共同研究報告書
整理番号第370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(Ⅱ)

－ずれ止め鉄筋及びスタッドの挙動－

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370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(Ⅱ)

－ずれ止め鉄筋及びスタッドの挙動－

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。その一つとして，コンクリート部材の接合構造として最も基本的なずれ止め鉄筋やスタッドなどの鋼棒を用いた接合構造に着目して，その挙動解明に不可欠なコンクリートの反力係数K値の検証試験を実施した。その結果を用いて，強度の異なるコンクリート打継目にせん断力が作用したときのずれ止め鉄筋の挙動を弾性床上のはりと仮定して説明するとともに，せん断伝達における付着，摩擦及びダウエル効果それぞれの寄与の推移を把握した。また，PC合成げたのようにずれ止め鉄筋比が0.5％より小さい場合，せん断伝達耐力は打継目の付着切れ発生荷重に依存することから，同荷重の推定方法について検討を行った。その結果，付着によるせん断伝達耐力は，打継目の引張強度を考慮することによって，一般のコンクリートのせん断強度と同様の破壊基準を用いて説明できることがわかった。

キーワード：ずれ止め鉄筋，スタッド，せん断伝達，弾性床上のはり(BEF)，K値，打継目，付着，破壊基準

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　ダウエル作用と破壊 …… 2
2.2　ダウエル作用下の鉄筋の挙動 …… 3
2.3　ダウエル耐力とコンクリート打継目のせん断伝達耐力の関係 …… 9
2.4　スタッドの挙動とずれ定数 …… 13
3．試験方法 …… 16
3.1　試験の概要 …… 16
3.2　供試体 …… 16
3.3　使用材料 …… 25
3.4　載荷方法と計測項目 …… 36
3.5　ダウエル供試体の解体調査 …… 57
4．ダウエル試験結果 …… 59
4.1　シリーズN …… 59
4.2　シリーズB，S …… 81
4.3　解体調査結果 …… 91
5．コンクリート打継目のプッシュオフ試験結果 …… 97
5.1　破壊状況 …… 97
5.2　ずれ止め鉄筋のひずみ …… 106
5.3　コンクリートの主ひずみ …… 106
5.4　その他の鉄筋のひずみ …… 106
5.5　初期ひび割れとその影響 …… 106
6．スタッドのプッシュオフ試験結果 …… 129
6.1　破壊状況 …… 129
6.2　荷重－ずれ量 …… 129
6.3　スタッドのひずみ …… 129
6.4　用心鉄筋のひずみ …… 129
7．考察 …… 139
7.1　コンクリートの反力係数K値 …… 139
7.2　ダウエル耐力の算定式の検証 …… 144
7.3　ダウエル作用下のずれ止め鉄筋の降伏荷重 …… 147
7.4　ダウエル試験における鉄筋下のコンクリートの剥離とその影響 …… 154
7.5　スタッドの挙動 …… 168
7.6　スタッドのずれ定数とずれ限界の照査 …… 174
7.7　強度の異なるコンクリートの打継目におけるずれ止め鉄筋の挙動 …… 176

7.8　ずれ止め鉄筋のダウエル効果と接合面の摩擦の分担 ……182
7.9　接合面の付着とせん断伝達耐力の関係 ……188
7.10 ずれ止め鉄筋下の水平鉄筋の影響 ……201
7.11 ひずみゲージコーティングの影響 ……202
8．まとめ ……205
参考文献 ……208

付録 ……213
付録A.　スタッドのミルシート ……215
付録B.　ダウエル試験における荷重－変位図(治具変位，参考図) ……219
付録C.　ダウエル供試体解体調査写真 ……229

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。

プレキャストPC部材の接合構造では，プレストレスの有無に関係なく，せん断伝達に関する照査が重要な検討項目の一つであり，特にプレストレス(接合面に直角に作用する応力)がほとんど入らない場合においては，接合面の付着と摩擦(鉄筋の拘束によるせん断摩擦)及びずれ止め鉄筋などの鋼材によるダウエル効果に期待するところが大きい。接合面のせん断伝達耐力の照査については，せん断摩擦理論をはじめ，さまざまな評価式が提案されている。しかし，接合部のせん断伝達耐力における接合面の付着，摩擦の寄与と鉄筋のダウエル効果がそれぞれどの程度精度よく評価されているかが必ずしも明確でない。

本共同研究では，これまでに接合面の表面仕上げの違いがせん断伝達耐力に及ぼす影響に着目した検討を行い，その一部を「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)」[1.1)](以下，報告書Ⅰ)の中にとりまとめた。引き続いて本共同研究では，プレキャストPC部材の接合部のせん断伝達における，ダウエル作用を受ける鋼棒・コンクリートそれぞれの破壊までの挙動と耐力について把握するため，最も簡潔なダウエル試験であるRasmussen[1.2)]の試験の再現試験を実施した。また，ずれ止め鉄筋の挙動に関して，ダウエル試験と実際の接合面付近との相違を確認するため，5体のプッシュオフ試験を追加した(既往の研究における様々な形状寸法の影響を確認するため，主要なプッシュオフ試験[1.3),1.4),1.5)]における異なる形状寸法の供試体を用意した)。

その結果を用いて，ダウエル作用を受ける鋼棒のコンクリート中での挙動(各変化点の荷重，発生位置，変形を含む)を，コンクリートの剥離と剥離後の鋼棒の塑性化も含めて，明らかにすることとした。まず，それらの把握に重要な，弾性床上のはり(Beam on Elastic Foundation，以下，BEF)におけるコンクリートの反力係数K値を測定して既往の研究で提案されているK値の算定式を検証するとともに，Rasmussenが提案した鋼棒のダウエル作用に対する耐力(以下，ダウエル耐力)の算定式の検証を行った。また，コンクリート中のスタッドの挙動について同様の供試体で試験を行い，BEFやK値のスタッドへの適用性とその際のコンクリート表面付近における鋼棒の回転拘束の影響について検討を行った。さらに，強度の異なるコンクリート間の接合部におけるずれ止め鉄筋の挙動をBEFで表す方法を考案するとともに，その方法を用いてプッシュオフ試験におけるずれ止め鉄筋がダウエル効果により負担していた力を推定し，せん断伝達における接合面の摩擦とダウエル効果による力の分担について検討を行った。また，コンクリートの接合面のせん断伝達耐力に関して，ずれ止め鉄筋比が比較的少ない場合にコンクリート間の付着が大きい役割を果たしていると考えられることから，その効果についても検討を加えた。

2．既往の研究

2.1　ダウエル作用と破壊

鋼棒に軸直角方向に作用する力をダウエル作用という(dowel action, dowel はほぞの意，ほぞ作用またはダボ作用ともいう)。鉄筋コンクリートにおいては，せん断力などによって，打継目やひび割れに平行の力が作用したときに，それらの面を交差する鉄筋にダウエル作用が生じる。このとき，鉄筋には図-2.1.1 に示すように局所的な曲げ変形が生じる。コンクリートの打継目やプレキャスト PC 部材の接合部では，ずれ止め鉄筋による軸方向の拘束に伴う打継面の摩擦によりせん断に抵抗するとともに，ずれ止め鉄筋のダウエル作用によりせん断に抵抗する[2.1)-2.3)]。

スタッドによる鋼・コンクリートの接合においても類似しており，接合面に平行な力の伝達は，ダウエル作用下のスタッド軸部のせん断抵抗とコンクリートの支圧に対する抵抗[2.4)]，及び接合面間の付着・摩擦によってもたらされる(図-2.1.2，スタッドの場合，通常，付着・摩擦は設計では考慮されない)。

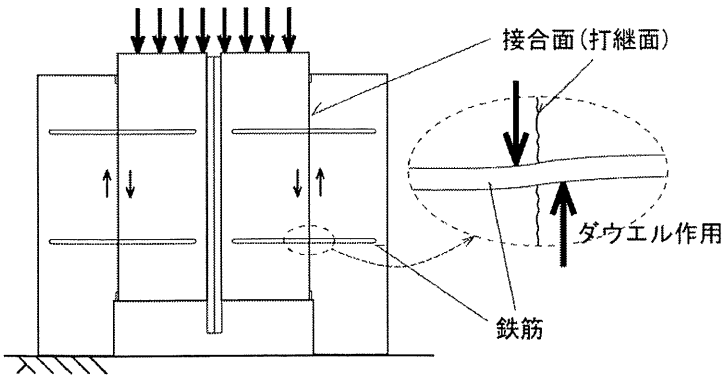


図-2.1.1　コンクリートの接合面においてダウエル作用を受ける鉄筋の挙動の概念図

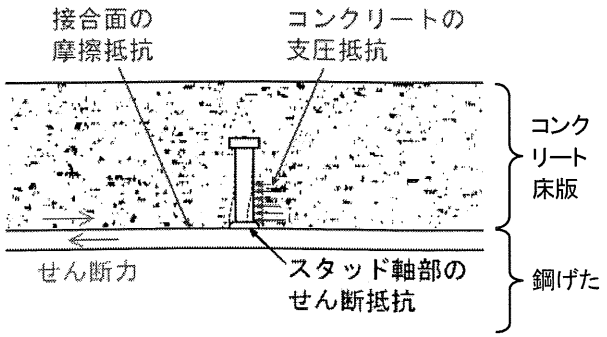


図-2.1.2　スタッドを用いた鋼コンクリート間におけるせん断伝達の概念図

(接合面の付着が切れた後を想定)

2.2 ダウエル作用下の鉄筋の挙動

(1) 弾性床上のはり(BEF)

Friberg は，コンクリート舗装の打継目におけるダウエル筋の設計のため，コンクリート中における鋼棒の挙動を BEF として扱った[2.5]。BEF は Timoshenko によって既に広く知られるようになっていたものであり，以下の式で表される[2.6]。

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} = -k \cdot y \qquad (2.1)$$

ここに，

x：鋼棒に沿ったコンクリート表面からの位置（図-2.2.1 参照，mm）

y：鋼棒の変位（mm）

k：弾性床の反力係数（modulus of foundation, N/mm^2）

E：鋼棒のヤング係数（N/mm^2）

I：鋼棒の断面二次モーメント（mm^4）

Friberg は，式(2.2)のとおり k を K･d とおいた。このとき，$\beta = (K \cdot d / 4EI)^{1/4}$ とすると，一般解は式(2.3)で得られる。

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} = -K \cdot d \cdot y \qquad (2.2)$$

$$y = e^{\beta x}(A\cos\beta x + B\sin\beta x) + e^{-\beta x}(C\cos\beta x + D\sin\beta x) \qquad (2.3)$$

ここに，

K：コンクリートの反力係数（K 値，modulus of support in an elastic mass, N/mm^3）

d：鋼棒(ダウエル筋)の径（mm）

コンクリート舗装に使用されるダウエル筋(鋼棒)の場合，ダウエル作用によって生じる変位 y，たわみ角 θ，曲げモーメント M，せん断力 V はそれぞれ次の式(2.4)～(2.7)で算定される[2.5]。

$$y = (e^{-\beta x} / 2\beta^3 EI)\{P\cos\beta x - \beta M_o(\cos\beta x - \sin\beta x)\} \qquad (2.4)$$

$$\theta = (e^{-\beta x} / 2\beta^2 EI)\{(2\beta M_o - P)\cos\beta x - P\sin\beta x\} \qquad (2.5)$$

$$M = (-e^{-\beta x} / \beta)\{P\sin\beta x - \beta M_o(\sin\beta x + \cos\beta x)\} \qquad (2.6)$$

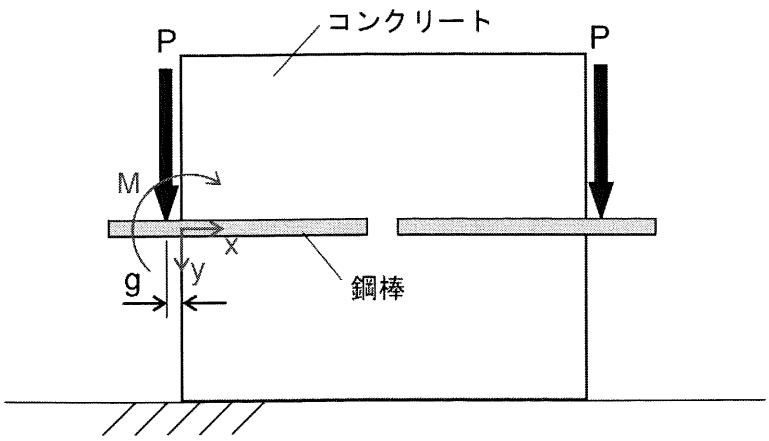
$$V = -e^{-\beta x}\{(2\beta M_o - P)\sin\beta x + P\cos\beta x\} \qquad (2.7)$$

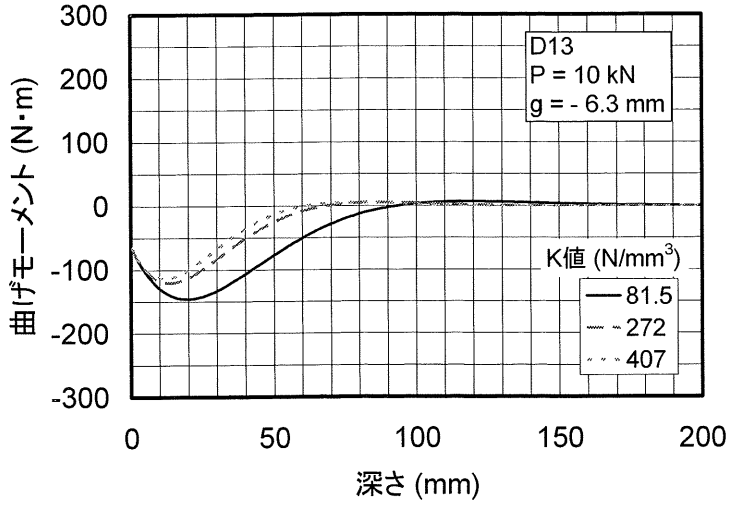
ここに，

P：鋼棒の軸に直角方向の作用力（N）

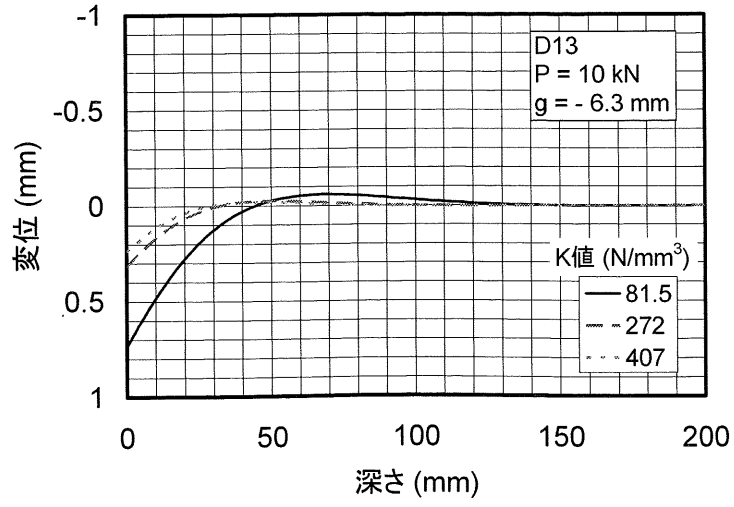
$M_o = P \cdot g$

g：コンクリート表面から載荷位置までの距離（コンクリート表面を 0 として負号とする，mm）





(a) 曲げモーメント図 (式(2.6))



(b) 変位図 (式(2.4))

図-2.2.1 BEF の概念と曲げモーメント，変位の試算例

(2) K 値

Friberg は，コンクリートの K 値は Grinter の試験から 80～400 N/mm³ の範囲にあるが，β が K 値の 1/4 乗と比例することから，K 値がかなり変化したとしてもコンクリート中のダウエル筋の応力分布にはほとんど影響しないだろうと述べている[2.5]。その後，ACI325 委員会報告(1956)[2.7]に紹介された当時の実験データ(上記 Grinter の結果を含む)によると，K 値の範囲は 80～2300 N/mm³，平均で 600～700 N/mm³ 程度であった(当時の実験報告[2.8]から舗装用コンクリートの圧縮強度は 21 N/mm² 前後であったと考えられる)。これまで，米国のコンクリート舗装の設計では，K 値として 400 N/mm³ が用いられている[2.7),2.9),2.10)]。Millard らは，プッシュオフ試験の結果と比較するため，計算に用いる K 値を，コンクリートの圧縮強度の 0.5 乗に比例すると考え，圧縮強度 35 N/mm² のコンクリートの場合 750 N/mm³ であるとしている[2.11)]。その結果，試験結果は計算値と比較的よく一致していたが，K 値が圧縮強度の 0.5 乗に比例するということの根拠は必ずしも明確に記されていない。なお，ACI325 では，ダウエル筋の径が大きくなると K 値が小さくなると述べている[2.7)](本報告書では逆にダウエル筋の径が大きいほど K 値が大きい結果が得られた)。

Poli らは，この K 値に着目した実験的検討を行い，次式を提案した[2.12)]。

$$K = 269\, f'_c{}^{0.5} / d^{2/3} \qquad V / V_u \leqq 0.4 \qquad (2.8)$$

ここに，f'_c：コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

V：荷重 (N)，V_u：終局耐力 (N)

V_u の算定は，Rasmussen の式[2.13)](後述，2.3 節)または Dulacska の式[2.14)] (鋼棒の傾斜を考慮したもので，コンクリート面に直角の場合に Rasmussen の式に一致する)を引用している。この式は，K 値が荷重 0.4 V_u 以下の範囲で荷重に関係なく一定であり，0.4 V_u が荷重－変位の関係における線形限界であることを示している。なお，Poli らは荷重が 0.4 V_u を超える範囲について，V / V_u の関数による算定式を示している。

Qureshi・前川は，コンクリートのひび割れ箇所での鉄筋の弾性挙動を表すための K 値として次式を示した[2.15)]。この算定式の導き方は示されていないが，この式による K 値は，概ね Poli らの提案式の範囲にあると述べている[2.16)]。

$$K = 150\, f'_c{}^{0.85} / d \qquad (2.9)$$

以上のとおり，コンクリート中のダウエル作用下の鋼棒の挙動を把握するには，いずれも弾性床上のはりとして仮定することが共通しているが，その計算に必要となるコンクリートの K 値は，その算定式が提案されているものの，必ずしも定まった評価方法が得られる状況には至っていない。

(3) 定着長やかぶりがダウエル作用下の鋼棒の挙動，耐力に及ぼす影響

本報告では，図-2.2.2(a)に示すように，十分な定着長，かぶりを有する場合のコンクリート中のダウエル作用下の鋼棒の挙動や耐力(ダウエル耐力は 2.3 で述べる)を主な対象としているが，既往の研究においては，鋼棒のコンクリート中への定着長やかぶり(鋼棒の周囲のコンクリート縁端までの距離)の影響が見られることがあり，また対象構造物によってはこれらの影響を避けられず，これらの影響を考慮した研究も見られる。

a) 定着長の影響

ダウエル作用をうける鋼棒の最小定着長について，Friberg はコンクリート中の鋼棒の支圧力(=K･d･y)の第 2 変曲点まででよいことを示唆した [2.5]。同氏の検討例では 7.3d（d：鋼棒の直径）であり，8d 以上を推奨した [2.5]。Friberg の K 値の範囲で BEF の試算を行うと，変位の第 1 周期の深さは概ね 7d～8d 程度であり，上記の最小定着長はこれらの点が考慮されたものと推察される。また，Murcus の実験では定着長が 8d 未満でコンクリートのひび割れ発生荷重への影響がやや見られたと述べている(どのようなひび割れであったかは記されていない)[2.8]。定着長が極端に短い場合，図-2.2.2(b)のように，スタッドと同様にコンクリートのコーン破壊（鋼棒に引張が生じたときに類似）が生じると考えられる。なお，コンクリート標準示方書 [2.17] では，せん断力を十分に伝達するために 10d 以上の定着長が必要であるとしている。

スタッドの場合，定着長の影響を考慮してスタッド高さ H と軸部の直径 d の比 H/d に応じた耐力式が示されている。Viest は H/d が 4.2 以下でコーン破壊，同 4.2 以上で軸部のせん断破壊がそれぞれ生じるとして，それぞれの耐力式を提案した [2.4]。スタッドの場合は床版との取り合いの関係から定着長が比較的小さくなることや，スタッドのダウエル耐力が比較的大きいことから，その影響が耐力式に現れたものと考えられる。図-2.2.2(c)は H/d がちょうど境界値付近のスタッドの破壊形態を示したもので，コンクリートのひび割れや軸直下での局部的な圧壊は見られるがコーン破壊は見られず，スタッドの軸部の曲げ変形が見られてもせん断破壊までは至らなかった事例である [2.18]。

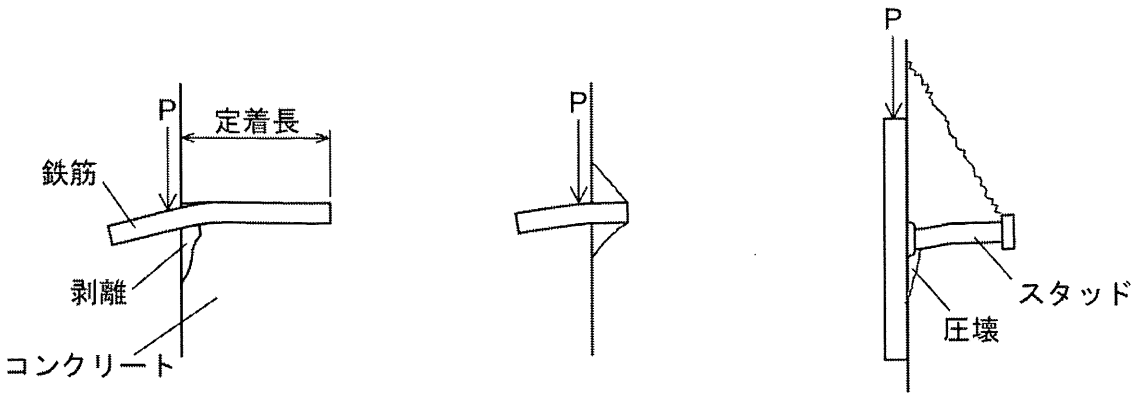


図-2.2.2　定着長の影響（模式図）

b) かぶりの影響

図-2.2.3(a)～(d)のように，鋼棒の径が大きいなど，ダウエルの剛性，耐力が比較的高い場合で，鋼棒のかぶり C_1 や C_2 が小さい場合，コンクリートのひび割れ，剥離が先行する破壊形態を示して，図-2.2.2(a)に示した破壊に至らない場合がある。図-2.2.3(a)は，鋼棒下面のかぶり C_1 が側面のかぶり C_2 よりも小さい場合に，鋼棒下面のかぶりコンクリートが剥離する事例を示す。(a)の破壊は，コンクリート舗装の継目にダウエル筋を用いた場合に見られる[2.19]。図-2.2.3(b)は，鋼棒側面のかぶり C_2 あるいはかぶり C_2＋あきの部分のコンクリートの引張破壊が先行する事例を示す。図-2.2.3(c)は，C_2 が C_1 よりも明らかに小さい場合で，鋼棒側面のかぶりコンクリートが剥離する事例を示す。図-2.2.3(d)は，側面のかぶりが十分にあり，下面が剛な場合に，鋼棒下のかぶりコンクリートが割裂破壊する事例を示す。鋼棒のダウエル耐力が特に高い場合は，割裂によるひび割れとともに，図-2.2.3(b)と同様に水平のひび割れが生じたり，斜めのひび割れが生じることもある。

図(b)の破壊が先行する場合のダウエル耐力については，幾つかの提案式が示されている。例えばJimenezらは既往の実験結果を集約，整理して式(2.10)を提案している[2.20]。

$$D_{hs} = 0.75\, b_n \cdot d \times 6.9 = 5.2\, b_n \cdot d \qquad (2.10)$$

ここに，D_{hs}：水平ひび割れが先行する場合のダウエル耐力（N）

b_n：(破壊面における)コンクリートの純幅 $(b - n \cdot d)$ (mm)

b：コンクリート部材の幅（mm）

(注 1) SI 単位に換算した。　1 psi = 6.9 N/mm^2 (= 4.45×1000／25.4^2)

(注 2) ここでは，鉄筋 1 本当りの表記とした。

また，Vintzeleou らはコンクリートの強度を考慮して次式を提案して，既往の実験結果との相関を見た[2.21]。

$$D_{hs} \fallingdotseq 2.0\, b_n \cdot d \cdot f_t \qquad (2.11)$$

ここに，f_t：コンクリートの引張強度（N/mm^2）

図(c)の破壊は，既往のプッシュオフ試験の破壊状況の中で見られるが，試験結果に及ぼす程度は言及されていない[2.22),2.23)]。

図(d)の鋼棒下のコンクリートの割裂破壊は，Millard らのプッシュオフ試験のうち，ダウエル鉄筋の径が比較的太く，作用荷重が大きい場合に見られた[2.11]。同様の割裂破壊は Soroushian らのプッシュオフ試験でも見られた[2.24]。Soroushian らは後にこのコンクリートの割裂破壊に対する強度(支圧強度)について直接的な載荷試験を行い，式(2.12)を提案した[2.25]。

$$D_{vs} = 8\sqrt{f_c' \cdot \ell / \ell_1}\,(w/d)^{1/3} \times \ell_1 \cdot d \qquad (2.12)$$

ここに，D_{vs}：鉄筋下のコンクリートの割裂破壊が先行する場合のダウエル耐力(支圧強度×支圧面積，N)

f_c'：コンクリートの圧縮強度（N/mm^2）

ℓ：鉄筋を支持するコンクリート供試体の長さ（図-2.2.3 の例では奥行き方向の全長さ，mm）

ℓ_1：鉄筋の設置長さ（ダウエルの場合の定着長を想定した長さ，mm）

w：$C_2 + d/2$

(注) C_1 が 140～290 mm 程度の場合の実験結果による。

Vintzeleou らは，はりの鉄筋下のコンクリートの割裂破壊(図-2.2.3(e))を想定して，次式を提案した[2.21]。ただし，図(e)のような破壊が実験結果などで実際に見られたかは不明である。

$$D_{vs} \fallingdotseq 5.0\, f_t \cdot C_1^2 \cdot d / (0.66\, C_1 + d) \qquad (2.13)$$

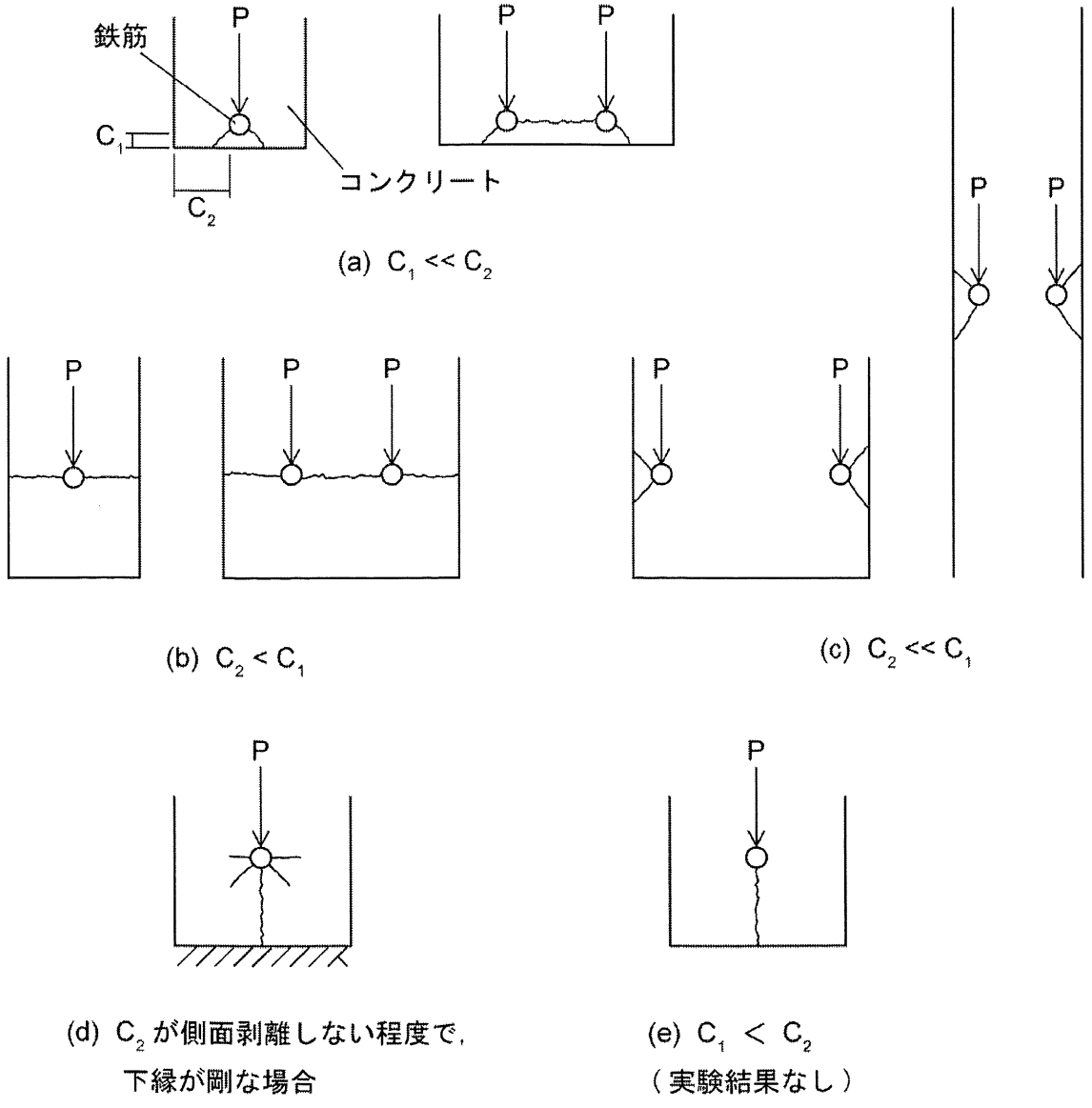


図-2.2.3　かぶりの影響（模式図）

2.3 ダウエル耐力とコンクリート打継目のせん断伝達耐力の関係

(1) ダウエル耐力の算定式

コンクリート間の接合部のせん断伝達耐力のこれまでの研究や基準類の変遷については報告書Ⅰでまとめた。このせん断伝達耐力の評価式はさまざまであるが，各基準類ともに既往の実験結果と照らして実用上支障ないものとされている。現行のコンクリート標準示方書で示されているコンクリートの接合面のせん断伝達耐力についても，実験結果との整合性は高いとされている[2.26]。しかし，コンクリート打継目のせん断伝達耐力における接合面の摩擦の影響と鉄筋のダウエル作用の影響がそれぞれどの程度精度よく評価されているかが必ずしも明確でない。

