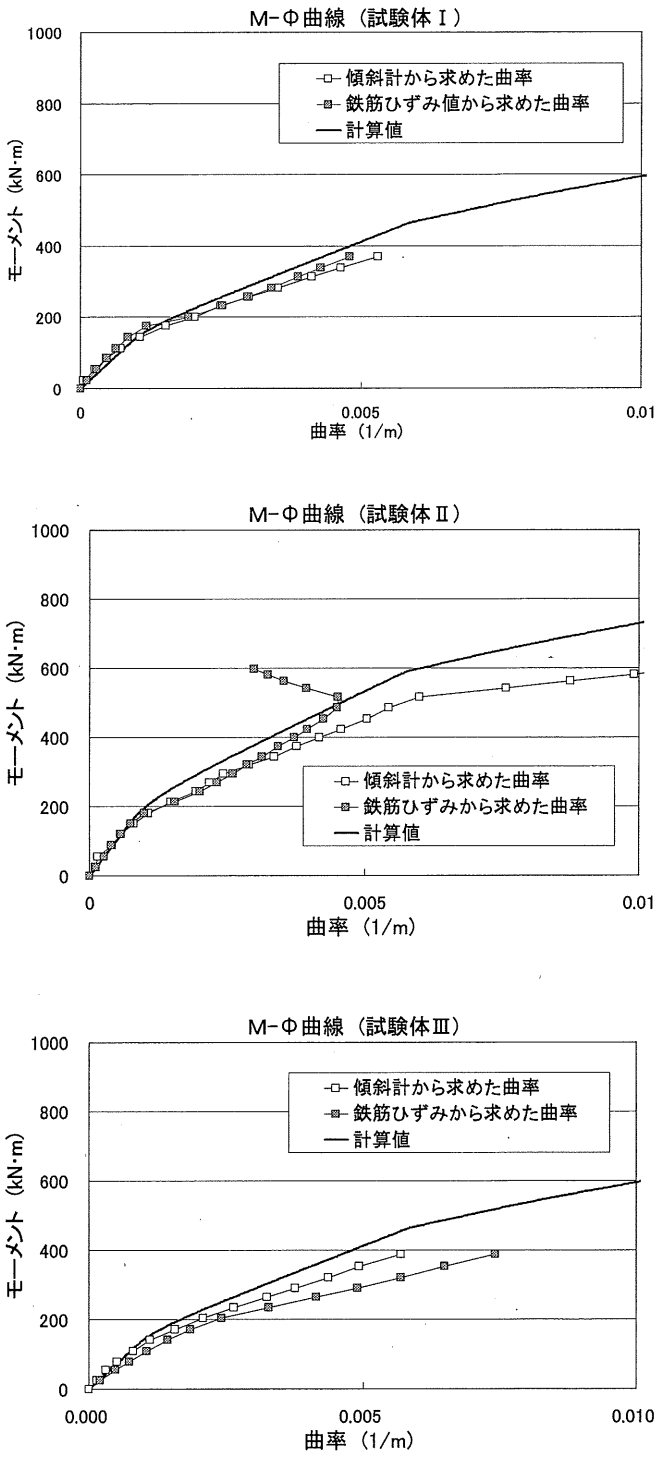


図-6.8.1 モーメント－曲率の関係

6.9 接合面のせん断強度

表-6.9.1 に，試験体Ⅰ～Ⅲの接合面のせん断強度を示す。旧土研・PC 建協の共同研究[6.1]及び 2003～2005 年にかけて実施したプッシュオフ試験[6.2]のうち，接合面の仕上げをほうき目仕上げとした場合の結果を合わせて示す。また，旧土研・PC 建協の共同研究でのはり試験結果と，そのはり試験と同程度の接合面仕上げのプッシュオフ試験結果も示す。はり試験体の接合面のせん断強度は，式(3.1)を用いて算出したずれ破壊時に接合面に作用していたせん断応力度である。プッシュオフ試験の接合面のせん断強度は，ずれ破壊が生じた荷重(文献 6.1)の結果は接合面にひび割れが発生した荷重)を接合面積で除した値である。旧土研・PC 建協の共同研究で報告されているように，はり試験体Ⅰ～Ⅲにおいても，接合面のせん断強度がプッシュオフ試験の結果に比べて大きい傾向が見られた。

表-6.9.1　ほうき目仕上げの場合における接合面のせん断強度

文献	試験体記号	試験体	仕上げ方法 ほうき目	ずれ止め 鉄筋比 (%)	コンクリート圧縮強度 (N/mm²)	ずれ止め鉄筋の降伏点 (N/mm²)	接合面のせん断強度 (N/mm²)
本文	I	はり	0.73 mm	0.21	39.6	370	4.63
〃	II	はり	0.91 mm	0.14(+ｺｯﾀｰ)	40.7	370	4.73
〃	III	はり	0.82 mm	(ｺｯﾀｰのみ)	42.1	370	4.86
報告書I	標-03-2	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	0.8 mm(推定)	0.20	38.8	340	2.33
〃	標-03-1	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	0.8 mm(推定)	0.10	38.8	361	0.93
〃	細-05-2	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	0.35 mm	0.20	35.2	367	1.63
〃	細-05-1	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	0.28 mm	0.10	35.2	367	1.12
〃	標-05-2	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	0.83 mm	0.20	35.2	367	2.47
6.1)	PH1-05-300-1	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.05	39.0	305	1.36
〃	PH1-05-300-2	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.05	39.0	305	0.91
〃	PH1-05-300-3	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.05	32.0	305	1.10
〃	PH1-10-300-1	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.10	32.0	332	1.14
〃	PH1-10-300-2	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.10	32.0	332	0.94
〃	PH1-10-300-3	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.10	32.0	332	0.76
〃	PH1-15-300-1	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.15	32.0	323	1.48
〃	PH1-15-300-2	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.15	32.0	323	1.22
〃	PH1-15-300-3	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.15	32.0	323	1.08
〃	PH1-20-300-1	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.20	22.9	332	1.68
〃	PH1-20-300-2	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.20	22.9	332	1.55
〃	PH1-20-300-3	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.20	22.9	332	1.19
〃	PH2-10-300-1-c-1	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.10	38.2	332	1.26
〃	PH2-10-300-1-c-2	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.10	38.2	332	1.41
〃	PH2-10-300-1-c-3	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.10	38.2	332	1.07
〃	PH2-10-300-1-d-1	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.10	38.2	332	1.25
〃	PH2-10-300-1-d-2	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.10	38.2	332	1.04
〃	PH2-10-300-1-d-3	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	2時間以内仕上	0.10	38.2	332	0.93
〃	G2	はり	3.5時間以内仕上	0.1	51.9	358	3.94
〃	G3	はり	3.5時間以内仕上	0.2	42.9	358	4.13
〃	PH3-10-300-1	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	3.5時間以内仕上	0.1	25.7	332	1.74
〃	PH3-10-300-2	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	3.5時間以内仕上	0.1	25.7	332	1.38
〃	PH3-10-300-3	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	3.5時間以内仕上	0.1	25.7	332	1.24
〃	PH3-20-300-1	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	3.5時間以内仕上	0.2	22.9	332	1.84
〃	PH3-20-300-2	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	3.5時間以内仕上	0.2	22.9	332	1.72
〃	PH3-20-300-3	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	3.5時間以内仕上	0.2	22.9	332	1.65
〃	G1	はり	洗い出し*	0.1	50.8	358	3.20
〃	PA1-10-300-1	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	洗い出し*	0.1	39.0	332	1.98
〃	PA1-10-300-2	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	洗い出し*	0.1	39.0	332	2.00
〃	PA1-10-300-3	ﾌﾟｯｼｭｵﾌ	洗い出し*	0.1	39.0	332	2.53

*) 洗い出しの結果も参考として示した。

7．解析

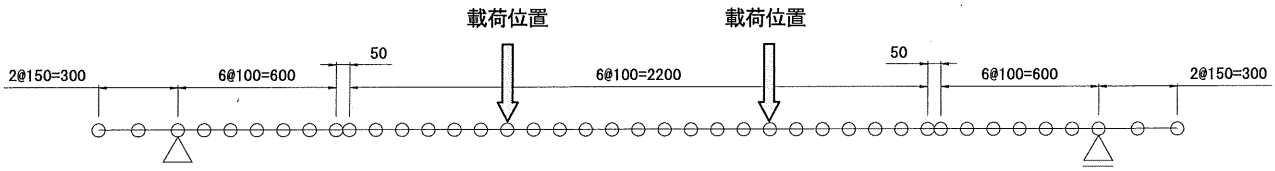
7.1　ファイバーモデルによる曲げ解析

(1)　計算モデル

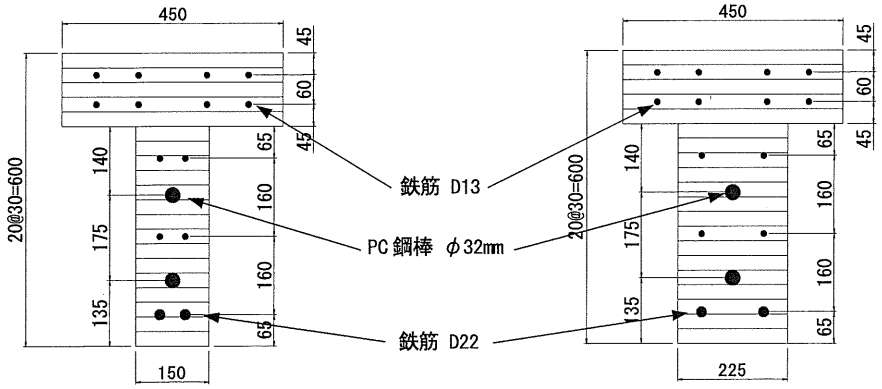
計算モデルは，2種類のファイバーモデルである。

一体はりの解析モデル(図-7.1.1)は，はり高さ方向に30分割し，鋼材図心位置に鋼材要素を配置した。はり軸方向の要素サイズは，100mm を標準とした。コンクリート要素は，フランジの実測圧縮強度を用いてモデル化を行った。コンクリートの引張強度は考慮していない。鉄筋及びPC鋼材は，引張試験実測値からモデル化した。

重ねばりの解析モデル(図-7.1.2)は，フランジとウェブを分割してモデル化し，それぞれの重心をバネ要素で連結した。バネ要素は，はり軸方向及び鉛直方向の剛性が非常に大きい剛部材としている。フランジ及びウェブとの接合位置はピン結合（回転剛性が小さい）としている。フランジ及びウェブのコンクリート強度は，それぞれの実測圧縮強度を用い，引張強度は考慮していない。鉄筋及びPC鋼材は，引張試験実測値からモデル化した。

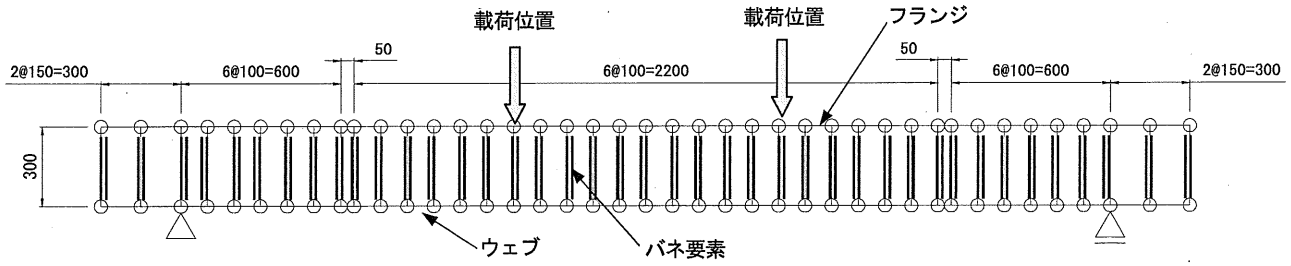


(a)　一体はり要素モデル

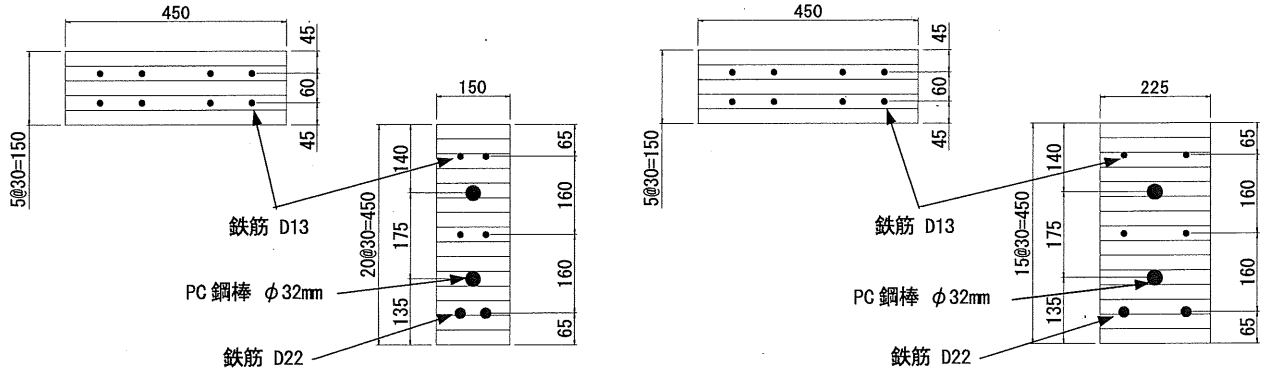


(b)　断面分割モデル（試験体Ⅰ，Ⅲ）　　(c) 断面分割モデル（試験体Ⅱ）

図-7.1.1　一体はり解析モデル



(a)　重ねばり要素モデル



（ⅰ）　上フランジ　　（ⅱ）　ウェブ　　（ⅰ）　上フランジ　　（ⅱ）　ウェブ

(b)　断面分割方法（試験体Ⅰ，Ⅲ）　　(c) 断面分割方法（試験体Ⅱ）

図-7.1.2　重ねばり解析モデル

(2) 計算結果

せん断スパンのフランジとウェブとの接合面に作用するせん断応力度とスパン中央たわみの関係を図-7.1.3 に示す。せん断応力度は式(3.1)及び表-7.1.1 の値によった。なお，けたに曲げひび割れが生じた後，接合面にずれ破壊が生じた後も同式によってせん断応力度を算出している。図中の「計算値」は，一体はり解析モデルによる計算値であり，「重ねばり計算値」は重ねばり解析モデルによる計算値である。

実測値と一体はりの計算とは，ずれ破壊に至るまで概ね一致している。試験体Ⅰ～Ⅲのずれ破壊時のせん断応力度は，それぞれ 4.63N/mm^2，4.73N/mm^2 及び 4.86N/mm^2 であり，ほとんど差が見られなかった。

試験体Ⅱは，コッターを追加した固定側でずれ破壊が生じたことから，コッターが負担する抵抗力は非常に小さかったと考えられる。また，試験体Ⅰ，Ⅲの結果から，ずれ止め鉄筋比 0.21%やコッターのせん断伝達耐力への寄与は同程度であったことがわかる。したがって，試験体Ⅰ～Ⅲにおけるずれ止め鉄筋及びコッターはずれ破壊耐力にほとんど寄与していなかったと考えられる。

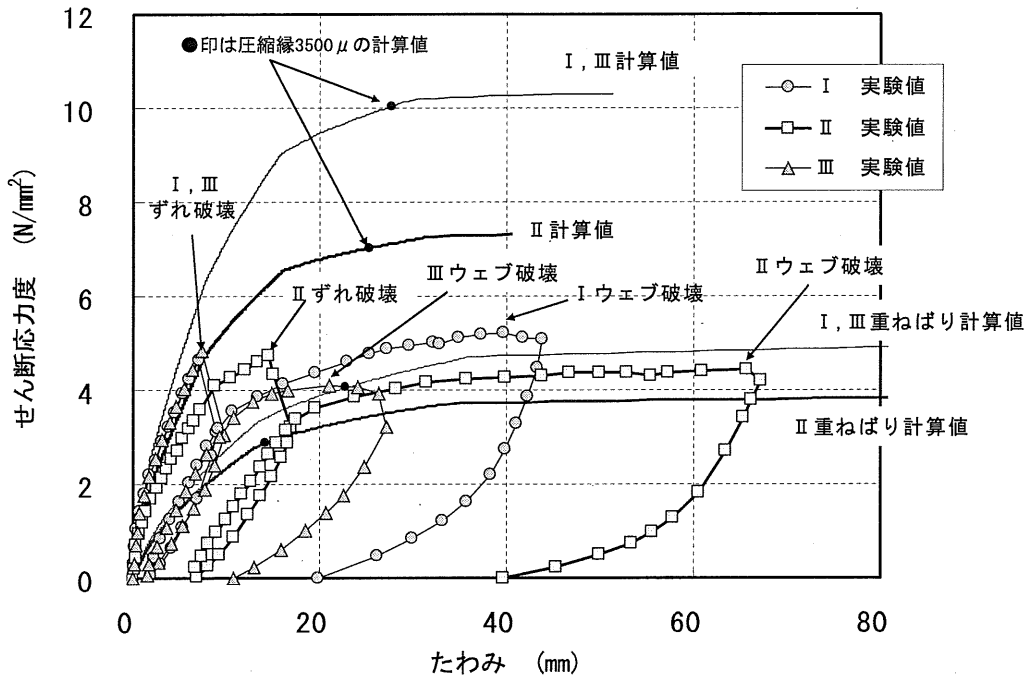


図-7.1.3 せん断応力度とたわみの関係

表-7.1.1 各試験体の断面定数（実データを考慮した値）

試験体	Ⅰ (m^4)	Q (m^3)
Ⅰ	0.00414	0.0096
Ⅱ	0.00525	0.0114
Ⅲ	0.00425	0.0100

7.2 FEM解析

(1) 計算モデル

1) はり試験体

はり試験体は，支間中央で対称であることから，けたの 1/2 をモデル化した。支間中央の境界条件は，鉛直方向のみ可動とし，その他の移動および回転は固定としている。はり要素は 25～30mm 程度の大きさのソリッド要素とし，弾性計算を行った。はり全体の載荷荷重を 400 kN とし，モデルには載荷点に 200 kN を幅(100mm)×ウェブ幅(450mm)に等分布荷重として与えた(図-7.2.1)。コンクリートのヤング係数は 3.1×10^4 N/mm^2 とした。

2) プッシュオフ試験体

報告書Ⅰ[7.1]のプッシュオフ試験体も，図-7.2.2 のとおり，中央対称であったことからその 1/2 をモデル化した。接合面には切り欠きが設けられているのでこれを再現した。要素は 25～30mm 程度のソリッド要素とした。せん断面の要素は，切り欠き形状を再現するため，厚さを 5mm としている。対称面の境界条件は，鉛直方向のみ可動として回転は固定している。支持ブロック下端の水平方向支持条件を固定とスライド(自由)の２種類について計算した。全体の載荷荷重を 1000 kN とし，モデルには載荷点に 500 kN を主げた側コンクリートの上面に等分布荷重として与えた(図-7.2.2)。モデルはすべて同一材料の弾性体とし，ヤング係数 3.1×10^4 N/mm^2 として計算した。

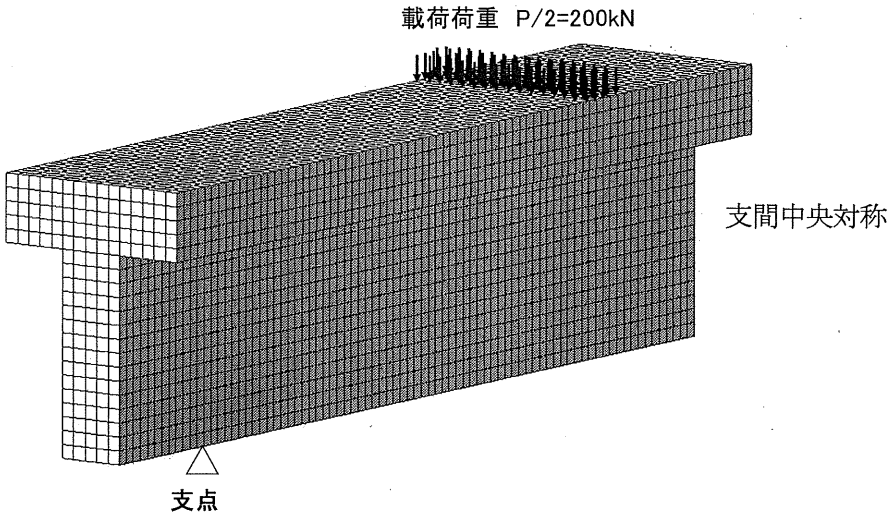
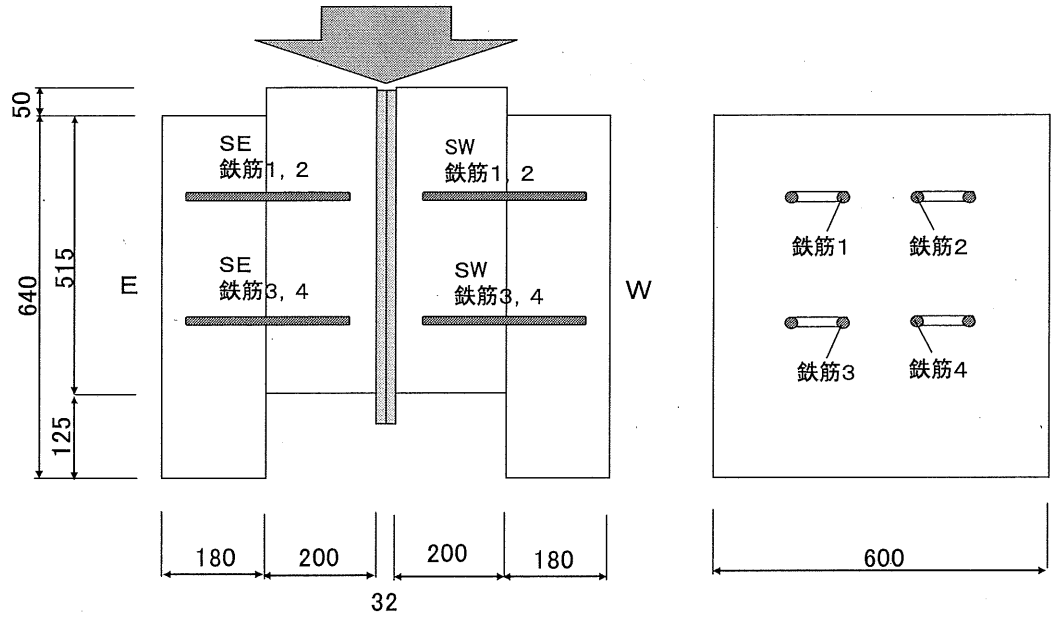
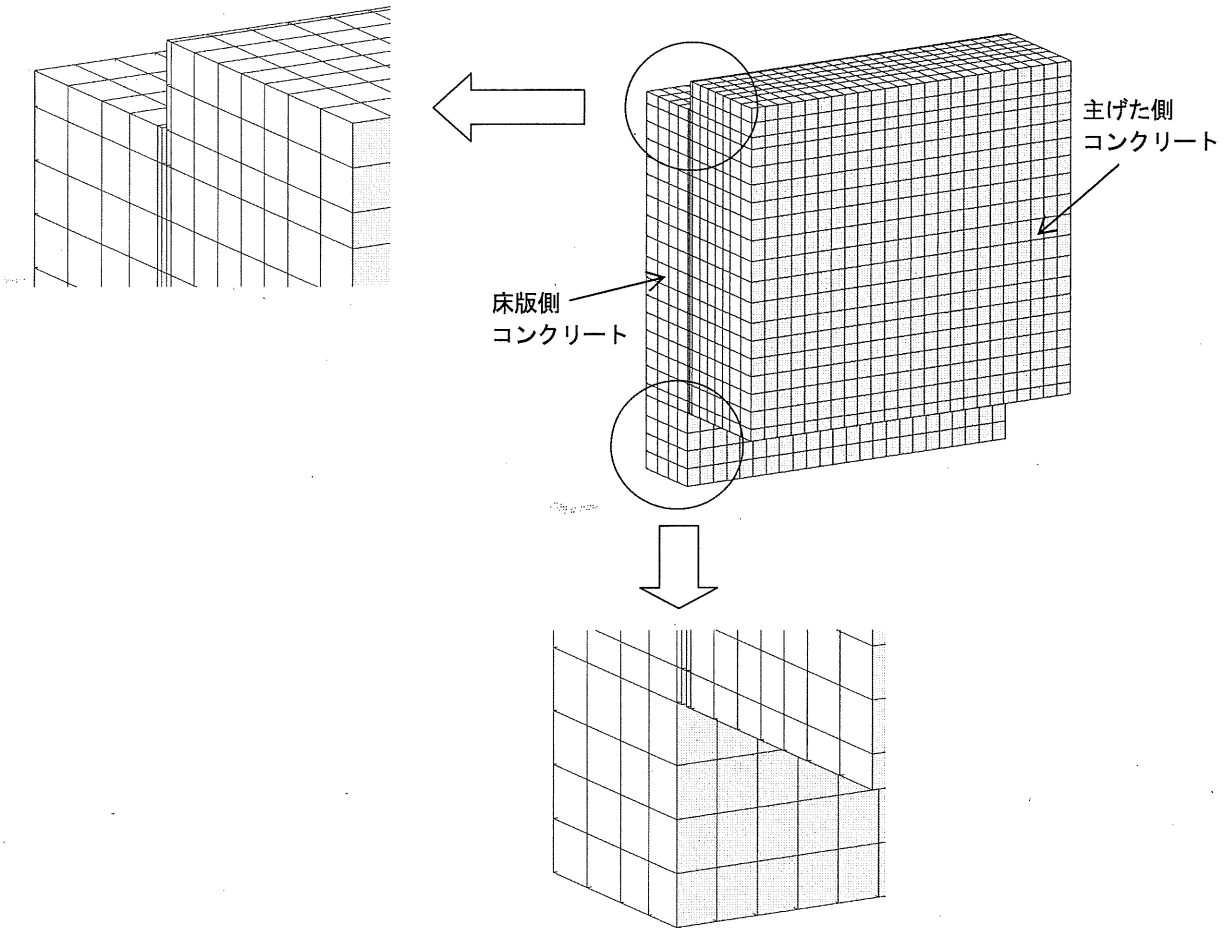