Rasmussenは，図-2.3.1に示すように，コンクリート中に埋められた鋼棒のダウエル作用下での破壊が，コンクリートの剥離後B点における鋼棒の全塑性モーメントM_Bに依存すると仮定して，M_Bと荷重，コンクリートの支圧力(支圧分布の合力)の釣り合いから次の耐力式を構築した(木構造の継手耐力に関するJohansenの式を修正したと記されている)[2.13]。係数cはいずれも実験から得られた値である。

$$P_u = c \cdot d^2 (f_c \cdot f_y)^{0.5} \qquad (2.14)$$

ここに，P_u：鋼棒1本当りのダウエル耐力，

c：定数，

鋼棒周囲のコンクリート表面に鋼板がある場合2.5，

鋼板がない場合1.3，

f_y：鋼棒の降伏点

図-2.3.2に，Rasmussenの実験結果をグラフで示す(原文ではデータのみ)。同氏はシリーズDの結果より，鋼棒のダウエル耐力算定式としてc＝1.3を提案した。また，鉄筋下のコンクリートの剥離はc＝0.7～0.9で生じたとしている[2.13]。

なお，載荷位置がコンクリート表面から距離gの位置であった場合，gの影響は次式で表される[2.13]。

$$P_u = c\left[\sqrt{1+(\varepsilon \cdot c)^2} - \varepsilon \cdot c\right] d^2 \sqrt{f_c \cdot f_y} \qquad (2.15)$$

ここに，$\varepsilon = -3(g/d)\sqrt{f_c/f_y}$　　(本共同研究報告書ではgを負号としている)

参考として，式(2.15)に従って，gの影響を図-2.3.3に示す。縦軸はダウエル耐力を$d^2(f_c \cdot f_y)^{0.5}$に対する比で示し，横軸はgを鋼棒径dとの比で表した。この図より，gが大きくなるに従って概ね直線的にダウエル耐力は低下して，載荷位置がわずかd/2離れるだけでダウエル耐力が2割程度まで低下することがわかる。

$M_B = M_p = f_y \cdot d^3 / 6$ (a)

$P_u = S_H \cdot d \cdot z$ (b)

$M_B = P_u (-g + \xi \cdot z) = f_y \cdot d^3 / 6$ (c)

$S_H = \chi \cdot f_c$ (d)

$Z = P_u / \chi \cdot f_c \cdot d$ (e)

$= (f_y \cdot d^3 / (6 \cdot P_u) + g) / \xi$ (f)

ここで,

$c = \sqrt{\chi / 6\xi}$

$\varepsilon = -3(g/d)\sqrt{f_c / f_y}$

とおくと，式(2.15)

$P_u = c\,[\sqrt{1+(\varepsilon \cdot c)^2} - \varepsilon \cdot c]\, d^2 \sqrt{f_c \cdot f_y}$

$g = 0$ の場合，式(2.14)

$P_u = c \cdot d^2 \sqrt{f_c \cdot f_y}$

が得られる。

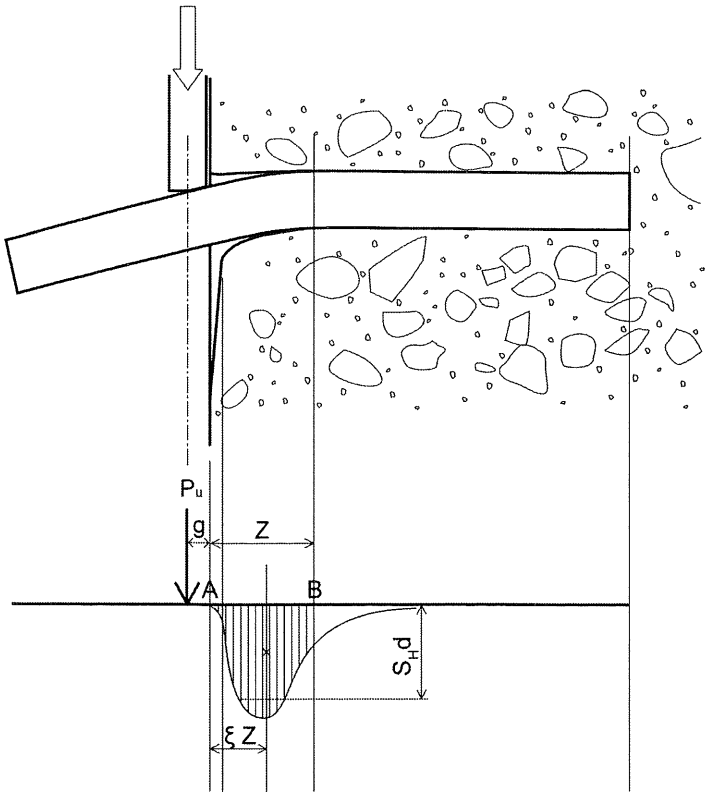


図-2.3.1　ダウエル耐力の算定式の誘導 2.13)

注 1) 本共同研究報告書では g を負号としている
注 2) χ : S_H が f_c の一次関数としたときの定数
注 3) ここ(2 章)では，支圧分布を Rasmussen の図に従って作成した。

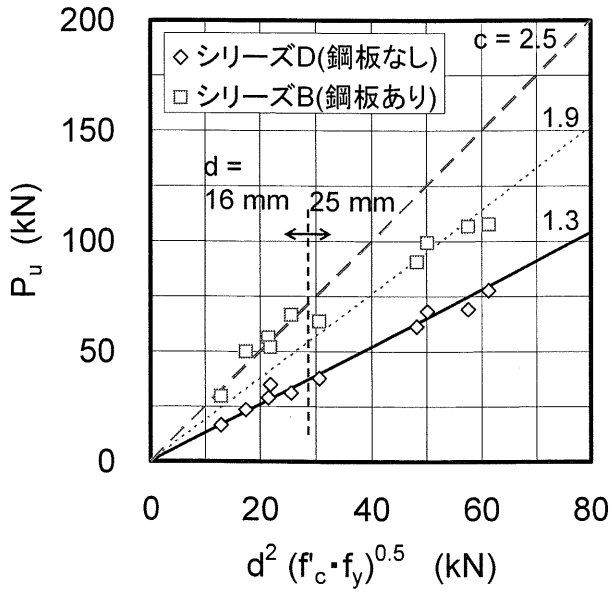


図-2.3.2　Rasmussen の試験結果
(データは文献 2.13)より)

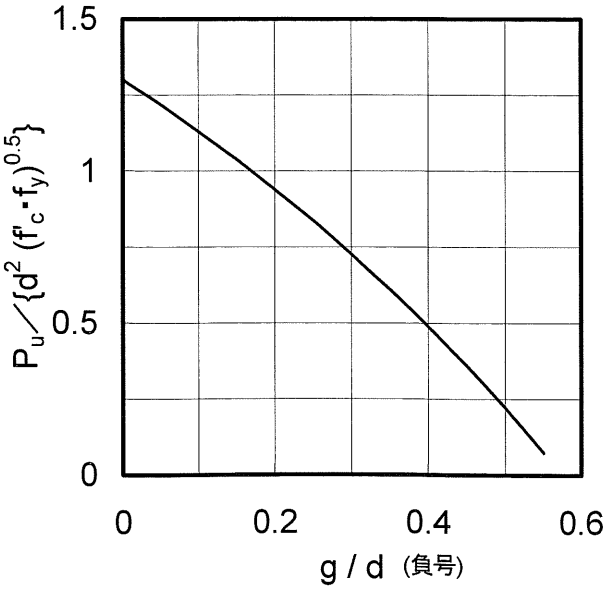


図-2.3.3　式(2.15)における g の影響

(2) せん断伝達耐力との比較

Rasmussen の式(2.14)を用いて，既往のコンクリートの打継目またはひび割れ面のせん断伝達について実施されたプッシュオフ試験の結果を整理した。図-2.3.4 に，既往のプッシュオフ試験[2.27)-2.35)]で得られたコンクリートの接合面のせん断強度 v_u(破壊時荷重を接合面積で除した平均せん断応力度)を，式(2.14)を接合面積当りに換算した，ダウエルのみのせん断強度 v_{do}(ここでは c=1.3 と仮定)と対比して示す。せん断強度 v_u はダウエルのみのせん断強度 v_{do} と同等以上である。表面の仕上げが平滑に近いほど v_u と v_{do} の差が小さく，こて仕上げの結果では両者ほとんど差がない。

参考として，図-2.3.5(a)，(b)に，コンクリート標準示方書[2.17)]の式(2.16)に基づき算定したせん断伝達耐力を既往の試験データと比較して示す。部材係数 γ_b を 1.0 及び 1.3 としてそれぞれ示した。γ_b を 1.0 とした場合，コンクリート標準示方書の算定式では，図全体としては，実験値を概ねよく表していることがわかる。しかし，ほうき目仕上げなど，表面仕上げによっては γ_b を 1.3 としても，算定結果より低い実験値が見られた(ここでは，ほうき目の場合，係数 B を 1/2，こて仕上げの場合 2/5 とした)。

$$V_u = (\tau_c + p \cdot \tau_s) \cdot A_c / \gamma_b \qquad (2.16)$$

$$\tau_c = \mu \cdot f_c^B (\alpha \cdot p \cdot f_y \pm \sigma_n)^{1-B}, \quad \tau_s = 0.08\, f_y / \alpha$$

$$\alpha = 0.75\{1 - 10(p \pm 1.7\sigma_n / f_y)\} \quad \text{ただし，} 0.08\sqrt{3} \leqq \alpha \leqq 0.75$$

ここに，σ_n：せん断面に垂直に作用する平均応力度(本文では σ_n の圧縮側を正とする。これに合わせて式(2.16)中の符号(波線部)を”＋”にした)，α：鉄筋軸方向剛性の低減係数[2.26)]，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)

注) 本報告では，接合面と鉄筋のなす角度を 90° とした場合の V_u を示す。

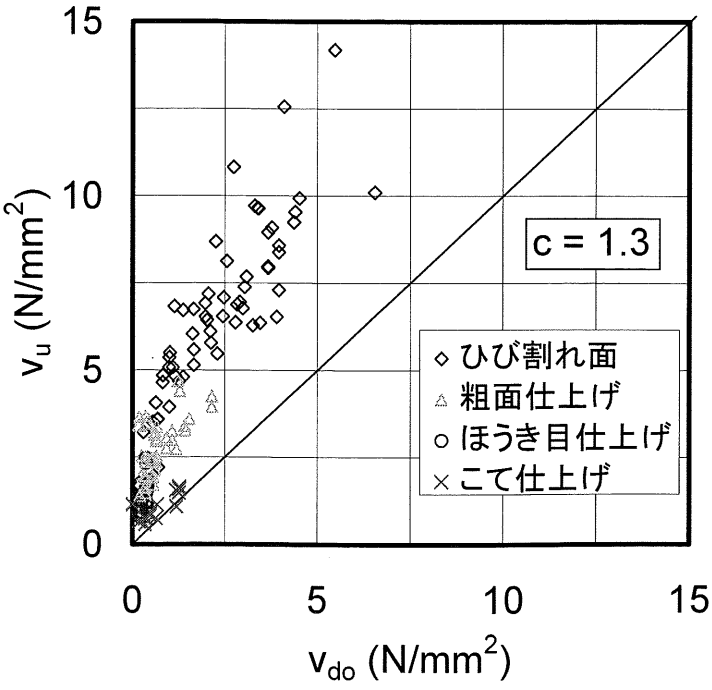
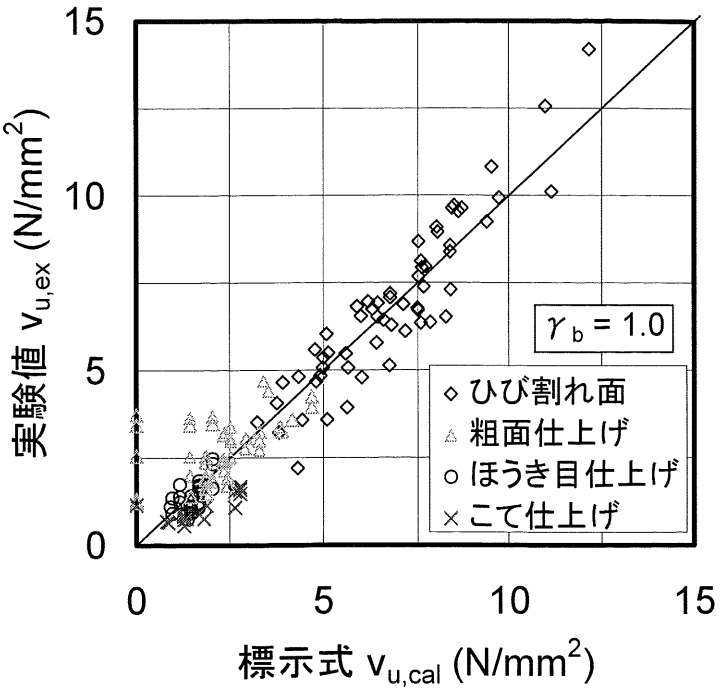
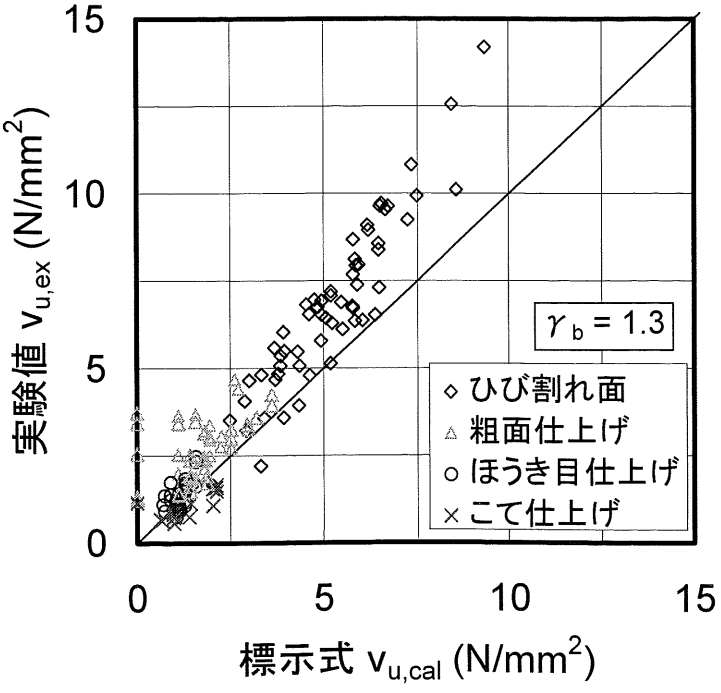


図-2.3.4 既往の実験データに基づくせん断強度 v_u とダウエル作用によるせん断強度 v_{do} の関係
(試験データは文献 2.27)～2.35)より，v_{do} は式(2.13)による P_u を A_c で除した値)



(a) $\gamma_b = 1.0$



(b) $\gamma_b = 1.3$

図-2.3.5　現行コンクリート標準示方書に基づくせん断伝達耐力と実験値の比較
(実験値は文献 2.27)～2.35)より)

2.4 スタッドの挙動とずれ定数

基準類におけるスタッドの耐力評価式は報告書Ⅰで示した。スタッドによる接合構造のダウエル作用下での限界指標として，道路橋示方書Ⅱ鋼橋編[2.36]では，スタッド1本当りの許容せん断力を規定している。この規定は，実験で得られたせん断伝達耐力に対してある程度の安全率をみたものである。

スタッド導入時初期の研究において，既にずれ定数(作用力／ずれ変位)が検討されている。ずれ量の限界については，許容せん断応力度の範囲であれば特段の支障のない範囲であることが確認されているが[2.37]，ずれ量やずれ定数そのものの規定は見られない。鋼コンクリート間の接合に限らず，新たな接合構造が提案された場合には，ずれ定数やずれ量の線形限界，全体部材への影響を考慮したずれ量の限界値も検討する必要があると考えられる。また，鋼材の降伏，コンクリートの圧壊やひび割れなど，ずれ量の直線性に影響を及ぼす損傷過程があると想定されるが，それらの相互の関係が明確でない。

Viest[2.4]や山本ら[2.37]は，スタッドのずれ定数について，プッシュオフ試験で得られた荷重－ずれの関係(特に再載荷時)から求め，図-2.4.1に示すとおり，スタッドの形状(高さ H／軸径 d)との関係で示している。山本らの報告ではH/dが5～6の範囲でずれ定数が最も小さく，概ね150 kN/mm程度であった[2.37]。

BEFのスタッドへの適用については，佐藤らの発表で見られ[2.38]，後に赤尾らが検討を加えている[2.39]。鋼・コンクリートの接合に用いられるスタッドの場合は，接合面においてスタッド軸固定部の回転が強く拘束されることから，変位 y，たわみ角 θ，曲げモーメント M，せん断力 V はそれぞれ次の式(2.17)～(2.20)で算定される[2.40]。図-2.4.2にBEFによるスタッドの挙動の試算例を示す。これらの式は，杭頭部に水平載荷されたときの杭の挙動について，Changが誘導したものである(Feaginの現場載荷試験報告に対するChangによる討議)[2.41]。ただし，Changは式(2.1)に基づき，$\beta = (k / 4EI)^{1/4}$としている(原文ではkを地盤の弾性係数"E_s"と表している)。

$$y = (P \cdot e^{-\beta x} / 4\beta^3 EI)(\cos\beta x + \sin\beta x) \quad (2.17)$$

$$\theta = -(P \cdot e^{-\beta x} / 2\beta^2 EI)\sin\beta x \quad (2.18)$$

$$M = -(P \cdot e^{-\beta x} / 2\beta)(\sin\beta x - \cos\beta x) \quad (2.19)$$

$$V = -P \cdot e^{-\beta x}\cos\beta x \quad (2.20)$$

また，スタッド付根の変位(杭頭での水平変位)は，次式で表される。

$$y_0 = P \cdot \beta / (K \cdot d) = P \cdot \beta / k \quad (2.21)$$

コンクリート中のスタッドの挙動もBEFで表せるものとすると，式(2.21)から，スタッドのずれ定数 P/y_0 は次式で求められる。

$$P/y_0 = K \cdot d / \beta = k / \beta \quad (2.22)$$

佐藤らは，プッシュオフ試験から得られた荷重－ずれの関係（初期載荷の曲線）から，このk値の推定式を式(2.23)のとおり提案した[2.38]。

$$k = 17 \times 10^4 / (C + 0.5) \quad (kgf/cm^2) \quad (2.23)$$

ここに，

$C = Q / (d^{2/3} \cdot f_c)$

Q：スタッド1本当りの荷重(kgf)　注）この式中のdはcm，f_cの単位はkgf/cm^2

また，赤尾らは，コンクリートの打設方向を変えたプッシュオフ試験から得られた荷重－ずれの関係（初期載荷の曲線）より，k 値の推定式を式(2.24)のとおり提案した[2.39]。

$$k = E_c / \{r\,(0.7 + A)\} \quad (kgf/cm^2) \qquad (2.24)$$

ここに，

$A = 6Q / (d \cdot H \cdot f_{ck})$

E_c：コンクリートのヤング係数（kgf/cm²）

Q：スタッド１本当りの荷重（kgf）

r：スタッドのずれ性状に及ぼすブリージングの影響度を表す係数

通常の場合 r = 1.5

スタッドを支持する側のコンクリートにブリージングが生じる場合 r = 6.0（打設方向に依存する）

H：スタッドの高さ（cm）

f_{ck}：コンクリートの設計基準強度（kgf/cm²）

スタッドの荷重－ずれの関係は，初期載荷時に比較的低い荷重段階より曲線となることは Viest によって既に知られるところであり[2.4]，これに合う k 値を求めると，式(2.23)，(2.24)のように，k 値は荷重 Q とともに変化するものとなる。なお，Ollgaard らは，スタッドの荷重－ずれの関係について，荷重の終局荷重で無次元化すると，コンクリートの圧縮強度や骨材の違い(普通／軽量)の影響なく，１つの曲線で表すことができることを示した[2.18]。しかし，BEF に基づくたわみの推定は検討されていない。

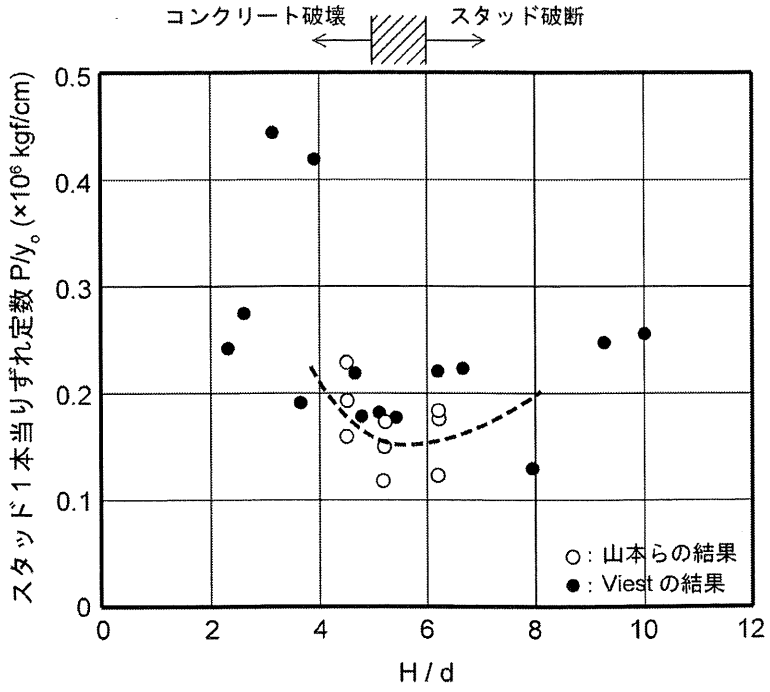
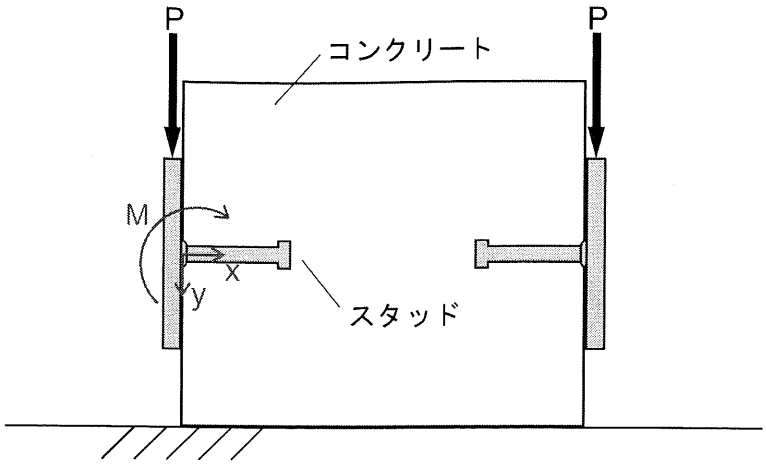
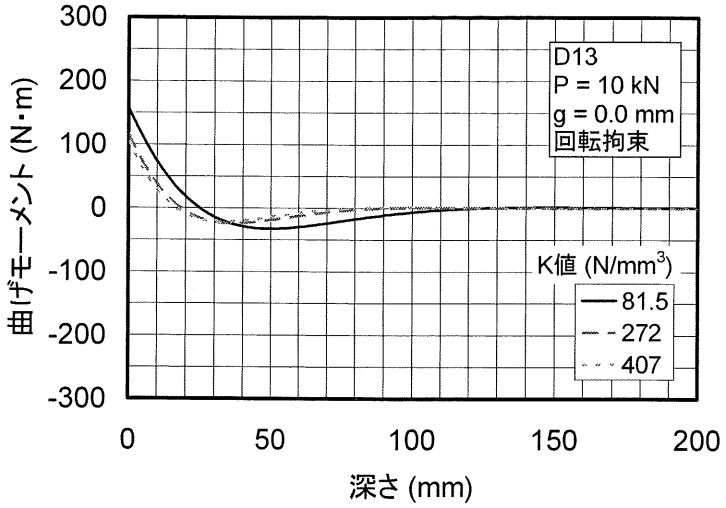


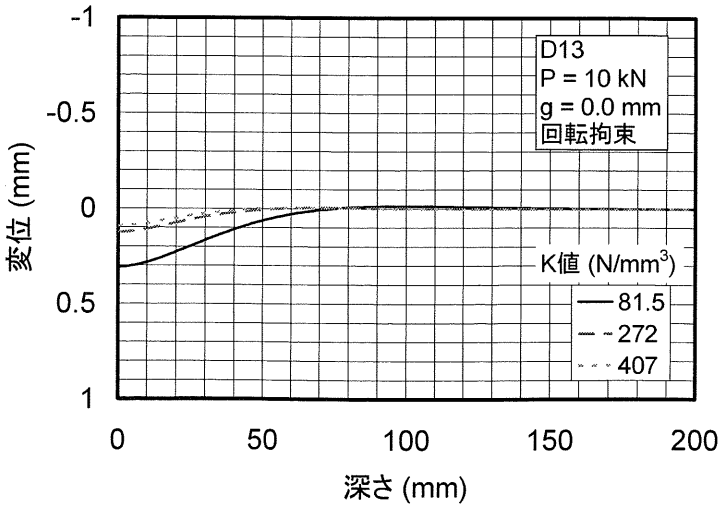
図-2.4.1　スタッドのずれ定数と H/d の関係[2.37]

0.15×10^6 kg/cm = 150 kN/mm





(a) 曲げモーメント図



(b) 変位図

図-2.4.2　BEF によるスタッドの挙動の試算例

3．試験方法

3.1　試験の概要

本報告書における試験項目は次のとおりである。

a) ダウエル試験(本報告書ではRasmussenが実施したブロック供試体を用いた試験をいう)　25体

b) コンクリート打継目のプッシュオフ試験　3体

c) スタッドのプッシュオフ試験　2体（うち1体はJSSCの試験方法[3.1]に従った標準プッシュオフ試験）

3.2　供試体

(1) ダウエル試験

供試体の形状寸法を図-3.2.1～4に示す。形状寸法はRasmussenの試験[3.2]と同じであるが，異形鉄筋を用いるとともに，定着長を6dから8dに変更した(本文2.2(3)参照)。異形鉄筋は，通常の使用状態を想定して，異形鉄筋の縦リブが上下になるように配置した。表-3.2.1に，供試体の一覧を主なパラメータとともに示す。図-3.2.1で示したとおり，シリーズNは鋼板によるコンクリート表面の拘束がないもの，シリーズBは鋼板による拘束があるもの，シリーズSはスタッドを用いたものである。