図-7.2.1 はり試験体の FEM 解析モデル



(a) プッシュオフ試験体の概要図



(b) 解析モデル

図-7.2.2 報告書Ⅰのプッシュオフ試験体の FEM 解析モデル

(2) はり試験体に関する計算結果

1) 接合面に作用するせん断応力度

試験体Ⅰを例に，弾性FEMによる計算結果を図-7.2.3に示す。

図-7.2.4に，ずれ破壊直前の接合面に作用していたせん断応力度の分布を示す。ウェブ上縁付近で測定したコンクリートひずみから得られたせん断応力度，及びずれ止め鉄筋の曲げひずみから式(6.1)により推定したせん断応力度について記号を変えて示した。また，図には式(3.1)による計算値とFEMによる計算値も示す。

試験体Ⅰでは，実験値が概ねFEMの計算値に近い分布を示し，せん断スパン中央付近での実測値は弾性理論の結果と概ね一致していた。試験体Ⅱでは，載荷点付近での実測値がFEMの計算値に近い値を示しているが，せん断スパン中央付近から支点の範囲での実測値は計算値より小さい傾向であった。

2) 接合面に作用する垂直応力度

図-7.2.5に，FEMで得られた接合面に垂直に作用する応力分布を示す。同図に示した垂直応力度は，載荷荷重400kN（載荷点あたり200kN）時の値である。垂直応力のけた軸方向の分布をみると，載荷点付近及び支点上で圧縮応力度の最大値を示し，せん断スパン中央でほぼ0 N/mm²(むしろやや引張応力が作用していた)となる。FEMでの圧縮応力度の作用範囲は載荷点で750 mm，支点上で675 mmであった。

FEMでは，ウェブ幅方向を5分割(供試体Ⅱは8分割)していたので，各要素の垂直応力分布を示した。接合面の垂直応力度は，載荷点付近で幅方向の差が大きく，ウェブ幅端部(ウェブ表面付近)で大きく，中心にいくほど小さくなる。試験体Ⅱの場合，その差は比較的軽微であった。これらは，フランジ張り出し部に載荷された荷重による負担が，接合面ではウェブの表面付近に集中する傾向にあり，フランジ幅が比較的小さかった試験体Ⅱの場合にこの影響が小さくなったものと考えられる。

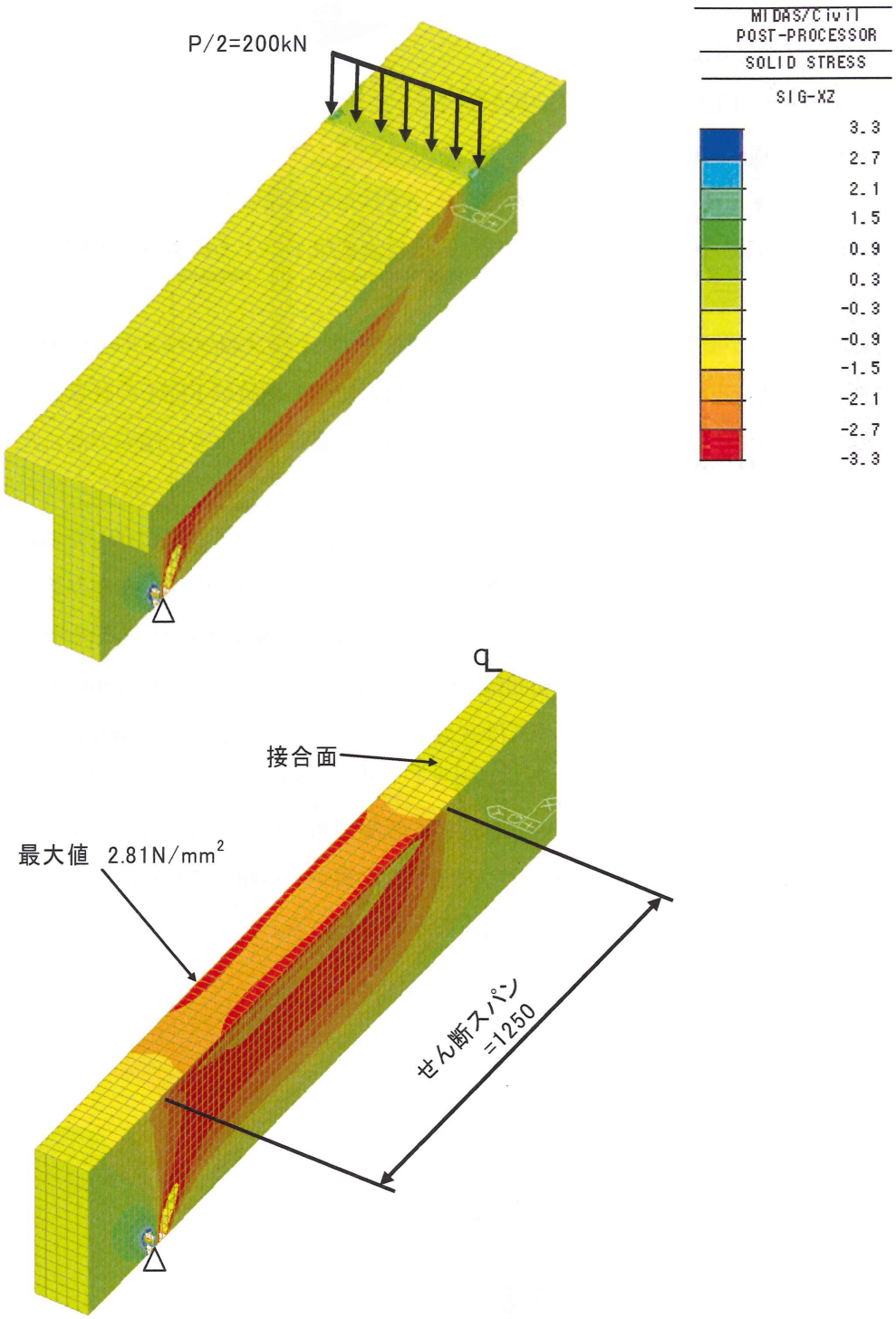
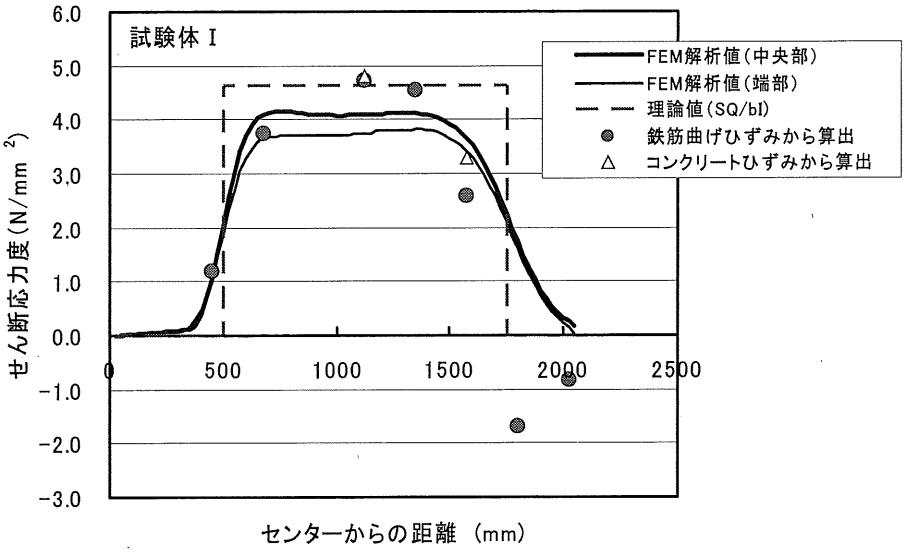
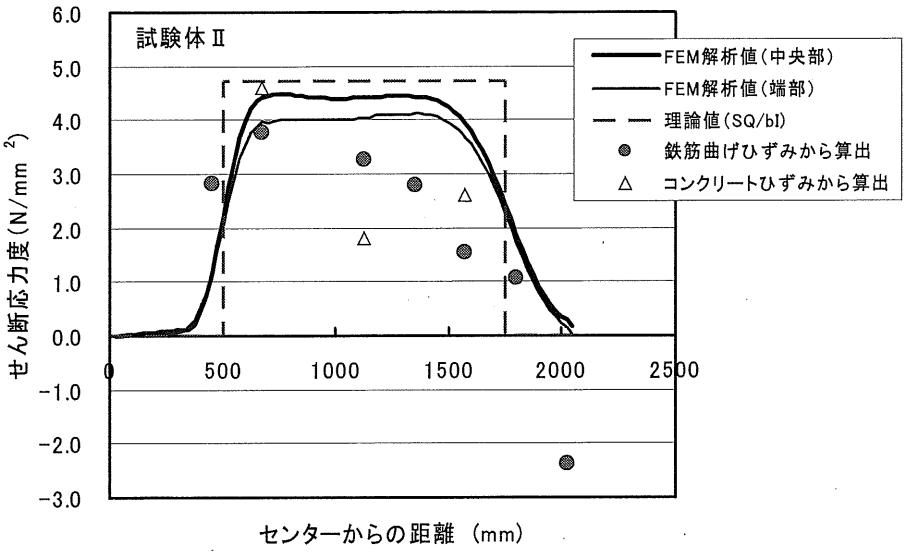


図-7.2.3　弾性 FEM 結果（はり軸方向せん断応力度）

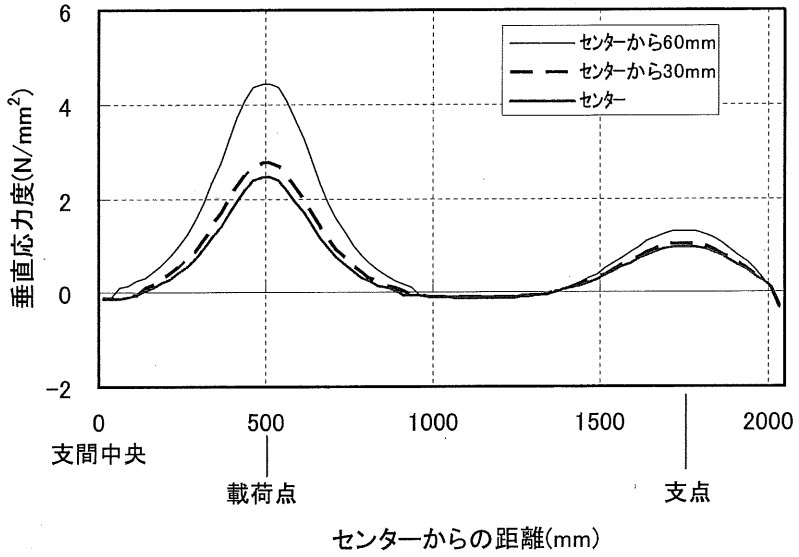


(a) 試験体Ⅰ (591kN)

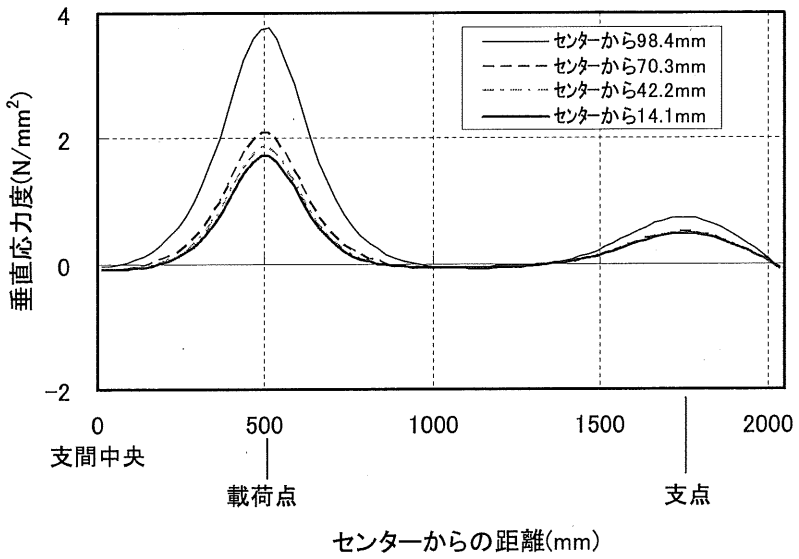


(b) 試験体Ⅱ (638kN)

図-7.2.4 接合面に作用するせん断応力度



(a) 試験体Ⅰ，Ⅲ



(b) 試験体Ⅱ

図-7.2.5 接合面の垂直応力度分布

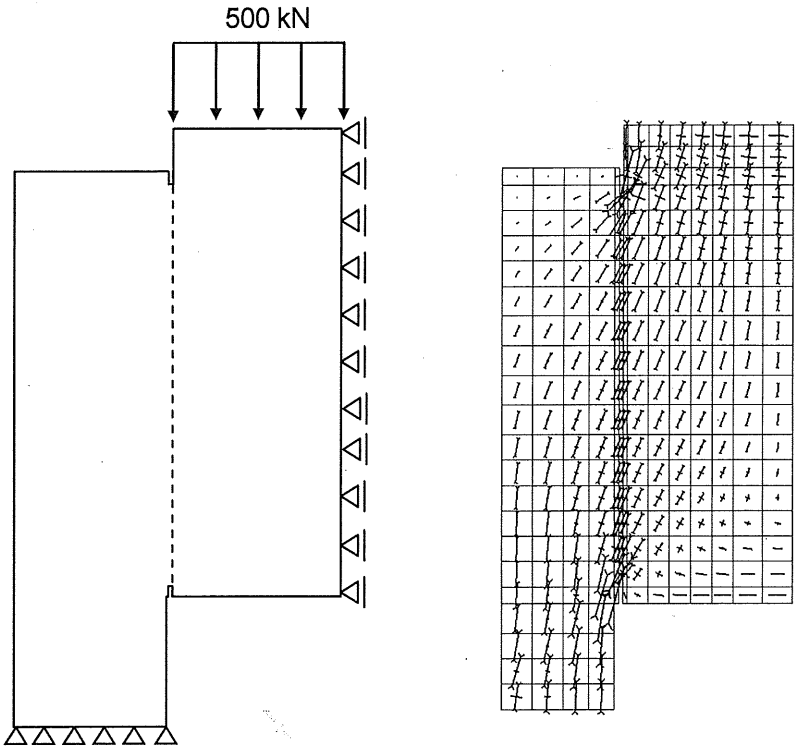
注) 凡例は幅方向中央(センター)から各要素の中心までの距離を示す。

(3) プッシュオフ試験体に関する計算結果

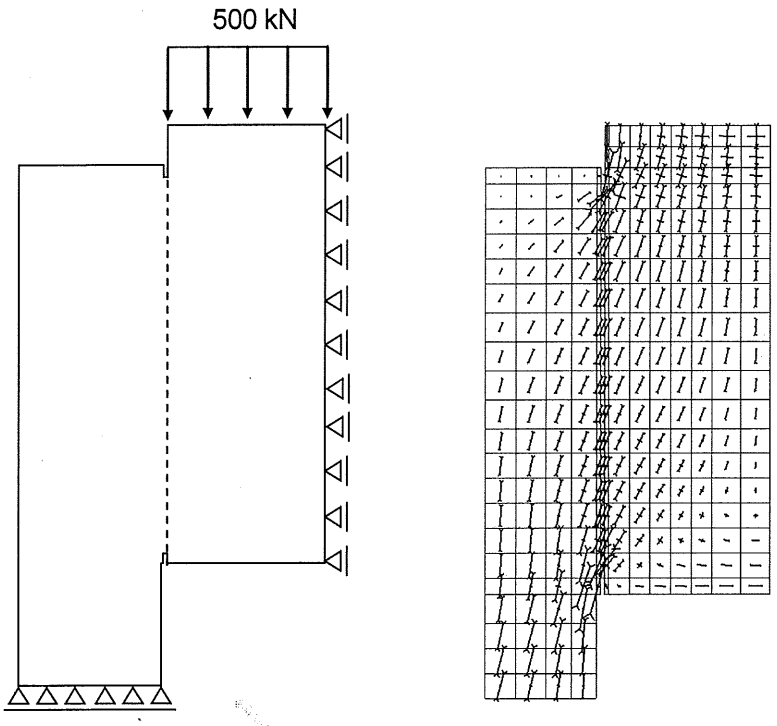
図-7.2.6～8 に計算結果を示す。図-7.2.7～8 に示した接合面のせん断応力度及び垂直応力度の値は，接合面幅方向の平均値で示した。

接合面に作用するせん断応力度は，上下端部で高い値を示しており，中央部では低い値を示す。支持面固定モデルの最大値は，最下段要素で 3.15 N/mm^2 であり，最小値は接合面下端から約 300mm の位置で 1.46 N/mm^2 であった。支持面スライドモデルの最大値は，最下段要素で 3.32 N/mm^2 であり，最小値は接合面下端から約 300mm の位置で 1.42 N/mm^2 であった。メッシュに依存するところもあるが，このモデルの範囲では，接合面に作用する最大せん断応力度は，平均値(1.74 N/mm^2)に対して 1.8～1.9 倍であった。