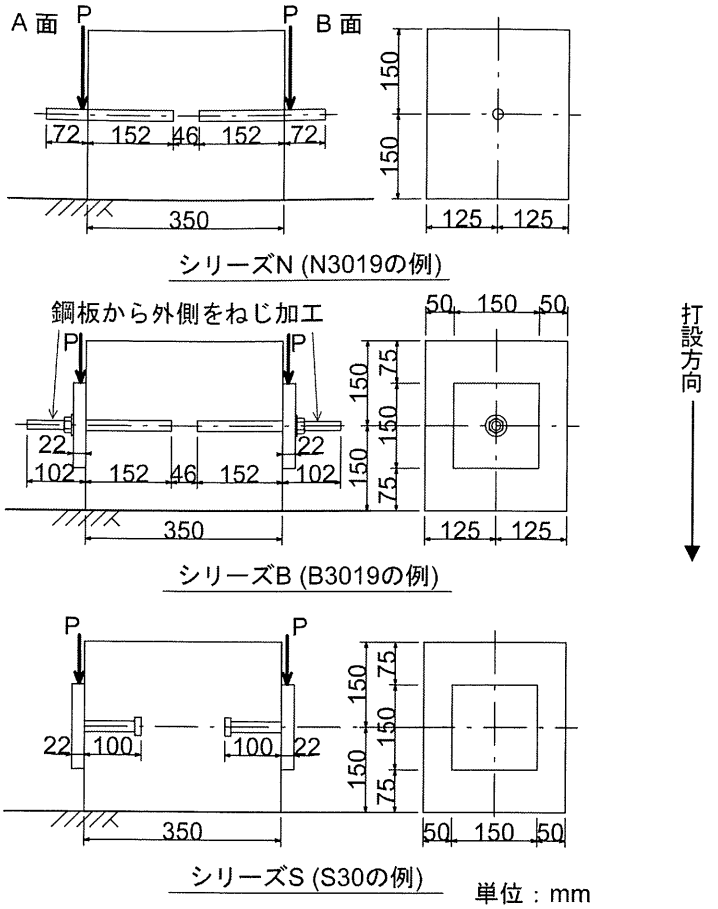
(2) コンクリート打継目のプッシュオフ試験

供試体の形状寸法を図-3.2.5に示す。コンクリートの接合面をもつ3体は，形状の違いの影響について確認するため，過去に行われた主要なプッシュオフ試験(PCAのHansonの試験[3.3]，Washington大学のHofbeck, Mattockらの試験[3.4),3.5]，Delft大学のWalraven, Frenayらの試験[3.6),3.7)])から3種類の供試体を用意した。ただし，Type-W，Dについては，Type-Pと同様に打継目を設けた。Type-P, W, Dの接合面の仕上げは，報告書Iの標準ほうき目仕上げと同等になるように，主げた側コンクリート打設から約2時間の後，ほうきと同程度のはけで仕上げを行った(鉄筋比が大きいためほうきが入らなかった)。コンクリートの設計基準強度は，PC合成げたを想定して，床版側，主げた側それぞれ30，50 N/mm^{2}とした。また，ずれ止め鉄筋には異形鉄筋を用いた。表-3.2.2に，供試体の一覧を主なパラメータとともに示す。図-3.2.5で示したとおり，ずれ止め鉄筋比，接合面積，載荷位置のほか，補強鉄筋の配置も異なっている。

なお，コンクリートの接合面の表面粗度は，報告書I[3.8)]に示した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-3.2.6，表-3.2.3に測定結果を示す。

(3) スタッドのプッシュオフ試験

供試体の形状寸法を図-3.2.7に示す。このうち，供試体JS1はJSSCの標準プッシュオフ試験によった。また，供試体JS2は，JS1と同じ形状寸法として，スタッドの本数を4本にして上下2段で配置する点について変更した。コンクリートの設計基準強度は30 N/mm^{2}とした。また，スタッドはϕ19 mmの市販品とした。表-3.2.2に示した一覧に，供試体JS1，JS2も合わせて示した。



シリーズ B, S の鋼板の内側にグリースを塗布した。
鋼板の孔径は D13, D19 に対してそれぞれφ15, 23mm とした。

図-3.2.1　ダウエル試験の供試体の形状寸法

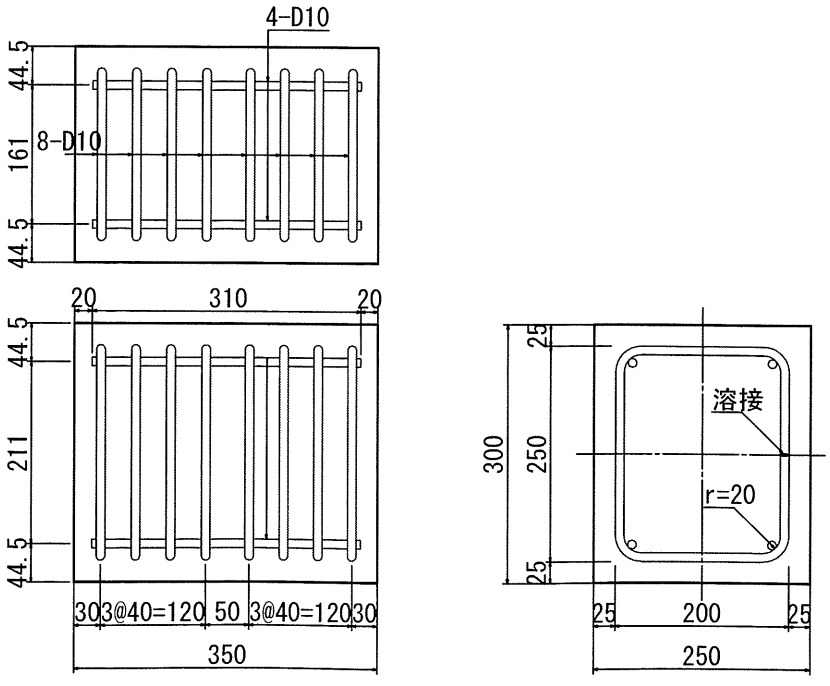
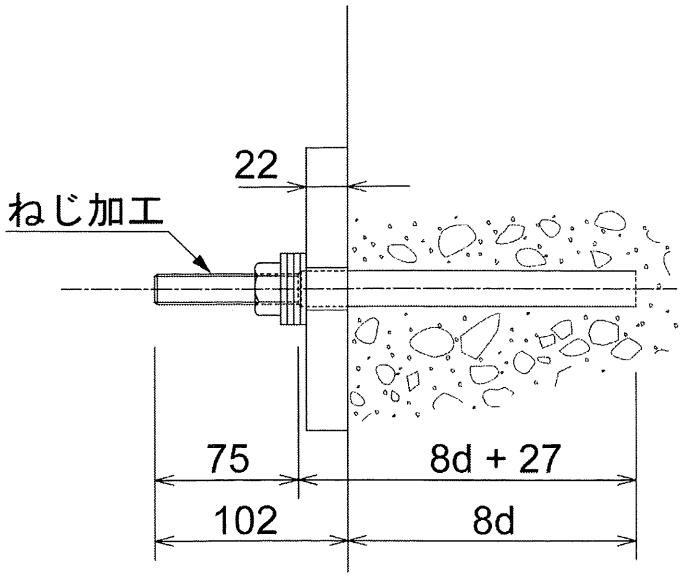


図-3.2.2 ダウエル試験の供試体の配筋図(全 25 体共通)



d：鉄筋径

単位：mm

シリーズBの固定部パラメータ

鉄筋径	ねじ切りサイズ	孔径(mm)
D13	M12	φ15
D19	M16	φ23

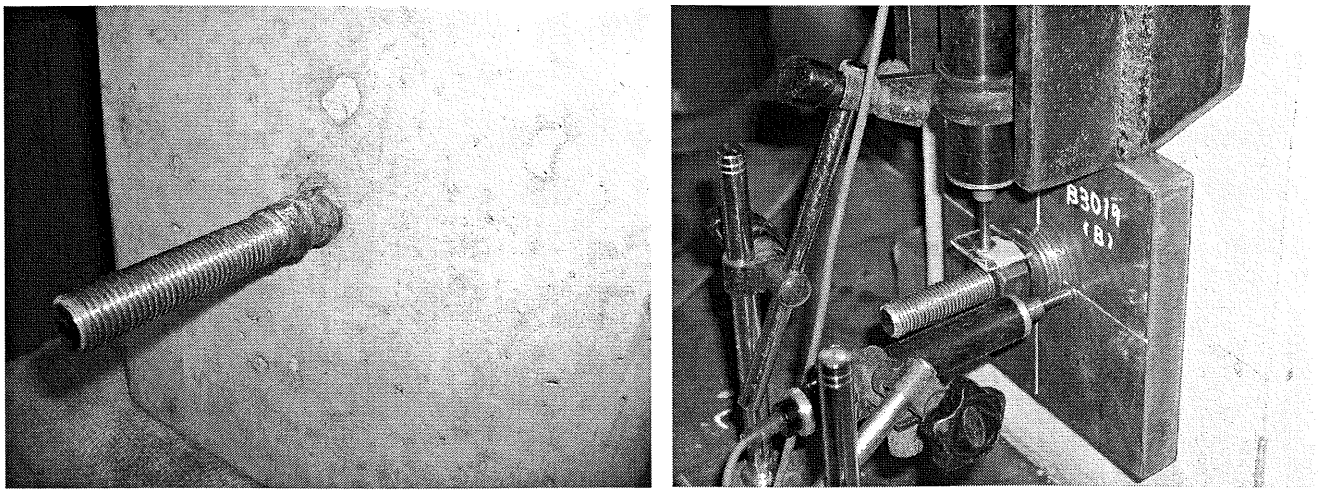
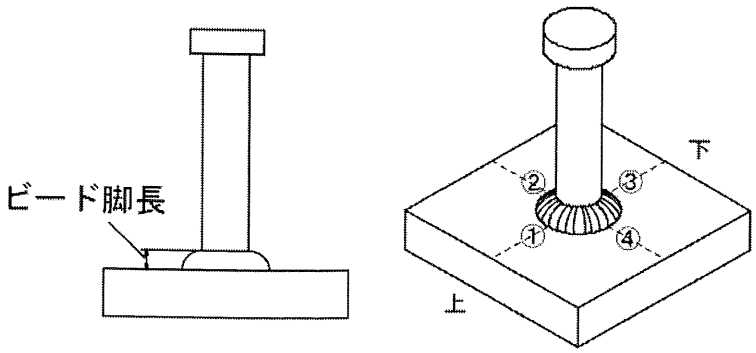


図-3.2.3　シリーズBの鉄筋固定部の詳細



スタッド脚長測定結果

供試体 1)	測定値(mm)						破断 2)	最小値の位置
	①	②	③	④	最大	最小		
S24	8.0	6.5	5.0	5.5	8.0	4.5	なし	③④間
S30	8.0	6.0	5.0	5.0	8.0	4.5	なし	③④間
S40	7.0	5.0	6.0	8.0	8.0	3.0	あり	①②間
S50	8.5	5.0	3.5	6.5	8.5	3.0	あり	②③間

注 1) B 面側スタッドのみ計測した。

注 2) 破断は試験におけるスタッド破断の有無を示す。

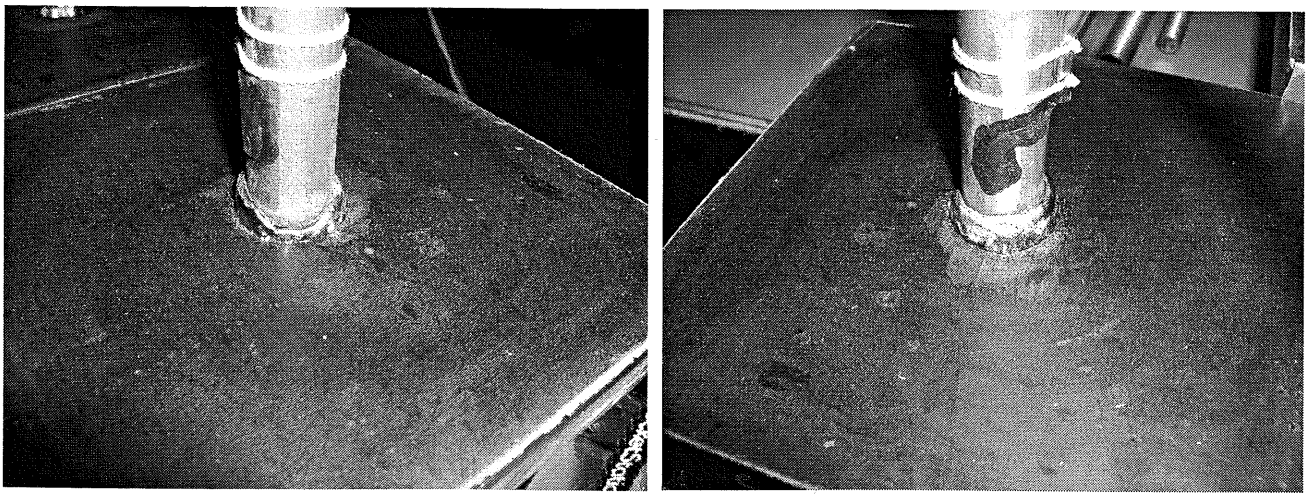


図-3.2.4 シリーズ S のスタッド固定部の詳細

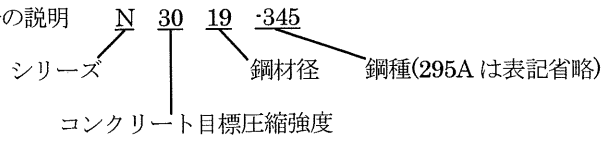
表-3.2.1　ダウエル試験の供試体一覧

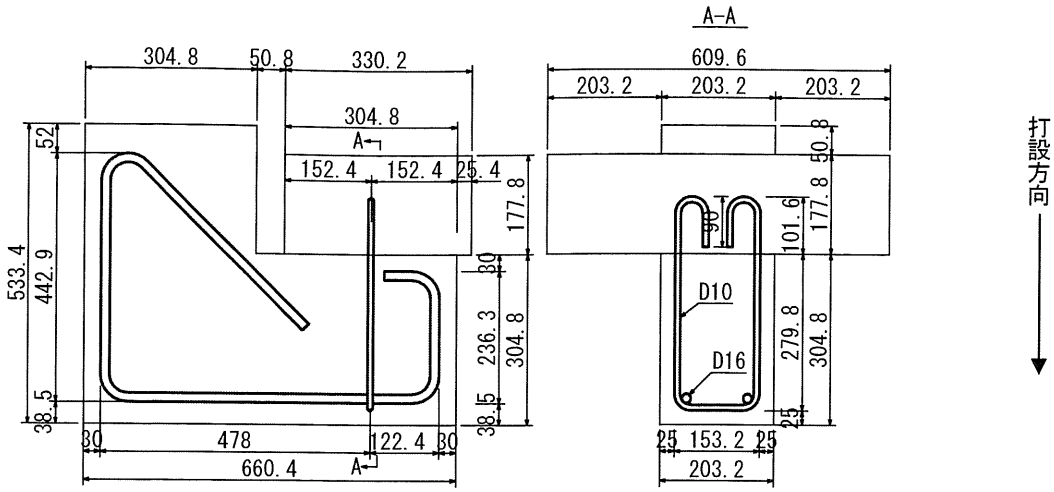
シリーズ	記号	コンクリート		鋼　材			破壊状況 (鉄筋，スタッドのせん断破壊の有無)
		目標圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度 f_c (N/mm^2)	鋼種	径	降伏点／0.2%耐力 f_y(N/mm^2)	
N (当て板なし)	N2419	24	24.5	295A	D19	342	なし
	N3010	30	33.8	295A	D10	355	〃
	N3013	30	31.2	295A	D13	338	〃
	N3013A	30	32.8	295A	D13	338	〃
	N3016	30	32.8	295A	D16	345	〃
	N3019	30	33.3	295A	D19	342	〃
	N3019-345	30	33.3	345	D19	374	〃
	N3019-390	30	33.3	390	D19	445	〃
	N4019	40	45.8	295A	D19	342	〃
	N5010	50	59.2	295A	D10	355	〃
	N5013	50	59.2	295A	D13	338	〃
	N5016	50	59.2	295A	D16	345	〃
	N5019	50	59.1	295A	D19	342	〃
	N5019-345	50	59.1	345	D19	374	〃
	N5019-390	50	59.1	390	D19	445	〃
B (当て板あり)	B2419	24	24.5	295A	D19	342	〃
	B3013	30	33.8	295A	D13	338	あり
	B3019	30	33.8	295A	D19	342	〃
	B4019	40	45.8	295A	D19	342	〃
	B5013	50	59.5	295A	D13	338	〃
	B5019	50	59.5	295A	D19	342	〃
S (スタッド)	S24	24	24.5	道示	φ19	342	なし
	S30	30	33.8	道示	φ19	342	〃
	S40	40	45.8	道示	φ19	342	あり
	S50	50	59.5	道示	φ19	342	〃

注 1) N3013A のみ，ダウエル鉄筋の直下，かぶり 30mm の位置に配力鉄筋を配置した。

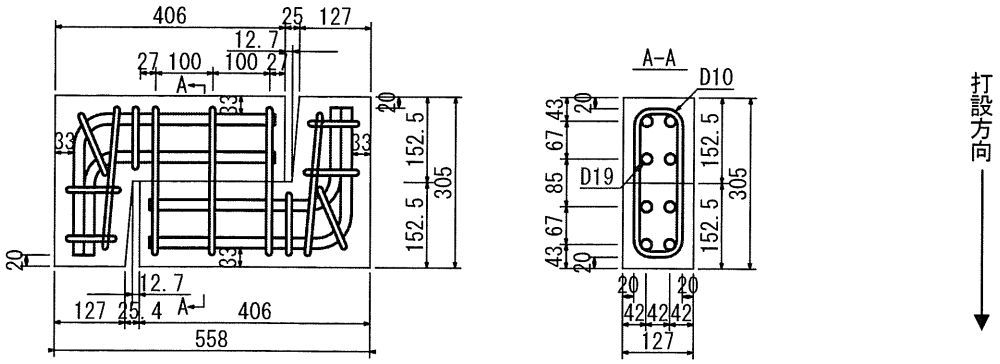
注 2) 鋼材は JIS 規格品，当て板は SM490A

注 3) 記号の説明

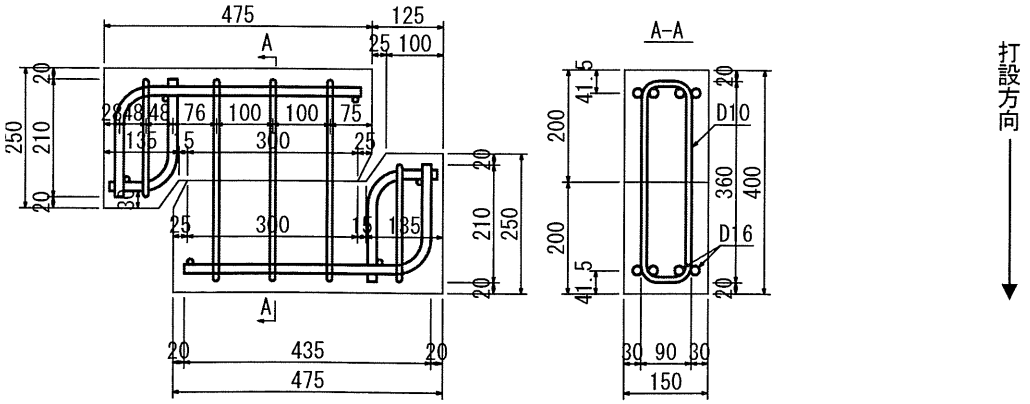




(a) Type-P



(b) Type-W



(c) Type-D

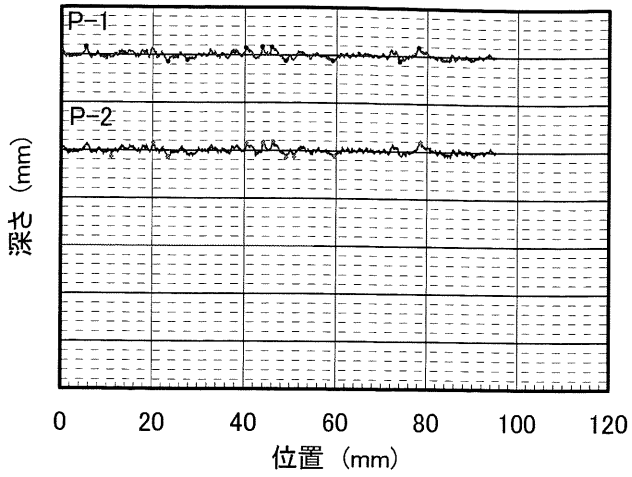
図-3.2.5 コンクリート打継目のプッシュオフ試験の供試体

注) 鉄筋はいずれも SD295A

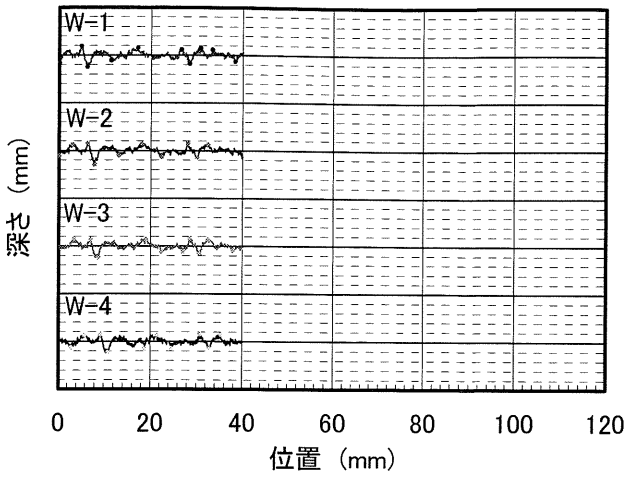
表-3.2.2 プッシュオフ試験の供試体一覧

供試体	接合面	ずれ止め鋼材	鋼材実測断面積 A_s (mm^2)	接合面積 A_c (mm^2)	鋼材比 p (%)	コンクリート強度 (N/mm^2) 床版側 $f'_{c,d}$	コンクリート強度 (N/mm^2) 主げた側 $f'_{c,b}$	鋼材降伏点 f_y (N/mm^2)	$p \cdot f_y$ (N/mm^2)
P	ほうき目仕上げ	2-D10	143	61900 (305×203)	0.23	41	63	355	0.82
W	ほうき目仕上げ	6-D10	428	32300 (254×127)	1.33	41	63	355	4.71
D	ほうき目仕上げ	6-D10	428	45000 (300×150)	0.95	41	63	355	3.38
JS1	グリース塗布	2-φ19 スタッド	558	70000 (350×200)	0.80	41	－	342	2.73
JS2	グリース塗布	4-φ19 スタッド	1120	70000 (350×200)	1.60	41	－	342	5.45

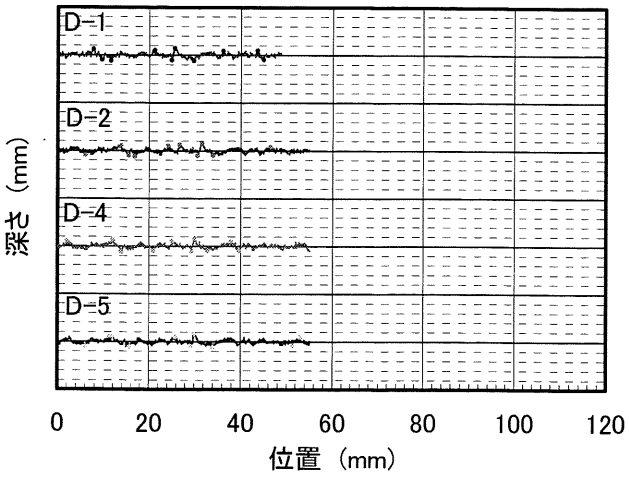
注）数量，断面積はいずれも１面当り。鋼材断面積及び降伏点はずれ止め鉄筋またはスタッドの実測結果を示す。



(a) 供試体 Type-P



(b) 供試体 Type-W



(c) 供試体 Type-D

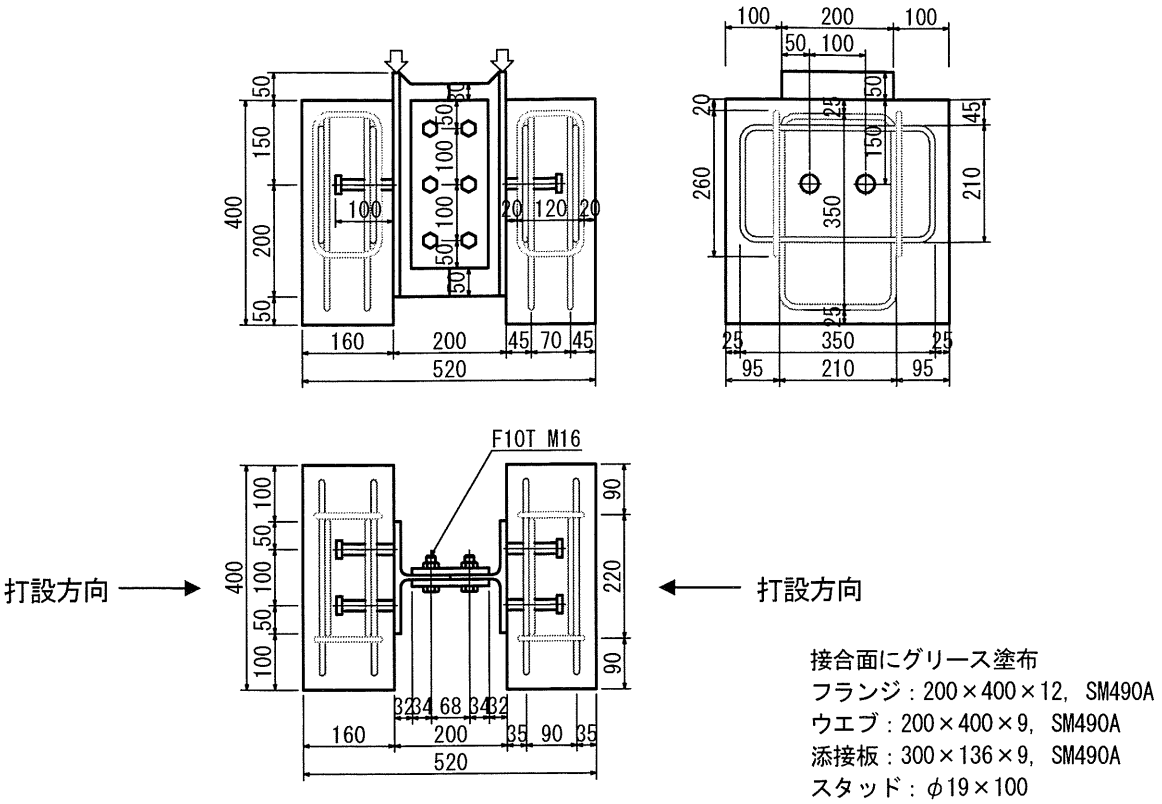
注) 縦軸の 1 目盛は深さ 1mm を表す。
計測箇所は各供試体の接合面の 1 箇所であり，
いずれも載荷方向に測定した。
図中に示す 2～4 回の測定結果は，いずれも
同一箇所で繰り返し計測した結果を示す。

図-3.2.6　表面粗度測定結果

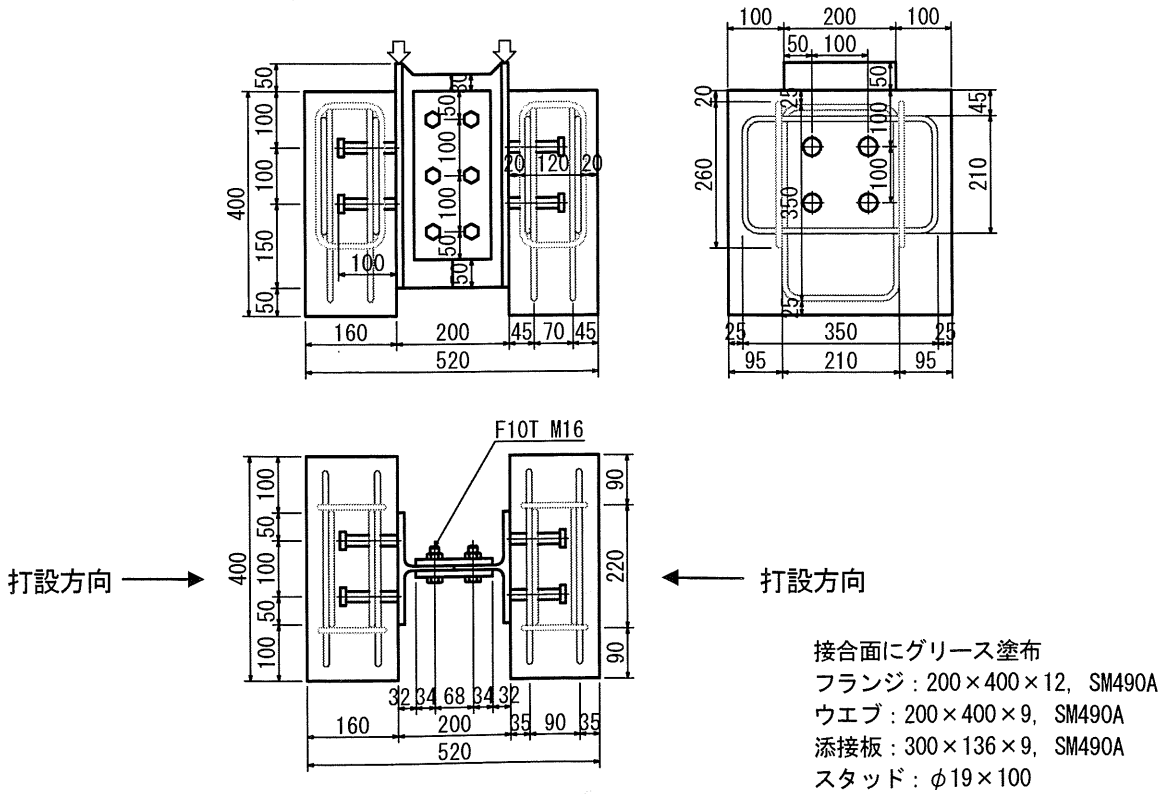
表-3.2.3 プッシュオフ試験用供試体の表面粗度測定結果

供試体	粗度指標	1 回目	2 回目	3 回目	4 回目	平均値
Type-P	Rz	1.67	1.79	—	—	1.73
	Ra	0.21	0.21	—	—	0.21
	Rzj	1.46	1.58	—	—	1.52
Type-W	Rz	2.16	2.26	2.08	1.89	2.10
	Ra	0.26	0.27	0.26	0.26	0.26
	Rzj	1.57	1.49	1.45	1.53	1.51
Type-D	Rz	1.33	1.34	1.44	1.35	1.37
	Ra	0.16	0.16	0.17	0.16	0.16
	Rzj	1.10	1.08	1.13	1.09	1.10

注) Rz：最大高さ，Ra：平均粗さ，Rzj：十点平均粗さ
Rz，Ra は JIS B0601-2001 による。また，Rzj は旧 JIS B0601(現行 JIS 付属書)による。



(a) Type-JS1



(b) Type-JS2

図-3.2.7 スタッドのプッシュオフ試験の供試体

3.3　使用材料

(1) コンクリート

表-3.3.1 にダウエル試験及びプッシュオフ試験に用いたコンクリートの配合表及び打設記録を示す。養生は材齢 7 日までシート養生した後，材齢 10～14 日の間に脱型し，以降，気中養生とした。ただし，プッシュオフ試験の床版側コンクリート(30 N/mm²)の打設は，主げた側コンクリート(50 N/mm²)の材齢 6 日で行った(その後の養生，脱型は上記のとおり)。圧縮試験用円柱供試体の養生は，ダウエル試験及びプッシュオフ試験と同様とした。

コンクリートの圧縮強度試験は，ダウエル試験及びプッシュオフ試験の供試体のコンクリート打設時に同じバッチから製作したφ100 mm×200 mm の円柱供試体を用いて，ダウエル試験の前後及びプッシュオフ試験の前後に JIS A 1108 に準じて実施した。また，同円柱供試体 1 本あたりひずみゲージ 4 枚(ゲージ長 60 mm)を貼り付け，静弾性係数及びポアソン比の測定も行った。表-3.3.2 にダウエル試験前後に実施したコンクリートの圧縮強度試験結果を示す。また，表-3.3.3 にプッシュオフ試験の前後に実施したコンクリートの圧縮強度試験結果を示す。前掲表-3.2.1～2 に示した各供試体の圧縮強度はこれらの圧縮試験結果に基づき試験材齢に応じて直線補間した値である。

プッシュオフ試験の供試体のコンクリートについては，圧縮試験と同日に割裂引張強度試験も JIS A 1113 に準じて実施した。結果を表-3.3.4 に示す。圧縮強度試験と同様にプッシュオフ試験の供試体のコンクリート打設時に同じバッチから製作したφ100 mm×200 mm の円柱供試体を用いた。

(2) ずれ止め鉄筋

ずれ止め鉄筋に用いた鉄筋について，引張試験を JIS Z 2241 に準拠して実施した。引張試験の際，ひずみゲージ 2 枚(ゲージ長 1 mm)を貼り付け，弾性係数の測定も行った。表-3.3.5 に各ずれ止め鉄筋の引張試験結果を示す。また，異形鉄筋の強軸まわりの曲げ剛性を確認するため，鉄筋の曲げ試験も実施した(図-3.3.1)。図-3.3.2 に今回用いた鉄筋の最小断面での断面形状図を示す。曲げ試験においては，支間中央の上下にひずみゲージ(ゲージ長 1 mm)を 1 枚ずつ貼り付けて曲げひずみを測定するとともに，載荷点直下の変位をカンチレバー変位計にて測定した(変位測定は D19，D19-345 を除く)。

D13 の鉄筋曲げ試験を例に，図-3.3.3 に荷重－ひずみの関係を，図-3.3.4 に荷重－変位の関係をそれぞれ示す。これらの結果から，曲げひずみに基づく曲げ剛度と変位に基づく曲げ剛度を算出した結果を表-3.3.6 に示す。同表には，公称径から求まる曲げ剛性との比も合わせて示した。曲げひずみに基づく結果より，鉄筋の強軸まわりの曲げ剛性は公称径に基づく曲げ剛性に比べて 0.94～1.04 の範囲であり，鉄筋の種類によって異なっていた。また，変位による曲げ剛度はひずみによる曲げ剛度に比べて顕著な差は見られなかった。以降，鉄筋の実測ひずみから曲げモーメントを算出する際には曲げひずみに基づく曲げ剛度を用いる。

(3) スタッド

スタッドの引張試験は，軸部から JIS 試験片を削りだす JIS B 1198 による一般的な方法と異なり，図-3.3.5 のとおり，鋼棒の端部にスタッドを溶植した試験片を作成して，鋼棒とスタッド頭部をつかんで引張載荷する方法によった。軸部の両面にひずみゲージ(ゲージ長 1 mm)を貼り付け，ひずみの測定を行った。図-3.3.6 にスタッドの応力－ひずみ図を示す。スタッドの引張強さ，弾性係数は表-3.3.5 に合わせて示した。スタッ

ドの場合，降伏点が明確に現れなかったので，同表には 0.2 %耐力及び直線限界時の応力度とひずみを示した。なお，スタッドのミルシートを付録 A に示す。

(4) 鋼板

表-3.3.7 にダウエル試験シリーズ B，S の当て板及びプッシュオフ試験の鋼板の機械的性質（ミルシートによる値）を示す。

表-3.3.1　コンクリート配合表及び打設記録

試験種類	目標圧縮強度 (N/mm^2)	W/C (%)	目標空気量 (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m^3)						打設記録			
					W	C	S_1	S_2	G	AE	スランプ (cm)	フロー (mm)	空気量 (%)	コンクリート温度 (℃)
ダウエル	24	75	4.5	47.6	171	228	615	261	1005	2.28	14	－	4.5	14
	30	57	4.5	46.7	181	318	571	243	967	3.18	20.5	350×345	5.0	15
	40	48.5	4.5	46.6	170	351	569	243	970	3.86	17	290×290	3.9	18.5
	50	40	2.5	45.3	175	438	543	232	975	4.82	21	360×350	2.4	17
プッシュオフ	30	56	4.5	45.6	185	331	623	161	979	3.54	17	300×285	4.5	14
	50	41	2.5	45.5	175	427	620	161	979	5.89	22	440×405	2.8	15

備考）　普通ポルトランドセメント，最大粗骨材寸法 G_{max} = 20mm(ダウエル)，13mm(プッシュオフ)

細骨材：君津産山砂(S_1，F.M.=2.02)＋津久見産砕砂(S_2，F.M.=3.68)

粗骨材：津久見産 2005(ダウエル，F.M.=6.68)，両神産 6 号砕石(プッシュオフ，F.M.=6.53)

混和剤：24，30 N/mm^2 は AE 減水剤(78S)，40，50 N/mm^2 は高性能 AE 減水剤(SP-8S)

表-3.3.2　ダウエル試験用供試体のコンクリートの圧縮強度試験結果

圧縮試験供試体	圧縮強度 (N/mm²)		ヤング係数 (kN/mm²)		ポアソン比		試験材齢
呼び強度－番号	試験値	平均値	試験値	平均値	試験値	平均値	(日)
24－1	24.9	23.9	25.4	24.8	0.211	0.202	38
24－2	23.5		24.2		0.191		
24－3	23.2		24.8		0.203		
24－4	26.2	26.3	24.5	24.9	0.193	0.192	42
24－5	25.8		24.7		0.190		
24－6	27.0		25.5		0.192		
30－1	30.7	30.7	31.2	30.3	0.226	0.217	28
30－2	31.1		29.7		0.193		
30－3	30.3		30.1		0.232		
30－4	34.2	34.3	29.7	28.4	0.222	0.204	35
30－5	35.3		27.3		0.200		
30－6	33.5		28.3		0.189		
40－1	45.5	45.7	32.5	31.8	0.228	0.215	34
40－2	45.5		30.7		0.212		
40－3	46.1		32.0		0.205		
40－4	45.9	46.1	32.2	30.2	0.217	0.204	37
40－5	46.0		29.4		0.189		
40－6	46.4		29.0		0.206		
50－1	58.7	58.5	34.4	34.0	0.215	0.218	39
50－2	58.5		33.1		0.210		
50－3	58.3		34.5		0.229		
50－4	59.6	59.5	31.4	32.2	0.201	0.202	49
50－5	59.6		31.2		0.184		
50－6	59.2		33.9		0.221		

表-3.3.3　プッシュオフ試験用供試体のコンクリートの圧縮強度試験結果

圧縮試験供試体	圧縮強度 (N/mm²)		ヤング係数 (kN/mm²)		ポアソン比		試験材齢
呼び強度－番号	試験値	平均値	試験値	平均値	試験値	平均値	(日)
30－7	41.1	40.5	27.4	27.4	0.194	0.189	55
30－8	40.6		28.0		0.176		
30－9	39.6		26.7		0.196		
30－10	41.4	41.4	27.1	27.4	0.183	0.183	58
30－11	39.6		27.3		0.163		
30－12	43.1		27.7		0.203		
50－7	62.7	64.5	32.6	32.4	0.225	0.208	61
50－8	65.5		32.2		0.181		
50－9	65.2		32.4		0.218		
50－10	62.8	62.1	29.7	30.9	0.180	0.193	64
50－11	60.2		30.6		0.186		
50－12	63.3		32.4		0.213		

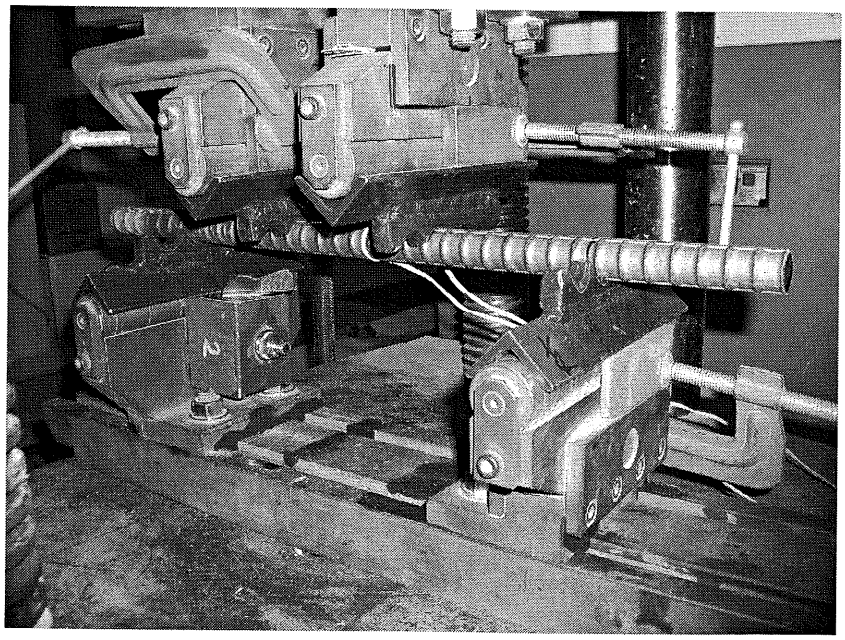
表-3.3.4　プッシュオフ試験用供試体のコンクリートの割裂引張強度試験結果

割裂引張試験供試体	割裂引張強度 (N/mm²)		試験材齢
呼び強度－番号	試験値	平均値	(日)
T30-1	3.28	3.20	55
T30-2	3.35		
T30-3	2.97		
T30-4	3.05	3.34	58
T30-5	3.61		
T30-6	3.35		
T50-1	3.60	3.83	61
T50-2	3.85		
T50-3	4.05		
T50-4	3.58	3.98	64
T50-5	4.59		
T50-6	3.76		

表-3.3.5　鋼材の引張試験結果

鋼材種類		降伏点または0.2%耐力 f_y (N/mm²)	引張強さ f_u (N/mm²)	弾性係数 E (kN/mm²)	降伏ひずみ (μ)	実測高さ[1] (mm)
SD295A	D10	355	503	192	1850	10.1
SD295A	D13	338	480	189	1792	13.2
SD295A	D16	345	504	193	1790	16.9
SD295A	D19	342	538	193	1774	20.8
SD345	D19	374	560	192	1950	19.9
SD390	D19	445	638	190	2339	20.0
スタッド	φ19	342 (279)[2]	470	209	3638 (1363)[2]	18.9

注 1) 鉄筋の上下に縦リブがある状態での高さ
2) 応力－ひずみ曲線における線形限界値



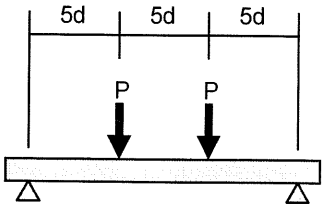


図-3.3.1　鉄筋の曲げ剛性測定試験
(4 点曲げ載荷試験，支間割 5d：5d：5d)

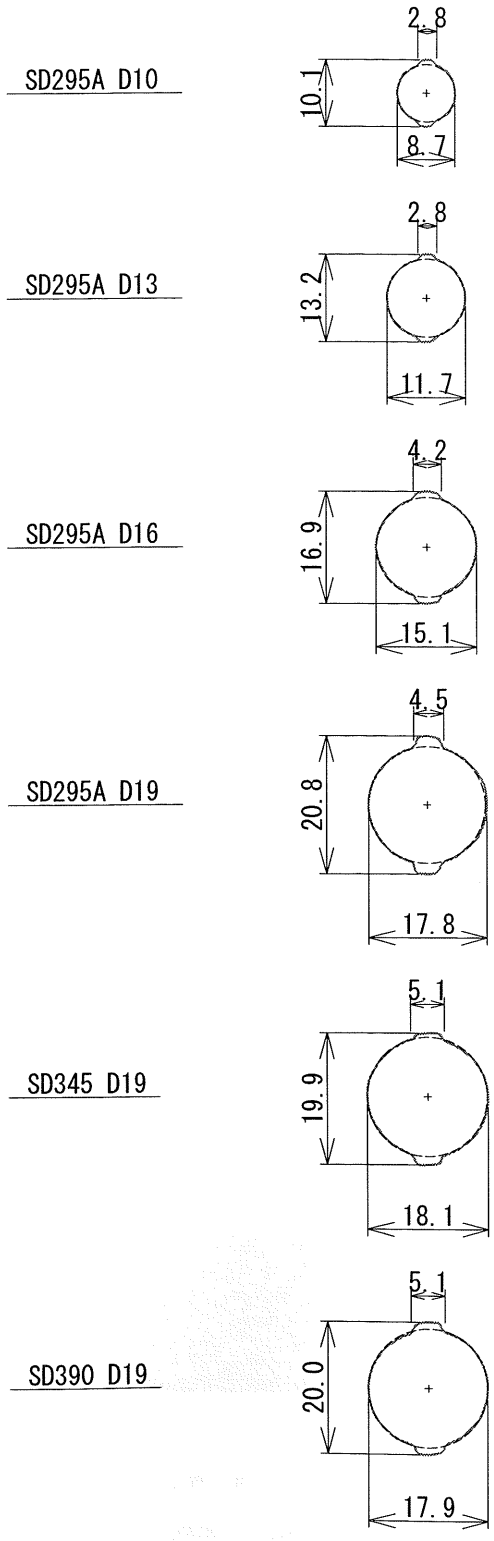
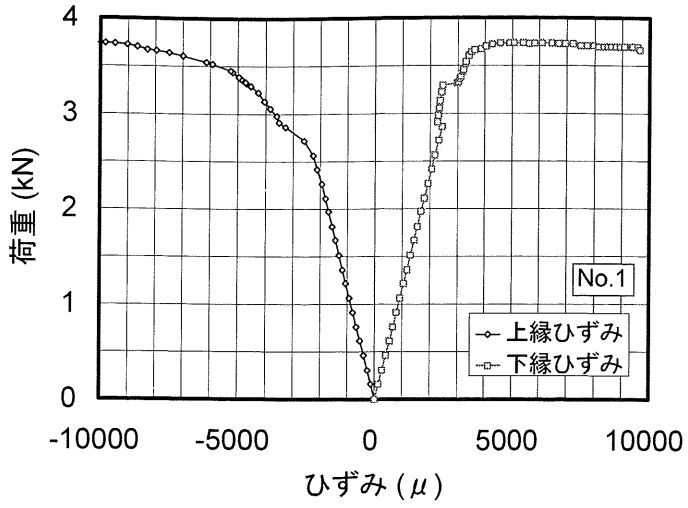
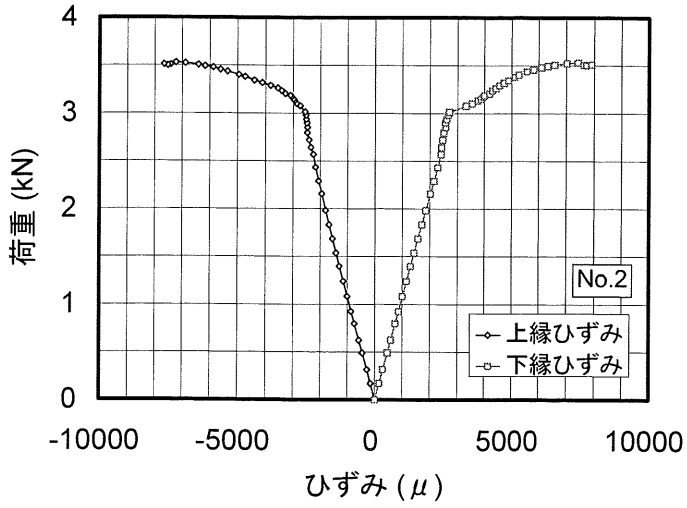


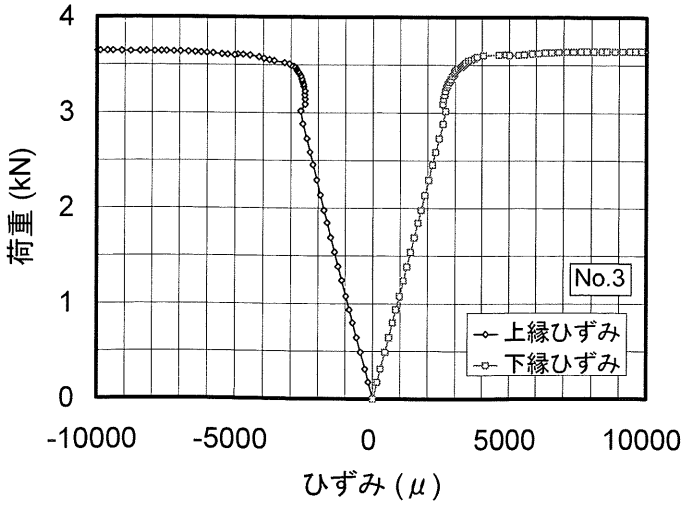
図-3.3.2　ダウエル試験に用いた鉄筋の断面形状(実測結果)



(a) No.1



(b) No.2



(c) No.3

図-3.3.3　ずれ止め鉄筋の曲げ試験における荷重－ひずみの関係（D13 の例）

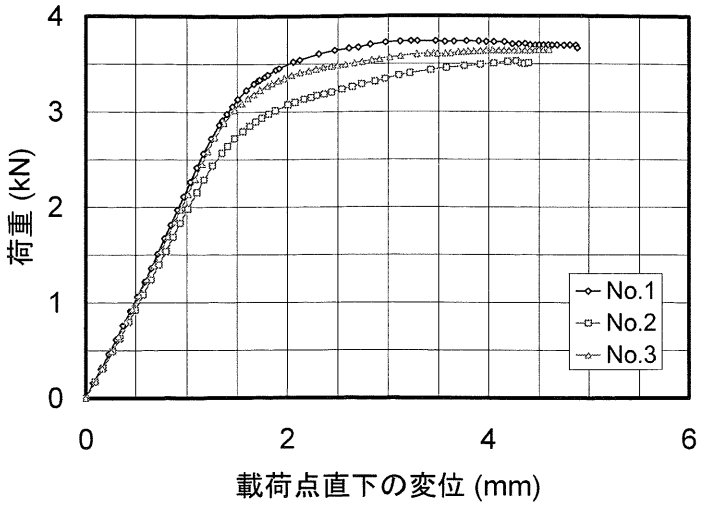
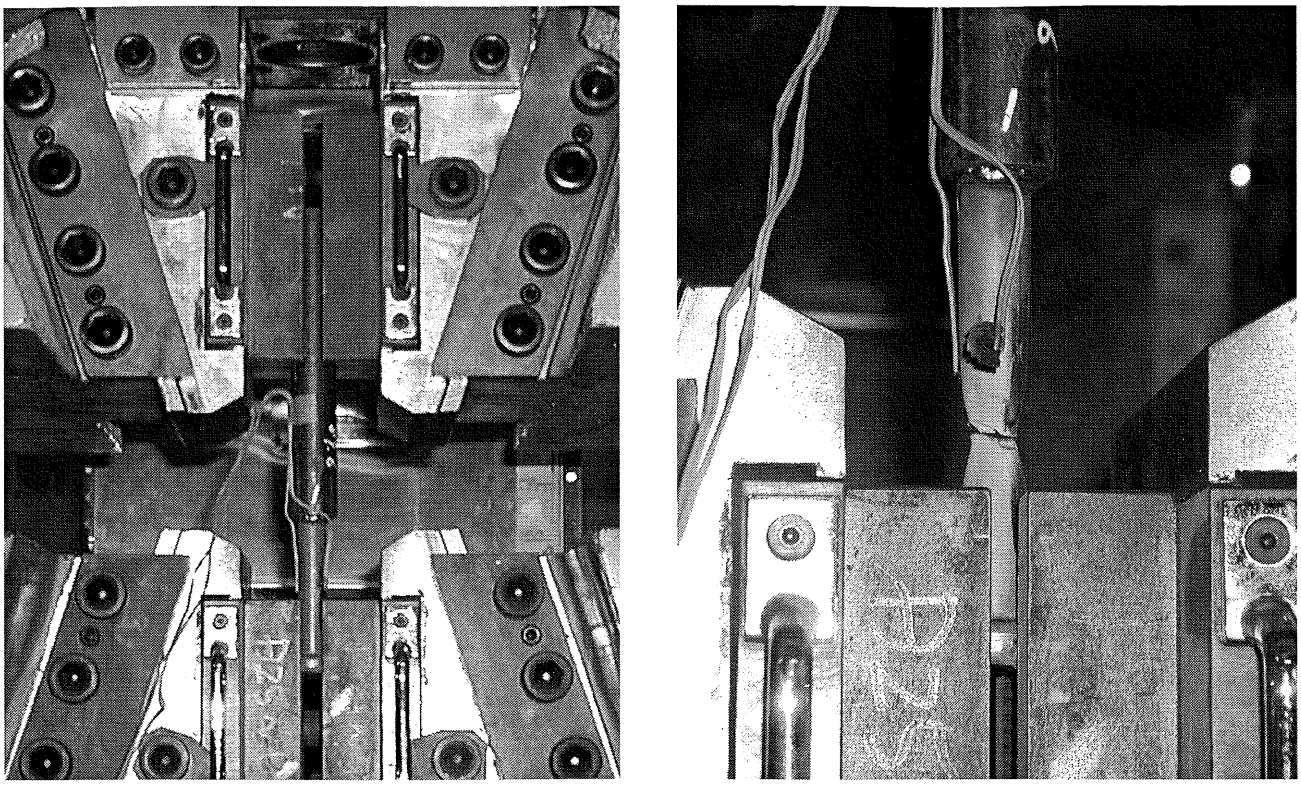


図-3.3.4　ずれ止め鉄筋の曲げ試験における荷重－変位の関係（D13 の例）

表-3.3.6　ずれ止め鉄筋の曲げ試験から得られた曲げ剛度

鉄筋種類	T.P.	呼び径 d_d (mm)	実測高さ d_m (mm)	公称径 d_s (mm)	I_o (mm^4)	EI_o ($kN \cdot mm^2$)	EI_s ($kN \cdot mm^2$)	EI_d ($kN \cdot mm^2$)	EI_s/EI_o	EI_d/EI_o
D10	No.1	10	10.1	9.53	405	80979	82522	84924	1.02	1.05
	No.2						81246	86236	1.00	1.06
	No.3						89458	86489	1.10	1.07
	Avg.						84409	85883	1.04	1.06
	S.D.						4419	840	0.05	0.01
D13	No.1	13	13.2	12.7	1277	255396	248137	259567	0.97	1.02
	No.2						230912	233967	0.90	0.92
	No.3						237427	249593	0.93	0.98
	Avg.						238825	247709	0.94	0.97
	S.D.						8697	12903	0.03	0.05
D16	No.1	16	16.9	15.9	3137	627463	621361	562175	0.99	0.90
	No.2						646080	615928	1.03	0.98
	No.3						620526	557456	0.99	0.89
	Avg.						629322	578519	1.00	0.92
	S.D.						14518	32482	0.02	0.05
D19	No.1	19	20.8	19.1	6533	1306572	1307185	—	1.00	—
	No.2						1326628	—	1.02	—
	No.3						1322880	—	1.01	—
	Avg.						1318898	—	1.01	—
	S.D.						10315	—	0.01	—
D19 -345	No.1	19	19.9	19.1	6533	1306572	1264845	—	0.97	—
	No.2						1285648	—	0.98	—
	No.3						1249517	—	0.96	—
	Avg.						1266670	—	0.97	—
	S.D.						18134	—	0.01	—
D19 -390	No.1	19	20	19.1	6533	1306572	1253855	1254506	0.96	0.96
	No.2						1182732	1144631	0.91	0.88
	No.3						1294988	1230142	0.99	0.94
	Avg.						1243858	1209760	0.95	0.93
	S.D.						56792	57703	0.04	0.04

備考）　I_o：公称径に基づく断面二次モーメント，E：鋼材の弾性係数(=200000 N/mm^2)，
Avg.：平均値，S.D.：標準偏差，
EI_s：実測ひずみから得られた曲げ剛度，EI_d：実測変位から得られた曲げ剛度
D19 及び D19-345 は変位を測定しなかった。



(a)　引張試験開始時　　(b)　破断状況

図-3.3.5　スタッドの引張試験

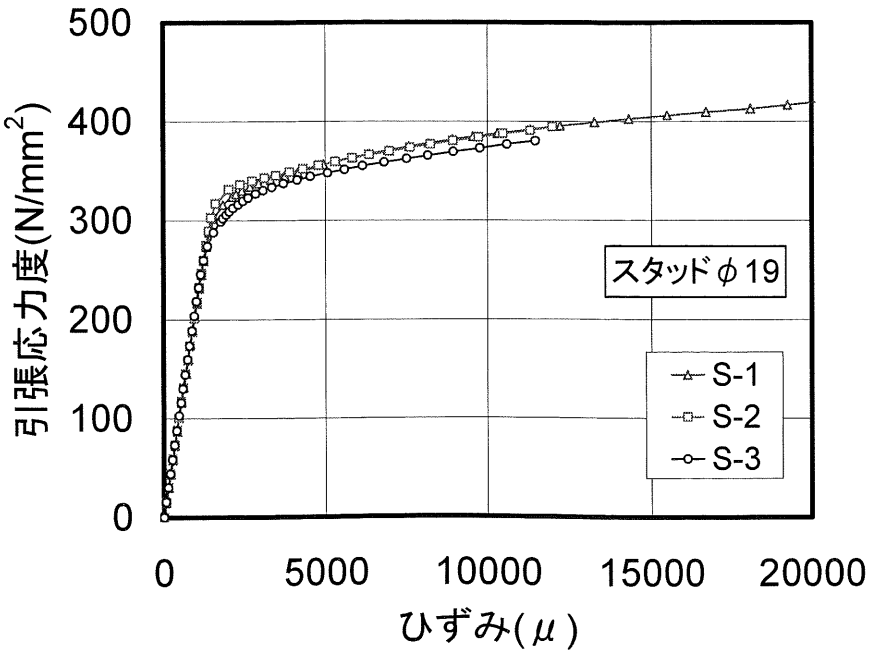


図-3.3.6　スタッドの応力－ひずみ図

表-3.3.7　鋼板の機械的性質（ミルシートによる）

鋼材種類 t：板厚(mm)		降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	伸び %
SM490A	t = 9	396	521	26
SM490A	t = 12	437	553	22
SM490A	t = 22	355	527	32