接合面に作用する垂直応力度は，接合面上半分が圧縮，下半分(下端近傍を除く)は引張を示し，上下端では高い圧縮応力度が作用していた。

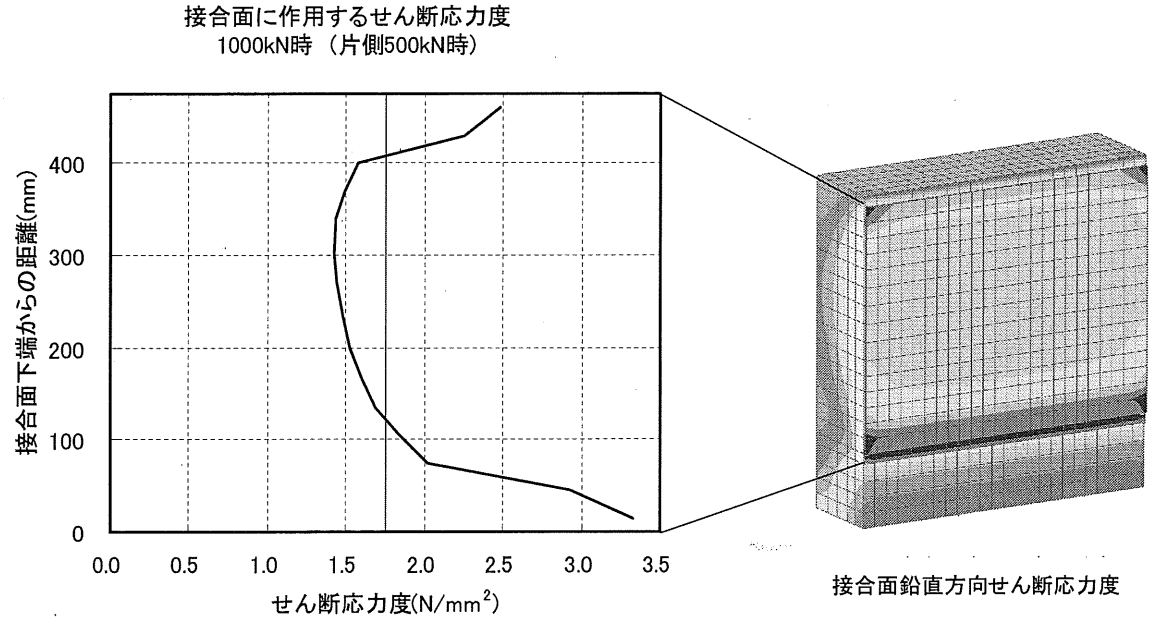


(a)　支持面固定モデル

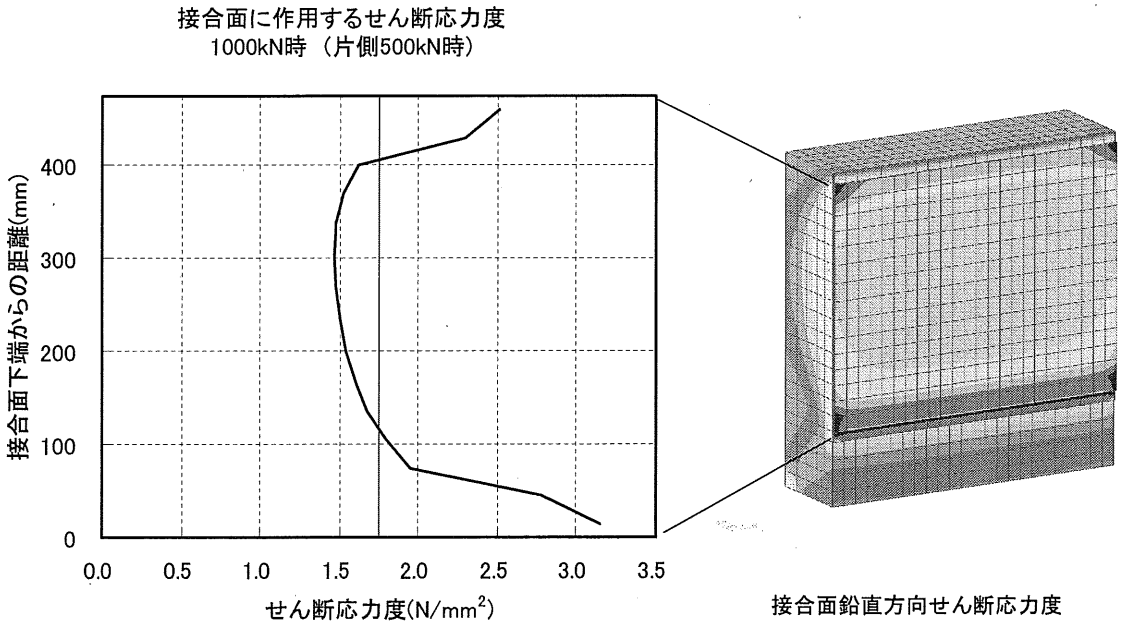


(b)　支持面スライドモデル

図-7.2.6　矢線図

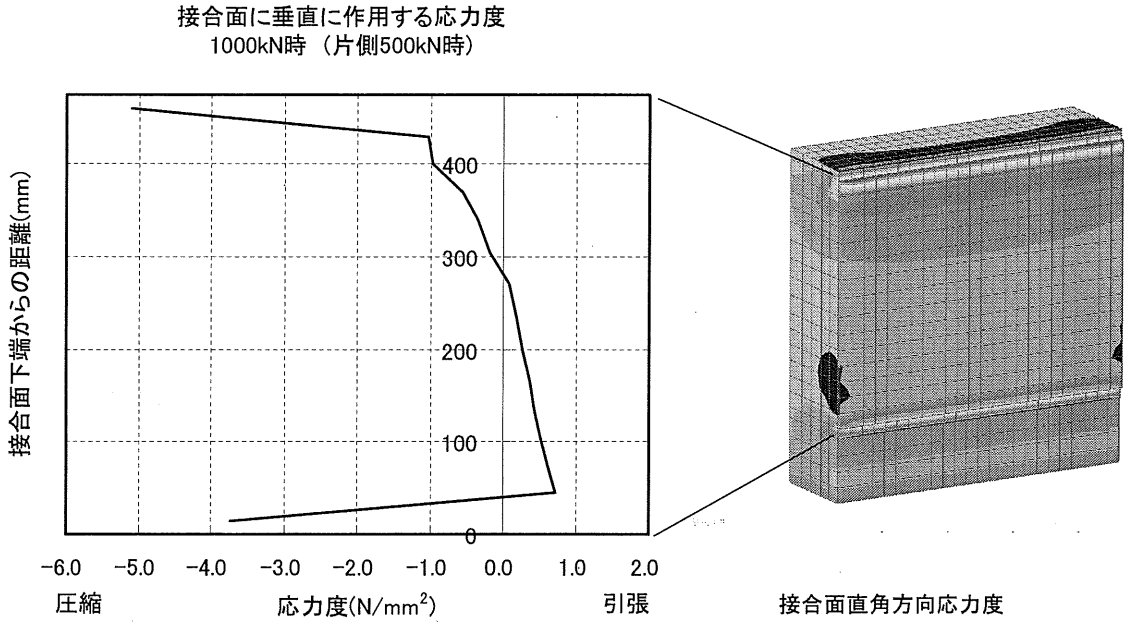


(a)　支持面固定モデル

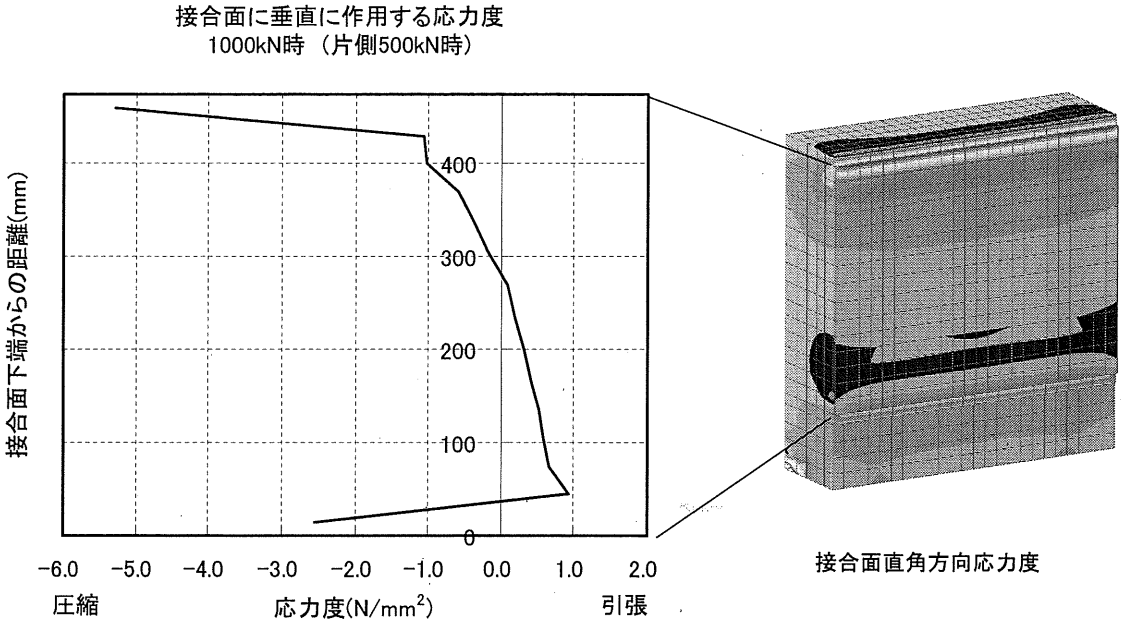


(b)　支持面スライドモデル

図-7.2.7　接合面のせん断応力度分布



(a)　支持面固定モデル



(b)　支持面スライドモデル

図-7.2.8　接合面に垂直に作用する応力度の分布

8．考察

8.1　垂直応力を考慮した付着によるせん断伝達耐力

試験体ⅠとⅡの比較からずれ止め鉄筋量が同じであっても接合面の幅が変わることによってずれ発生荷重が大きく異なったこと，また，試験体ⅠとⅢの比較からずれ止め鉄筋の有無に関係なくずれ発生荷重が概ね同等であったことから，試験体Ⅰ～Ⅲのずれ破壊は，主として接合面の付着切れが主因となってずれ発生が生じたものと推察される。報告書Ⅱでは，ずれ止め鉄筋比が 0.5 %以下では，せん断伝達耐力が付着に依存することを述べたが，はり試験においても同様の結果であった。報告書Ⅱでは，接合面の処理方法及び接合面に垂直に作用する応力度(以下，直応力という)を考慮した，付着によるせん断伝達耐力の算定方法を示した。ここでは，弾性 FEM 解析(一体はり)の結果から得られた接合面の垂直応力度分布を用いて，報告書Ⅱに示した方法に基づき，付着によるせん断伝達耐力を算定し，試験結果と比較を行う。

図-8.1.1(a)に，修正 Cowan 理論(報告書Ⅱ[8.1]，7.9 節) に基づき算定した，標準ほうき目仕上げの接合面におけるせん断強度を直応力との関係で示す。ここでは，以下の検討を簡単にするため，図中(太線)に示すとおり回帰により一次式に単純化した。この式では，接合面の仕上げの程度によって引張強度及びせん断強度が低下することを考慮している。はり試験の仕上げの程度は，接合面の表面粗度及び処理方法がプッシュオフ試験の供試体 No.15 (報告書Ⅰ[8.2])と概ね同じ標準ほうき目仕上げとしたことから，そのときの接合面の引張強度(推定値，1.05 N/mm^2，報告書Ⅱ)を用いた。

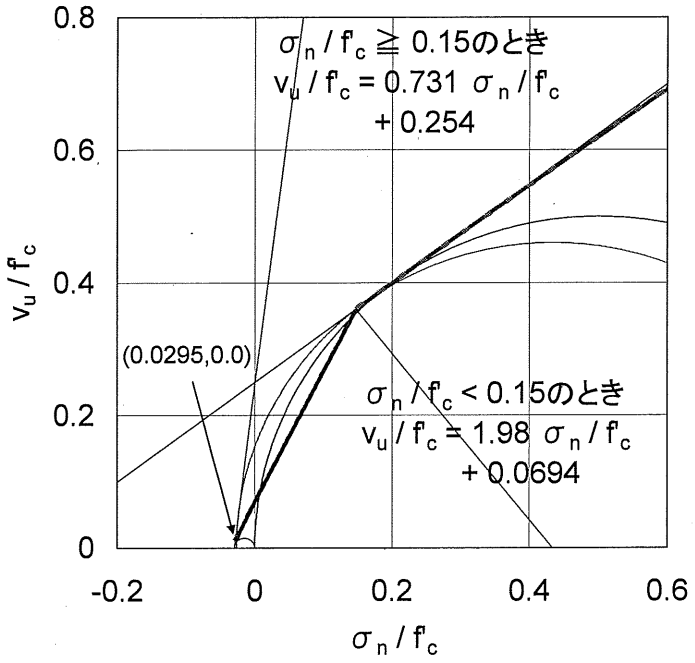
前掲図-7.2.5 に基づき，図-8.1.2 に試験体Ⅰ～Ⅲの最大荷重時において接合面に作用していたと考えられる直応力の分布を，フランジ側コンクリートの圧縮強度 f_c との比で示す。なお，これらの検討においては，FEM から得られた垂直応力度分布は 400 kN(片側 200 kN)載荷時のものであることから，ここでは(最大荷重／400 kN)を乗じて換算した。また，図-8.1.1 及び図-8.1.2 から算定した付着によるせん断強度 v_c の分布を図-8.1.3 に示す(幅方向の平均値で示す)。せん断スパン中央付近では，わずかに引張側の直応力が作用していて(図-8.1.2)，v_c の値はそれに応じて小さくなるもののせん断抵抗として無視し得ないことがわかる。v_c の分布のうち，図-8.1.3 に示した範囲(載荷点から桁端部まで)を積分し，かつ接合面幅を乗じて付着によるせん断伝達耐力 V_u を求めるとともに，その値に相当する載荷荷重(最大荷重の計算値)を式(3.4)，表-7.1.1 により算定した。表-8.1.1 に直応力を考慮した付着によるせん断伝達耐力及び最大荷重の計算値を示す。これより，最大荷重(計算値)は試験結果とよく一致することがわかる。これらのことから，プッシュオフ試験と同様，はり試験においても接合面のずれ発生はコンクリート間の付着に依存していたものと考えられる。

この直応力の影響の程度を把握するため，直応力が作用しないとして計算した結果も表-8.1.1 に示した。これらの試験の範囲では，直応力の影響は直応力を考慮しない場合の約 1.7 倍(1/0.60)であり，はり試験体のせん断伝達耐力を推定する上で無視できないことがわかった。試験体ではフランジ自重の影響は小さかったが，実際の PC 合成桁では，床版の自重や自動車荷重も接合面のせん断伝達に寄与している部分があると考えられる。

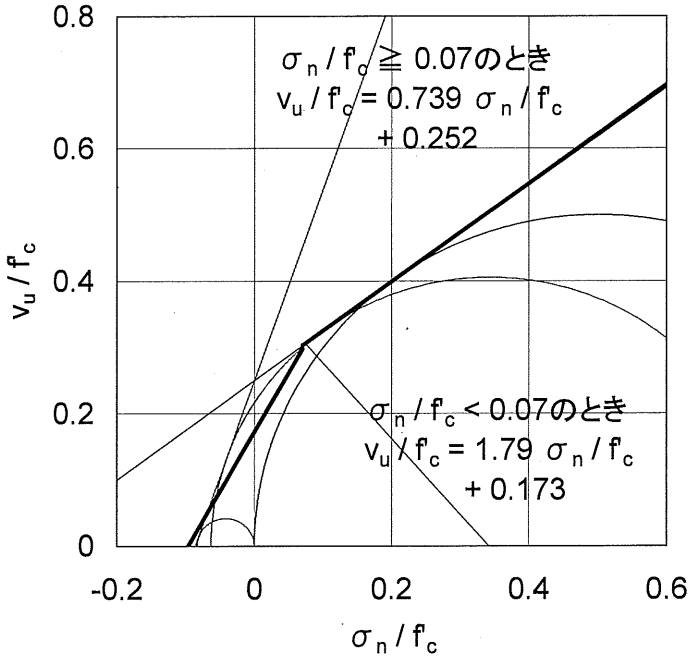
打継目の破壊形態は，σ_n / f_c が図-8.1.1 に示した変化点(今回の場合は 0.15)より小さい場合は，接合面の

せん断破壊であり，その値よりも大きいと圧縮破壊に移行する。試験体Ⅲの場合，載荷点の周辺 150 mm の範囲（試験体Ⅰも同様，試験体Ⅱは 200 mm の範囲）において，σ_n / f_c が 0.15 を超える領域が見られており(図-8.1.2 のとおり平均でみると 0.15 以下)，前掲写真-6.1.4 において，載荷点直下の破壊面が他の部分と異なっていたのは，直応力の影響により破壊形態がせん断破壊から圧縮破壊に変化した可能性があると考えられる。

同様の方法を用いて，試験体Ⅲのコッターの影響を考慮すると，付着強度分布(コッター部はウェブ側コンクリートのせん断強度)及び最大荷重の計算値はそれぞれ図-8.1.4 及び表-8.1.2 のとおりとなった。このとき，コッターのせん断強度はコンクリート一体の $v / f_c - \sigma_n / f_c$ の関係式を用いて算出した(図-8.1.1(b))。この結果によれば，計算上，コッターの影響は無視し得ないと考えられるが，実際はコッターを考慮しない計算値の方が実験値をよく近似することがわかる。試験体Ⅰ，Ⅲが同程度の荷重でずれ破壊を起こしたことや，試験体Ⅱでは，コッターを入れた側の方でずれ破壊が生じていたことから，今回のはり試験では，コッターの効果が見られなかったが，試験体Ⅲの計算値との比較においても，最大荷重にコッターの効果が見られなかった。2 章で述べたように，Hanson の研究[8.4]において，コッターを入れた場合でも，コッター以外の範囲の表面粗度が粗い場合にコッターの効果が見られないという現象が見られたが，今回の曲げ試験でもこれと同様の現象が生じたものと考えられる。



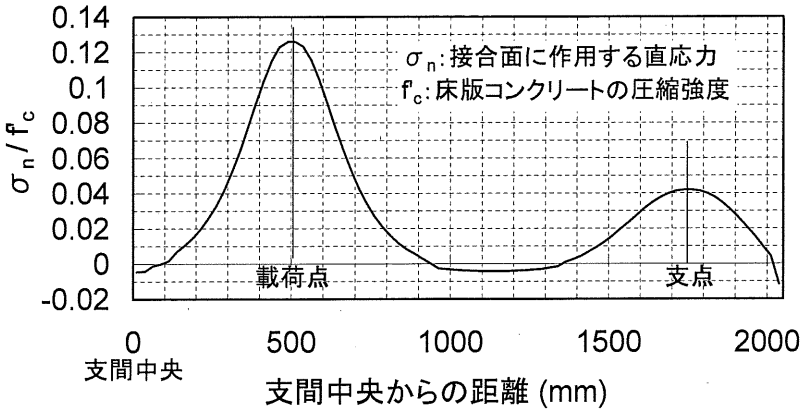
(a) 標準ほうき目仕上げの場合



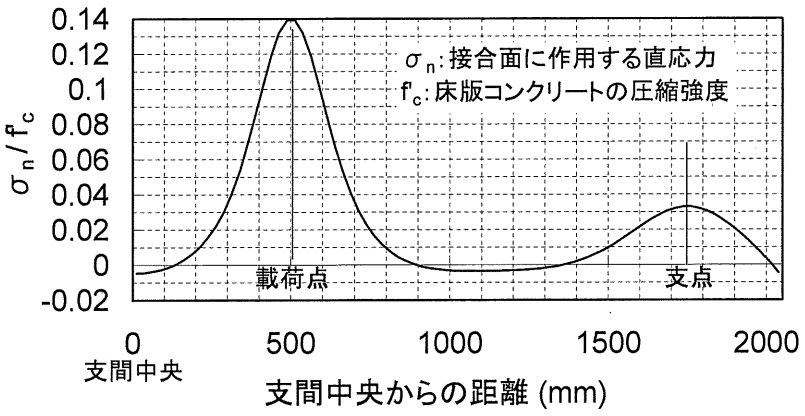
(b) コッターの場合

(打継目のないコンクリート)

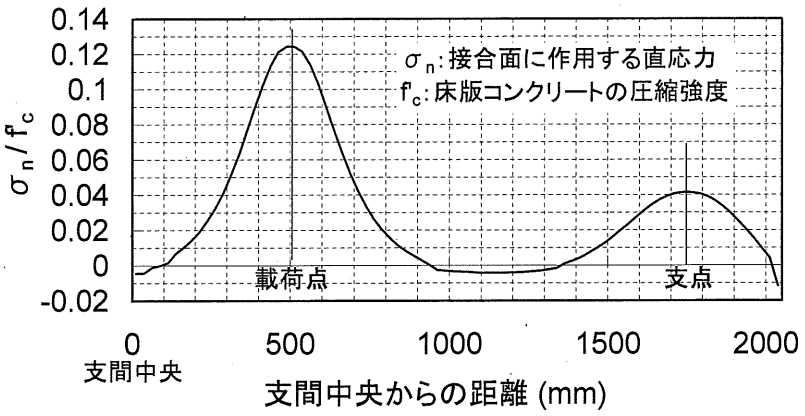
図-8.1.1 修正 Cowan 理論(報告書Ⅱ) に基づく
接合面におけるせん断強度と直応力の関係



(a) 試験体Ⅰ，P_{max} = 591 kN 載荷時



(b) 試験体Ⅱ，P_{max} = 957 kN 載荷時



(c) 試験体Ⅲ，P_{max} = 620 kN 載荷時

図-8.1.2 最大荷重時の接合面に作用する直応力の分布

(幅方向の平均値を示す)

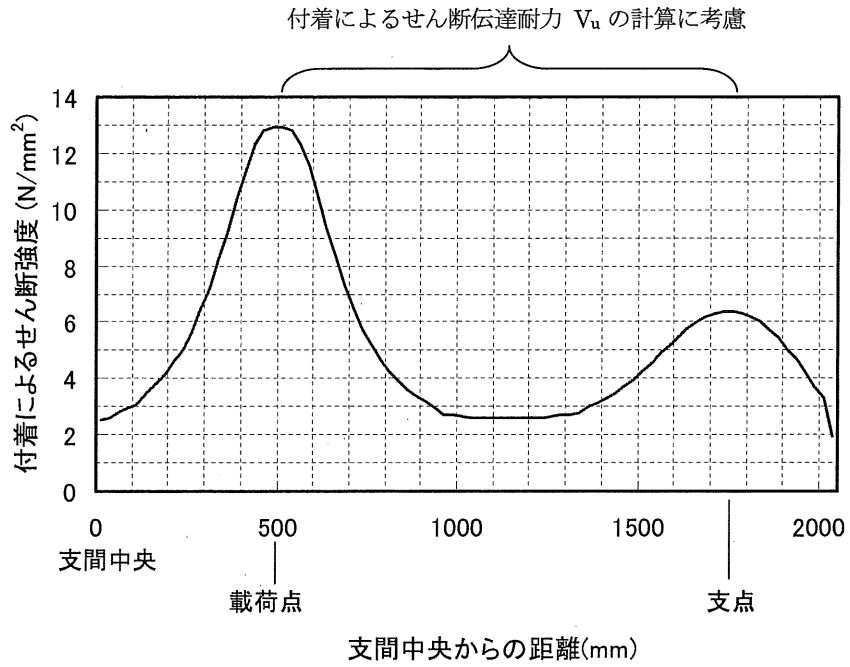


図-8.1.3　直応力を考慮した付着によるせん断強度の分布

(試験体Ⅲ，P_{max} = 620 kN 載荷時，幅方向の平均値)

表-8.1.1　付着によるせん断伝達耐力及びずれ発生荷重の計算値

試験体名	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
接合面の幅 b (mm)	150	225	150
ずれ止め鉄筋比 p (%)	0.21	0.14	0.0 *2
フランジのコンクリート圧縮強度 (N/mm2) *1	39.6	40.7	42.1
ウエブのコンクリート圧縮強度 (N/mm2)	54.1	50.6	55.2
付着によるせん断伝達耐力，計算値 (kN)	873	1259	924
ずれ発生荷重，計算値 $P_{u,cal}$ (kN)	601	926	631
ずれ発生荷重，実験値 $P_{u,ex}$ (kN)	591	957	620
$P_{u,ex}$ / $P_{u,cal}$	0.98	1.03	0.98
直応力を無視した付着によるせん断伝達耐力 (kN)	515	794	548
直応力を無視したずれ発生荷重 (kN)	355	584	374
直応力を無視したずれ発生荷重／$P_{u,cal}$	0.60	0.61	0.60
接合面の十点平均粗さ，実測値 R_{zj} (mm)	0.73	0.91	0.82

注) *1: 耐力計算には圧縮強度が低いフランジ側の値を用いた。
*2: 試験体Ⅲはずれ止め鉄筋の代わりに，接合面に高さ 30mm×幅 50mm×b の凸型コンクリートコッターを 450mm 間隔で配置した。
*3: 計算値は，実材料データに基づき算定した。(巻末資料(PC 誌投稿原稿)の表-1 では，せん断伝達耐力から荷重への換算に 50N/mm2 時の設計値を用いた [8.3])