3.4　載荷方法と計測項目

(1) ダウエル試験

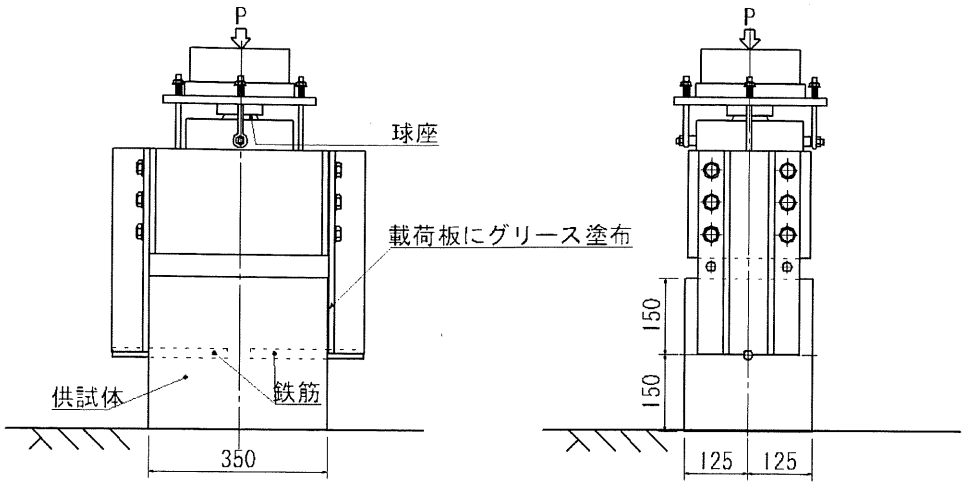
載荷方法を図-3.4.1 に示す。供試体を試験機のベッド上に直接置き(べた置き，固定なし)，球座，鋼製治具を介して両端の鉄筋または鋼板を鉛直方向に静的に押し下げた。図-3.4.2 に示すとおり，シリーズ N では，ずれ止め鉄筋に直接載荷した。一方，シリーズ B，S では，図-3.4.1(b)，(c)に示したとおり当て板の上面に載荷した。なお，シリーズ B の鋼板は，鉄筋にねじ切り加工を施しておき，ボルトで鋼板を支え，載荷試験直前に鉄筋の軸方向ひずみ(A 面，B 面ともに同じ深さ(1d)のひずみゲージによった)が概ね 100 μ となるように締め付けた。

コンクリート中のずれ止め鉄筋の挙動を把握するため，図-3.4.3 のとおり，コンクリート表面から 3mm，1d，2d 及び 4d の位置の鉄筋上下縦リブ上にひずみゲージ(ゲージ長 1 mm)を軸方向に貼り付けた(B 面は 1 断面のみ)。

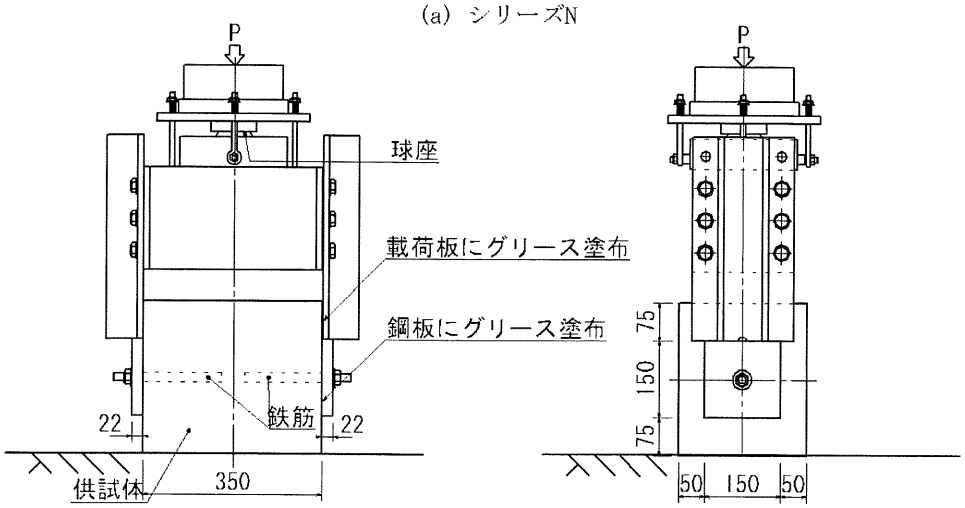
図-3.4.4 にずれ止め鉄筋のひずみゲージ貼り付け状況の写真を示す。A 面側の鉄筋は，ひずみゲージ貼り付け後，クロロプレンゴム系溶剤型コーティング剤(N-1)で一次防水処理を施した後，合成ゴム系コーティング剤(Y-500-I)を塗布した。B 面側の鉄筋は，防水処理の範囲を出来るだけ小さくした。シリーズ S のスタッドの場合も，シリーズ N，B と同様にひずみゲージを貼り付けた。

変位は載荷点直下のコンクリート表面位置での鉄筋の変位(シリーズ B ではナット部で計測，同 S では鋼板の変位のみ計測)及びコンクリート表面から 50 mm の位置での鉄筋の変位をそれぞれ計測した(図-3.4.5)。また，シリーズ N では，鉄筋直下の支圧によるコンクリートの剥離発生をモニタリングするため，ポリエステルひずみゲージ(ゲージ長 10 mm)を鉄筋下端からベース先端まで 5 mm 離して貼り付けた。

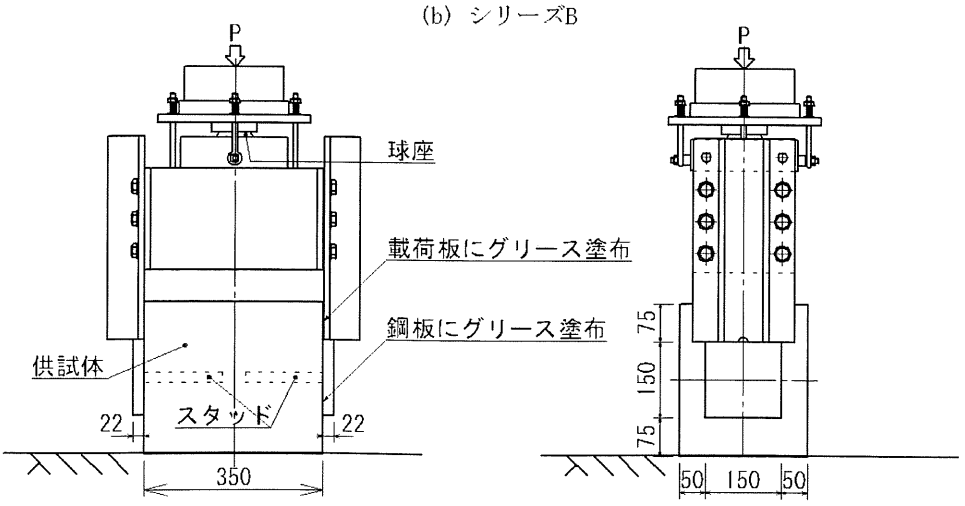
図-3.4.6(a)，(b)にダウエル試験の載荷状況を示す。



(a) シリーズN

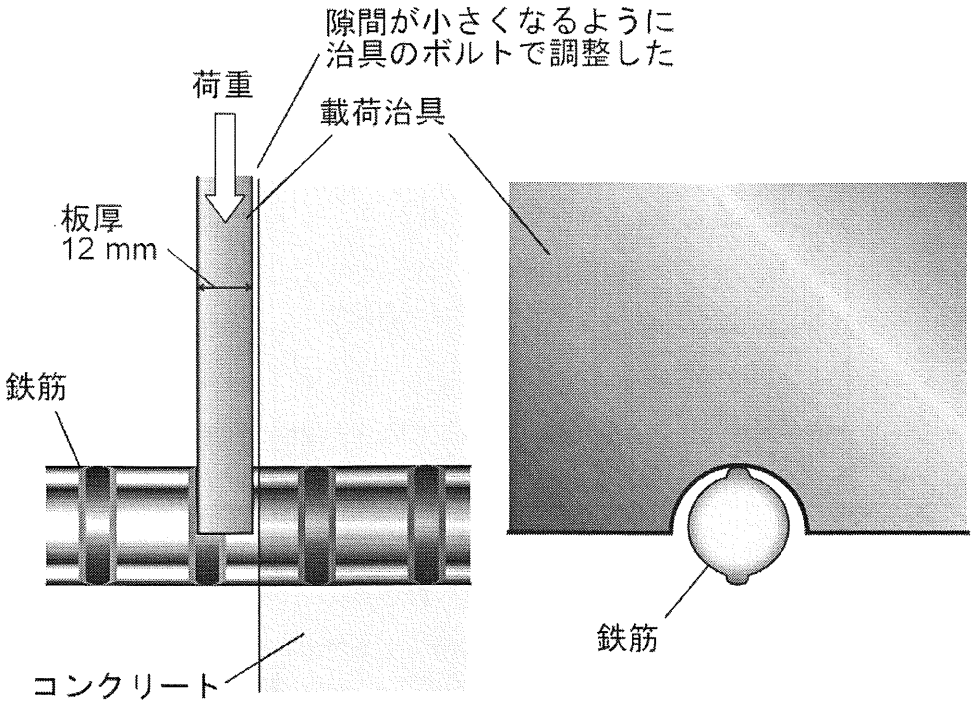


(b) シリーズB

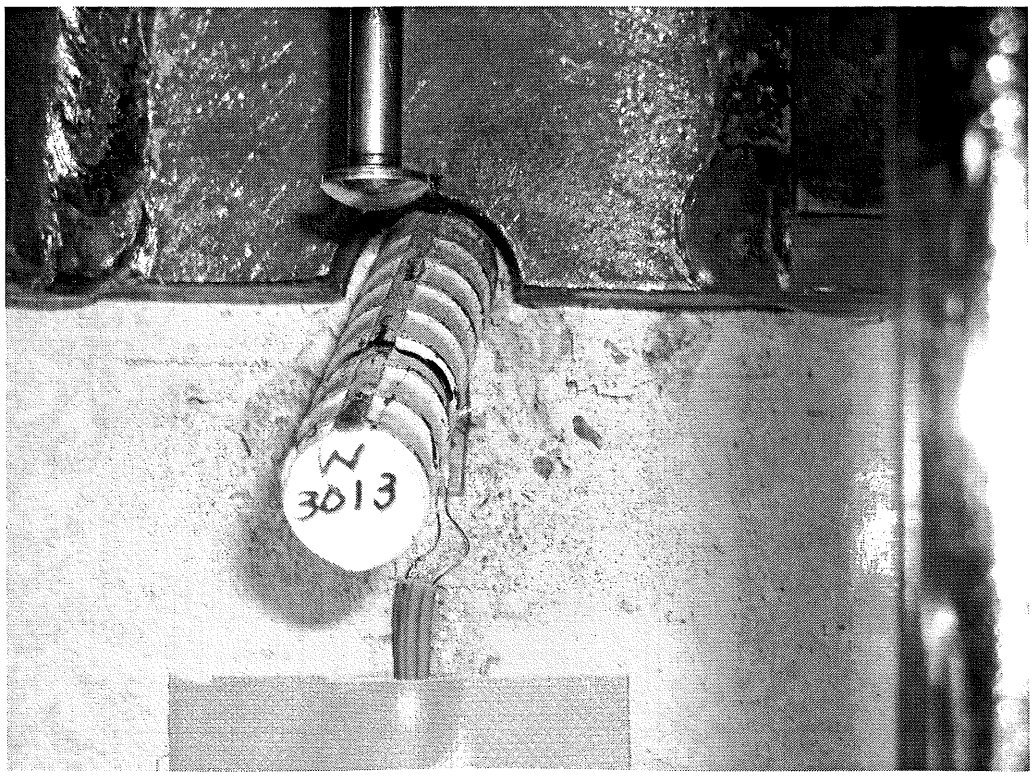


(c) シリーズS

図-3.4.1　ダウエル試験の載荷方法



(a) 載荷位置付近の詳細(イメージ図)



(b) 試験直後の載荷位置付近の状況

図-3.4.2　シリーズ N の載荷方法詳細

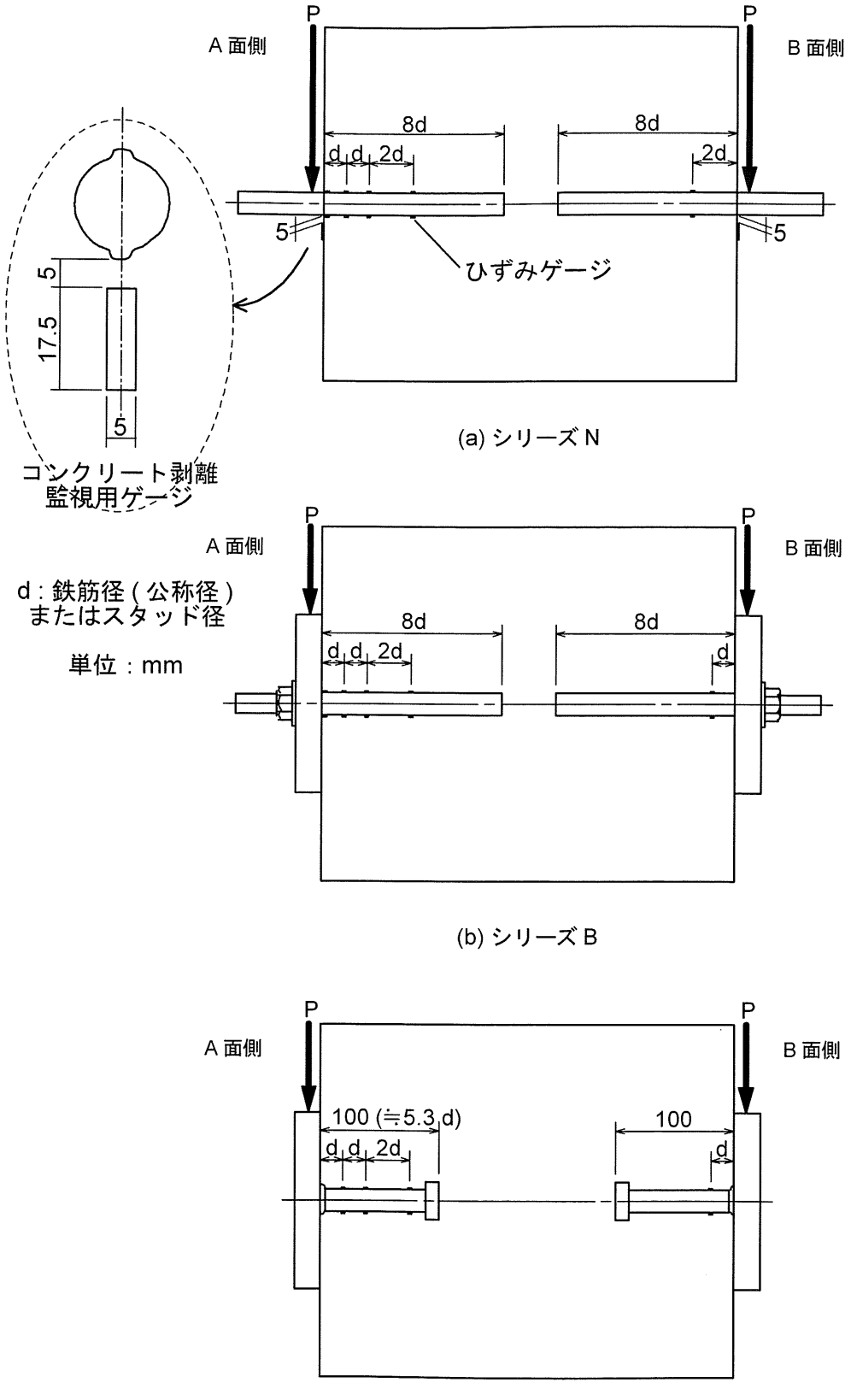
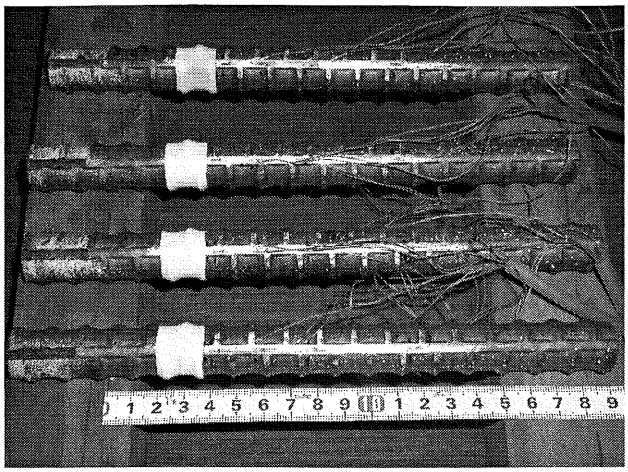
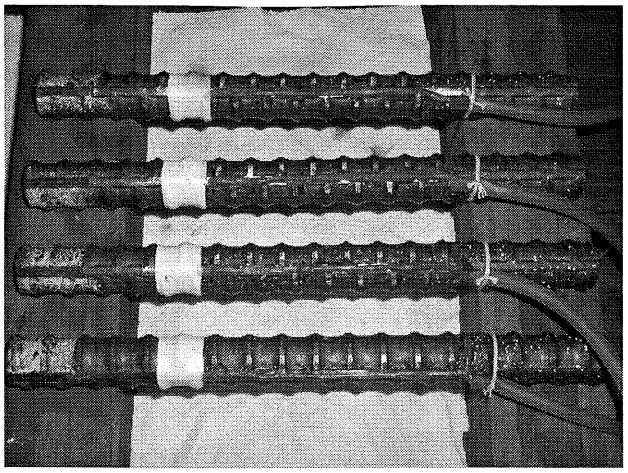


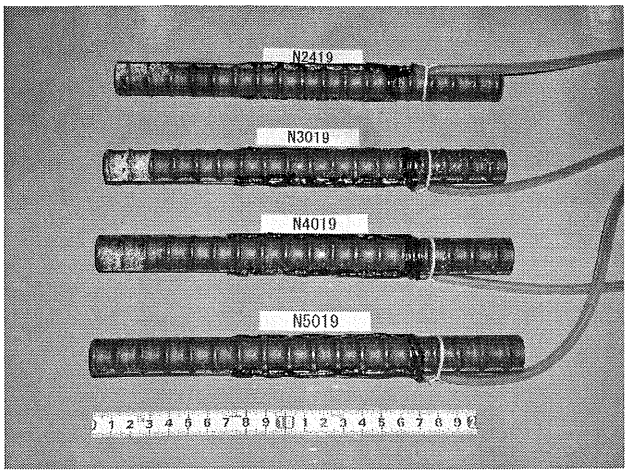
図-3.4.3　ダウエル試験のゲージ貼り付け位置



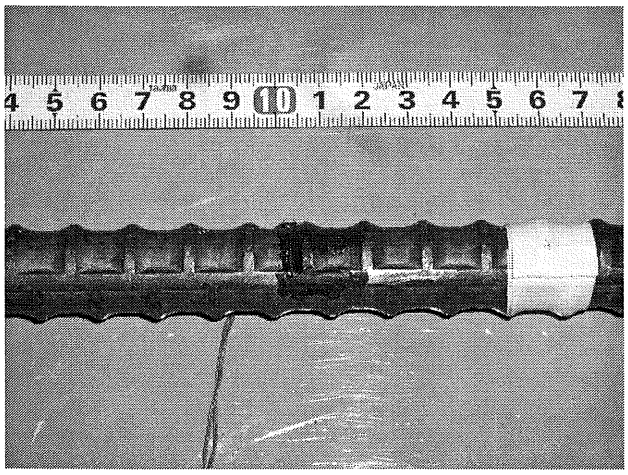
(a) シリーズN，A面側鉄筋，ゲージ貼り付け状況



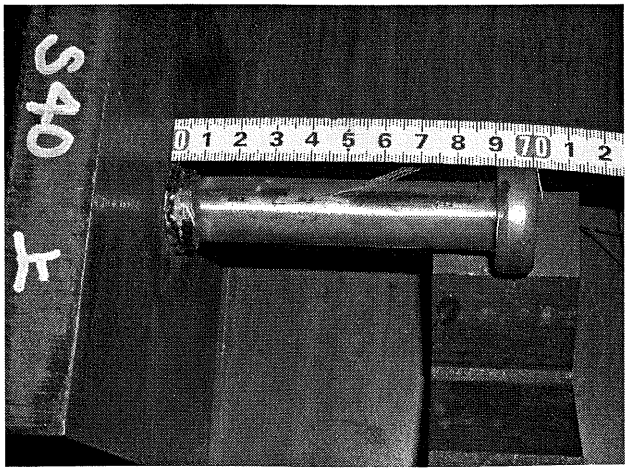
(b) シリーズN，A面側鉄筋，一次防水処理



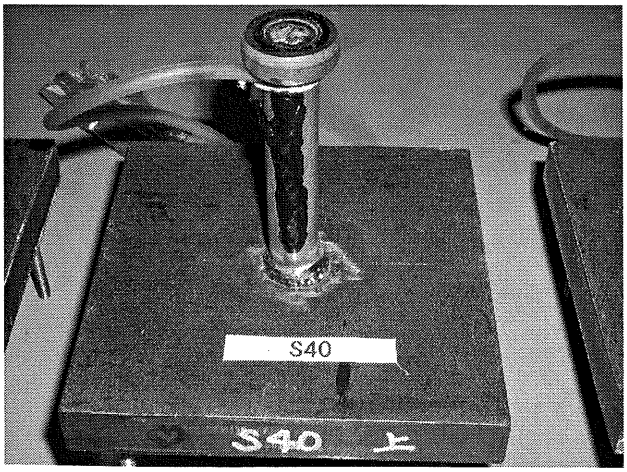
(c) シリーズN，A面側鉄筋，防水処理



(d) シリーズN，B面側鉄筋，防水処理

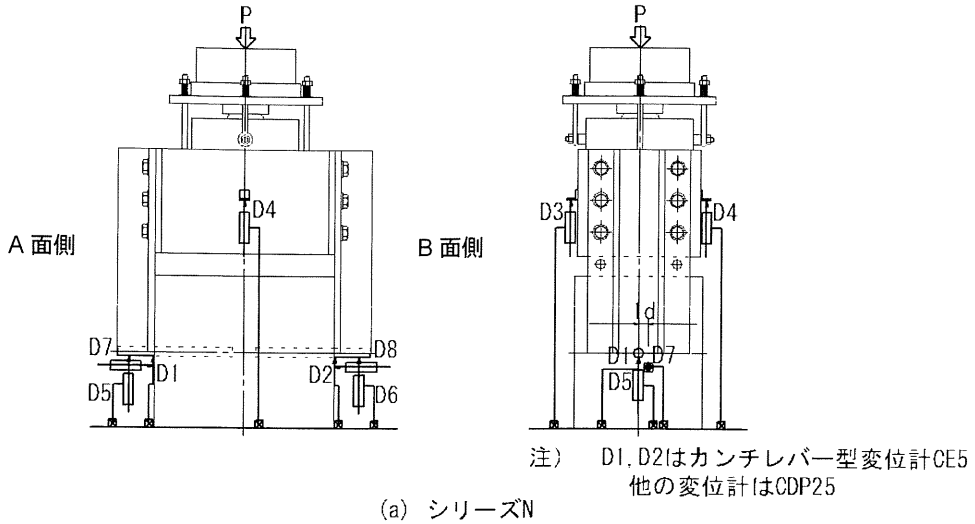


(e) シリーズS，A面側スタッド，ゲージ貼り付け状況

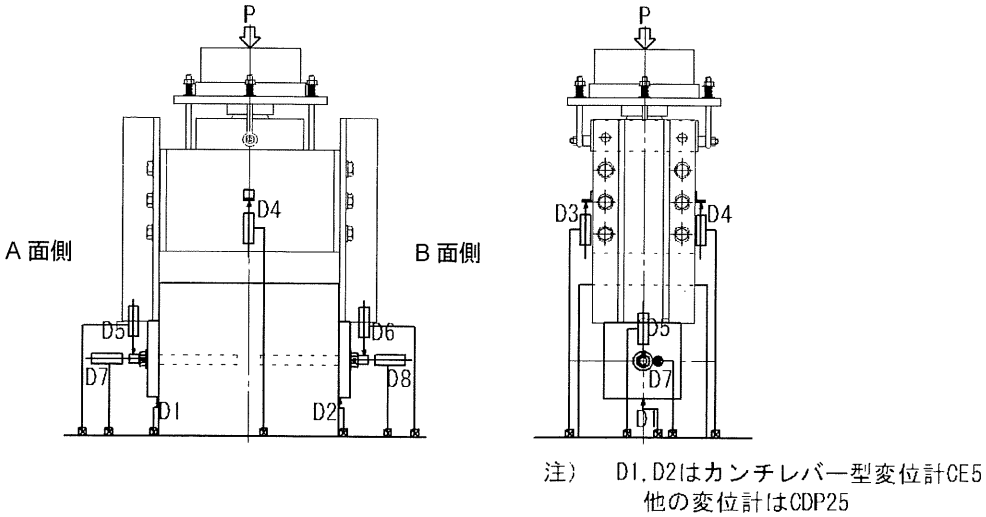


(f) シリーズS，A面側スタッド，防水処理

図-3.4.4　ダウエル試験のゲージ貼り付け状況



(a) シリーズN



(b) シリーズB

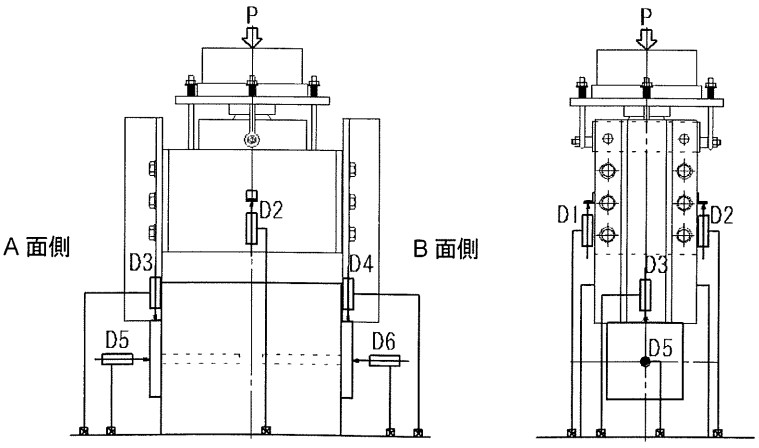
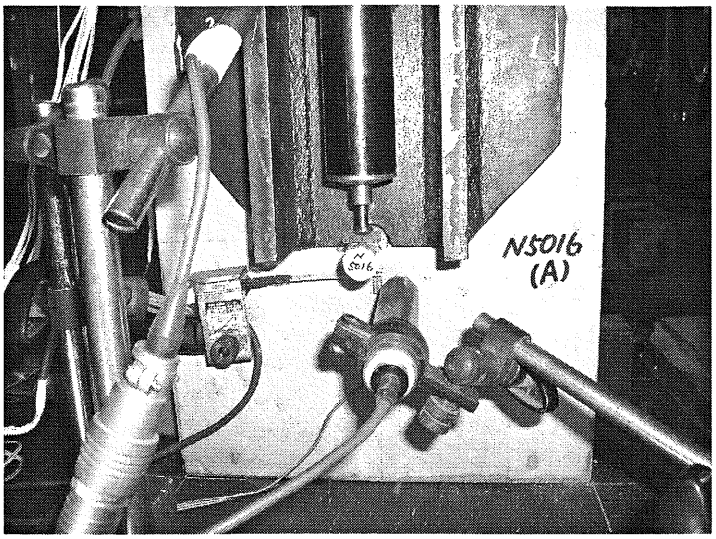
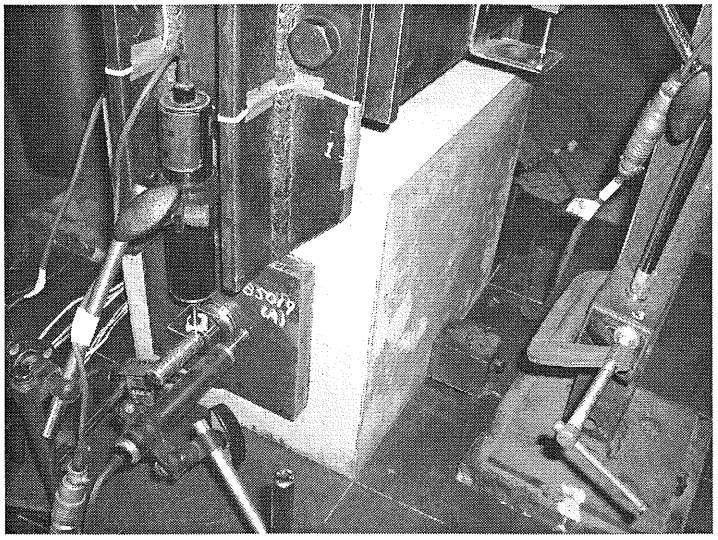


図-3.4.5　ダウエル試験の変位計取り付け位置



(a) シリーズN



(b) シリーズB



(c) シリーズS

図-3.4.6　ダウエル試験の載荷状況

(2) コンクリート打継目のプッシュオフ試験

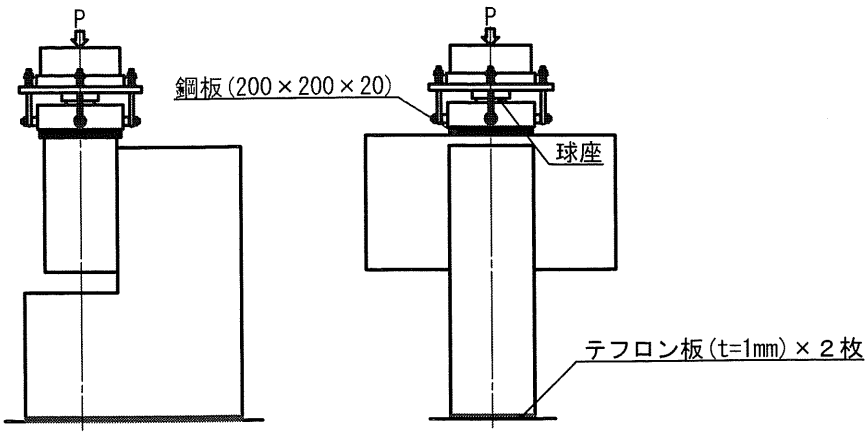
図-3.4.7 に，載荷方法を示す。各供試体ともに，試験機のベッド上にテフロンシート(厚さ 1mm×2 枚)を敷いて，その上に設置した(べた置き，固定なし)。球座，鋼製治具(載荷面は円形であり，Type-P では直径 360 mm，Type-D, W では直径 180 mm の治具を用いた)を介して圧縮力を負荷した。