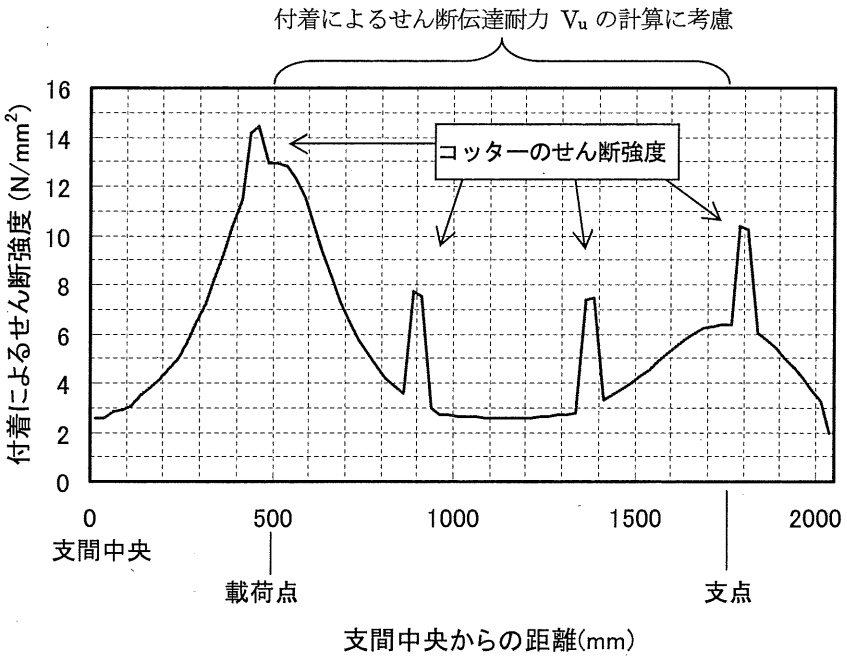


図-8.1.4　コッター及び直応力を考慮した接合面のせん断強度の分布

(試験体Ⅲ，P_{max} = 620 kN 載荷時)

表-8.1.2　試験体Ⅲのコッターの影響

(せん断伝達耐力及び最大荷重の計算値)

計算におけるコッターの考慮	なし	あり
フランジのコンクリート圧縮強度 (N/mm²) *	42.1	42.1
ウエブのコンクリート圧縮強度 (N/mm²)	55.2	55.2
付着によるせん断伝達耐力，計算値 (kN)	924	989
ずれ発生荷重，計算値 $P_{u,cal}$ (kN)	631	675
ずれ発生荷重，実験値 $P_{u,ex}$ (kN)	620	620
$P_{u,ex}$ / $P_{u,cal}$	0.98	0.92

*) 耐力計算には圧縮強度が低いフランジ側の値を用いた。

8.2　ずれ発生後のせん断伝達耐力

3 章で示したコンクリート標準示方書[8.5]のせん断伝達耐力式(本文式(3.8))は，報告書Ⅱにおいて既往のプッシュオフ試験結果とよく一致するが，その試験結果のせん断伝達耐力はコンクリート間の付着切れではなく，主としてずれ発生後の摩擦とダウエル効果による，コンクリートとずれ止め鉄筋が共同で受け持つ状態での結果であることを示した。このことから，PC 合成げたである試験体Ⅰ～Ⅲの場合，ずれ破壊が発生した後の最大荷重がそれに関連すると考えられる。

試験体Ⅰ，Ⅱの場合，ずれ破壊が生じた後のせん断伝達は，ずれ止め鉄筋の拘束に伴う摩擦と鉄筋のダウエル効果によるほか，載荷点付近の接合面に作用する高い圧縮応力による摩擦が寄与することが考えられる。式(3.8)における直応力σ_nの影響を考慮するため，試験体の接合面に作用する直応力を図-8.2.1 に示すように，①載荷点付近の接合面に作用する直応力は，載荷荷重が載荷プレートから 45 度の角度で広がると仮定し，直応力は均等に作用する，②支点上の接合面には支点から 45 度で広がり，支点上の接合面に作用する直応力の合計は支点反力の 35%(FEM の結果による)となる，と仮定して，簡易にσ_nの影響を考慮することとした。

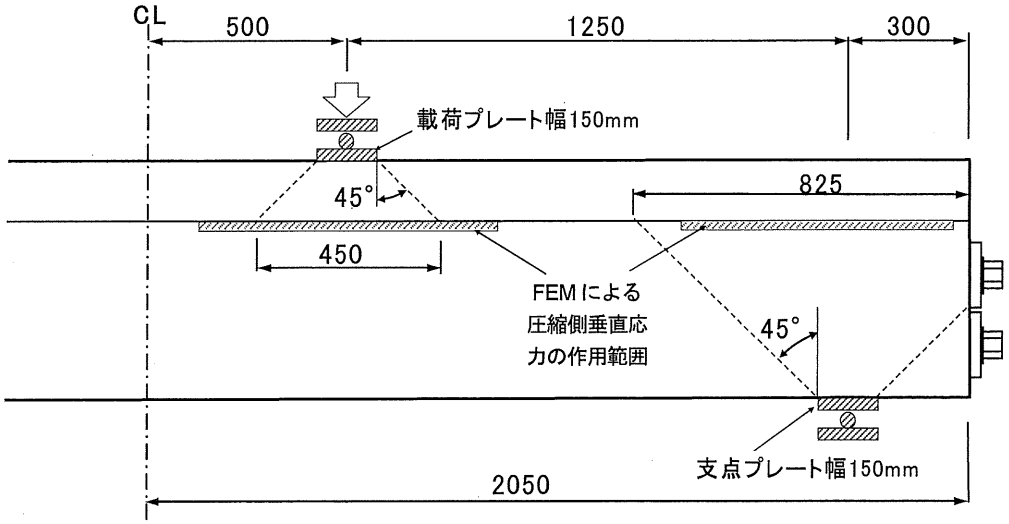


図-8.2.1　接合面に作用する直応力分布の仮定

なお，接合面に作用するずれせん断力 V_b は次式で算出する。

$$V_b = \tau_b \cdot A_{cb} = \frac{S \cdot Q}{b \cdot I} \cdot A_{cb} \qquad (8.1)$$

ここに，A_{cb}：せん断応力度が作用する面積　$=b \cdot Ls$　(mm^2)

Ls：せん断スパン　$=1250$　(mm)

接合面に作用する直応力は，載荷荷重の関数として表した平均的な垂直応力度として，せん断伝達耐力を式(8.2)で算出する。せん断伝達耐力 V_{cw} は，接合面に圧縮側の直応力が作用する載荷点下と支点上の範囲で負担するせん断伝達耐力 $V_{cw1}(P)$，$V_{cw3}(P)$，及びこの間に位置する圧縮応力が作用しない範囲のせん断伝達耐力 $V_{cw2}(P)$の合計で表される。コンクリート強度は，フランジコンクリートの実測値を用いた。鉄筋の降伏点も実測値とした。試験体Ⅱ，Ⅲともに，ずれ発生後のコッターは，既に破壊してせん断伝達の機能を失っていると考えた。部材係数は 1.0 とした。

$$V_{cw} = V_{cw1}(P) + V_{cw2} + V_{cw3}(P) \qquad (8.2)$$

ここに，

$V_{cw1}(P)$：載荷点の圧縮力の影響を受ける範囲のせん断伝達耐力

V_{cw2}：載荷点及び支点の圧縮力の影響を受けない範囲のせん断伝達耐力

$V_{cw3}(P)$：支点の圧縮力の影響を受ける範囲のせん断伝達耐力

P：載荷荷重

図-8.2.2～図-8.2.4 に計算結果を示す。図中，「せん断伝達耐力」は載荷荷重と式(8.2)から得られたせん断伝達耐力 V_{cw} の関係を，「作用せん断力」は載荷荷重と式(8.1)から得られる作用せん断力の関係をそれぞれ示している。せん断伝達耐力及び作用せん断力（横軸）は，けた中央から片側に作用する値である。載荷荷重の増加に伴って，作用せん断力がせん断伝達耐力を超えるとき接合面でずれ破壊が生じると考え，グラフ交点の値と実験値を比較して図中に示した。表-8.2.1 に計算結果を実測値と対比して示す。ずれ止め鉄筋を配置した試験体Ⅰ，Ⅱの実験値は，計算値の 0.79～0.82 であった。ずれ発生後の最大荷重はずれ止め鉄筋の破壊ではなく，ウエブの曲げ圧壊に伴い生じたが，この計算結果によれば，接合面のせん断伝達耐力としては多少の余剰を残していたこととなる。しかし，ずれ止め鉄筋比が 0 の試験体Ⅲの実験値は，計算値に対して約 2 倍であり，直応力による摩擦抵抗を過少評価したものと考えられる。

ずれ止め鉄筋は，ずれ発生直後におけるずれ変位の急激な増加を抑制することはできなかったが，再載荷時の挙動から，接合面のせん断抵抗の急激な低下をある程度抑制する効果が認められた。また，ずれ止め鉄筋のない試験体Ⅲでもずれ破壊後に完全な重ねばりになっていなかったことから，載荷点付近の直応力がずれ破壊後にも多少寄与していた可能性があると考えられる。

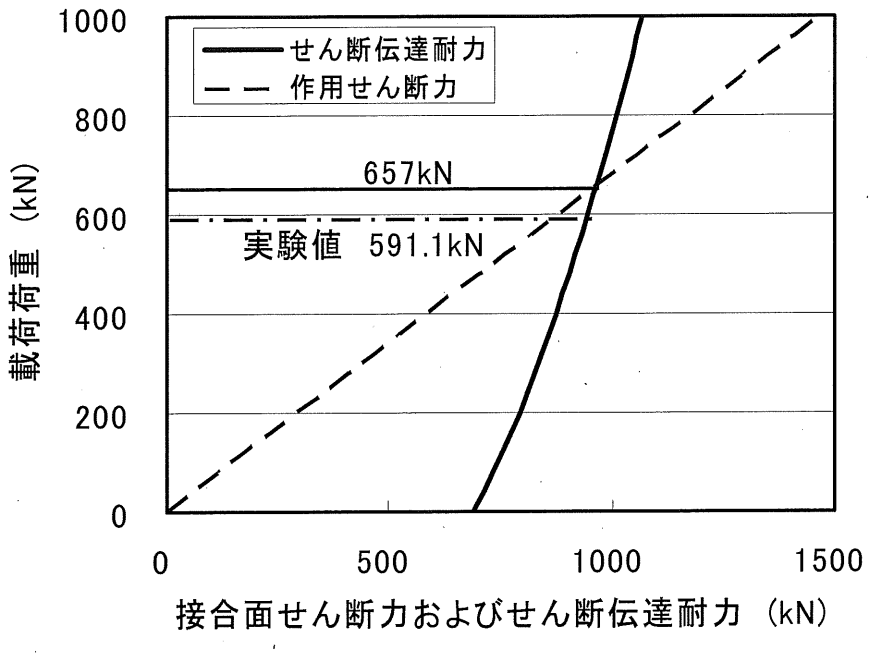


図-8.2.2　接合面せん断力とせん断伝達耐力の関係（試験体Ⅰ）

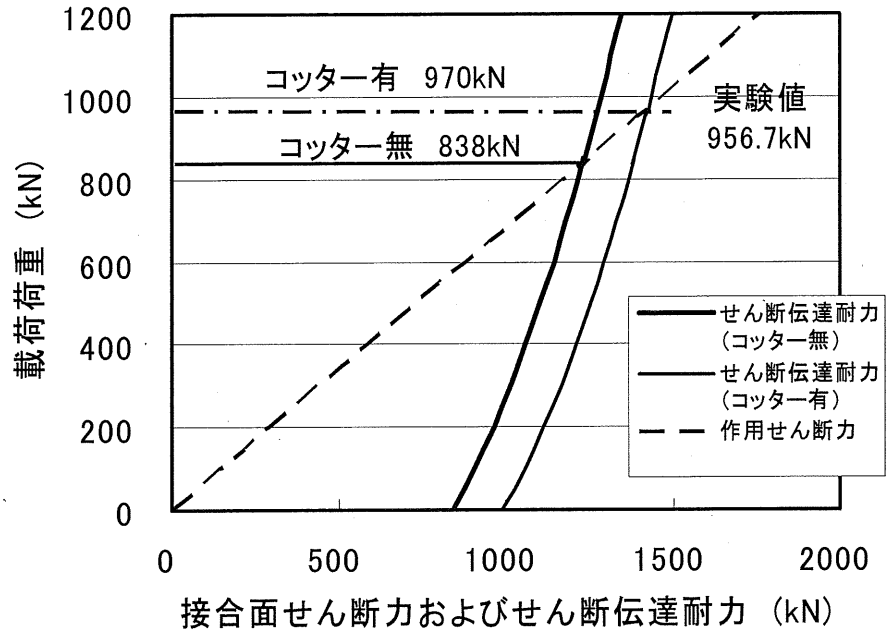


図-8.2.3　接合面せん断力とせん断伝達耐力の関係（試験体Ⅱ）

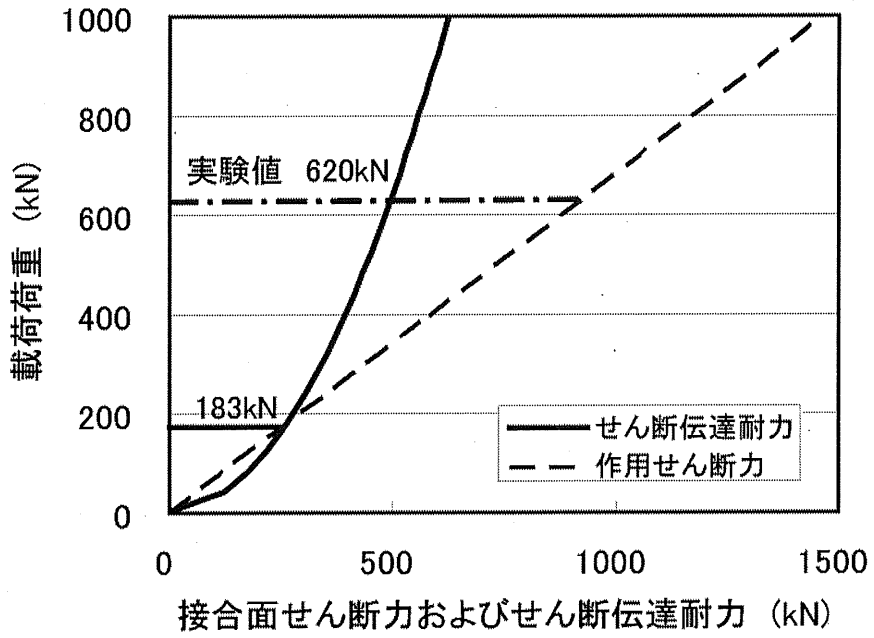


図-8.2.4　接合面せん断力とせん断伝達耐力の関係（試験体Ⅲ）

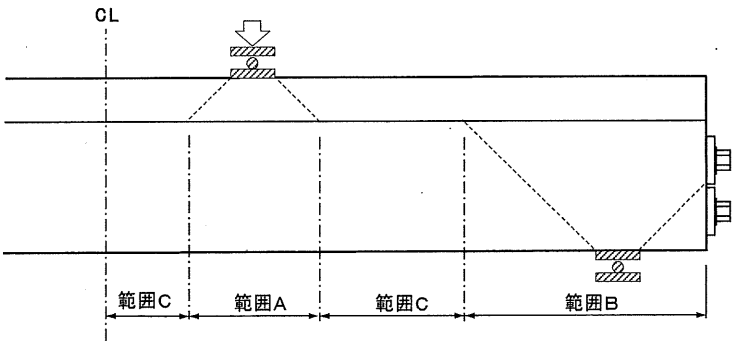
表-8.2.1　ずれ発生後の最大荷重

（ずれ発生後の直応力を考慮したせん断伝達耐力に相当する載荷荷重）

試験体		計算値 (kN)				実験値 (kN)	実験値 / 計算値
		範囲 A(V_{cw1}) 負担分	範囲 B(V_{cw2}) 負担分	範囲 C(V_{cw3}) 負担分	V_{cw} に相当する荷重		
Ⅰ	ずれ止め鉄筋比 0.21%	229	250	178	845 (657)	667	0.79 (1.02)
Ⅱ	ずれ止め鉄筋比 0.14% ＋コッター (ただし，コッター破壊後)	273	324	241	1097 (838)	901	0.82 (1.08)
Ⅲ	ずれ止め鉄筋比 0.0% コッターのみ (ただし，コッター破壊後)	97	86	0	261 (183)	526	2.02 (2.88)

注）表中の数値は，式(3.8)のうち，σ_nの安全代として考慮されている 1/2 を 1 とした場合の結果を示す。

括弧内に 1/2 を適用した場合の結果を参考として示す。

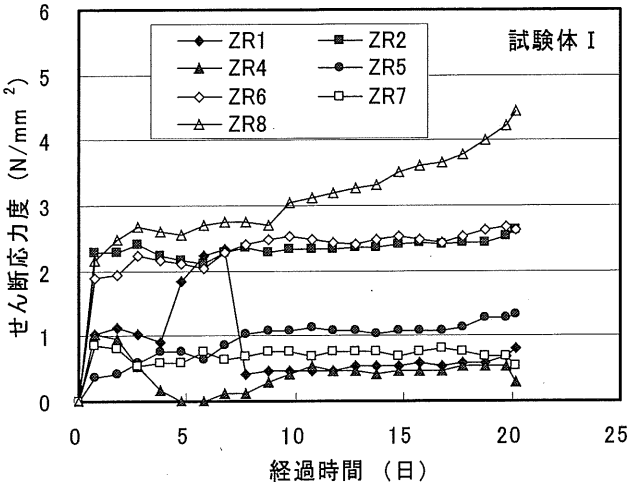


8.3　収縮により接合面に作用するせん断応力度

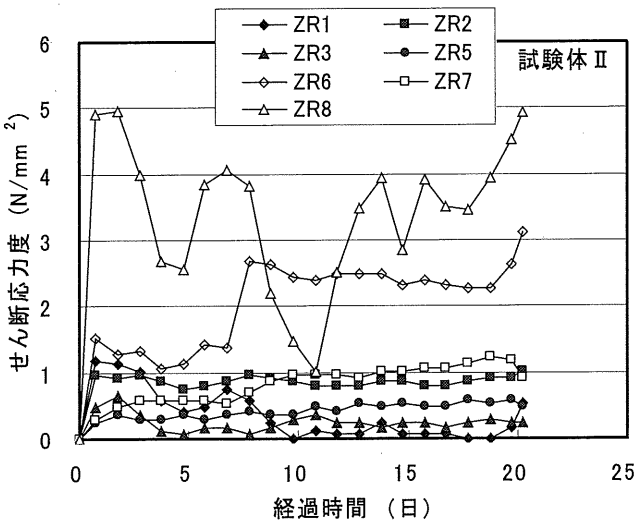
フランジ打設後のずれ止め鉄筋の曲げひずみ(図-5.2.1～16)から，式(6.1)を用いて接合面に作用していたせん断応力度の経時変化を図-8.3.1 に，材齢 20 日におけるせん断応力度の分布を図-8.3.2 に示す。

収縮により生じる接合面のせん断応力度は，一般に知られるようにけた端部付近で大きい傾向が見られた。5.2 で述べたとおり，ずれ止め鉄筋の曲げひずみは材齢初期に発生したが，けた端部を除き，材齢に伴う変化は軽微であった。このことから，けた端部を除いて，フランジコンクリートの水和熱による収縮は接合面のせん断応力度に影響するが，乾燥収縮はほとんど影響していなかった可能性がある。一方，けた端部のずれ止め鉄筋の曲げひずみは，材齢初期に発生するという点においては他の部位と同様であるが，材齢とともに徐々に増加する傾向が見られ，けた端部では乾燥収縮の影響もあったものと考えられる。けた端部のせん断応力度はずれ破壊が生じるせん断応力度(試験体Ⅰ～Ⅲの設計値としては 4 N/mm²)を超える場合もあったことを示している。

試験体Ⅰ～Ⅲにおいて，収縮によってせん断スパン内の接合面に作用するせん断応力は，荷重によって生じるせん断応力と作用方向が逆であった。材齢 20 日におけるせん断応力度の分布は，試験体Ⅰと試験体Ⅱで概ね同様の傾向が見られ，式(6.1)によれば，接合面のせん断応力度として平均で 1.0～1.5 N/mm² 程度のプレストレスが作用していた可能性がある。



(a) 試験体Ⅰ



(b) 試験体Ⅱ

図-8.3.1 接合面のせん断応力度の経時変化

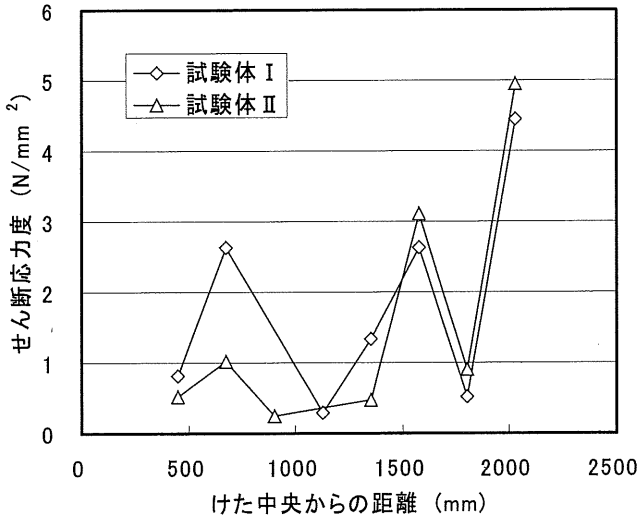


図-8.3.2 接合面のせん断応力度の分布（フランジ打設から材齢 20 日）

8.4　曲げひび割れが生じたはりにおける接合面のせん断応力度

本文では，試験時の接合面に作用するせん断応力度を式(3.1)で算出してきた。この式は，曲げひび割れの影響を考慮しない値であるが，試験ではウェブに曲げひび割れが生じている。曲げひび割れが生じた際のせん断応力度を以下で算出し，式(3.1)で算出した値との比較を行う。

(1) 中立軸からの距離 y_s におけるせん断応力度（一般式）

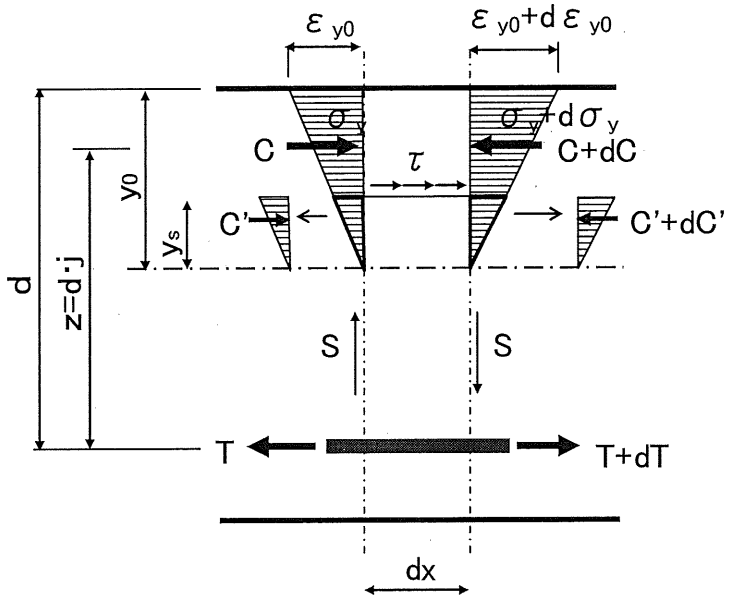


図-8.4.1　dx 区間に作用する力の関係

dx 間のモーメントのつり合いより

$$S \cdot dx = (C + dC - C) \cdot z = dC \cdot z \qquad (8.3)$$

接合面の位置（中立軸からの距離 y_s）から上の力のつり合いより

$$\tau \cdot b_{ys} \cdot dx = dC - dC' \qquad (8.4)$$

ここに，

S：断面に作用するせん断力

C：コンクリートの圧縮合力　　$C = \int_0^{y0} b_y \cdot \sigma_y dy$

dC：dx 間のコンクリート圧縮合力の増加力

$$dC = \int_0^{y0} b_y \cdot (\sigma_y + d\sigma_y) dy - \int_0^{y0} b_y \cdot d\sigma_y dy = \int_0^{y0} b_y \cdot d\sigma_y dy$$

dC'：中立軸から y までのコンクリートの圧縮合力の増加力

$$dC' = \int_0^{ys} b_y \cdot (\sigma_y + d\sigma_y) dy - \int_0^{ys} b_y \cdot d\sigma_y dy = \int_0^{ys} b_y \cdot d\sigma_y dy$$

z：圧縮合力 C と引張合力 T のアーム長

τ ：中立軸からの距離 y_s におけるせん断応力度

b_{ys} ：せん断力を求める位置 y_s における断面幅

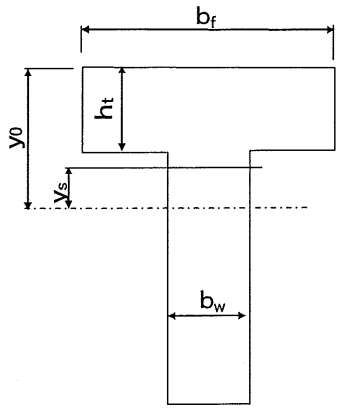
b_y ：中立軸からの距離 y における断面幅

式(8.3)を式(8.4)に代入して整理すると，

$$\tau = \frac{S}{b_{sy}\cdot z}\cdot\frac{dC - dC'}{dC} = \frac{S}{b_{sy}\cdot z}\left(1 - \frac{dC'}{dC}\right) \tag{8.5}$$

(2)コンクリート圧縮領域が弾性範囲の場合のせん断応力度

i）T 型断面において $y_0 - y_s \geqq h_t$ のとき



$$dC = \frac{1}{2}\left(\frac{y_0 - h_t}{y_0} + 1\right)\cdot d\sigma_{y0}\cdot b_f\cdot h_t + \frac{1}{2}(y_0 - h_t)\frac{y_0 - h_t}{y_0}\cdot d\sigma_{y0}\cdot b_w$$

$$= \frac{d\sigma_{y0}}{2y_0}\left\{(2y_0 - h_t)\cdot h_t\cdot b_f + b_w(y_0 - h_t)^2\right\}$$

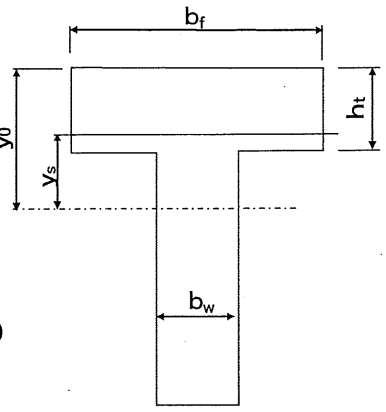
$$dC' = \frac{y_s^{\,2}\cdot d\sigma_{y0}\cdot b_w}{2y_0}$$

$$\frac{dC'}{dC} = \frac{y_s^{\,2}\cdot b_w}{(2y_0 - h_t)\cdot h_t\cdot b_f + b_w(y_0 - h_t)^2} \tag{8.6}$$

したがって，せん断応力度は式(8.6)を式(8.5)に代入して式(8.7)で表せる。

$$\tau = \frac{S}{b_{sy}\cdot z}\left\{1 - \frac{y_s^{\,2}\cdot b_w}{(2y_0 - h_t)\cdot h_t\cdot b_f + b_w(y_0 - h_t)^2}\right\} \tag{8.7}$$

ii）T 型断面において $y_0 - y_s < h_t$ のとき



$$dC' = \frac{d\sigma_{y0}}{2}\left(\frac{y_s}{y_0} + \frac{y_0 - h_t}{y_0}\right)(y_s - y_0 + h_t)b_f + \frac{d\sigma_{y0}(y_0 - h_t)^2 b_w}{2y_0}$$

$$= \frac{d\sigma_{y0}}{2y_0}\left\{y_s^{\,2}\cdot b_f - (b_f - b_w)(y_0 - h_t)^2\right\}$$

$$\frac{dC'}{dC} = \frac{y_s^{\,2}\cdot b_f - (b_f - b_w)(y_0 - h_t)^2}{(2y_0 - h_t)\cdot h_t\cdot b_f + b_w(y_0 - h_t)^2} \tag{8.8}$$

したがって，せん断応力度は式(8.8)を式(8.5)に代入して式(8.9)で表せる。

$$\tau = \frac{S}{b_{sy}\cdot z}\left\{1 - \frac{y_s^{\,2}\cdot b_f - (b_f - b_w)(y_0 - h_t)^2}{(2y_0 - h_t)\cdot h_t\cdot b_f + b_w(y_0 - h_t)^2}\right\} \tag{8.9}$$

iii）矩形断面の場合

式(8.7)及び式(8.9)において $b_f=b_w$，$h_t=0$

$$\frac{dC'}{dC}=\frac{y_s^{\,2}}{y_0^{\,2}} \tag{8.10}$$

したがって，せん断応力度は式(8.10)を式(8.5)に代入して式(8.11)で表せる。

$$\tau=\frac{S}{b_{sy}\cdot z}\left(1-\frac{y_s^{\,2}}{y_0^{\,2}}\right) \tag{8.11}$$

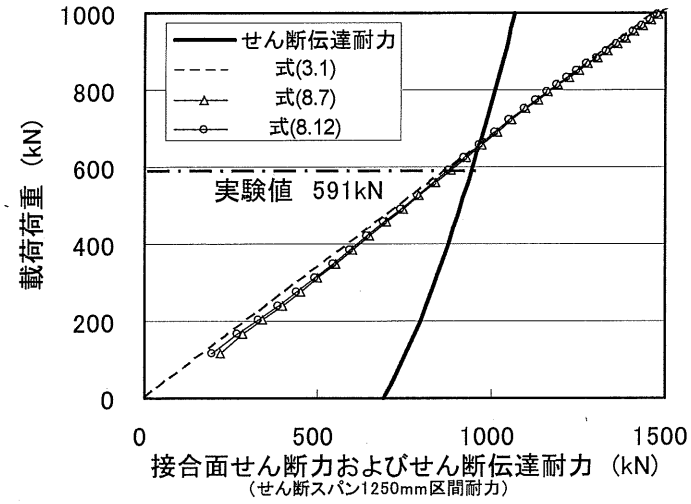
(3)コンクリート圧縮領域が弾性範囲を超えた場合のせん断応力度

ここでは，簡単のため，式(8.5)において道示Ⅲ[8.6]のコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて算出する(式(8.12))。

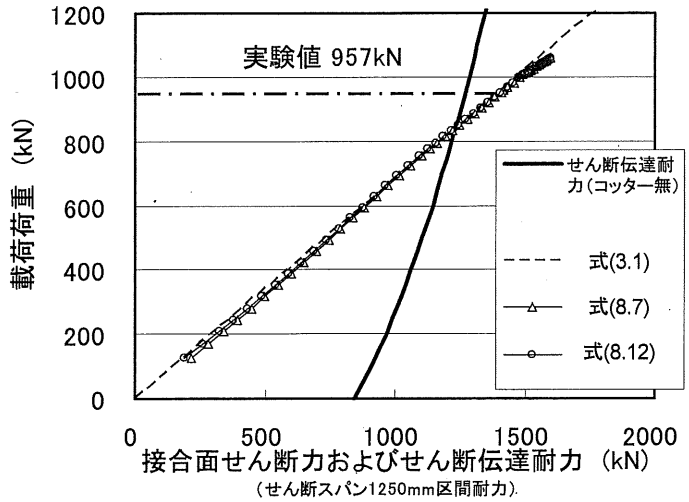
$$\tau=\frac{S}{b_{sy}\cdot z}\left(1-\frac{\int_0^{ys} b_y\cdot(f(\varepsilon_y+d\,\varepsilon_y)-f(\varepsilon_y))dy}{\int_0^{yo} b_y\cdot(f(\varepsilon_y+d\,\varepsilon_y)-f(\varepsilon_y))dy}\right) \tag{8.12}$$

ここに，$f(\ )$：道示におけるコンクリートの応力－ひずみ曲線

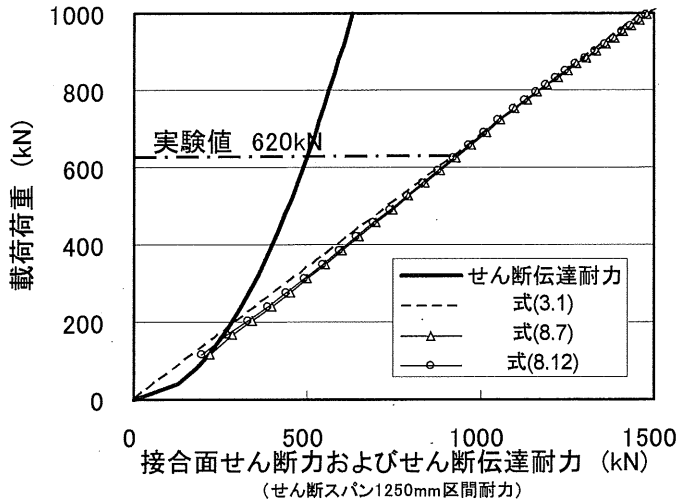
図-8.4.2 に式(8.7)及び式(8.12)の結果を式(3.1)の結果と対比して示す。本試験では，ずれ破壊が生じた荷重における中立軸の位置は，計算上ウェブの範囲にあるため式(8.7)を用いた。ひび割れを考慮しない式(3.1)で算出した結果と比較すると，本試験の範囲では曲げひび割れによる影響はわずかであり，式(3.1)を用いても影響はなかったと考えられる。



(a) 試験体Ⅰ



(b) 試験体Ⅱ



(c) 試験体Ⅲ

図-8.4.2 ひび割れの影響を考慮した作用せん断力

9．まとめ

接合面のずれに着目した3本のPC合成げたの載荷試験の主な結果を次に示す。

1) 接合面をほうき目仕上げし，ずれ止め鉄筋(鉄筋比0.14％と0.21％)またはコッターを配置した試験体3体の曲げ試験において，接合面のせん断強度(ずれ破壊時の水平せん断応力度)はいずれも同程度であった。試験体Ⅰと，同じずれ止め鉄筋量で接合面幅を1.5倍にした試験体Ⅱを比較した場合，試験体Ⅱの最大荷重は試験体Ⅰの概ね1.6倍であった。最大荷重は，接合面積(接合幅)が大きい方が大きい結果となった。

2) ずれ止め鉄筋を配置した試験体は，ずれ破壊後に変位の増加とともに荷重が一旦急激に低下したが，上フランジとウェブは完全には分離せず，完全な重ねばりにはならなかった。ずれ止め鉄筋は，ずれ発生直後におけるずれ変位の急激な増加を抑制することはできなかったが，再載荷時の挙動から接合面のせん断抵抗の急激な低下をある程度抑制する効果が認められた。また，ずれ止め鉄筋のない試験体Ⅲでもずれ破壊後に完全な重ねばりになっていなかったことから，載荷点付近の直応力がずれ破壊後にも多少寄与していた可能性があると考えられる。

3) ずれ発生については，けたの平面保持の状態やずれ止め鉄筋の挙動などから，接合面は徐々にずれが進行してずれ破壊に至ったものではなく，ずれ破壊直前までは一体打ちのはりとほとんど変わりなく挙動していたことが確認された。

4) 桁端直近の鉄筋を除くずれ止め鉄筋の接合面付近での曲げひずみは，フランジコンクリートの水和に伴う若干の変化が見られたが，クリープ・乾燥収縮に伴う変化はほとんど認められなかった。

以上の試験結果を踏まえてPC合成げた接合面のせん断伝達について考察を行い，次の結論が得られた。

ずれ発生時の耐力(はりとしての耐力)を，報告書Ⅱで提案した打継目の付着によるせん断強度から算定した。その際，載荷点及び支点付近の接合面に作用する直応力が付着によるせん断強度に及ぼす影響を考慮した。その結果，付着及び直応力を考慮したせん断強度に基づく耐力(計算値)は，実験値の0.98～1.03とよく一致することがわかった。プッシュオフ試験(ずれ止め鉄筋比0.5%以下の場合)と同様，はり試験においても接合面のずれ破壊はコンクリート間の付着に依存していたものと考えられる。しかし，はり試験では，プッシュオフ試験の場合と異なり，載荷点付近及び支点付近の接合面に作用する直応力が接合面の付着によるせん断強度に大きく影響を及ぼすことがわかった。PC合成げたのずれ破壊に対するせん断耐力を精度よく推定するためには，接合面の付着によるせん断強度に直応力の影響を考慮する必要がある。

参考文献

[1章]

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

1.2) 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.

1.3) 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.

1.4) 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.

1.5) 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)，共同研究報告書第 362 号，(独)土木研究所，PC 建協，2007.2.

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

1.7) Mattock, A.H. and Karr, P.H., Precast-prestressed concrete bridges 4. Shear tests of continuous girders, PCA Bulletin D45, 1961.

1.8) Saemann, J.C. and Washa, G.W., Horizontal shear connections between precast beams and cast-in-place slabs, J. ACI, pp. 1383-1409, Nov. 1964.

1.9) 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.

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

1.11) 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(II)－ずれ止め鉄筋及びスタッドの挙動－，共同研究報告書第 370 号，(独)土木研究所，PC 建協，2007.5.

[2章]

2.1) 前掲 1.1)と同じ

2.2) 前掲 1.2)と同じ

2.3) 前掲 1.3)と同じ

2.4) 前掲 1.8)と同じ

2.5) 前掲 1.9)と同じ

2.6) 前掲 1.10)と同じ

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

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

2.9) 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.

2.10) 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 J., pp.66-84, Jan.-Feb., 1987.

2.11) 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.

2.12) 前掲 1.4)と同じ

2.13) 前掲 1.5)と同じ（報告書Ⅰ）

2.14) 大浜文彦，小林和夫：プレキャストコンクリート合成ばりの打継面におけるずれ特性に関する研究，土木学会論文集，第 208 号，pp.85-97，1972.12.

2.15) コンクリート標準示方書構造性能照査編，(社)土木学会，2002.

2.16) 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説，日本建築学会，1982.

2.17) 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.

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

2.19) LRFD Bridge Design Specifications, 4th ed., AASHTO, 2007.

2.20) 現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説，日本建築学会，2002.

2.21) 後藤祐司，長滝重義：コンクリート接合部のせん断耐力に関する基礎研究，土木学会論文集，第 254 号，pp.95-106，1976.10.

[3章]

3.1) 前掲 1.3)と同じ（旧土研・PC 建協の共同研究報告書）

3.2) 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.

3.3) 前掲 2.15)と同じ

3.4) 前掲 2.21)と同じ

3.5) 前掲 2.17)と同じ

[4章]

4.1) (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル（改訂版），2006.

4.2) 前掲 1.5)と同じ（報告書Ⅰ）

[5章]

5.1) 前掲 2.15)と同じ

[6章]

6.1) 前掲 1.3)と同じ（旧土研・PC 建協の共同研究報告書）

6.2) 前掲 1.5)と同じ（報告書Ⅰ）

[7章]

7.1) 前掲 1.5)と同じ（報告書Ⅰ）

[8章]

8.1) 前掲 1.11)と同じ（報告書Ⅱ）

8.2) 前掲 1.5)と同じ（報告書Ⅰ）

8.3) 村越潤，田中良樹，横田勉，大山博明：PC 合成桁のせん断伝達機構に関する検討，プレストレストコンクリート，50-3，2008.(投稿中)

8.4) 前掲 1.1)と同じ

8.5) 前掲 2.15)と同じ

8.6) 前掲 3.2)と同じ

巻末資料

PC 合成げたのせん断伝達耐力の算定法(試案)

プレストレストコンクリートへの投稿原稿（投稿日：2008 年 2 月 29 日）
PC 合成桁のせん断伝達機構に関する検討，Vol.50，No.3 掲載予定

(Blank)

PC 合成桁のせん断伝達機構に関する検討

プレストレストコンクリートへの投稿原稿（投稿日：2008 年 2 月 29 日）
Vol. 50, No. 3 掲載予定

1．はじめに

近年，現場施工の省力化を目的として，プレストレストコンクリート(PC)合成桁と，PC 合成床版を組み合わせた，PC コンポ橋の採用事例が増加している[1)]。PC コンポ橋は，従来の PC 合成桁に比べて主桁と床版間の接合面の幅が広いことから，接合面に作用するせん断応力度が従来よりも確実に小さくなるが，現行の設計法によれば，最小ずれ止め鉄筋比の規定により，むしろ従来の PC 合成桁に比べてより多くのずれ止め鉄筋を配置しなければならない場合がある[1),2)]。一方，PC コンポ橋に限らず，コスト縮減や品質の確保などを目的として PC 橋の構造が多様化する中で，鋼・コンクリート間もしくはコンクリート間の接合部に関して，構造の安全性や施工の省力化に着目したさまざまな検討が行われている[3)]。

著者らを含む(独)土木研究所および(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会(PC 建協)は，「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(2005～2006年度)」[1),4),5)]において，コンクリート間の接合部におけるせん断伝達機構をより明確にするため，せん断伝達に及ぼす接合面の表面粗度の影響およびずれ止め鉄筋のダウエル効果について新たに実験的検討を行うとともに，既往の試験データの再分析を行った。また，その結果を踏まえて，PC 合成桁の主桁と床版間の接合面のせん断伝達についても改めて検討を行い，新たな知見を得た。本文では，道路橋 PC 合成桁の接合面のせん断伝達に関する関連基準をまとめるとともに，既往の研究と本共同研究で得られた接合面のせん断伝達に関する主な検討結果，およびその結果を踏まえた PC 合成桁接合面のせん断伝達耐力の算定法(試案)を示す。

PC合成桁の研究 (PCA, 1960)[6)]

ACI-ASCE 333 合成桁に関する勧告 (1960)[7)]

PC合成桁の研究 (乙藤ら, 1967)[8)]

PC合成桁設計要領(案) (御子柴ら, 1968.2)[9)]

プレストレストコンクリート道路橋示方書 (1968.3)[10)]
PC合成桁の規定を含む

道路橋示方書 Ⅲコンクリート橋編 (1978)[11)]
接合面の許容せん断応力度が変更された

道路橋示方書 Ⅲコンクリート橋編 (1990)[13)]
接合面の許容せん断応力度が変更された

図-1 道路橋 PC 合成桁の主な研究と基準の変遷
注) 枠内は旧建設省より通達された基準

2．PC 合成桁のせん断伝達に関する道路橋示方書規定の変遷および関連基準類との比較

2.1 せん断伝達に関する許容応力度または耐力

(1) 道路橋示方書規定の変遷

図-1 に道路橋 PC 合成桁の主な研究と基準の変遷を示す。PC 合成桁の実用化に向けた研究プロジェクトとしては，1950 年代後半から 1960 年代にかけて実施された米国セメント協会(PCA)の一連の研究がある[6),7)]。同研究を参考に日本でも実験的検討が加えられ[8)]，その成果を踏まえて，1968 年に PC 合成桁設計要領(案)が雑誌に紹介された[9)]。また，ほぼ同時期に通達されたプレストレストコンクリート道路橋示方書(PC 道示)にも PC 合成桁の規定が示された[10)]。

PC 合成桁設計要領(案)[9)]では，床版と PC 桁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 0.5 N/mm^2 (当時 cgs 単位系であったものも SI 単位で示す，以下同様)と定めるとともに，ずれ止め鉄筋比 $p(=A_s / A_c$, A_s：ずれ止め鉄筋量, A_c：接合面積)が 1%増すごとに τ_{ba} を 0.3 N/mm^2 の割合で増してよいとされた。これらは，p の最小量を 0.2%とし，木ごて仕上げ程度で接合面を打放しにし，レイタンスを取って十分に清掃した場合を想定して設定された。

PC 道示[10)]では，接合面の設計に関して次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 0.25 N/mm^2 の割合で増してよいとされた。

τ_{ba} = 0.5 N/mm^2 (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} = 1 N/mm^2 (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)

1978 年に通達された道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編(道示)[11)]において，τ_{ba} は次のとおり改訂された。

τ_{ba} = 0.5 N/mm^2 (p ＜ 1 %)

τ_{ba} = 0.75 N/mm^2 (1 % ≦ p ＜ 2 %)

τ_{ba} = 1 N/mm^2 (p ≧ 2 %)

現行道示[12)]の τ_{ba} の算定式は 1990 年の改訂[13)]において式

(1a) のとおり示された。

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

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

ここに，σ_{ck}:床版に使用するコンクリートの設計基準強度(N/mm^2)，H：ずれ止め鉄筋の高さ，D：ずれ止め鉄筋の直径

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。これらは，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から導かれたとされている[14]。

図-2 に，道示における PC 合成桁接合面の許容せん断応力度の変遷を示す。図中の横軸は，$p\cdot f_y$ (f_y：ずれ止め鉄筋の降伏点)で表した。現行の規定では，設計基準強度が 30 N/mm^2 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従来の規定と同様，約 0.5 N/mm^2 となるように設定されている。なお，図中には参考として，PC 合成桁設計要領(案)における提案値および PC コンポ橋(PC 合成桁の一種)の一般的な $p\cdot f_y$ の範囲(単純桁の場合，概ね 0.7～1.7 N/mm^2)を示す[1]。

(2) コンクリート標準示方書の規定

土木学会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[15]からせん断伝達耐力 V_u の算定式が示された。1996 年の改訂[16]で，前川らの検討[17]を踏まえて，式(2)のとおり変更され，現在[18]に至っている。

$V_u=(\tau_c+p\cdot\tau_s)\cdot A_c/\gamma_b$ (2)

$\tau_c=\mu\cdot f_c'^{B}(\alpha\cdot p\cdot f_y-\sigma_n)^{1-B}$

$\tau_s=0.08f_y/\alpha$

$\alpha=0.75\{1-10(p-1.7\sigma_n/f_y)\}$

ただし，$0.08\sqrt{3}\leqq\alpha\leqq0.75$

ここに，f'_c：コンクリートの圧縮強度，σ_n：せん断面に垂直に作用する平均応力度，α：鉄筋軸方向剛性の低減係数[17]，A_c：接合面の面積，B：面形状を表す係数，打継面(処理あり)の場合 1/2，μ：固体接触に関する平均摩擦係数 (=0.45)，γ_b：部材係数 (=1.3)