ダウエル供試体のシリーズ N と同様，コンクリート中のずれ止め鉄筋の挙動を把握するため，図-3.4.8～9 のとおり，床版側は接合面から 3mm，1d，2d 及び 4d(d：鉄筋の場合 10mm とした)の位置の上下縦リブ上にひずみゲージ(ゲージ長 1 mm)を貼り付けた。また，主げた側は接合面から 1d 及び 2d の位置の上下にひずみゲージ(同 1mm)を貼り付けた。参考のため，主鉄筋にもひずみゲージを貼り付けた。

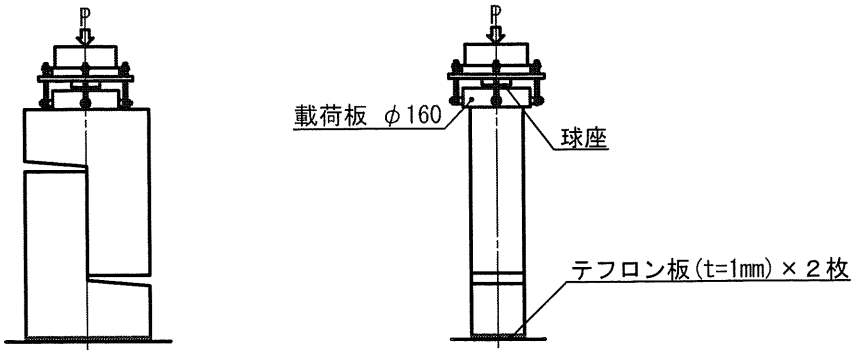
接合面付近のコンクリートの主ひずみを測定するため，コンクリート表面に 3 軸ゲージ(ゲージ長 30 mm)を貼り付けた。

ずれ変位は，図-3.4.10 のとおり，接合面中央，両面における相対ずれをカンチレバー変位計で計測するとともに，B 面のみ床版側，主げた側それぞれの絶対変位を計測した(両者の差がずれ変位)。また，接合面の上下で接合面の開きを変位計で測定した。

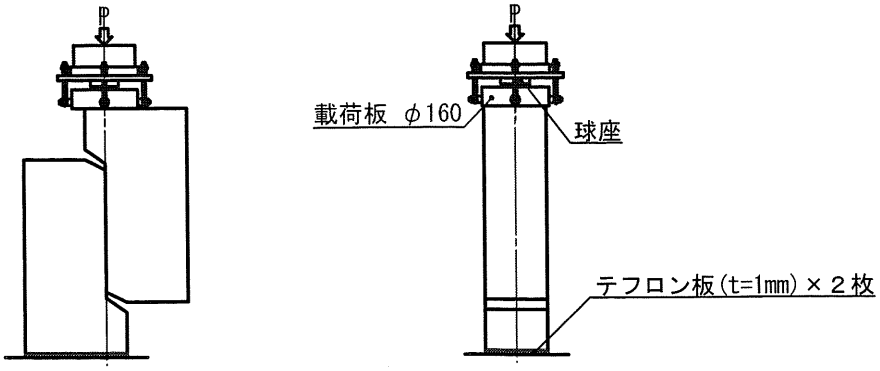
図-3.4.11 に各プッシュオフ試験の載荷状況を示す。



(a) Type Ｐ

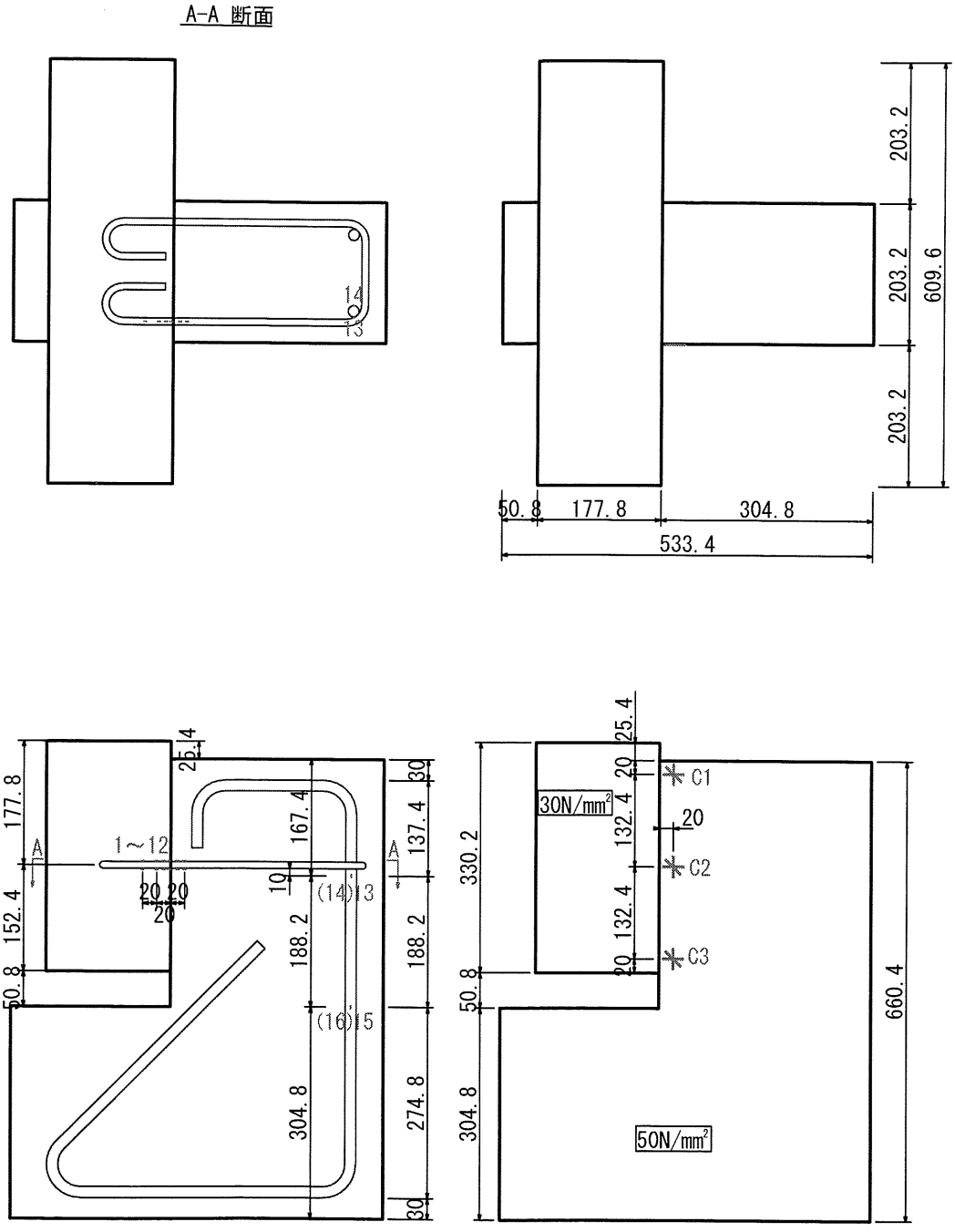


(b) TypeＷ



(c) TypeＤ

図-3.4.7　プッシュオフ試験の載荷方法



・ゲージ13～16は2mmゲージ
・ゲージは1～12は1mmゲージ

単位：mm

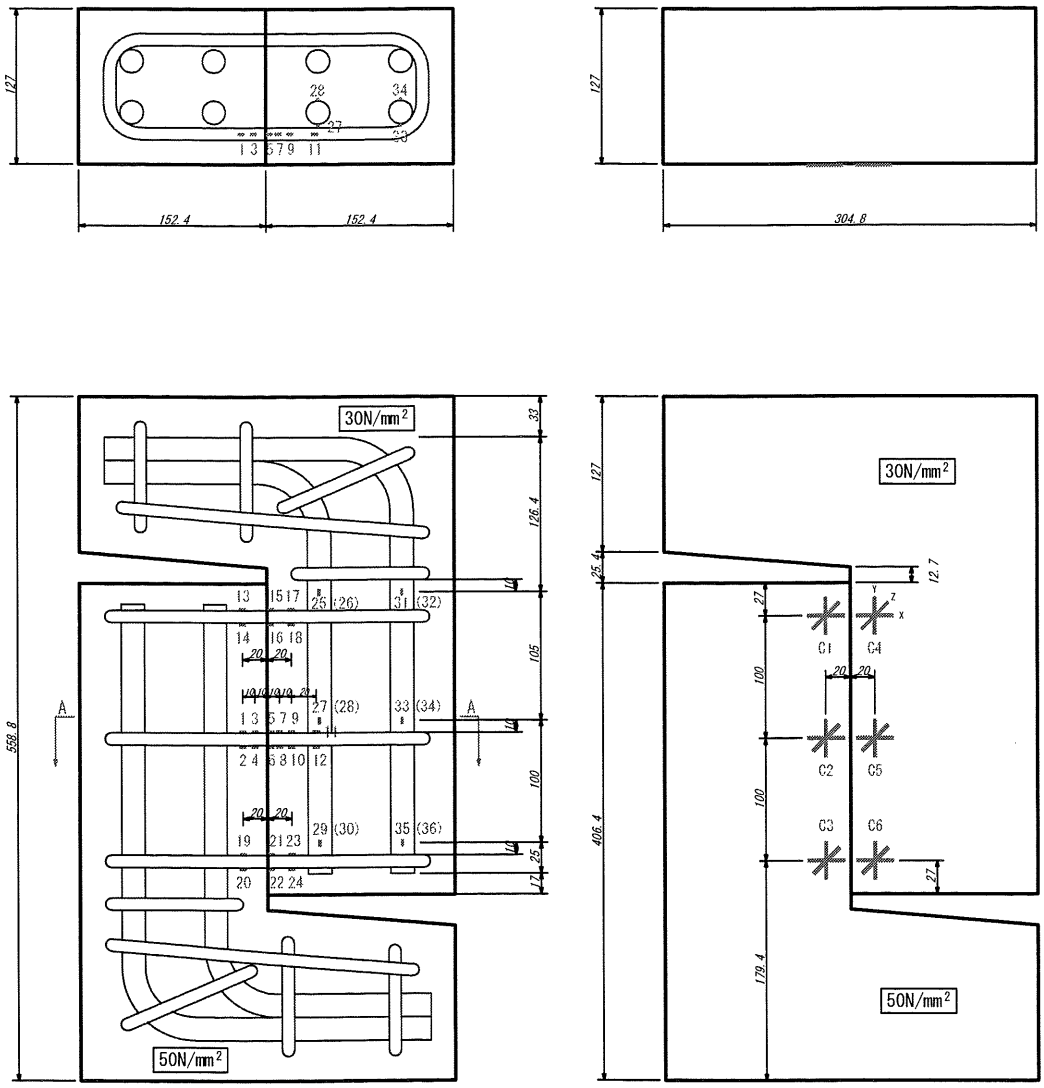
注） ずれ止め鉄筋のひずみゲージ 1～12 の貼り付け位置詳細は図-3.4.9 に示す。

(a) Type-P

図-3.4.8　プッシュオフ試験のゲージ貼り付け位置

主 鉄 筋　　12枚
コンクリート　　6枚

A-A 断面

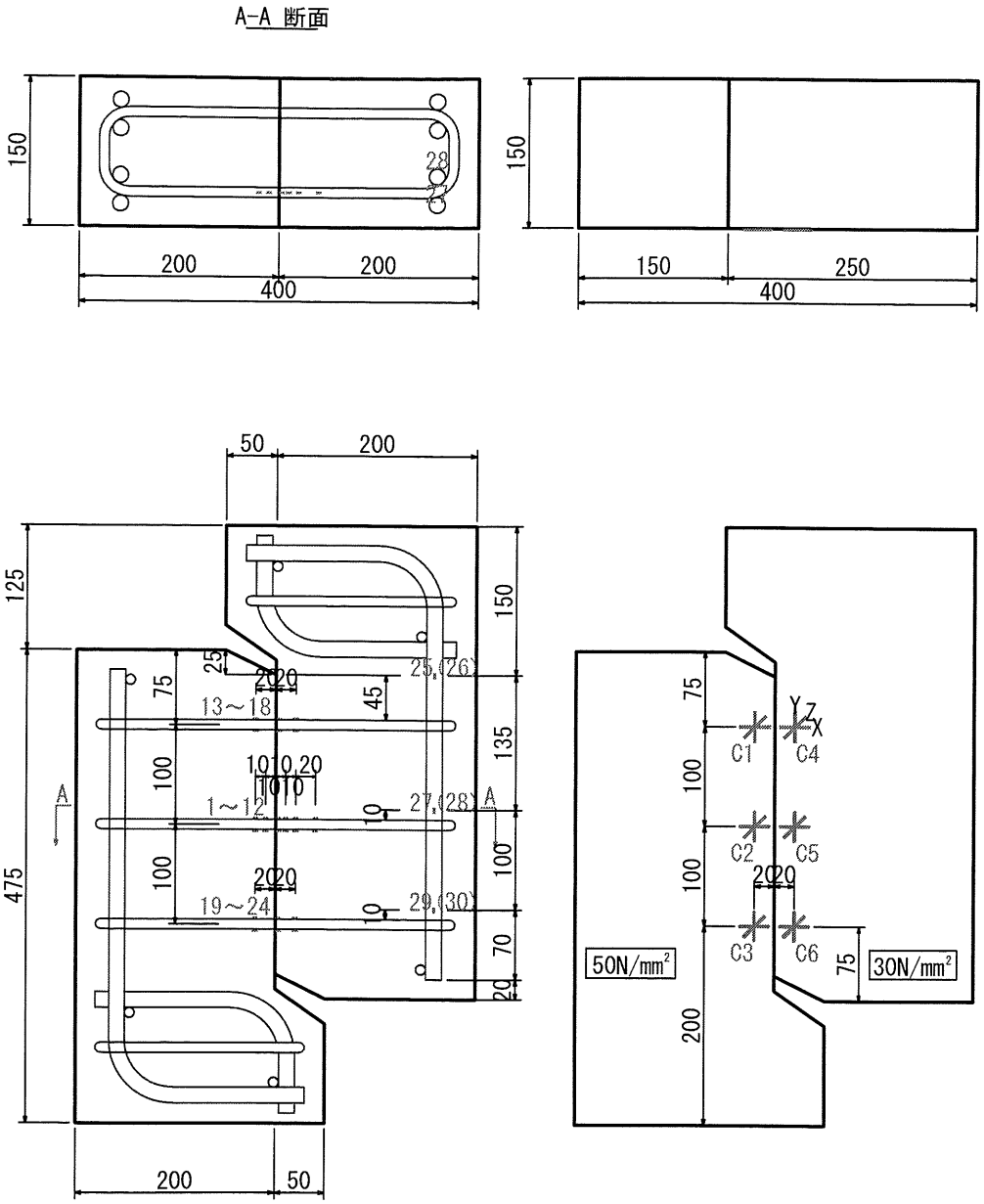


単位：mm

注） ずれ止め鉄筋のひずみゲージ 1～12 の貼り付け位置詳細は図-3.4.9 に示す。

(b) Type-W

図-3.4.8　プッシュオフ試験のゲージ貼り付け位置（続き）

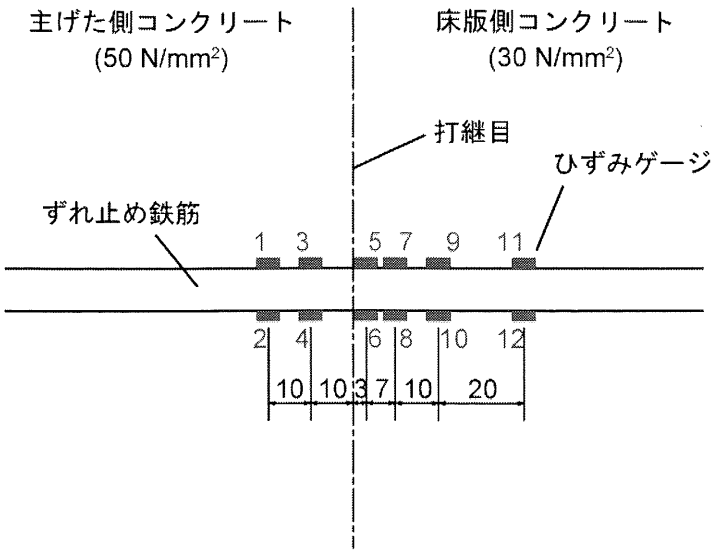


単位：mm

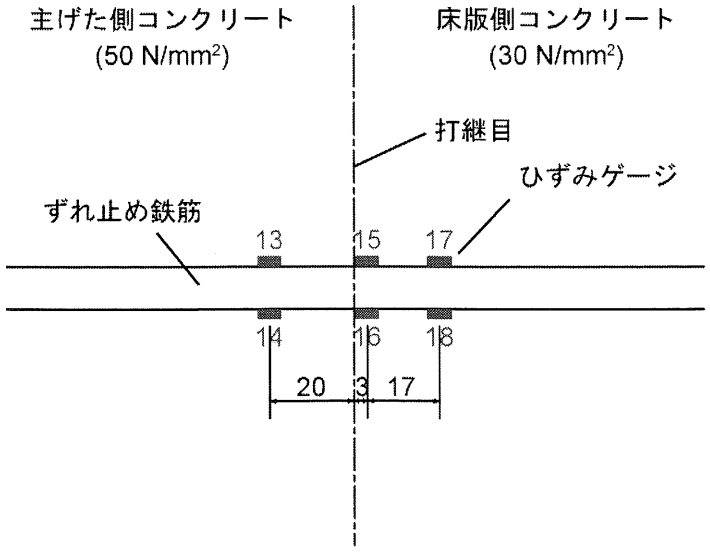
注） ずれ止め鉄筋のひずみゲージ 1～12 の貼り付け位置詳細は図-3.4.9 に示す。

(c) Type-D

図-3.4.8　プッシュオフ試験のゲージ貼り付け位置（続き）



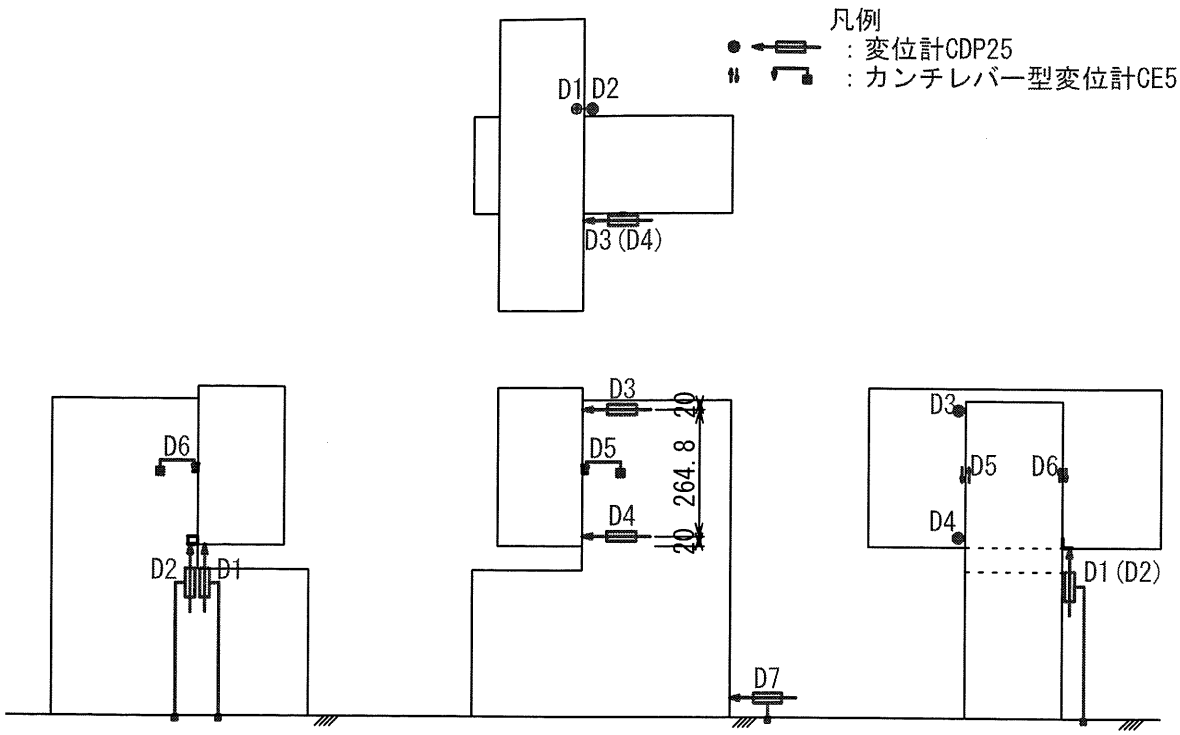
(a) ゲージ番号　1 ～ 12



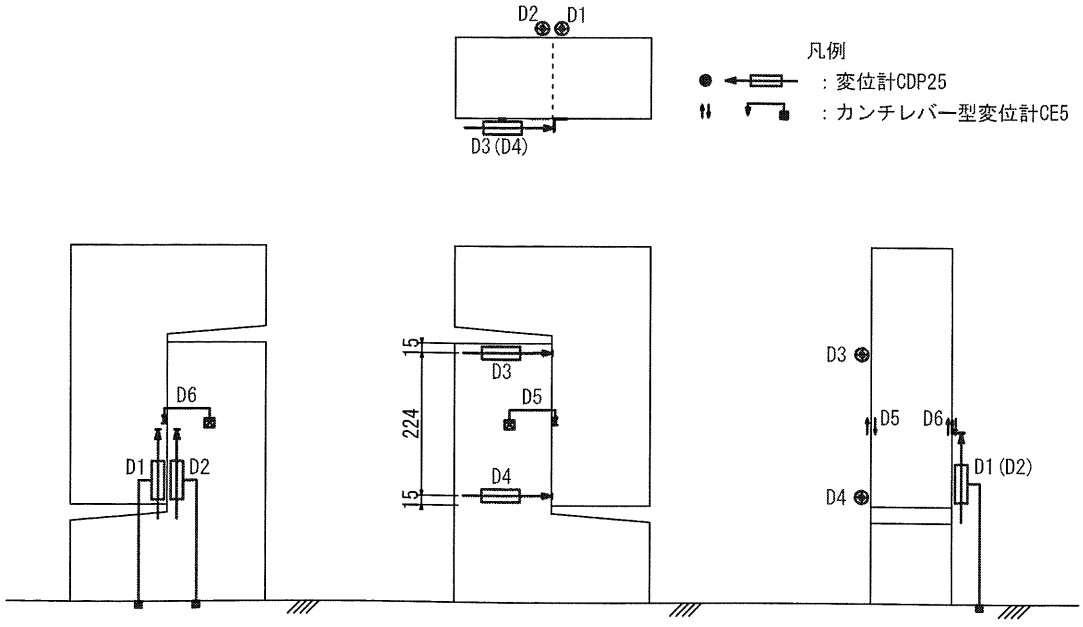
(b) ゲージ番号　13 ～ 18 (19 ～ 24 も同様)

単位 : mm

図-3.4.9　プッシュオフ試験のゲージ貼り付け位置詳細

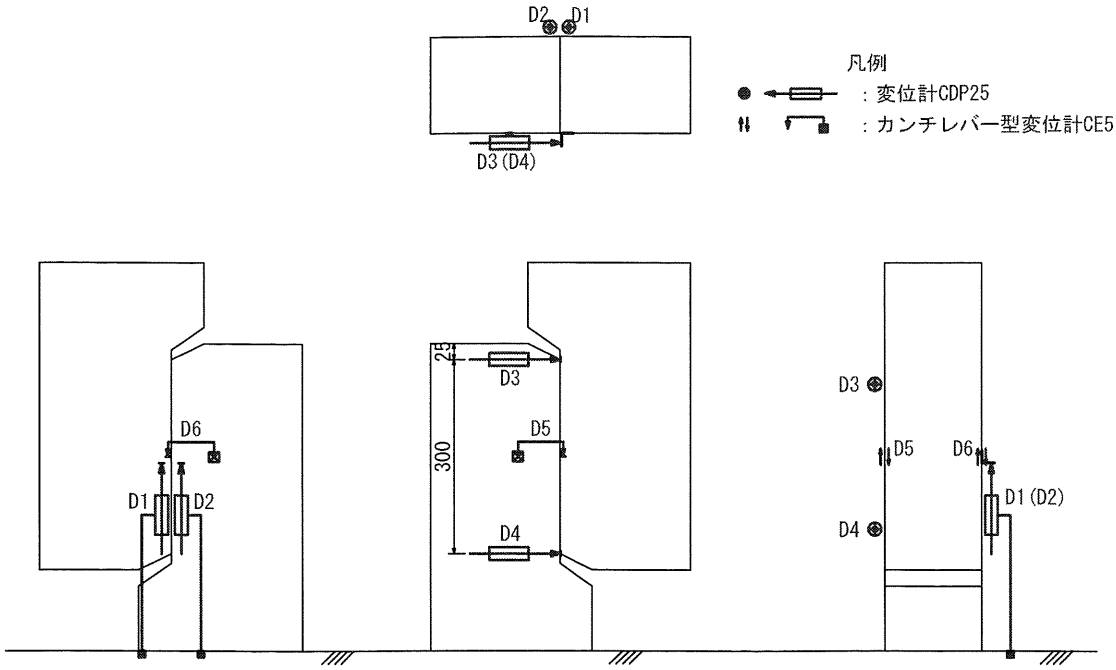


(a) Type-P



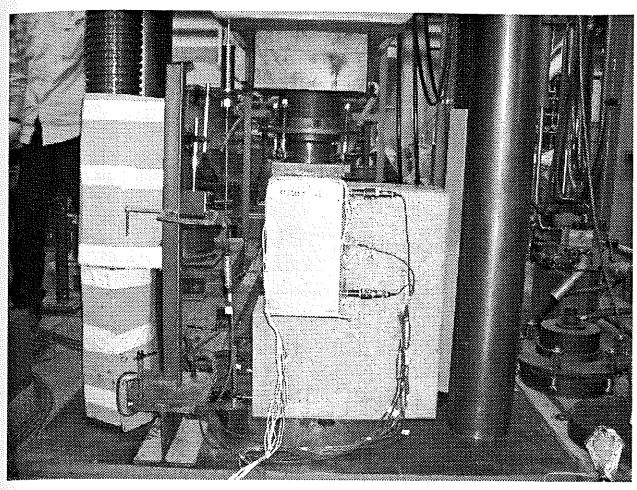
(b) Type-W

図-3.4.10　プッシュオフ試験の変位計取り付け位置

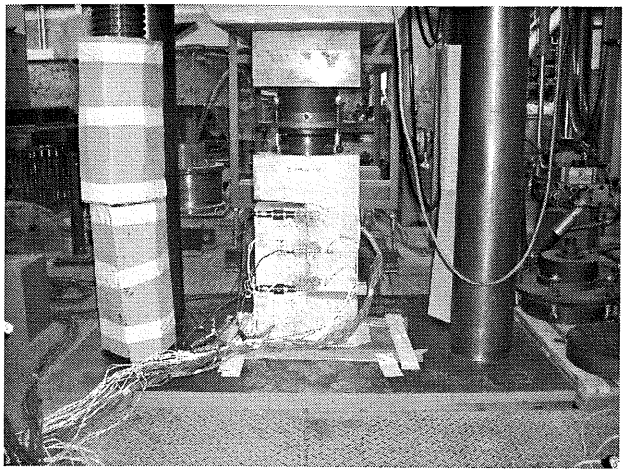


(c) Type-D

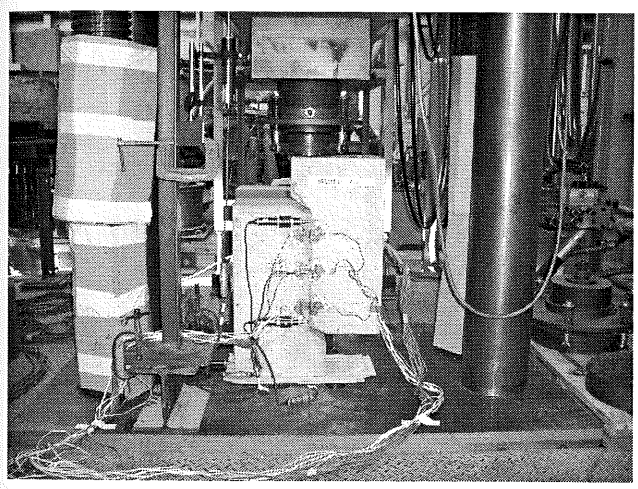
図-3.4.10　プッシュオフ試験の変位計取り付け位置(続き)