本報告では，一般的な合成桁を想定して，接合面と鉄筋のなす角度を 90° とした場合の V_u を示す(以下，同様)。

(3) AASHTO LRFD 橋梁設計示方書の規定

米国 AASHTO の荷重抵抗係数設計法(LRFD)による橋梁設計示方書(以下，AASHTO という)[19]では，式(3)が規定されている。

$V_u=c\cdot A_c+\mu(A_s\cdot f_y+P_c)\leqq\min(0.3f_cA_c, 12.4A_c)$ (3)

ここに，c：付着係数(=1.9 N/mm^2)，μ：摩擦係数(=1.0)，P_c：接合面に作用する圧縮力(引張の場合は 0)，括弧内の数値は普通コンクリートで粗面仕上げ(最大凹凸振幅が約 6 mm)とした場合の値を示す。

(4) Eurocode2 の規定

Eurocode2 (EN)[20),21)]では，PC 合成桁接合面のせん断強度 v_u(=V_u/A_c)の算定式として式(4)が規定されている。

$v_u=c\cdot f_{ct}+\mu\sigma_n+\mu\cdot p\cdot f_y\leqq0.5\nu\cdot f'_c$ (4)

ここに，c = 0.45，μ = 0.7，$f_{ct}=0.7\cdot0.3f_{ck}^{(2/3)}/\gamma_c\geqq0.5$ ($f'_c\leqq50$ N/mm^2 の場合)，ν：強度低減係数(=0.6 - f'_c/250)，γ_c：材料係数(通常 1.5) これらの数値は粗面仕上げ(レーキを用いて，約 40 mm 間隔に，最大深さが少なくとも 3 mm となるへこみを設ける)とした場合の値を示す。

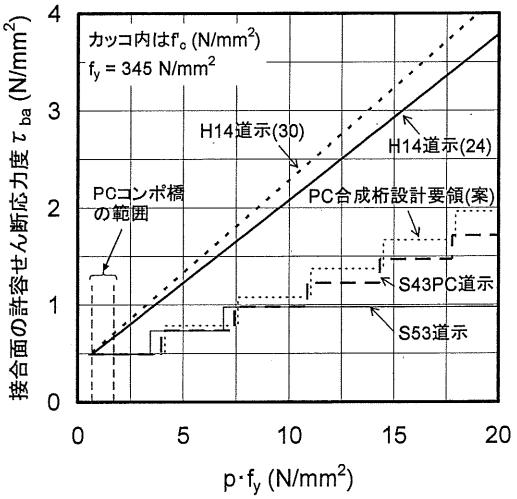
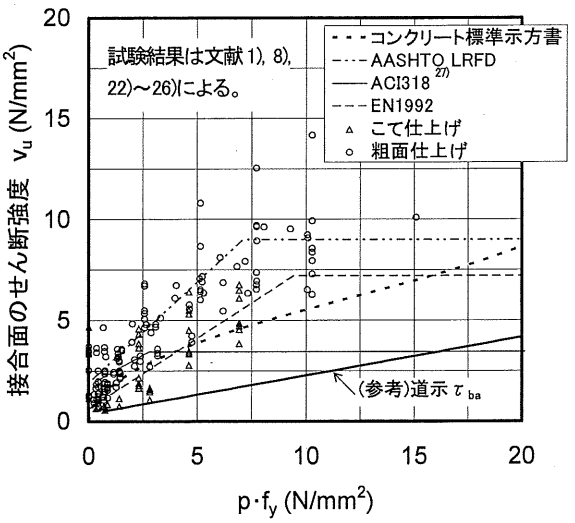
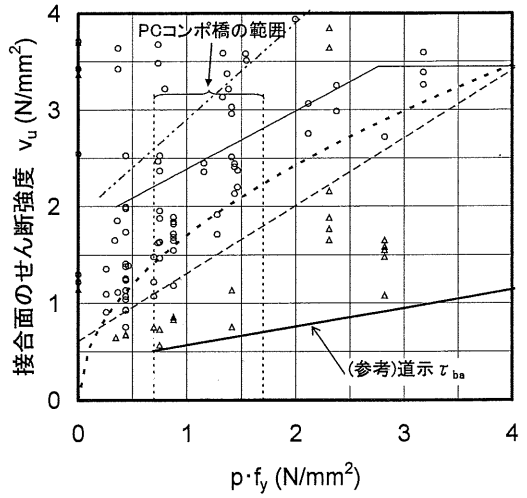


図-2 道示における PC 合成桁接合面の許容せん断応力度の変遷



(a) 全データ



(b) v_u，$p\cdot f_y$ が 4 N/mm^2 以下の範囲の拡大図

図-3 接合面のせん断強度 v_u に関する基準間の比較

注) 基準類は粗面仕上げ，普通コンクリート，f'_c=30 N/mm^2，f_y=345 N/mm^2 とした場合の値を示す。

(5) 基準間の比較

図-3 に接合面のせん断強度に関する基準間の比較を示す。縦軸は，せん断伝達耐力 V_u を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[2),8),22)-26)]を示す。プッシュオフ試験結果は接合面を粗面に仕上げたもの(ほうき目仕上げを含む)を○で，平滑にしたもの(こて仕上げ)を△で，それぞれ記号を変えて示した。

荷重係数や抵抗係数などの諸係数が異なることから，単純に比較はできないが，いずれもずれ止め鉄筋比の増加に応じてせん断強度を大きく設定している。

2.2 PC 合成桁のずれ止め鉄筋比の制限

ACI-ASCE333 委員会の合成桁に関する勧告(1960 年)では，PC 合成桁の最小ずれ止め鉄筋比を接合面積の 0.15 %以上とされた[7)]。PC 道示ではこれと同じ値であったが[10)]，1978 年以降の道示では 0.2 %以上と規定している[11)-13)]。

AASHTO では，PC 合成桁接合面のずれ止め鉄筋量は，$1.33V_{ui}/\phi$ (V_{ui}：接合面の作用せん断力，ϕ：抵抗係数 0.9) を式(3)の左辺 V_u に置き換えて求まる所要鉄筋量 A_{s1} と A_{s2} (= 0.35 A_c/f_y)のうち，小さい方の値を満足すればよいとしている[19)]。これは，単にフランジ幅が広くなっただけで鉄筋を追加することがないように設けたと解説に記述されている。また，接合面に作用するせん断応力度が 1.4 N/mm^2 以下で，ウェブのスターラップをすべて床版内に定着させる場合にはこの最小ずれ止め鉄筋比の照査を省略してよいとしている。

2.3 作用せん断応力度

(1) 限界状態

現行道示[12)]では，PC 合成桁接合面のせん断伝達に関する照査は，設計荷重作用時について式(1a)により行い，終局荷重作用時については最小ずれ止め鉄筋量を配置することで省略してよいとしている。一方，AASHTO や EN では，いずれも終局限界状態の照査と位置付けられており，終局限界状態における荷重を考慮している[19),20)]。なお，照査の対象とする荷重として，現行道示では，死荷重，活荷重のほか，前死荷重の 1/2，クリープ，乾燥収縮の影響および温度の影響を考慮することとしている。

(2) 作用せん断応力度の算定方法

現行道示では，荷重を載荷したときの接合面の作用せん断応力度 τ_b を次式により算定することとしている[12)]。

$$\tau_b = V \cdot Q / (b \cdot I) \qquad (5)$$

ここに，V：桁断面に作用する設計せん断力，Q：合成断面の図心軸に関する床版(接合面から上の部分)の断面一次モーメント，b：接合面の幅，I：合成断面の断面二次モーメント

一方，AASHTO では式(6)[19)]，EN では式(7)[20)]をそれぞれ適用している。

$$v_d = V / (b \cdot d_v) \qquad (6)$$

ここに，v_d：接合面の作用せん断応力度，d_v：引張鉄筋の中心から床版中心までの距離

$$v_d = \beta \cdot V / (b \cdot z) \qquad (7)$$

ここに，β：床版コンクリートの軸力と圧縮領域(または引張領域)の軸力の比 (通常 1.0)，z：合成断面のアーム長

道示では設計荷重作用時に曲げひび割れの発生がないものとして式(5)を適用していると考えられる。一方，AASHTO と EN では，終局限界状態の照査であることから，曲げひび割れ発生を考慮した作用せん断応力度の算定式としている。

3．PC 合成桁のせん断伝達挙動

3.1 接合面における付着，摩擦，ダウエル効果の分担

PC 合成桁の接合面は，通常，せん断伝達を受け持つ接合面が比較的大きく，ずれ止め鉄筋比が相対的に小さくなる傾向にある。支間 25～45 m の単純 PC コンポ橋の場合，多くは最小ずれ止め鉄筋比が 0.2%であり，大きくとも 0.5%程度までの範囲である[1)]。図-4 に，ずれ止め鉄筋比が 0.2 %で，標準的なほうき目仕上げを施した場合のプッシュオフ試験(せん断試験)の結果例を示す[1)]。この場合，接合面の平均せん断応力度の最大値はずれ変位のごく小さいうちに発生しており，その後再び荷重が増加するもののずれ変位が著しく大きくなる。乙藤らの試験報告[8)]によれば，接合面のずれ変位が 0.05 mm 程度までであれば，PC 合成桁が一体の桁と同様とみなせるとしている。

PC 合成桁のせん断伝達は，接合面におけるコンクリート間の付着，摩擦およびずれ止め鉄筋のダウエル効果で構成されるが[28),29)]，荷重あるいはずれ変位が増加していく中でのそれぞれの寄与は明確にされていない。図-5 に，本共同研究で実施した，供試体 W(標準的なほうき目仕上げで，ずれ止め鉄筋比は 1.33 %)の 1 面プッシュオフ試験の結果を，付着，摩擦，ダウエル効果それぞれの挙動と合わせて示す(詳細の計算方法はいずれも文献 4)に記した)。ダウエル効果(鉄筋がダウエル効果で受け持っていた荷重)は，ずれ止め鉄筋の曲げひずみ分布測定結果から算定した。また，実験値からダウエル効果寄与分を差し引いた値を摩擦寄与分とした。ただし，摩擦寄与分については，鉄筋の平均ひずみ測定結果から鉄筋に作用していた軸力を算定するとともに摩擦係数を算定し，鉄筋軸力と摩擦係数を個別に定式化した上で図示した。付着寄与分(太い破線)は，後述の図-8 の関係式から得られた付着の効果によるせん断伝達耐力(図-8 から得られる v_u/f'_c に f'_c と A_c を乗じた値)を示したものである。図中，計算値を明確にするため横線を付加し

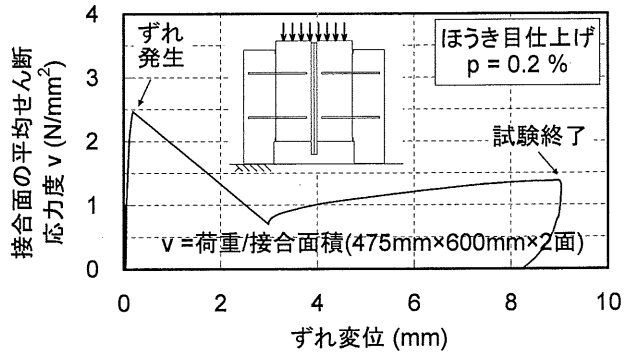


図-4 ほうき目仕上げの場合の荷重－ずれ変位[1)]

注) 変位はずれ変位以外の供試体変形分も含まれる。

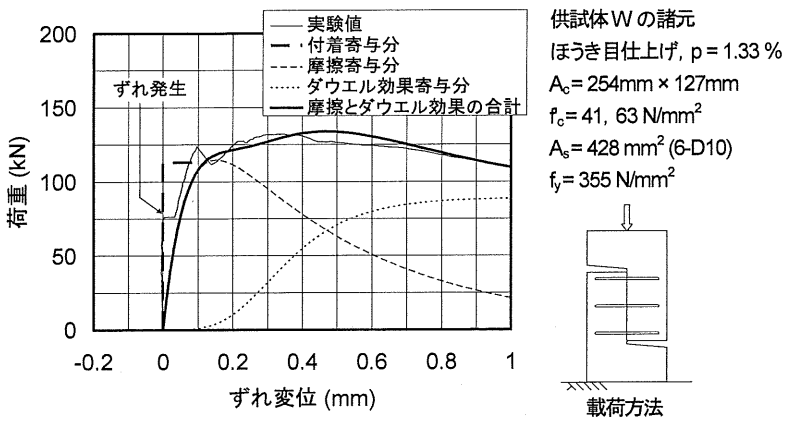


図-5 供試体Wの荷重－ずれ変位の関係と付着，摩擦，ダウエル効果の分担(推定値)[4]

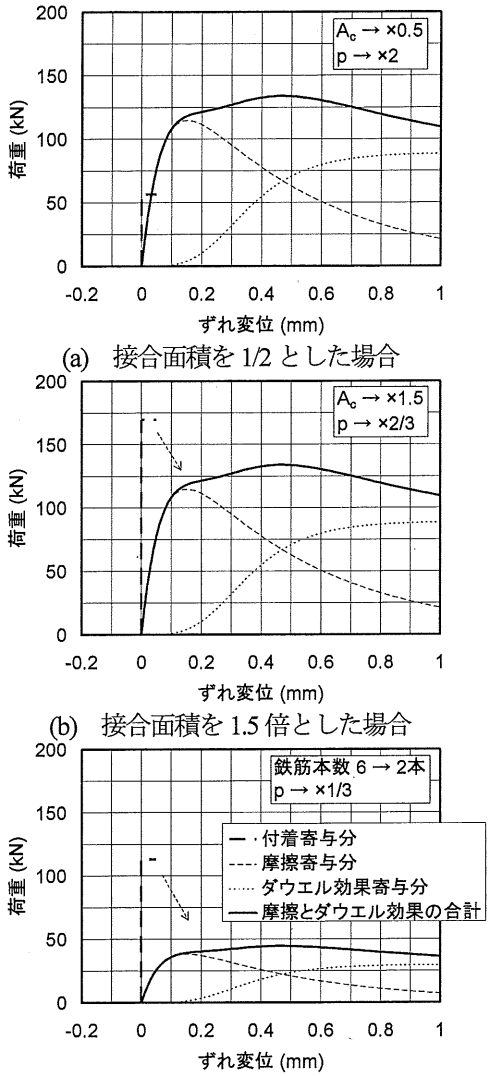


図-6 荷重－ずれ変位の関係における付着，摩擦，ダウエル効果の分担イメージ[4]
(接合面積および鉄筋本数の影響)

た。図-5に示すとおり，鉄筋のダウエル効果，鉄筋軸力の増加を伴う摩擦はいずれも，初期のずれが発生するまではごく軽微であり，大部分はずれが発生した後に増加し始めることがわかった。このことから，供試体Wの初期のずれは，コンクリート間の付着に依存しており，その発生荷重は接合面の付着によるせん断強度で表されると考えられる。

図-5に示した供試体Wの結果を用いて，コンクリート接合面積 A_c およびずれ止め鉄筋(D10)の本数が，付着，摩擦，ダウエル効果それぞれの分担に及ぼす影響をみるため，A_c または鉄筋本数を変化させた場合の推定値を図-6(a)～(c)に示す[4]。同図(a)は，接合面積を1/2としたものであるが，ずれ止め鉄筋比が大きくなると，付着の影響は無視し得る程度となり，最大荷重は摩擦とダウエル効果に依存する傾向になる。ただし，最大荷重発生時には既にずれ変位が0.5mmに達している。逆に接合面積を1.5倍にした場合(同図(b))，付着による耐力が大きくなり，付着切れによりずれが発生し，荷重が急激に低下するが，摩擦とダウエル効果によって再び荷重の上昇が生じる。供試体Wの場合(図-5)は，摩擦，ダウエル効果の合計の最大荷重が付着切れの発生荷重よりも大きかったが，図(b)の場合は，付着切れの荷重を再び超えることはないパターンであった。一方，接合面積はそのままとして，ずれ止め鉄筋の本数を1/3に減らすと(図(c))，付着の影響はより顕著となり，付着切れの後，摩擦，ダウエル効果によって低い荷重レベルで持続するものの，荷重の再上昇はほとんどなく，徐々に低下する傾向が見られた。図-4に示したずれ止め鉄筋比0.2 %，ほうき目仕上げの供試体はこのパターンであった。これらの図から，ほうき目仕上げや洗い出しを施して，かつずれ止め鉄筋比が比較的小さい場合(図(c))のせん断伝達耐力は，接合面の付着に依存していること，付着切れの直後から摩擦とダウエル効果が寄与し始めるが，耐力(最大荷重)には寄与しないことがわかった。Hanson[6]，乙藤ら[8]，岡田[25]の試験結果を整理したところ，せん断伝達耐力が付着で決まる条件は，ずれ止め鉄筋比，接合面の仕上げの程度によって異なるが，これらのデータの範囲では，ずれ止め鉄筋比が概ね0.4～0.6 %以下の場合であることがわかった。PCコンポ橋のようにずれ止め鉄筋比が0.5 %に満たない場合には，そのせん断伝達耐力(最大荷重)は接合面の付着に大きく依存すると考えられる。

3.2 付着によるせん断伝達耐力

(1) 表面仕上げの影響

Birkelandら[28]やMast[29]によって提案されたせん断摩擦理論では，コンクリート間の付着の影響を無視することとしている。Mastはずれ止め鉄筋比が小さい場合，せん断伝達耐力のばらつきが大きく，付着による影響が現れていた可能性があると述べている[29]。上記3.1の検討からPC合成桁ではむしろコンクリート間の付着を無視せずに，その特性をよく把握すべきと考える。

ここでいうコンクリート間の付着の強度は，無筋コンクリートの打継目のせん断強度と同義と考えられる。伊東らの研究では，仕上げを丁寧に行うことで打継ぎのない一体のコンクリートと同等のせん断耐力(軸力が作用しない場合 v_u/f'_c =0.13～0.22)が得られることが報告されている[30]。ただし，伊東らの接合面(打継ぎ面)は，コンクリート打設から約24時間後に，ワイヤブラシで骨材が露出するまで入

念に削って，水でよく洗ったとしており，比較的丁寧に表面処理されたものと考えられる。国分の研究では，この打継方法により，接合面の引張強度が一体打ちのコンクリートの引張強度と同程度となると記されている[31]。

図-7 に，既往のプッシュオフ試験結果のうち，付着切れが生じた荷重が最大荷重とされている可能性が高い，ずれ止め鉄筋比が 0.5 %以下のものを選択して，v_u/f'_c と接合面の表面粗度(十点平均粗さ) R_{zj} の関係を示す。ここで引用した試験データのうち，本共同研究と Gohnert の結果[32]以外の表面粗度は実測されていないので，各文献に示される仕上げ方法を踏まえて推定値で示した(例，こて仕上げ：0.2mm，5mm 程度に目粗し：5mm)[4]。また，図中には，本共同研究の結果(図-8 に示す「2005」のほうき目仕上げの結果にあてはめた) から得られた v_u/f'_c と R_{zj} の関係を合わせて示す(R_{zj} が 3 mm 以上の範囲は外挿)。この関係式は既往の試験結果(木ごて仕上げの結果を除く)の概ね上限に相当する。また，道示の根拠データとなった乙藤ら[8]の木ごて仕上げの結果は R_{zj} を 0.2 mm と想定して示したが，明らかに同図の関係式から離れており，他のこて仕上げの試験結果と比べても明らかに大きい v_u/f'_c であった。関係式から推定すると，その v_u/f'_c は表面粗度が 5～6 mm 程度に相当し，木ごて仕上げとは言うものの伊東ら[30]が実施した試験と同様にかなり丁寧な仕上げが行われた可能性がある。現行道示では，木ごて仕上げで 3 N/mm^2 のせん断強度が得られるとしているが[12]，今日一般に言われる木ごて仕上げとはかなり異なる可能性があることに留意する必要がある。これらの点から，表面粗度が付着強度に影響するが，付着強度の影響因子は単に表面粗度だけでないことがわかる。

図-7 のうち，ほうき目仕上げおよび洗い出し仕上げの結果を抽出したものを図-8 に示す。このうち，表面粗度 R_{zj} を実測したのは図中の「2005」[1]と「供試体 W」[4]の結果のみである(いずれも本共同研究による)。その他のデータは図-7 と同様に推定値で示した。国内の道路橋に適用される PC 合成桁の接合面は洗い出しやほうき目仕上げが一般的であるが，いずれの場合も v_u/f'_c のばらつきが大きい。関係式(図-7 と同じ)に用いた「2005」のデータはほうき目仕上げの結果であるが，他のほうき目仕上げの結果は，関係式に比べて，約 1/2 程度のものも含めて，低い傾向にあった。旧土研・PC 建協の共同研究で得られた結果(図中の「1998」)では，ほうき目仕上げの v_u/f'_c の平均値が 0.037，洗い出し仕上げの v_u/f'_c の平均値が 0.051 であった。また，遅延ほうき目仕上げとしている結果は，付着の改善を期待してほうき目を入れる処理の時間をやや遅らせた場合のものであり，ほうき目処理を実施する時期の違いでせん断伝達耐力に差が見られた[26]。このことは v_u/f'_c のばらつきの要因の一つであると考えられる。

洗い出し仕上げの結果についても，旧土研・PC 建協の共同研究の結果(図中の「1998」)[26]は，本共同研究の結果の 1/2 程度であった。洗い出し仕上げの場合も，その処理方法などによって v_u/f'_c に差が生じることがわかるが，レイタンスを確実に除去するとともに，洗い出された骨材がかぎ状になる場合もあることから，洗い出しの v_u/f'_c は標準ほ

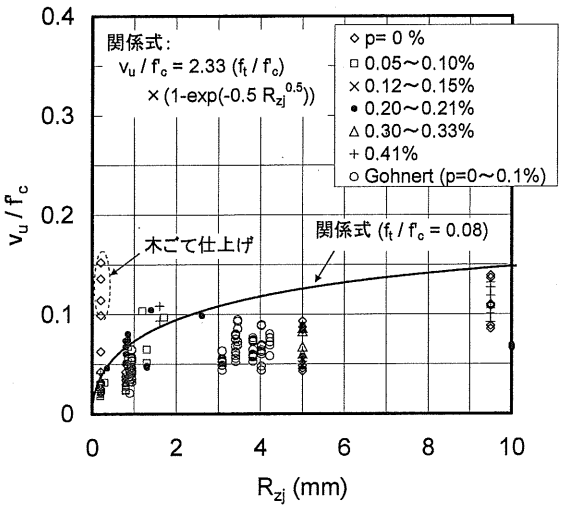


図-7　表面粗度 R_{zj} と v_u / f'$_c$ の関係[4]

(本共同研究，Hanson[6]，乙藤ら[8]，岡田[25]，旧土研・PC 建協[26]，Gohnert[32]から，ずれ止め鉄筋比が 0.5 %以下のデータを示す)

注)　f_t：コンクリートの引張強度

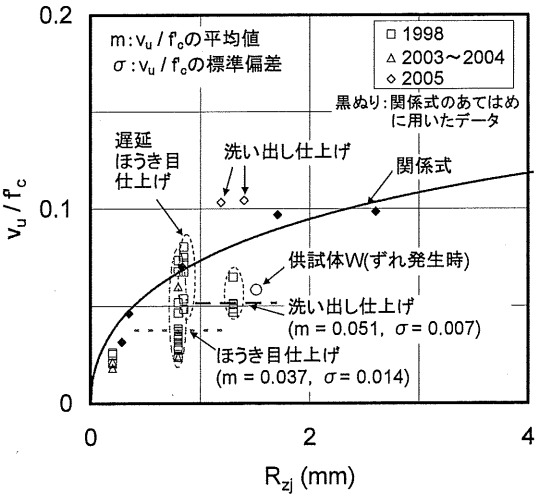


図-8　ほうき目・洗い出し仕上げの結果[4]

注)　1998：文献 26)より，2003～5：文献 1)より

p＝0.1～0.2 %(供試体 W のみ p＝1.33 %)

うき目仕上げのそれよりは大きい傾向にあった。

(2) 接合面に垂直に作用する応力の影響

図-9 および表-1 に，本共同研究で実施した，ずれせん断破壊に着目したはり試験の試験体と結果の概要を示す[5]。試験体Ⅰ～Ⅲは，従来のはり試験[6),8),26)]と同様に，いずれも曲げひび割れが接合面付近まで進展した後，ずれ破壊が発生した。はり試験においても，接合面付近におけるずれ止め鉄筋の曲げ変形は，ひずみ測定によって，ずれ発生後に明確に認められた。

はり試験の場合，載荷に伴う載荷点付近および支点付近の接合面に垂直に作用する応力(以下，直応力という)が生じる[33]。これらの直応力は付着によるせん断強度に影響すると考えられる。図-10 に，接合面のない一体のはりとして 3 次元弾性 FEM によって算定した，試験体Ⅰ，Ⅲの接合面中心に作用する直応力分布を示す。この直応力分布の影響を考慮して接合面の各位置での付着強度を図-11 に示した式(修正 Cowan 理論[22),34),35)]を参考にして求めた，ほう

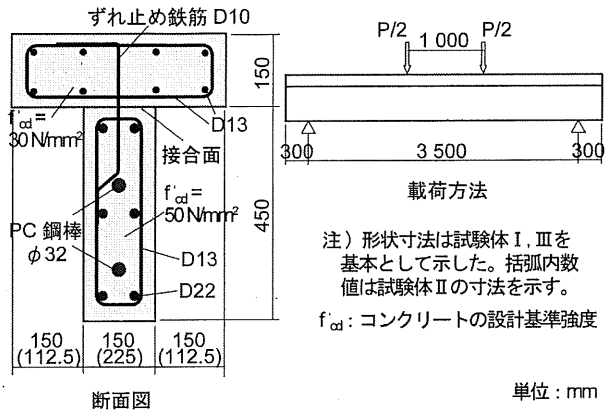


図-9　はり試験体の形状寸法

表-1　はり試験の結果

(付着によるせん断伝達耐力およびずれ発生荷重の計算値との比較)

試験体名	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
接合面の幅 b (mm)	150	225	150
ずれ止め鉄筋比 p (%)	0.21	0.14	0.0 *2
フランジのコンクリート圧縮強度 (N/mm^2) *1	39.6	40.7	42.1
ウェブのコンクリート圧縮強度 (N/mm^2)	54.1	50.6	55.2
付着によるせん断伝達耐力，計算値 (kN)	873	1259	924
ずれ発生荷重，計算値 $P_{u,cal}$ (kN)	595	905	629
ずれ発生荷重，実験値 $P_{u,ex}$ (kN)	591	957	620
$P_{u,ex} / P_{u,cal}$	0.99	1.06	0.99
直応力を無視した付着によるせん断伝達耐力 (kN)	515	794	548
直応力を無視したずれ発生荷重 (kN)	351	571	373
直応力を無視したずれ発生荷重／$P_{u,cal}$	0.59	0.60	0.60
接合面の十点平均粗さ，実測値 R_{zj} (mm)	0.73	0.91	0.82

注) *1: 耐力計算には圧縮強度が低いフランジ側の値を用いた。
*2: 試験体Ⅲはずれ止め鉄筋の代わりに，接合面に高さ 30mm×幅 50mm×b の凸型コンクリートコッターを 450mm 間隔で配置した。

き目仕上げの接合面を対象とした式) [4),5)]により算定し，載荷点から支点上まで積分した値をせん断伝達耐力とした [5)]。表-1 にはその計算結果を示した。ずれ破壊時の荷重は，計算値の 0.99～1.06 であり，実験値と比較的よく一致した。これらのことから，プッシュオフ試験と同様，はり試験においても接合面のずれ発生はコンクリート間の付着に依存していたものと考えられる。

この直応力の影響の程度を把握するため，直応力が作用しないとして計算した結果も表-1 に示した。これらの試験の範囲では，直応力の影響は直応力を考慮しない場合の約 1.7 倍(1/0.60)であり，はり試験体のせん断伝達耐力を推定する上で無視できないことがわかった。試験体ではフランジ自重の影響は小さかったが，実際の PC 合成桁では，床版の自重や自動車荷重も接合面のせん断伝達に寄与している部分があると考えられる。

3.3　ずれ止め鉄筋の役割

以上の結果によると，PC 合成桁接合面のせん断伝達耐力は付着に依存するので，計算上はずれ止め鉄筋が必要ないこととなる。本共同研究の一連の試験において，現行の最小ずれ止め鉄筋比 0.2 %が配置されていても，その程度の鉄筋量で，プッシュオフ試験におけるせん断伝達耐力に影響を及ぼすことはなかった(図-4 が一例)。しかし，コンクリートの付着破壊は脆性的かつ不可逆なものであって，架設中や供用中の不測の作用 [28),29)]に対する配慮は必要である。

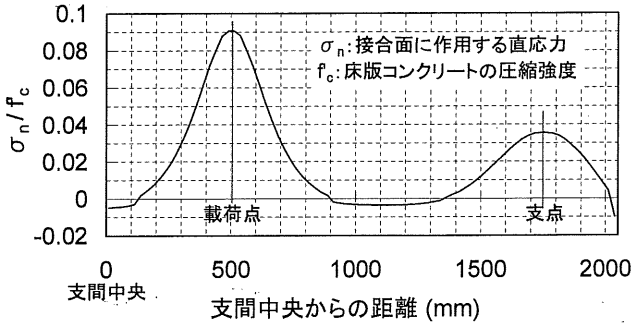


図-10　最大荷重時の接合面に作用する直応力σ_nの分布 [5)]
(試験体Ⅲ，ずれ発生荷重 620 kN 載荷時)

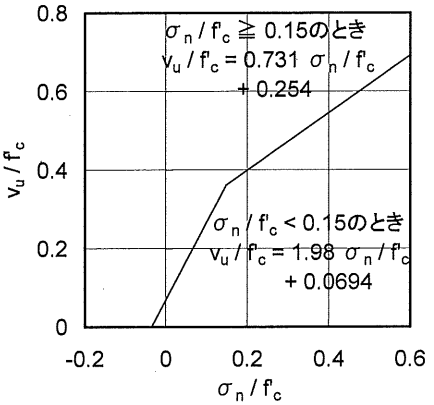


図-11　標準ほうき目仕上げの接合面における付着によるせん断強度 v_u と直応力σ_nの関係 [4),5)]

プレキャスト部材の横ばり端部を剛結合とする場合のように，接合面積が小さく，かつある程度大きいずれ変位が生じても許容される場合には，従来のせん断摩擦理論に基づき所要の鉄筋量を配置するのがよい。しかし，道路橋主桁の PC 合成桁のように接合面積が相当大きい場合に，最小ずれ止め鉄筋比の規定に基づき接合面積に比例してずれ止め鉄筋を配置することは，安全側ではあっても実際その機能を果たす機会がほとんどないことを考えると，必ずしも適切でない場合もあると考えられる。特に PC コンポ橋では，接合面の幅が従来の PC 合成桁よりも大きいことから，コンポ橋以前の PC 合成桁よりも作用せん断応力度が減少しているにもかかわらず，最小ずれ止め鉄筋比の規定(現行道示では 0.2 %)に従ってずれ止め鉄筋を増加させることは，なおさらその機能を果たす機会が稀である。上記の不測の作用に対する一般的な配慮としては，はりのせん断耐力に対して配置されるスターラップを現場打ち床版内に適切に定着することでよいと考えられる。

なお，AASHTO の式(3)の係数 c は付着係数(cohesion factor)と表記されているが，本文でいうところの付着と異なるものであり，PC 合成桁接合面の付着を考える上では誤解されやすい表記となっていることに留意する必要がある。AASHTO の式(3)の係数 c は付着の影響と骨材のかみ合わせを考慮したと解説に記されており [19)]，せん断伝達耐力に関して付着の効果とずれ止め鉄筋による効果の足し合わせ

が成り立つと考えている。明記はないが EN も式(4)より AASHTO と同様の考え方と推察される。一方，式(3)の解説で引用されている Mattock の文献[36]では，提案式(8a)が示されたが，Mattock は従来のせん断摩擦理論と同様に付着の影響を無視しており，$p \cdot f_y$ が小さい場合の照査式として式(8b)を式(8a)とともに示した。

$$v_u = K_1 + 0.8\,(p \cdot f_y + \sigma_n) \leqq \min(K_2 f_c, K_3) \quad [\mathrm{psi}] \quad (8a)$$

ただし，$(p \cdot f_y + \sigma_n) \leqq K_1 \cdot A_c / 1.45\ \mathrm{lb}$ の場合，

$$v_u = 2.25\,(p \cdot f_y + \sigma_n) \quad [\mathrm{psi}] \quad (8b)$$

ここに，K_1=0.1f'c，K_2=0.3，K_3=2400psi

注) 1 lb = 4.45 N，1 psi = 6.89×10^{-3} N/mm^2

式(8a)の K_1は，値，表記ともに付着の影響を表すものと受け取られやすいが，この K_1=0.1 f'c は載荷試験前に強制的に接合面に割れを生じさせた試験データを再整理して得られたものであり，かつ $p \cdot f_y$ が大きいことから，最大荷重を示した時点で既にずれ変位が大きい試験結果に基づいていると考えられる。Mattock は Birkeland らや Mast と同様に，本文でいう付着を明確に意識して，試験データから排除していたことがわかる。

4．PC 合成桁のせん断伝達耐力の算定法(試案)

4.1 算定法の前提

以上の検討のまとめとして，PC 合成桁の床版と主桁のコンクリート接合面におけるずれ発生時のせん断伝達耐力の算定法を試案の形で示す。ここで示す算定法は，終局荷重作用時の荷重の組合せ(クリープ，乾燥収縮の影響を含む)に対する照査に用いることを前提とする。照査で考慮する荷重や荷重係数，安全率などの設定は別途検討が必要である。なお，終局荷重作用時を想定することから，作用せん断力は式(6)または式(7)により算定するのがよい。

4.2 PC 合成桁接合面のせん断伝達耐力の算定

せん断伝達耐力 V_u は式(9)により算定する。

$$V_u = k_c \cdot f_{cd} \cdot A_c \quad (9)$$

ここに，k_c：付着係数(図-8 の縦軸 v_u / f_c に相当する指標)

標準仕上げ(洗い出し)の場合：k_c = 0.05

ほうき目仕上げの場合：k_c = 0.035

f_{cd}：コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)，低い側の圧縮強度を用いる(通常は床版側)。

接合面の大きなずれ(概ね 0.05 mm を超えるずれ)が生じた後の桁の曲げ耐力やせん断耐力の推定は難しいことから，PC 合成桁の設計では終局荷重作用時であってもこのようなずれが生じないように式(9)によって照査することとした。なお，ずれ止め鉄筋を配置したとしても，付着切れの抑制には寄与せず，ずれ止め鉄筋のせん断伝達機能が発揮される時点では既にずれが生じていることから，PC 合成桁接合面のせん断伝達耐力の算定には考慮しないこととした。ここで，係数 k_c の値は，図-8 に示した試験結果「1998」の平均値を用いた。PC 合成桁において直応力がせん断耐力に与える影響は大きいが，一般にはこれを考慮しなくとも十分な耐力が得られることから，式(9)には考慮しないこととした。

表-2 PC 合成桁接合面のせん断強度 v_u (N/mm^2)

f'_c (N/mm^2)	ほうき目仕上げ		洗い出し仕上げ	
	m k_c = 0.035	m − σ k_c = 0.02	m k_c = 0.05	m − σ k_c = 0.04
30	1.0	0.6	1.5	1.2
40	1.4	0.8	2.0	1.6
50	1.7	1.0	2.5	2.0
60	2.1	1.2	3.0	2.4

注) m：平均値，σ：標準偏差

表-3 現行道示の接合面の許容せん断応力度(v_uは参考値)

ずれ止め鉄筋比 p (%)	許容せん断応力度 τ_{ba} (N/mm^2)	v_u (参考値) (N/mm^2)
0	0.38	0.65
0.1	0.45	0.76
0.2	0.51	0.87
0.5	0.71	1.20

注) 床版のコンクリートの設計基準強度 f'_c を 30 N/mm^2 とした。

表-2 に式(9)に含まれるせん断強度 v_u ($=k_c \cdot f_{cd}$)の算定例を示す。また，参考として，現行道示と対比するため，ここでは τ_{ba} が終局荷重作用時に相当する接合面のせん断強度 v_u の 1/1.7 と仮定して，τ_{ba} を 1.7 倍した値を表-3 に示す。PC 合成桁で一般的に用いられているコンクリートの設計基準強度の場合(床版 30 N/mm^2，主桁 50 N/mm^2)，ずれ止め鉄筋比を 0.2 %とすると v_u は 0.87 N/mm^2 を確保していることになるが，式(9)によれば，洗い出し仕上げの場合に 1.5 N/mm^2 の v_u が確保される。このように一般に PC 合成桁接合面の付着によるせん断強度は，現行道示で要求される値よりも大きい傾向にあると考えられる。

4.3 ずれ止め鉄筋の扱い

一体のはりとしてせん断伝達耐力を確保するためにウェブに配置されたスターラップは，床版まで貫通させて十分な定着を行う。

道示では，ウェブ断面に対して最小鉄筋比 0.2 %以上のスターラップを配置することとしている。PC コンポ橋の場合，フランジ内に接合面を設けるため，接合面幅はウェブ幅よりもかなり広くなるが，一般には接合面の面積に対して同最小鉄筋比の規定を適用しなくてもよい。接合面の面積が広くなると，ずれ止め鉄筋を追加しなくても，付着の効果によってせん断伝達耐力が増すとともに，作用するせん断応力度が小さくなるためである。

斜角のきつい斜橋などのように，PC 合成桁にねじりが生じる場合や，何らかの要因により接合面に対して垂直方向の引張力が作用する場合は，接合面の処理方法やずれ止め鉄筋の配置について別途検討を行う必要がある。

4.4 施工(接合面の仕上げ)

接合面の仕上げの標準は洗い出し仕上げとするのがよい。ただし，既往の研究から，ほうき目仕上げとした場合，表-2 に示したせん断強度が得られることが確認されているので，これを前提に設計した場合にはほうき目仕上げとしてもよい。

洗い出し仕上げにおいて，遅延剤を使用する場合は，散布時期，散布量，圧力水による処理の時期などにより，仕上げ具合にむらが生じたり，骨材の緩みが生じたりすることがあるので，使用する遅延剤ごとに適切な処理方法をあらかじめ確認した上で実施する。

ほうき目仕上げでは，主たるせん断力の作用方向と直角となるように，かつできるだけ凹凸が大きくなるようにほうき目を入れるのがよい。ほうき目仕上げは，ほうき目を入れる時期によって付着性能がばらつくことがあるので，適切な時期をあらかじめ確認した上で施工する。なお，付着係数 k_c は，打設後約 2～3.5 時間経過した時点でほうき目を入れた場合の結果である[1),4),26)]。

5. あとがき

本共同研究では，プレキャスト PC 部材の接合技術のうち，特に重要なせん断伝達機構を明らかにするため，新たな実験的検討を加えるとともに，その結果を踏まえて既往の試験データを再整理した。本文では，それらの検討の概要を示した上で，道路橋 PC 合成桁の主桁と床版の接合面におけるせん断伝達耐力の算定法を試案の形で提示した。当然ながら，本試案は，今後，荷重や安全率などを含めた照査法として，設計に反映させるための議論が必要と考えている。

なお，本共同研究では，コンクリート中の鉄筋のダウエル挙動を把握するためのコンクリートの反力係数(K 値)，強度の異なるコンクリート間の接合面におけるずれ止め鉄筋のダウエル挙動の算定法，および表面粗度を考慮した接合面の付着強度の算定法についても検討を行った。これらの結果は本文の内容と合わせて，共同研究報告書[1),4),5)]としてとりまとめている。

参考文献

1) 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)，共同研究報告書第 362 号，(独)土木研究所，PC 建協，2007.2.
2) 阿部浩幸，武知勉，中島禎：PC コンポ橋の主けた一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) 例えば，特集：新構造技術の開発，プレストレストコンクリート，49-2，2007.
4) 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(Ⅱ)－ずれ止め鉄筋及びスタッドの挙動－，共同研究報告書第 370 号，(独)土木研究所，PC 建協，2008.3.
5) 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(Ⅲ)－PC 合成げたのせん断伝達に関する検討－，共同研究報告書第 383 号，(独)土木研究所，PC 建協，2008.3.
6) Hanson, N.W., Horizontal shear connections, Precast-prestressed concrete bridges, PCA Bulletin D35, May 1960.
7) ACI-ASCE Committee 333, Tentative recommendations for design of composite beams and girders for buildings, Journal of ACI, 57-12, pp.609-628, December 1960.
8) 乙藤憲一，笹戸松二，浜本富美雄，御子柴光春，大西清治：コンクリート合成桁の接合面に関する研究，プレストレストコンクリート，9-2，pp.8-18，1967.
9) 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.
10) 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.
11) 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.
12) 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.
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.
14) 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.
15) コンクリート標準示方書設計編，(社)土木学会，1986.
16) コンクリート標準示方書設計編，(社)土木学会，1996.
17) 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.
18) コンクリート標準示方書構造性能照査編，(社)土木学会，2002.
19) LRFD Bridge Design Specifications, 4th ed., AASHTO, 2007.
20) Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1.1: General rules and rules for buildings (EN1992-1-1), 2004.
21) Eurocode 2: Design of concrete structures Part 2: Concrete Bridges - Design and detailing rules (EN1992-2), 2005.
22) Mattock, A.H. and Hawkins, N.W., Shear transfer in reinforced concrete-Recent research, PCI Journal, pp.55-75, March-April 1972.
23) 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.
24) 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.
25) 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，第 502 号，pp.73-82，1994.11.
26) 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.
27) ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, 2005.
28) Birkeland, P.W. and Birkeland, H.W., Connections in precast concrete construction, Journal of ACI, pp.345-368, March 1966.
29) Mast, R.F., Auxiliary reinforcement in concrete connections, Proceedings of ASCE, ST6, pp.1485-1504, June 1968.
30) 伊東茂富，大野利幸，上野裕康：コンクリートのせん断強度について，土木研究所報告，第 100 号，pp.133-143，1959.1.
31) 国分正胤：新旧コンクリートの打継目に関する研究，土木学会論文集，第 8 号，pp.1-24，1950.11.
32) Gohnert, M., Horizontal shear transfer across a roughened surface, Cement & Concrete Composites, 25, pp.379-385, 2003.
33) 大浜文彦，小林和夫：プレキャストコンクリート合成ばりの打継面におけるずれ特性に関する研究，土木学会論文集，第 208 号，pp.85-97，1972.12.
34) Cowan, H.J., The strength of plain, reinforced and prestressed concrete under the action of combined stresses, with particular reference to the combined bending and torsion of rectangular sections, Mag. of Concrete Res., pp.75-86, Dec. 1953
35) Zia, P., Torsional strength of prestressed concrete members, Journal of ACI, pp.1337-1359, April 1961
36) Mattock, A.H., Shear friction and high-strength concrete, ACI Structural Journal, pp.50-59, Jan.-Feb. 2001.

付録　PC合成げたのせん断伝達耐力照査に関する米国，欧州との比較

参考文献

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) LRFD Bridge Design Specifications, 4th ed., AASHTO, 2007.

3) PCI Bridge Design Manual, MNL-133-97, PCI. (http://www.pci.org/)

4) Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1.1: General rules and rules for buildings (EN1992-1-1), 2004.