(a) Type-P



(b) Type-W



(c) Type-D

図-3.4.11　プッシュオフ試験の載荷状況

(3) スタッドのプッシュオフ試験

図-3.4.12 に，載荷方法を示す。各供試体ともに，試験機のベッド上に石膏を敷き，その上に設置した(べた置き)。球座，鋼製治具を介して H 鋼の上面に負荷した。なお，H 鋼と鋼製治具の間に隙間が見られる箇所は，できるだけ偏心を避けるためその間に真鍮板を挿入した。

ダウエル供試体のシリーズ S と同様，コンクリート中のスタッドの挙動を把握するため，図-3.4.13 のとおり，接合面から 1d，2d 及び 4d(d：スタッド軸径 19mm)の位置の上下にひずみゲージ(ゲージ長 1 mm)を貼り付けた。参考のため，床版の用心鉄筋にもひずみゲージを貼り付けた。

ずれ変位は，図-3.4.14 のとおり，接合面中央，両面における相対ずれをカンチレバー変位計で計測するとともに，B 面のみ床版側，主げた側それぞれの絶対変位を計測した(両者の差がずれ変位)。また，接合面の上下で接合面の開きを変位計で測定した。

図-3.4.15 にスタッドのプッシュオフ試験の載荷状況を示す。

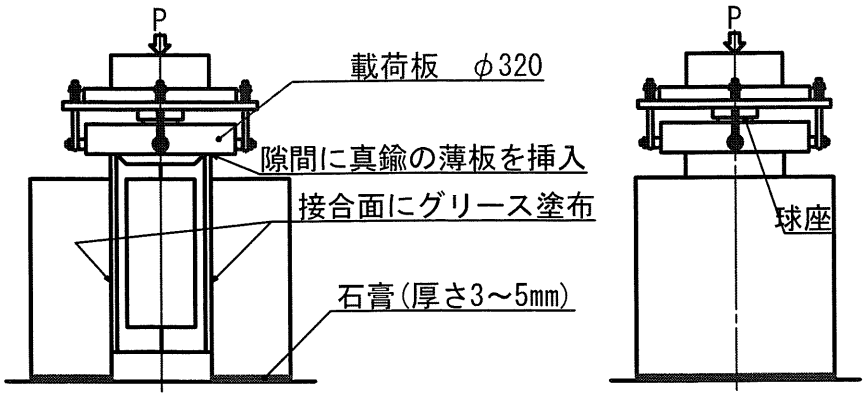
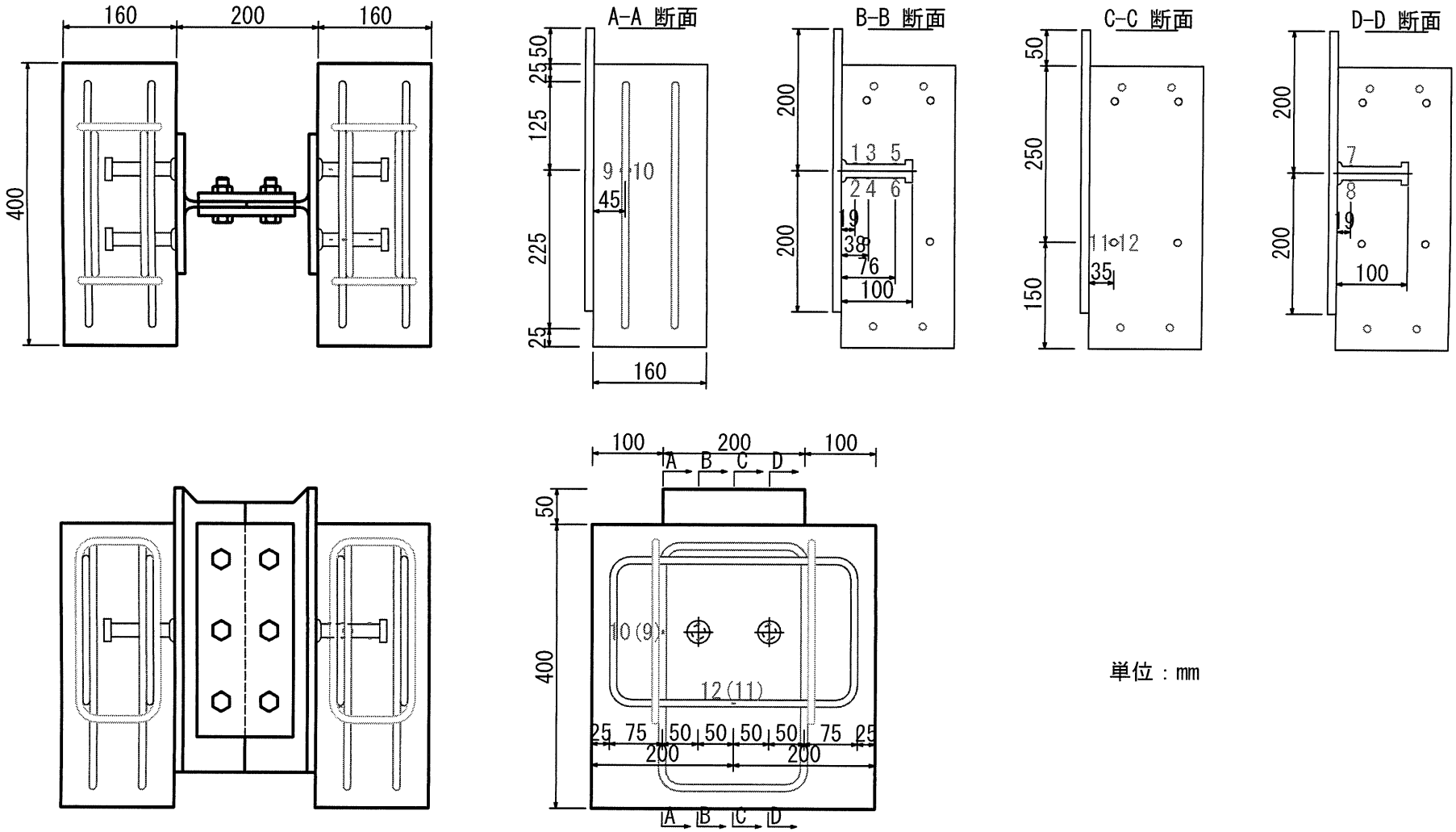


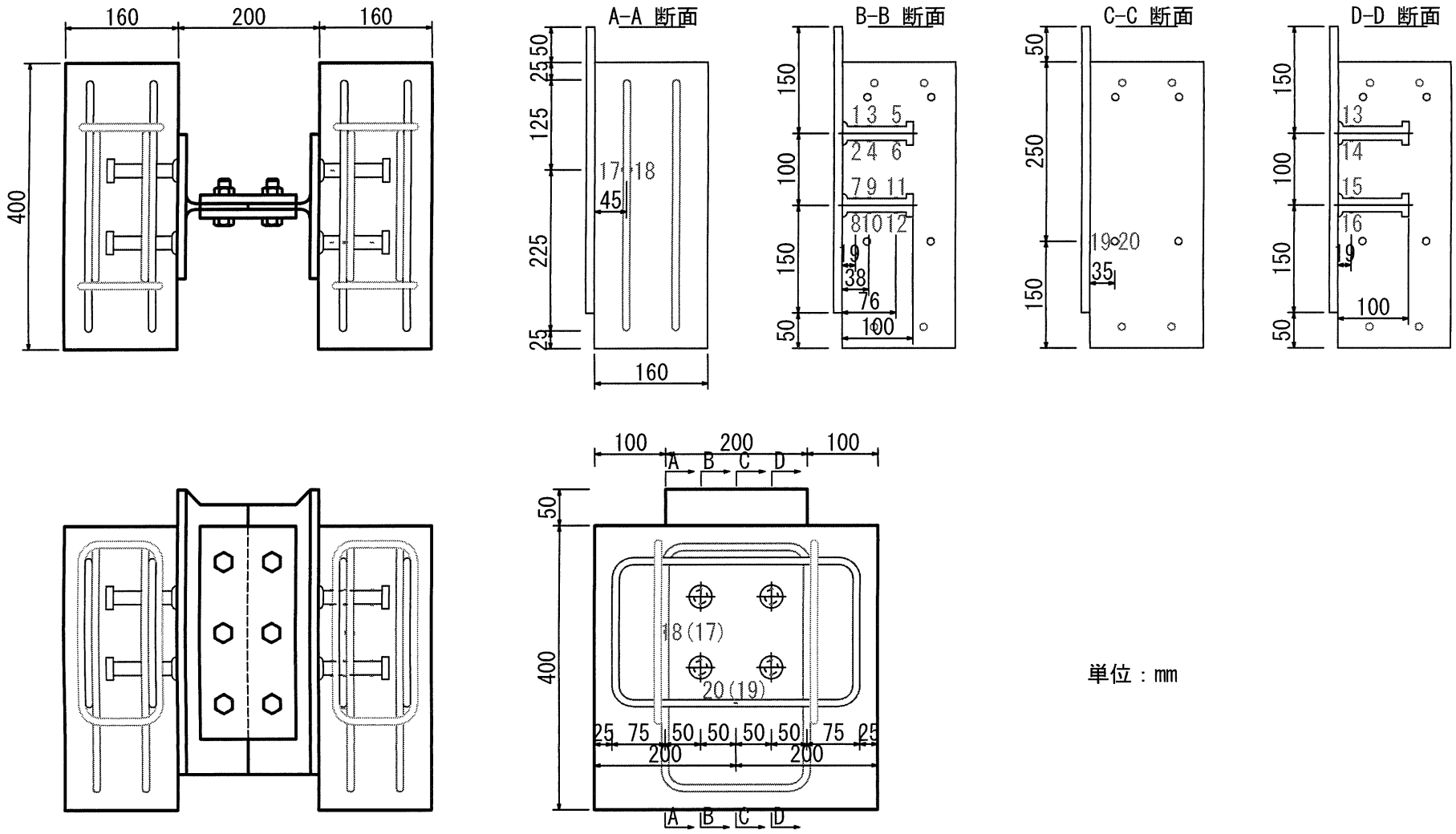
図-3.4.12　スタッドのプッシュオフ試験の載荷方法



単位：mm

(a) Type-JS1

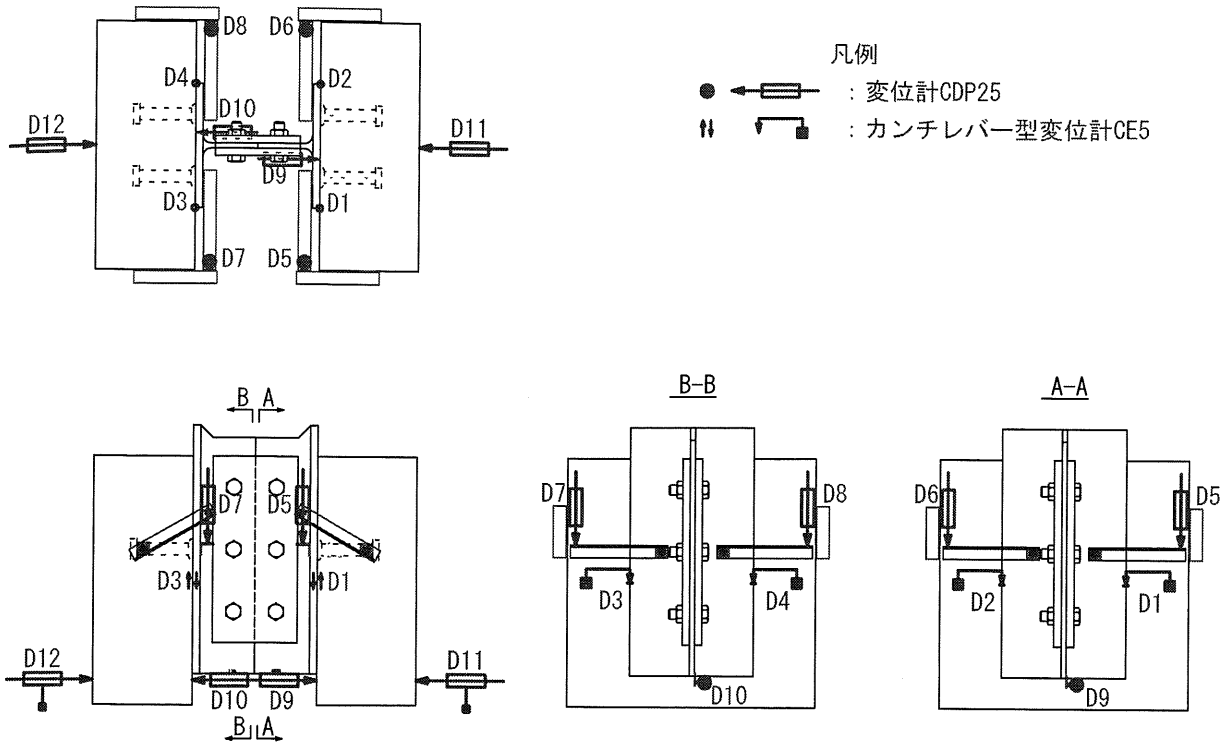
図-3.4.13　スタッドのプッシュオフ試験のゲージ貼り付け位置



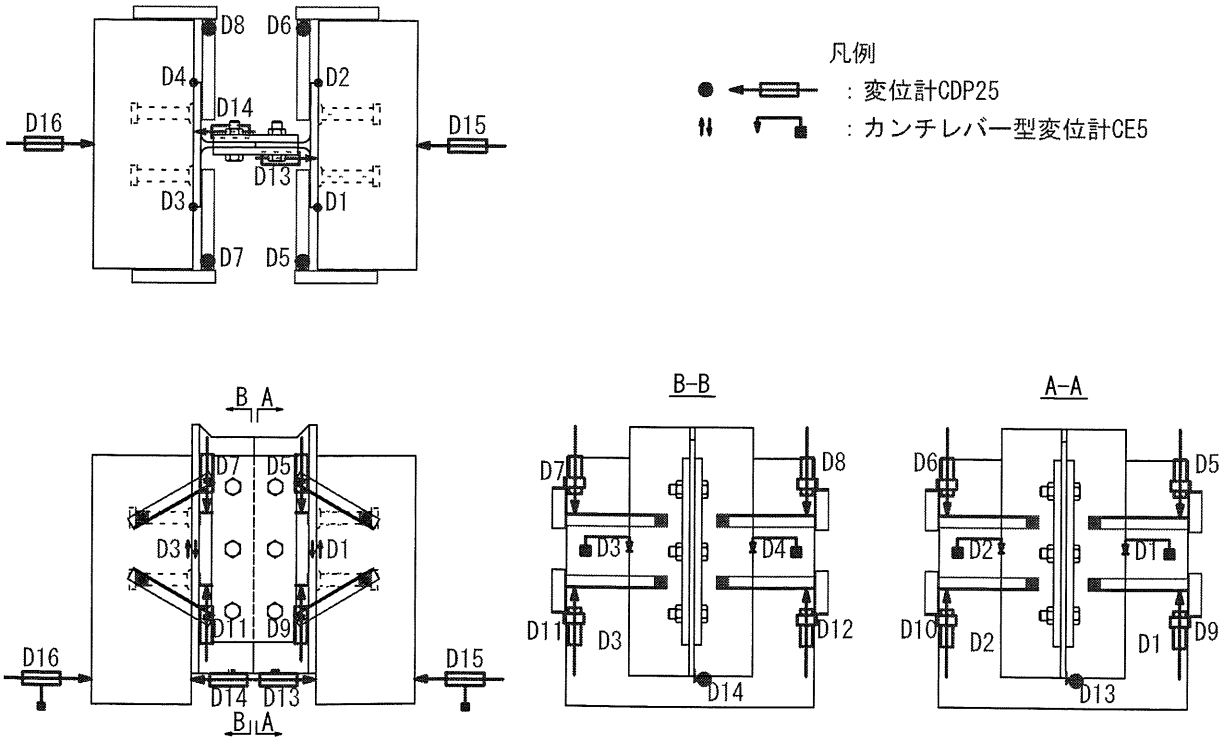
単位：mm

(b) Type-JS2

図-3.4.13　スタッドのプッシュオフ試験のゲージ貼り付け位置（続き）



(a) Type-JS1



(b) Type-JS2

図-3.4.14　プッシュオフ試験の変位計取り付け位置

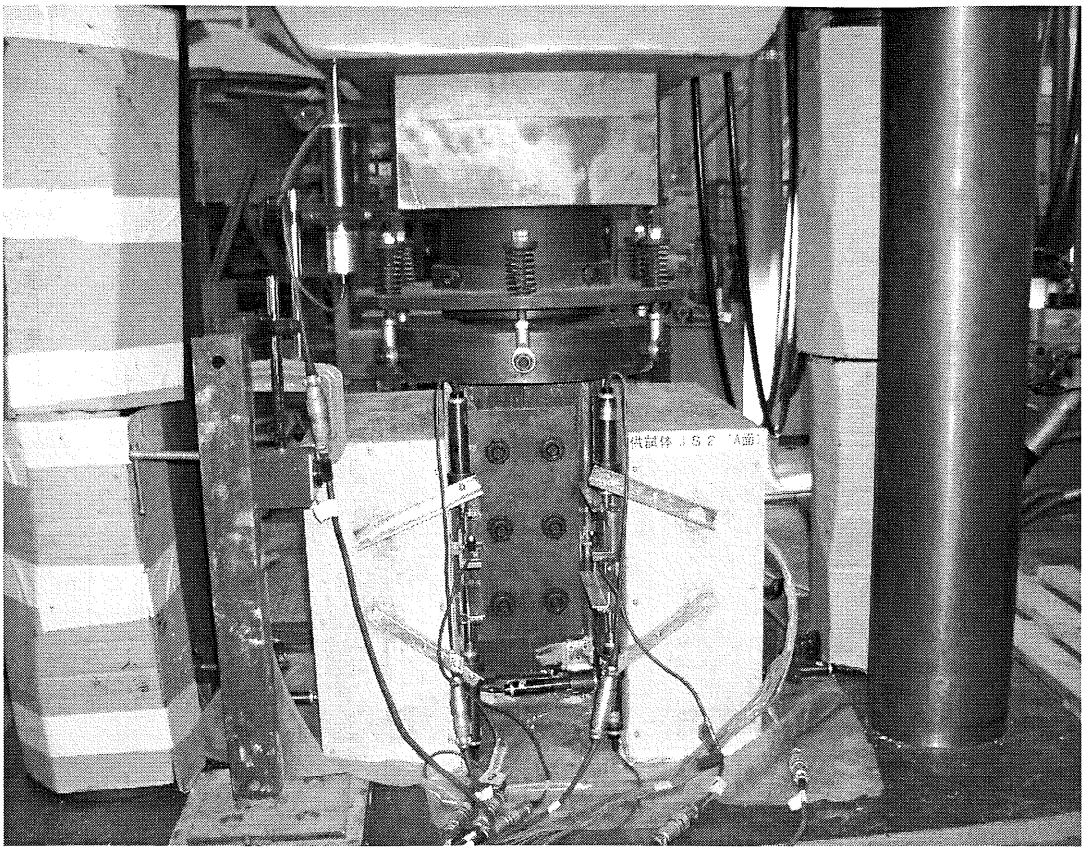


図-3.4.15　プッシュオフ試験の載荷状況 (Type-JS2)

3.5　ダウエル供試体の解体調査

載荷試験後のずれ止め鉄筋やスタッドの変形とそれらの周囲のコンクリートの状況(図-3.5.1)を観察するため，鋼棒の当初の中心線に沿って鉛直に，ダウエル供試体 25 体の切断を行った。

(1)　切断前の処理 (図-3.5.2)

1) ずれ止め鉄筋の切断

載荷試験で折れ曲がったずれ止め鉄筋が供試体切断の妨げにならないように，あらかじめその鉄筋をコンクリート表面付近でディスクグラインダーを用いて切断した。

2) 載荷試験時のコンクリート剥離部分の着色

切断作業によって載荷試験時のコンクリートの剥落部分が不明確になることを避けるため，剥離部分を油性ペンキで着色した。

(2)　切断 (図-3.5.3)

切断はコンクリートカッターを用いて 1 体ずつ切断した。

(3)　観察 (図-3.5.4)

切断，洗浄後，切断面を撮影した。また，切断面の両面について，ずれ止め鉄筋の曲がりが目視で認められる深さ（鉄筋曲げ深さ L_b）及び載荷試験時に生じたコンクリートの剥離の最大深さ（コンクリート剥離深さ L_{sp}）を測定した。

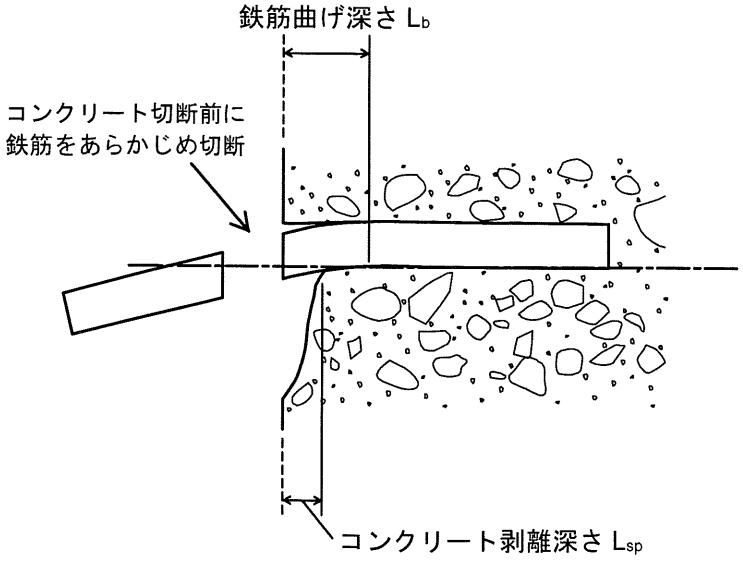


図-3.5.1　解体調査の主な調査項目

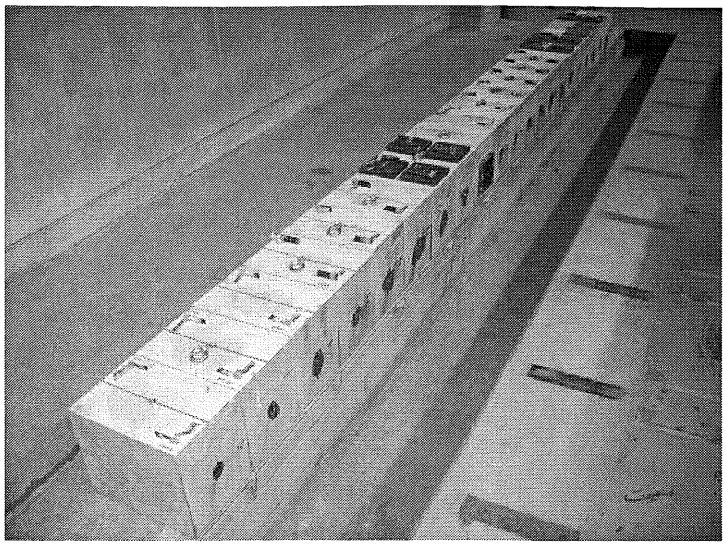


図-3.5.2　切断前の処理

（鉄筋の切除，コンクリート剥離部分の着色，切断位置けがき）

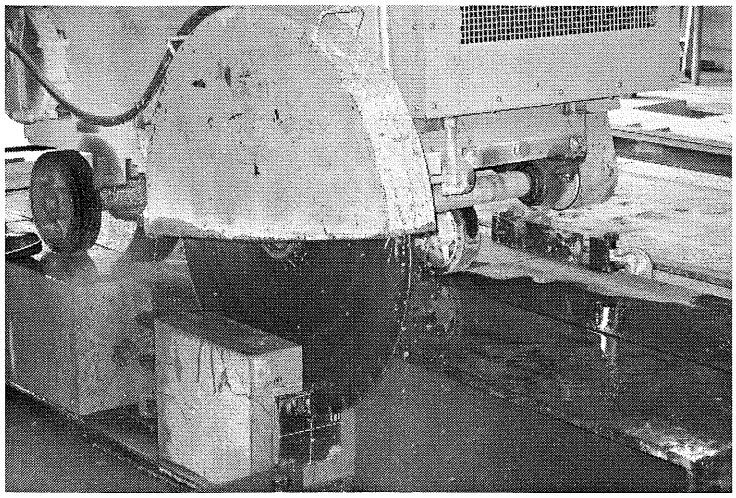


図-3.5.3　切断状況

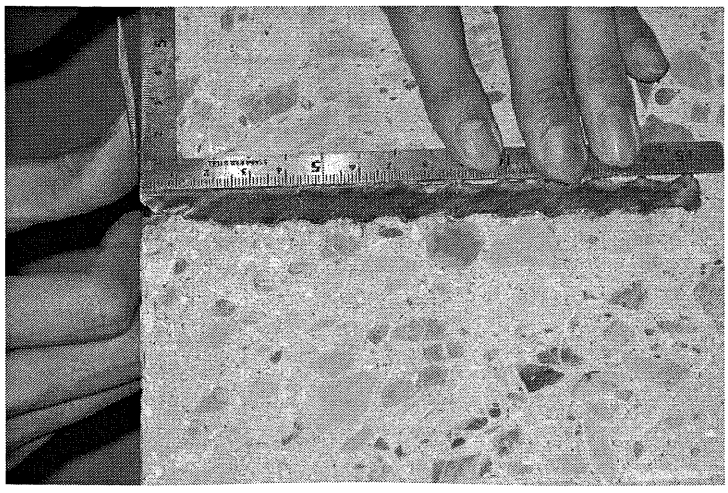


図-3.5.4　鉄筋曲げ深さの計測

4．ダウエル試験結果

4.1　シリーズN

(1) 破壊状況

図-4.1.1 にシリーズ N(N3019)のコンクリートの初期の軽微な剥離発生状況を示す。このとき既に変位は約 5 mm に達した段階であった。さらに負荷を続けると，さらに大きい剥離が見られた(図-4.1.2)。図-4.1.3 に，シリーズ N 全供試体のひび割れ発生状況と試験後のコンクリートの剥離状況を示す。鋼材の径が大きく，載荷荷重が大きくなるほどコンクリートのひび割れが多く見られた。

(2) 荷重－変位

図-4.1.4 に，シリーズ N の各供試体について，鉄筋 1 本当り荷重とコンクリート表面での鉛直変位の関係を示す。図中，鉄筋の降伏荷重，コンクリートのひずみの急変が発生した荷重をそれぞれ示した。荷重と変位の傾きが変化する点は降伏荷重の後に見られた。シリーズ N の場合，鉛直変位が鉄筋径を超えても載荷を続けると鉄筋がコンクリートにめり込み，くさびとなって荷重は再び増加し始めた。図-4.1.5～6 に N3019 を例に，くさび状になりつつあった鉄筋のめり込み状況と荷重－変位(治具の平均変位)の関係を示す(シリーズ N の全供試体については付録 B に示す)。シリーズ N の載荷試験は概ねこの時点(荷重が再び上昇し始める頃)で終了した。

図-4.1.7 に，シリーズ N 全供試体について，鋼材の降伏荷重及びコンクリートの剥離の兆候が見られた荷重を示す。また，コンクリート表面での変位の目安として変位が 1 mm，5 mm にそれぞれ達した荷重を合わせて示す。コンクリートの剥離の兆候は，いずれも鋼材の降伏以降に見られた。

(3) 鋼棒の曲げモーメント図

図-4.1.8 に，供試体 N3019 のコンクリート内部の鋼棒のひずみ測定結果を示す。降伏荷重 19 kN 程度までは鉄筋のひずみが上下で概ね対称(極性は逆)で曲げ成分のみによるひずみであった。それらのひずみ測定結果に基づく供試体 N3019 の鋼棒の曲げモーメント図を図-4.1.9 に示す。ひずみからの曲げモーメント算定は次式によった。

$$M_x = EI \cdot (2 / h) \cdot \varepsilon_{mx} \qquad (4.1)$$

ここに，M_x：位置 x における鋼棒の曲げモーメント

EI：鋼棒の実測剛度（表-3.3.6 より）

h：鋼棒の実測高さ（縦リブを含む高さ，表-3.3.6 より）

$\varepsilon_{mx} = (\varepsilon_{x,u} - \varepsilon_{x,l}) / 2$

$\varepsilon_{x,u}$：位置 x における鋼棒上縁の実測ひずみ

$\varepsilon_{x,l}$：位置 x における鋼棒下縁の実測ひずみ

また，図中の計算値は BEF(式(2.6))でのあてはめ結果である。式(2.6)へのあてはめは，載荷位置 g((図-2.3.1 参照，0～- 6 mm まで 0.5 mm ピッチ)，K 値(正数)をそれぞれ変数として繰返し計算を行い，実測値と計算値の傾きが 1 に近く，かつ相関係数が最も高いものとした。表-4.1.1 にあてはめの結果から得られた載荷位