(Blank)

1．接合面におけるせん断応力度およびせん断力の計算

項目	道路橋示方書	AASHTO LRFD	EUROCODE 2
作用せん断応力度およびせん断力	**11.3　けたと床版の結合（5）** けたと床版の接合面におけるコンクリートのせん断応力度は，式（11.3.2）により算出するものとする。 $\tau_b = \frac{SQ}{bI}$　(11.3.2) ここに， τ_b :接合面におけるコンクリートのせん断応力度（N/mm²） S:けた断面に作用する設計せん断力（N） Q :合成断面の図心軸に関する床版の断面一次モーメント（mm³） b :けたと床版の接合面における橋軸直角方向の幅（mm） I :合成断面の図心軸に関する断面 2 次モーメント（mm⁴）	**AASHTO LRFD 5.8.4.2** 接合面に作用するせん断応力度およびせん断力は以下の式で計算される。 $v_{ui} = \frac{V_{ul}}{b_{vi} d_v}$　(5.8.4.2-1) $V_{ui} = v_{ui} A_{cv}$　(5.8.4.2-2) ここに， v_{ui} :接合面におけるせん断応力度（N/mm²） V_{ui} :接合面におけるせん断力（N） V_{ul} :けた断面に作用する設計せん断力（N） b_{vi} :接合面における橋軸直角方向の幅（mm） d_v :引張鉄筋の中心から上床版中心までの距離（mm） A_{cv} :接合面の面積（mm²）	**EN 1992-2 6.2.5** 接合面に作用するせん断応力 v_{Edi} は以下の式で求められる。 $v_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / z b_i$　(6.24) ここに， β :新設コンクリートに作用する軸力と全軸力の比で，引張・圧縮にかかわらず断面ごとに算出される。 v_{Edi} :接合面に作用するせん断応力度 V_{Ed} :断面に作用するせん断力 z :合成断面の応力中心距離 b_i :接合面の幅
作用せん断応力度計算式の適用範囲	照査の計算は，設計荷重作用時の荷重について行うことから，ひび割れが発生していない弾性挙動に対して行っていると考えられる。	**AASHTO LRFD C5.8.4.2** 終局限界状態において，弾性挙動・非線形挙動・ひび割れ発生・ひび割れの発生しない断面すべてに適用	**prEN 1990** 各限界状態において，部材の弾性挙動，非線形挙動についてそれぞれ照査する
前・後死荷重の取り扱い	**11.3　けたと床版の結合（5）** 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から，接合面に生じるせん断力が最大となる荷重の組合せで設計する。	**PCI Bridge Design Manual 8.5.1** V_{ui} の計算に当たって，多くの設計者は全ての荷重を考慮しているが，後死荷重（地覆，舗装など）と活荷重のみを考慮する設計者もいる。 「PCI Bridge Design Manual」の設計例では，前死荷重を考慮していない。	明記せず

クリープ差，乾燥収縮差および温度差の影響	**11.3　けたと床版の結合（5）** クリープと乾燥収縮差による接合面に発生する曲げモーメントと軸力は，Mattock の方法によって計算される。 けたと床版のコンクリートの温度差や乾燥収縮差のように橋軸方向に一様のひずみ差が生じる場合のけたと床版の接合面に生じるせん断応力度は，式（解 11.3.2）によって求めることができる。 $\tau_b = \frac{2N_{TS}}{ab}$　　(解 11.3.2) ここに， τ_b :けたと床版の温度差や乾燥収縮差によって，けたと床版の接合面に生じるせん断応力度（N/mm²） N_{TS} :けたと床版の温度差や乾燥収縮差によって，けたと床版の接合面に作用する軸方向力（N） a :主げたの間隔（mm）。ただし，主げたの間隔が支間の 1/10 より大きい場合は，支間の 1/10 の値とする。	**PCI Bridge Design Manual 8.2.1.4** クリープと乾燥収縮差による接合面に発生する曲げモーメントと軸力は，有限要素法のプログラムを用いて評価されることがある。	**EN 1992-1-1:2004 5.10.6** 弾性変形や材令などを考慮し接合面に発生する断面力を算出する。 なお，プレストレスの低減については有効係数 0.8 としてよい。

2．接合面におけるせん断許容応力度およびせん断耐力

項目	道路橋示方書	AASHTO LRFD	EUROCODE 2
許容せん断応力度	**11.3　けたと床版の結合（4）** 接合面における許容せん断応力度は以下の式で計算される。 $\tau_{ba} = 0.38 + 12p\sqrt{\sigma_{ck}}$　(11.3.1) 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（N/mm²） p :接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）	計算しない。	計算しない。
せん断耐力	計算しない。	**AASHTO LRFD 5.8.4.1** 接合面におけるせん断耐力は以下の式で計算される。 $V_{ni} = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c)$　(5.8.4.1-3) ただし， $V_{ni} \le K_1 f'_c A_{cv}$　(5.8.4.1-4) $V_{ni} \le K_2 A_{cv}$　(5.8.4.1-5) ここに， $A_{cv} = b_{vi}L_{vi}$　(5.8.4.1-6) A_{cv} :接合面の面積（mm²） A_{vf} :接合面に配置されるずれ止め鉄筋面積(mm²) b_{vi} :接合面における橋軸直角方向の幅(mm)	**EN 1992-1-1:2004 6.2.5** 接合面における抵抗せん断応力度 v_{Rdi} は，以下の式で求められる。 $v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin\alpha + \cos\alpha)$ $\le 0.5\nu \cdot f_{cd}$ (6.25) ここに， c と μ：接合面の粗度に関する係数 f_{ctd}：コンクリート設計引張強度で，次式で求められる。$f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c$

		L_{vi} :接合面における橋軸方向の長さ(mm) c :付着係数 μ :摩擦係数 f_y :ずれ止め鉄筋の降伏強度, ただし，420N/mm² 以下とする(N/mm²) P_c :接合面に作用する鉛直力, 引張の場合では $P_c = 0$ とする。 f'_c :コンクリートの 28 日圧縮強度。 桁と床版の小さい方とする(N/mm²) K_1，K_2：係数	$f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot 0.3 f'^{(2/3)}_{ck}$ σ_n :せん断力と同時に作用する軸力（外力）によって発生する垂直応力度であり（例：$\sigma_n = 0.6 f_{cd}$）(N/mm²), 圧縮の場合は正, 引張の場合は負とする。ただし，σ_n が引張の時，f_{ctd} を 0 にしなければならない ρ：A_s / A_i A_s：接合面におけるずれ止め鉄筋の断面積（主桁のせん断補強筋を含む）で，接合面の両側に十分に定着されるものである(mm²) A_i：接合面の面積(mm²) α：ずれ止め鉄筋と接合面の角度（図 6.9 参照） ただし，$45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ である。 ν：強度低減係数 $(=0.6(1-f'_{ck}/250))$
コンクリート強度に関する適用範囲	接合面に関しては特に記述なし	**AASHTO LRFD C5.8.4.1** 普通コンクリートの場合, コンクリート強度 17～114 (N/mm²) 軽量コンクリートの場合, コンクリート強度 28～36 (N/mm²) 桁および床版ともにプレキャストコンクリートの場合は適用範囲外。	コンクリート強度の適用範囲： 円柱供試体による圧縮強度：30～70 (N/mm²) 角柱供試体による圧縮強度：37～85 (N/mm²) ただし，軽量コンクリートを適用範囲外とする。

摩擦係数等	11.3　けたと床版の結合（4） けたと床版の接合面は，レイタンスを取り除いて十分に清掃した場合を想定。	AASHTO LRFD 5.8.4.3 場所打ち床版合成桁について，桁の表面処理はレイタンス除去・清掃，粗さ 6mm の場合， $c = 1.9\ (N/mm^2)$ $\mu = 1.0$ $K_1 = 0.3$ $K_2 = 12.4(N/mm^2)$，普通コンクリート $= 9.0(N/mm^2)$，軽量コンクリート 合成げたのけたと床版の接合面は，他の構造の同じ表面処理での接合面に比べて，合成げた固有の余裕があることから，係数 c が 0.2 N/mm^2 高めに設定されている。	EN 1992-1-1:2004 6.2.5 接合面においては，詳細仕様が指定されない場合（例えば，製品の仕上げ規格等），接合面の表面粗度は，Very smooth，Smooth，Rough，Intended で区別し，それぞれの一例を以下に示す。 ・Very smooth：鋼，プラスチック，特殊加工した木製型枠等で打設した面などの場合，$c = 0.25$ と $\mu = 0.5$ とする。 ・Smooth：スリップフォーム，押出し製作した表面，打設後に表面の均しを行わない等の場合，$c = 0.35$ と $\mu = 0.6$ とする。 ・Rough：表面に少なくとも 3mm 以上の凹凸ある粗面（約 40mm の間隔），表面に骨材が露出した場合，もしくはその他の方法で等価な挙動が得られる場合，$c = 0.45$ と $\mu = 0.7$ とする。 ・Intended：表面にコッター(ディテールは原文に図示されている)を設けた場合，$c = 0.5$ と $\mu = 0.9$ とする。

3．接合面におけるせん断照査

項目	道路橋示方書	AASHTO LRFD	EUROCODE 2
照査式	**11.3　けたと床版の結合（4）** 床版の接合面のコンクリートのせん断応力度は，許容応力度以下とする。 $\tau_b \leq \tau_{ba}$ 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（N/mm²） τ_b :接合面におけるコンクリートのせん断応力度（N/mm²）	**AASHTO LRFD 5.8.4.1** $V_{ri} = \phi V_{ni} \geq V_{ui}$　　(5.8.4.1-1,-2) ここに， V_{ui} :接合面に作用するせん断力（N） V_{ni} :接合面のせん断耐力（N） V_{ri} :抵抗係数をかけた接合面のせん断耐力（N） ϕ :抵抗係数 **AASHTO LRFD 5.5.4.2** 抵抗係数ϕは普通コンクリートの場合では 0.9，軽量コンクリートの場合は 0.7 とする。桁と床版のコンクリート種類が異なる場合，小さいほうの値とする。	**EN 1992-1-1:2004 6.2.5** 打設時期が異なるコンクリート接合面のせん断応力度は，以下の条件を満足しなければならない。 $v_{Edi} \leq v_{Rdi}$　　(6.23) ここに， v_{Rdi} ：抵抗せん断応力度（N/mm²） v_{Edi} ：接合面に作用するせん断応力度（N/mm²）

4．接合面の最小ずれ止め鉄筋量

項目	道路橋示方書	AASHTO LRFD	EUROCODE 2
最小ずれ止め鉄筋量	**11.3　けたと床版の結合（8）** ずれ止め鉄筋の鉄筋量は，けたと床版の接合面の面積の 0.2%以上とするものとする。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。	**AASHTO LRFD 5.8.4.4** 場所打ち床版合成桁橋について，接合面の最小ずれ止め鉄筋量は，以下の二つの方法で計算された値の中の最小値とする。 方法 1：$A_{vf}=\dfrac{0.35A_{cv}}{f_y}$　(5.8.4.4-1) 方法 2：$V_{ui}\dfrac{1.33}{\phi}$ を耐力の計算式 $V_{ni}=cA_{cv}+\mu\left(A_{vf}f_y+P_c\right)$ の左端に代入して，A_{vf} を計算する。 また，桁表面粗さ 6mm の場合において，式(5.8.4.2-1)で計算されたせん断応力度 v_{ui} が 1.4N/mm² より小さく，かつ，鉛直方向のせん断検討により配置された鉛直方向の鉄筋が全て接合面を貫通し，床版に定着される場合は，上記の最小ずれ止め鉄筋量に対する検討を省略することができる。	**EN 1992-1-1:2004 9.2.2** 以下は主桁のせん断補強筋の最小配置量を規定したものであり，参考に示す。 最小せん断鉄筋比は式 9.4 で求められる。 $\rho_w=A_{sw}/\left(s\cdot b_w\cdot\sin\alpha\right)$　(9.4) ここで， ρ_w :せん断補強筋比（ただし，$\rho_w\geqq\rho_{w,min}$） A_{sw} :せん断補強筋の断面積(mm²) s :部材軸方向のせん断補強筋間隔(mm) b_w :部材の幅(mm) α :せん断補強筋と部材軸方向との角度 なお，$\rho_{w,min}$ は，各国の Annex 規定に準じる。 推奨値は式 9.5N で求められる。 $\rho_{w,min}=(0.08\sqrt{f_{ck}})/f_{yk}$　(9.5N)

5．接合面における鉄筋の構造細目

項目	道路橋示方書	AASHTO LRFD	EUROCODE 2
ずれ止め鉄筋	**11.3　けたと床版の結合（6）（7）** ずれ止め鉄筋の直径は，13mm 以上とするものとする。 ずれ止め鉄筋の中心間隔は 100mm 以上，かつ 500mm 以下とするものとする。	**ASSHTO LRFD 5.8.4.1** 接合面のずれ止め鉄筋として一本の鉄筋，多重スターラップ，ワイヤーメッシュを使用できる。ずれ止め鉄筋の引張応力度は降伏強度まで使用するため，接合面両側のコンクリートに十分に定着しなければならない。 **ASSHTO LRFD C5.8.4.1** 接合面のずれ止め鉄筋の必要量が鉛直方向のせん断鉄筋の必要量より大きくなる場合では，鉄筋の不足分を追加しなければならない。その追加鉄筋は，定着長を確保する必要があるが，鉛直方向のせん断鉄筋のように桁の底面までとする必要はない。 **ASSHTO LRFD 5.8.4.2** 接合面のずれ止め鉄筋の橋軸方向の間隔は，600mm 以下とする。 **PCI Bridge Design Manual　8.5.3** 接合面の直角方向幅が 1200mm（48in.）以上である場合，一列のずれ止め鉄筋は 4 本以上とし，両側フランジにそれぞれ 1 本のずれ止め鉄筋を配置する。 注) AASHTO LRFD 3rd ed.解説でも同様の記述が見られたが，同 4th ed.ではその記述は見られない。	**EN 1992-1-1:2004 6.2.5** 接合面の両側で確実に定着され，かつ接合面における角度が 45°～90°の範囲で配置された鉄筋をずれ止め鉄筋の対象とする。

6．計算例

<table>
<tr><th>項目</th><th>道路橋示方書</th><th>AASHTO LRFD</th><th>EUROCODE 2</th></tr>
<tr><td>計算条件</td><td>
構造形式：PC コンポ橋，単純げた橋
支間：35 m
幅員：13.5 m (地覆 0.4×2+歩道 3.0+車道 9.5)
活荷重：B 活荷重
斜角：90°
桁のコンクリート強度：　50N/mm²
床版コンクリート強度：　30N/mm²
前死荷重（D1）：890kN
後死荷重（D2）：327kN
活荷重（L+I）　：550kN

<table>
<tr><td>S</td><td>(kN)</td><td>1323.0</td></tr>
<tr><td>Q</td><td>(m³)</td><td>0.6613</td></tr>
<tr><td>b</td><td>(m)</td><td>1.120</td></tr>
<tr><td>I</td><td>(m⁴)</td><td>1.9178</td></tr>
</table>

<table>
<tr><td>N_s</td><td>(kN)</td><td>-146.2</td></tr>
<tr><td>N_t</td><td>(kN)</td><td>533.5</td></tr>
<tr><td>N_c</td><td>(kN)</td><td>323.2</td></tr>
<tr><td>a</td><td>(m)</td><td>3.800</td></tr>
<tr><td>L</td><td>(m)</td><td>35.800</td></tr>
<tr><td>τ_{bs}</td><td>(N/mm²)</td><td>-0.07</td></tr>
<tr><td>τ_{bt}</td><td>(N/mm²)</td><td>0.27</td></tr>
<tr><td>τ_{bc}</td><td>(N/mm²)</td><td>0.03</td></tr>
</table>
注）N_s：乾燥収縮差軸力，N_t ：温度差軸力，
N_c：クリープ差軸力
</td><td>同左</td><td>同左</td></tr>
</table>

作用水平せん断応力度	1）作用せん断力 合計（D1/2+D2+L+I）：1323kN 2）荷重による水平せん断応力度 $\tau b1 = 1323 \times 0.6613 / (1.120 \times 1.9178)$ $= 0.41$ (N/mm²) 3）乾燥収縮差，温度差，クリープ差による水平せん断応力度 乾燥収縮差，温度差による水平せん断応力度 $\tau_b = \frac{2N_{TS}}{ab}$ クリープ差による水平せん断応力度 $\tau_{bc} = \frac{2N_C}{bL/2}$ 4）水平せん断応力度の合計 水平せん断応力度が最大となる組合せは， $\tau_b = \tau_{b1} + \tau_{bt}$ $=0.41+0.27$ $=0.68$ (N/mm²)	1）作用せん断力 死荷重の地覆と舗装の組合せ係数はそれぞれ 1.25 と 1.5 となるが，以下の検討では，作用力を小さく評価することにならないように，死荷重の組合せ係数を一律 1.5 とする。また，全ての前死荷重を考慮する。 $V_u = 1.5 \times (890 + 327) + 1.75 \times 550 = 2788$(kN) 2）荷重による水平せん断応力度 接合面幅 $b_{vi} = 1.3 - 2 \times 0.09 = 1.120$(m) 接合面面積（軸方向１ｍとする） $A_{cv} = 1.120$(m²) 便宜上 PC 鋼材図心から断面有効高さを計算する。 せん断有効高さ $d = 2.770 - 1.260 = 1.510$(m) せん断有効高さ（上床版図心まで） $d_v = 1.510 - 0.170/2 = 1.425$(m) 作用水平せん断応力度 $v_{ui1} = \frac{V_{ul}}{b_{vi} d_v} = \frac{2788 \times 10^3}{1120 \times 1425} = 1.75$(N/mm²) 3）乾燥収縮差，温度差，クリープ差による水平せん断応力度 左側のように道路橋示方書における規定による値とする。 $v_{ui2} = 0.27$(N/mm²) 4）水平せん断応力度の合計 v_{ui2} の組合せ係数 0.5 を適用する。	1）作用せん断力 $V_{Ed} = 1.05 \times (890+327) + 1.50 \times 550 = 2103$ (kN) 2）荷重による水平せん断応力度 合成断面の応力中心距離（左記参照） $z = 2.770\text{-}1.260\text{-}0.170/2 = 1.425$ (m) せん断接合面の幅 $b_i = 1.3\text{-}2 \times 0.09 = 1.120$ (m) 新設コンクリートの軸力と全軸力の比 $\beta = 1.0$ とする。 作用水平せん断応力度 $v_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / zb_i$ $=1.0 \times 2103 \times 10^3 / (1425 \times 1120) = 1.32$ (N/mm²) 3）乾燥収縮差，温度差，クリープ差による水平せん断応力度 乾燥収縮，クリープ，温度差による水平せん断応力度は簡易のため左記と同様に，0.27 N/mm² に組合わせ係数 0.5 を乗じて算出する。 $0.27 \times 0.5 = 0.14$ (N/mm²) 4）水平せん断応力度の合計 $1.32 + 0.14 = 1.46$ (N/mm²)

		$v_{ui} = v_{ui1} + v_{ui2} = 1.75 + 0.27 \times 0.5$ $= 1.89(N/mm^2)$	
ずれ止め鉄筋量の計算	ずれ止め鉄筋比 水平せん断応力度が許容せん断応力度 τba 以下となるようにずれ止め鉄筋比 p を決定する。 $p = (\tau - 0.38) / (12\sqrt{\sigma_{ck}})$ $= 0.0046$ ずれ止め鉄筋量（1m あたり） $A_s = A \cdot p$ $= 1000.0 \times 1120.0 \times 0.0046$ $= 5152(mm^2)$	作用水平せん断力 $V_{ui} = v_{ui} A_{cv} = 1.89 \times 1.12 \times 10^6 = 2.12 \times 10^6(N)$ 必要なせん断耐力 $V_{rni} = \frac{V_{ui}}{\phi} = \frac{2.12 \times 10^6}{0.9} = 2.36 \times 10^6(N)$ 最大断面耐力のチェック $V_{ni} = 2.36 \times 10^6 \le K_1 f'_c A_{cv} = 0.3 \times 30 \times 1.120 \times 10^6$ $= 1.00 \times 10^7(N)$ また， $V_{ni} = 2.36 \times 10^6 \le K_2 A_{cv} = 12.4 \times 1.120 \times 10^6$ $= 1.38 \times 10^7(N)$ いずれも OK $V_{ni} = cA_{cv} + \mu(A_{vf} f_y + P_c) = V_{rni} = 2.36 \times 10^6(N)$ 以下の値を代入すると $P_c = 0$， $c = 1.9\ (N/mm^2)$， $\mu = 1.0$， $f_y = 345\ (N/mm^2)$ $cA_{cv} = 1.9 \times 1.120 \times 10^6 = 2.13 \times 10^6(N)$ よって，ずれ止め鉄筋量は， $A_{vf} = (V_{rni} - cA_{cv}) / f_y$ $= (2.36 - 2.13) \times 10^6 / 345 = 667(mm^2)$ （前死荷重の半分を考慮した場合，と前死荷重を考慮し	3）抵抗せん断応力度 $v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin\alpha + \cos\alpha)$ $\le 0.5\nu \cdot f_{cd}$ 接合面の粗度係数 $c = 0.45$ $\mu = 0.7$ コンクリートの設計引張強度 $f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 2.0/1.5 = 1.33\ (N/mm^2)$ 照査断面が桁端につき，曲げ応力 $\sigma_n = 0$ とする せん断鉄筋比 $\rho = A_s / A_i$ 接合面の面積 $A_i = 1120 \times 1000 = 1.12 \times 10^6\ (mm^2)$ せん断鉄筋の配置角度 $\alpha = 90°$ 有効係数 $\nu = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.528$ $f_{ck} = 30\ (N/mm^2)$ $f_{cd} = 30/1.5 = 20\ (N/mm^2)$ 抵抗せん断応力度 $v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin\alpha + \cos\alpha)$ $= 0.45 \times 1.33 + 0.7 \times 0 + \rho \times 345/1.15 \times 0.7$ 上式において，$v_{Rdi} \ge v_{Edi}$ より，必要せん断鉄筋を以下のとおり算出する。

		ない場合は，以上の式の鉄筋量結果がマイナスになる。） $v_{ui}=1.89>1.40(N/mm^2)$ ため，最小鉄筋量の検討が必要となる。	$\rho \geq 0.0041$ ずれ止め鉄筋量 $A_s=A_i\times\rho=1.12\times10^6\times0.0041$ $=4592\ (mm^2)$ また，$v_{Rdi}=0.5\nu\cdot f_{cd}$ $=0.5\times0.528\times20=5.28\ (N/mm^2)$ $>v_{Edi}=1.46\ (N/mm^2)$　OK
最小ずれ止め鉄筋量	最小ずれ止め鉄筋量（1m あたり） $A_{min}=A\cdot p_{min}$ $=1000.0\times1120.0\times0.002$ $=2240\ (mm^2)$	最小ずれ止め鉄筋量 $A_{min1}=\frac{0.35A_{cv}}{f_y}=\frac{0.35\times1.120\times10^6}{345}$ $=1136(mm^2)$ また， $V_{ui}\frac{1.33}{\phi}=cA_{cv}+\mu\left(A_{vf}f_y+P_c\right)$ $A_{min\,2}=\frac{\left(V_{ui}\frac{1.33}{\phi}-cA_{cv}\right)}{\mu f_y}$ $=\frac{2.12\times10^6\times1.33/0.9-1.9\times1.120\times10^6}{1.0\times345}$ $=2913(mm^2)$ よって，最小鉄筋量は $A_{min}=\min(A_{min1},A_{min2})=1136(mm^2)$	参考として，最小せん断鉄筋量を示す。 $\rho_{w,min}=(0.08\sqrt{f_{ck}})/f_{yk}$ $A_{sw,min}=\rho_{w,min}\times(s\cdot b_w)$ $=0.08\times\sqrt{30}/(345/1.15)\times(1.12\times10^6)$ $=1636\ (mm^2)$　OK

ずれ止め鉄筋の配置	計算ずれ止め鉄筋量 A_s=5152(mm²) 最小ずれ止め鉄筋量 A_{min}=2240 (mm²) 必要ずれ止め鉄筋量 A_s＝5152 (mm²) 主桁のせん断鉄筋（D16ctc125 と仮定） A_{st}＝3178 (mm²) 追加ずれ止め鉄筋量 A_s-A_{st}＝1974 (mm²) 配置鉄筋 D13ctc125	計算ずれ止め鉄筋量 A_s=667(mm²) 最小ずれ止め鉄筋量 A_{min}=1136 (mm²) 必要ずれ止め鉄筋量 A_s＝1136 (mm²) 主桁のせん断鉄筋（D16ctc125 と仮定） A_{st}＝3178 (mm²) 追加ずれ止め鉄筋 追加の必要はない	計算ずれ止め鉄筋量 A_s=4592 (mm²) 最小ずれ止め鉄筋量 A_{min}=1636 (mm²) 必要ずれ止め鉄筋量 A_s＝4592 (mm²) 主桁のせん断鉄筋（D16ctc125 と仮定） A_{st}＝3178 (mm²) 追加ずれ止め鉄筋 A_s-A_{st}＝1417 (mm²) 配置鉄筋 D13ctc125