置 g 及び K 値を示す。コンクリート表面で曲げモーメントが発生しているのは，載荷治具と鉄筋の当り具合によって真の載荷位置がコンクリート表面から数 mm 程度離れていたことによると考えられる(図-4.1.10)。このことから，上記のとおり，あてはめにおいてもこれを g として考慮した。降伏荷重まではあてはめ精度が比較的良好であった。K 値は低い荷重レベルでは測定精度などにより荷重とともに変化が見られ，降伏荷重に近づくにつれて K 値の変動が小さくなる傾向があった(図-4.1.11)。シリーズ N の全供試体について，降伏荷重付近の鋼棒のひずみ測定結果に基づく曲げモーメント図を図-4.1.12 に示す。降伏後は徐々にピーク位置が浅い位置に移行する傾向が見られた(図-4.1.9)。

(4) 荷重－鉄筋の傾き

図-4.1.13 に，N3019 を例にコンクリート表面での鉄筋の傾きを荷重との関係で示す。荷重と鉄筋の傾きの変化点は，コンクリート表面の鉛直変位の変化点(図-4.1.4)と概ね一致しており，鉛直変位と同様に降伏荷重の後に変化が見られた。

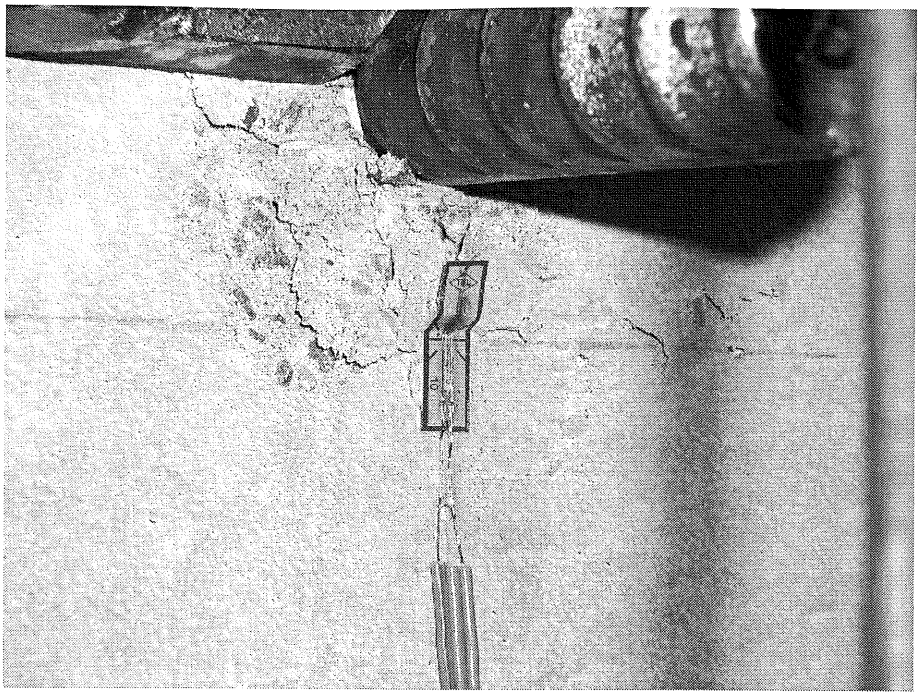


図-4.1.1 コンクリートの初期の剥離（N3019，A 面）

荷重 41 kN，変位 4.7 mm，カンチレバー変位計撤去直後

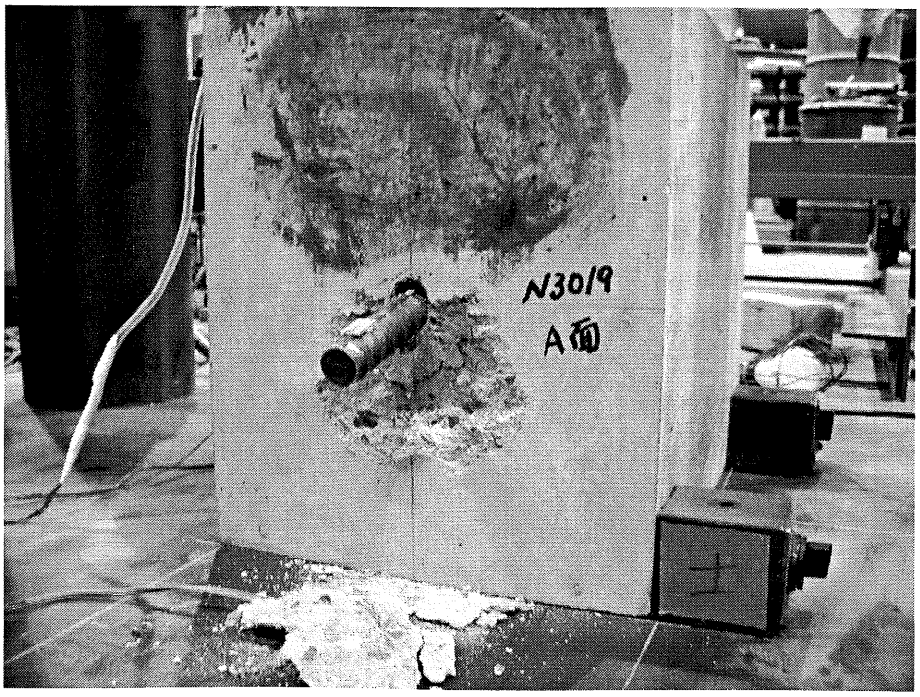


図-4.1.2　試験後のコンクリートの剥離（N3019，A 面）

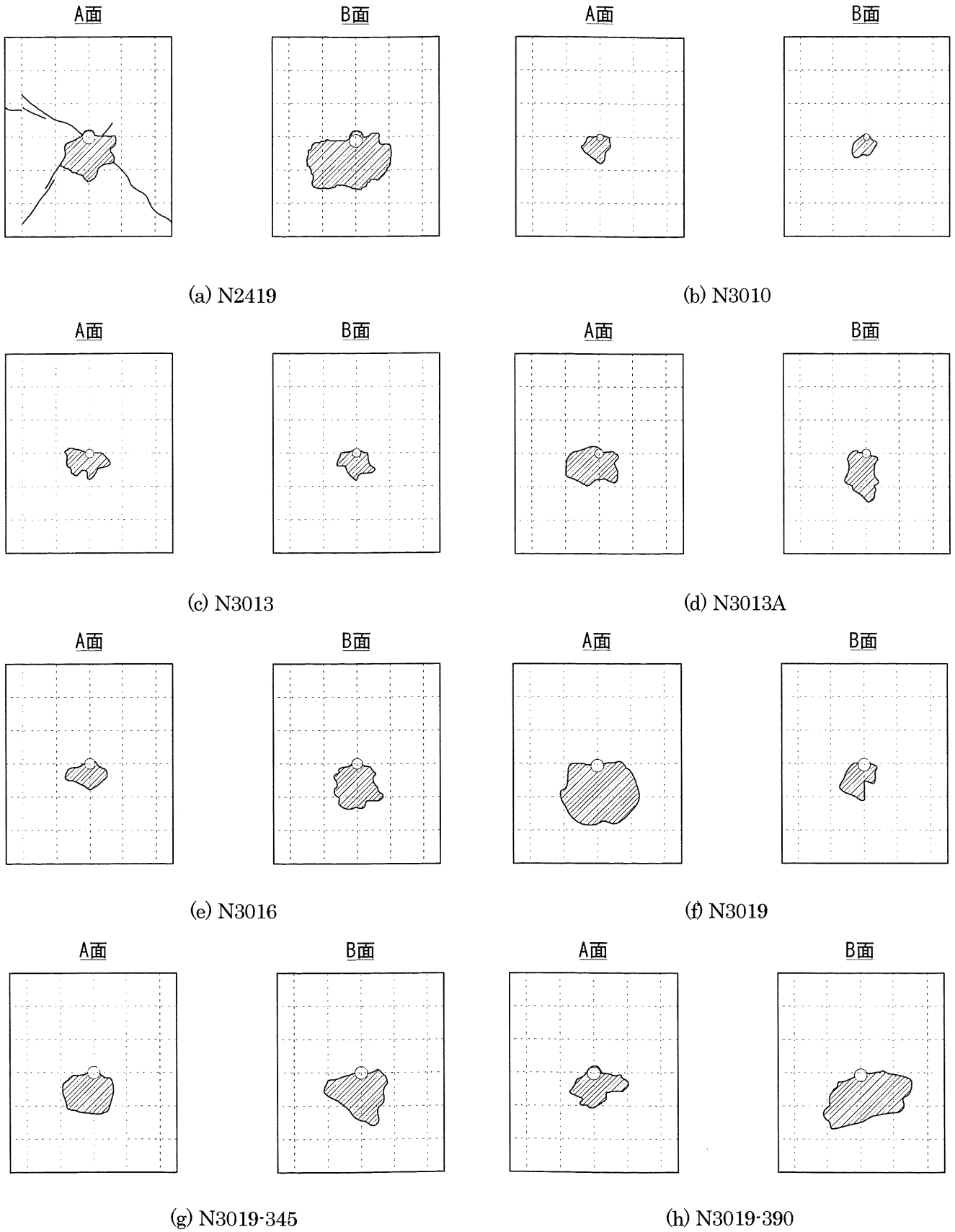
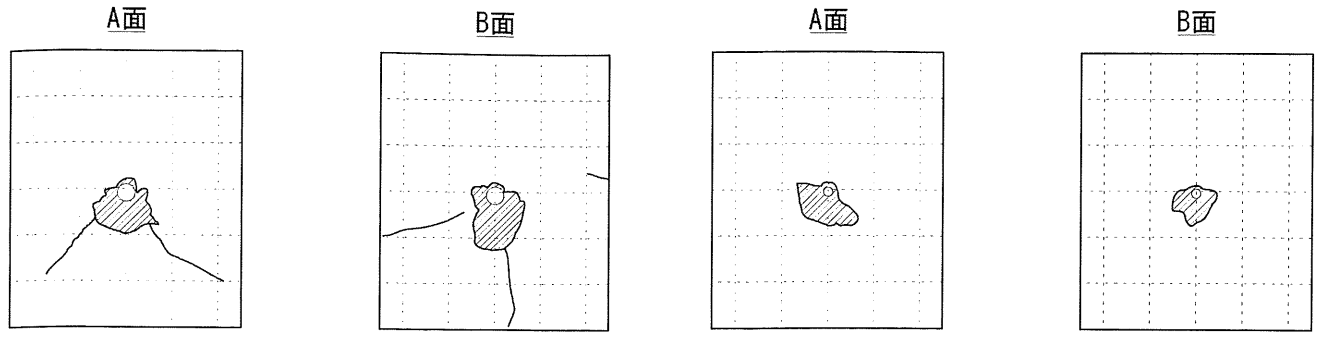
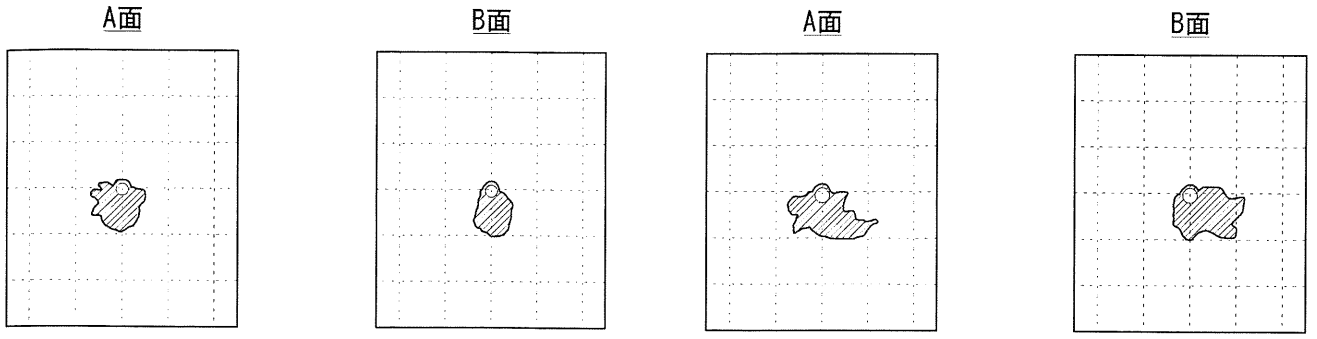


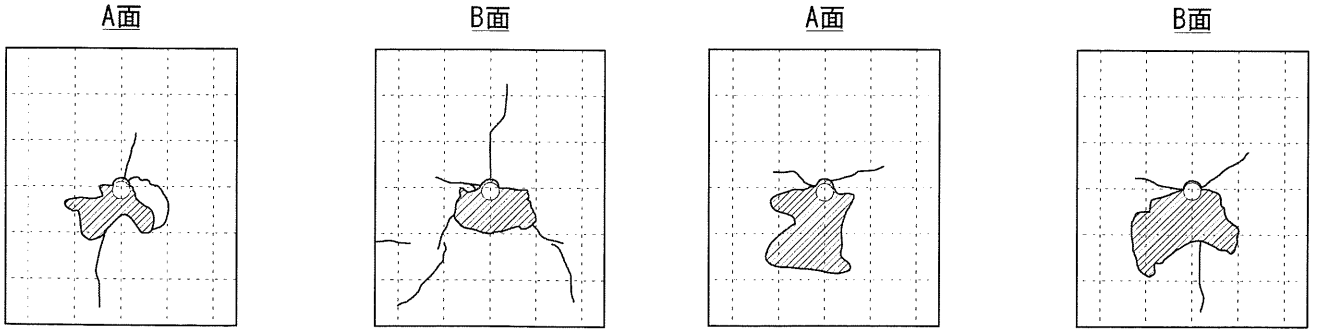
図-4.1.3　ダウエル供試体シリーズ N の試験後の状況



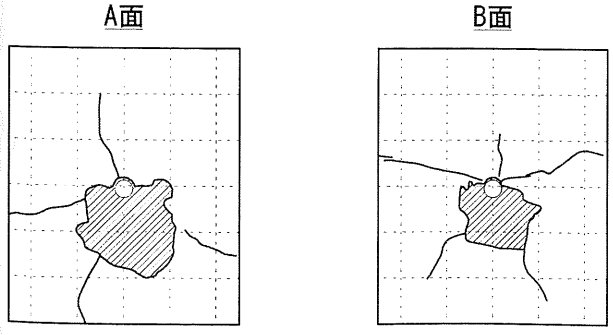
(i) N4019　　(j) N5010



(k) N5013　　(l) N5016



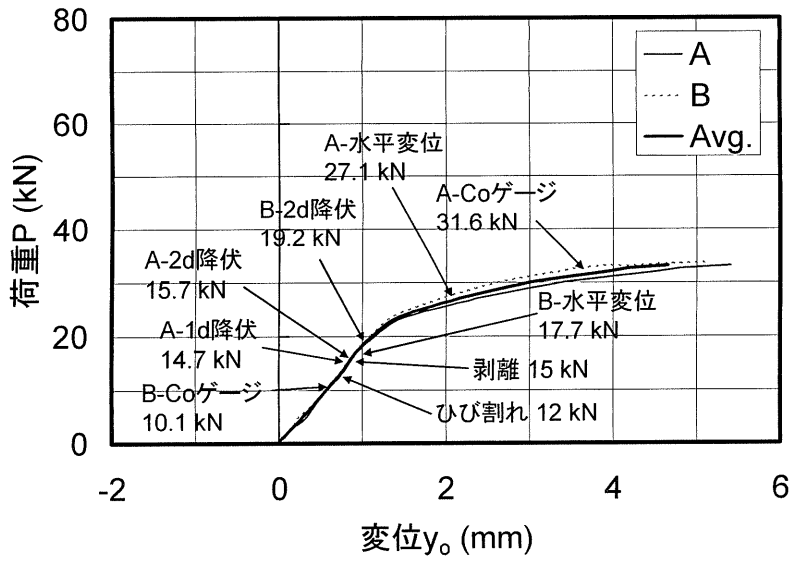
(m) N5019　　(n) N5019-345



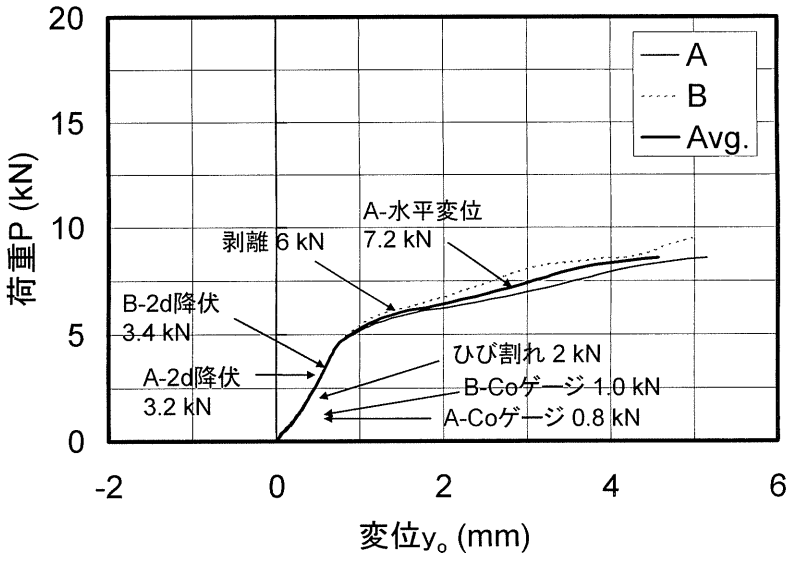
(o) N5019-390

凡　例
太　線: ひび割れ
▨ : コンクリート剥離範囲
◯ : 鉄筋

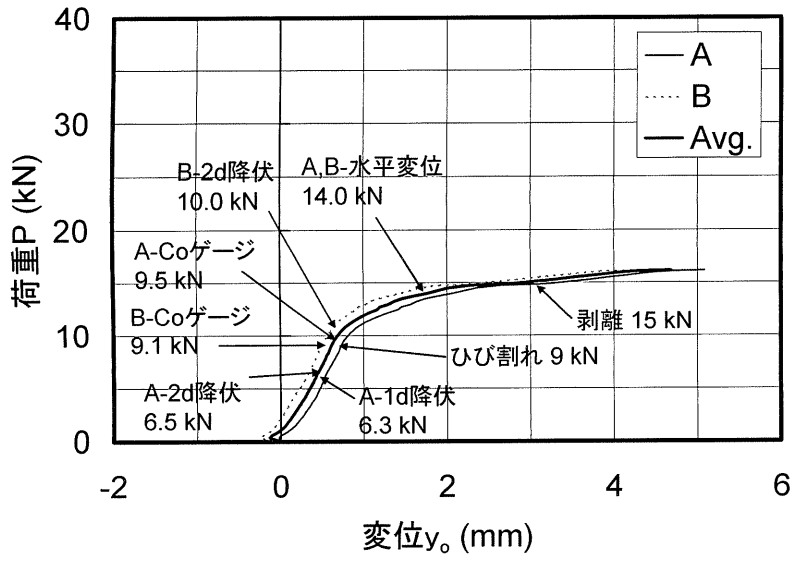
図-4.1.3　ダウエル供試体シリーズ N の試験後の状況（続き）



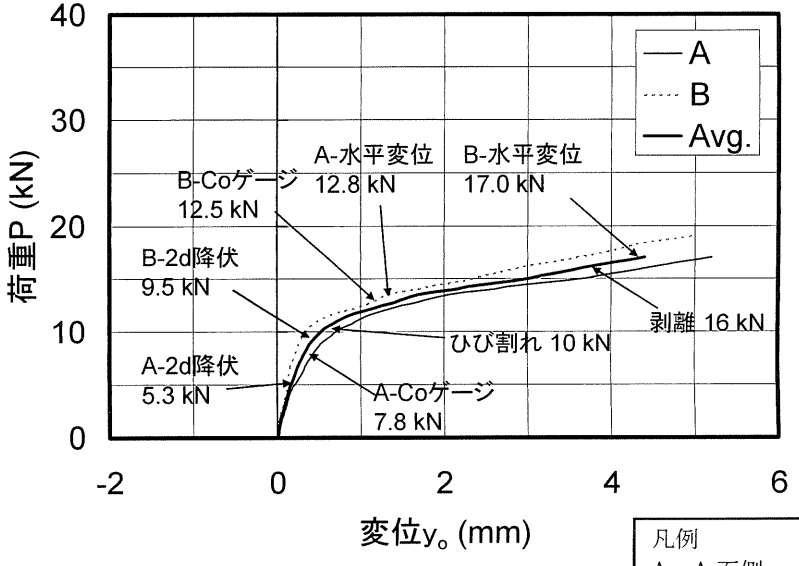
(a) N2419



(b) N3010



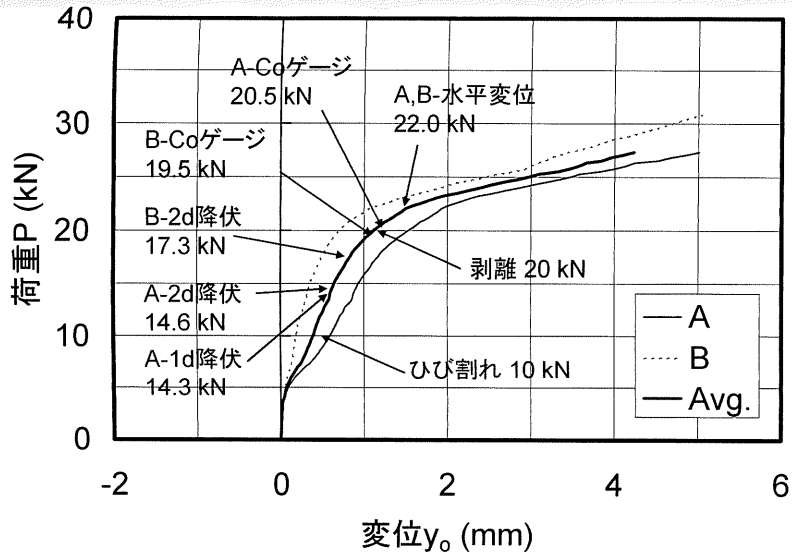
(c) N3013



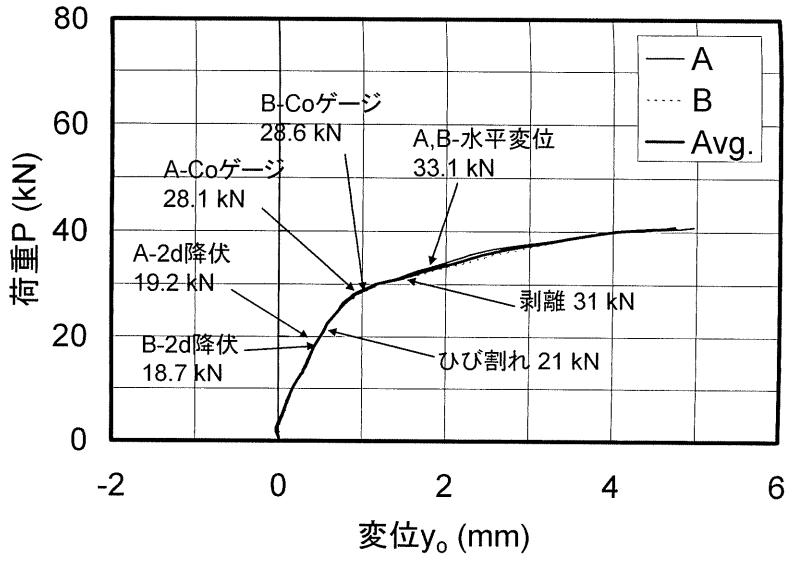
(d) N3013A

凡例
A：A 面側
B：B 面側
Avg.：平均値

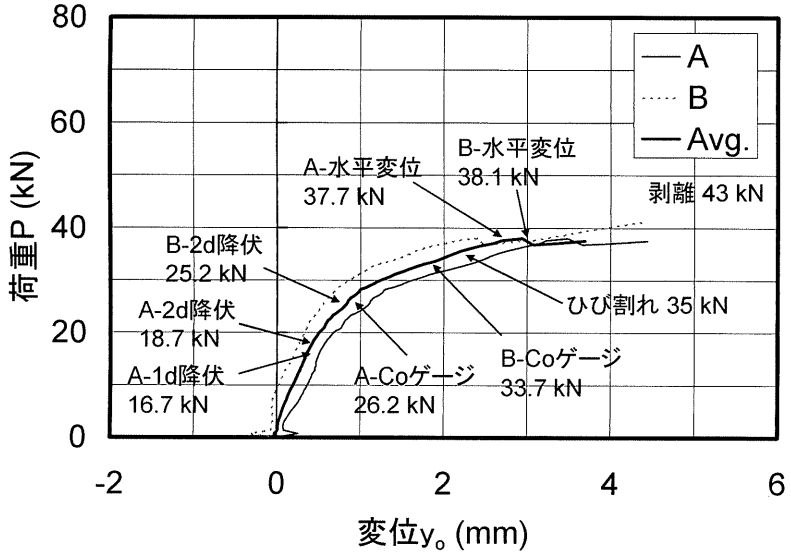
図-4.1.4 ダウエル試験シリーズ N の鉄筋 1 本当り荷重とコンクリート表面での変位



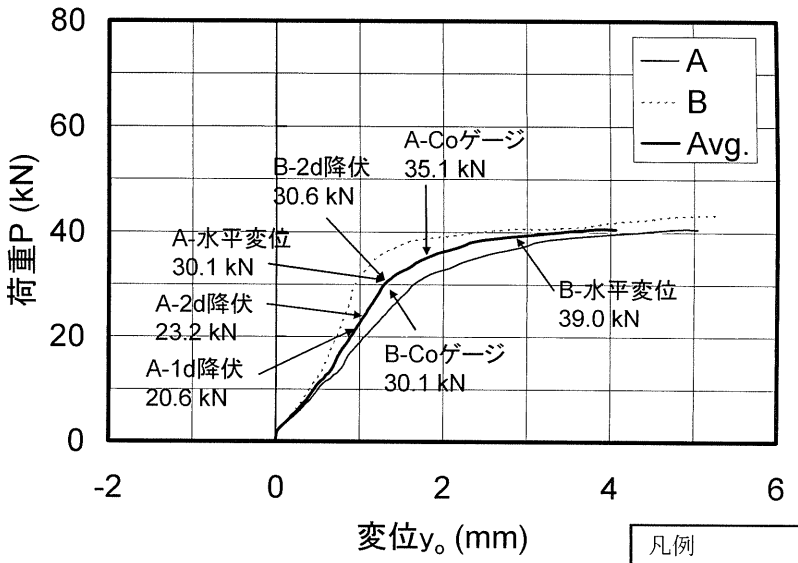
(e) N3016



(f) N3019



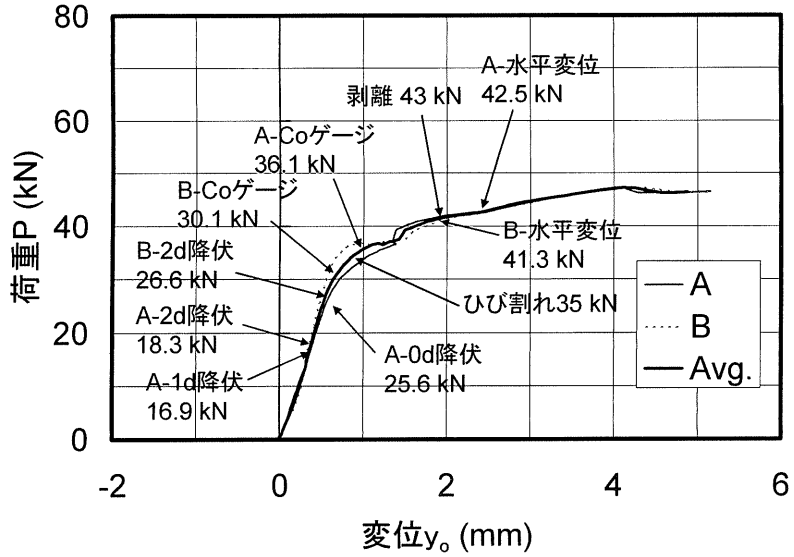
(g) N3019-345



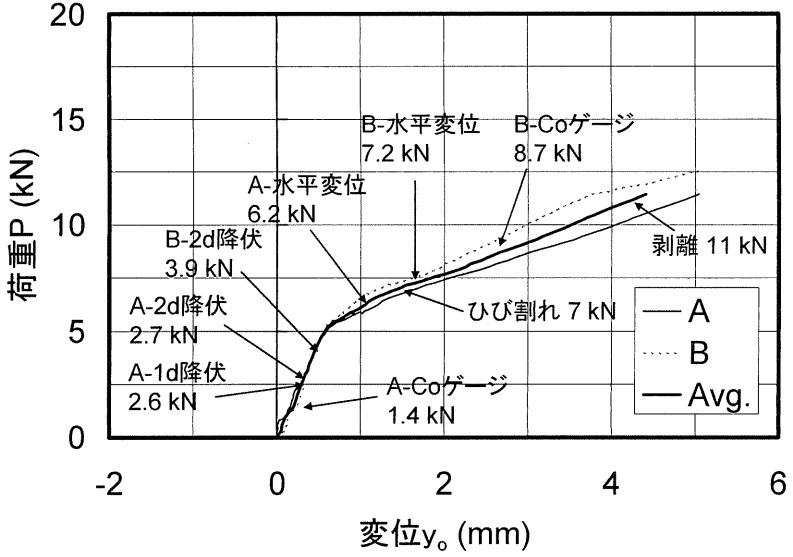
(h) N3019-390

凡例
A：A 面側
B：B 面側
Avg.：平均値

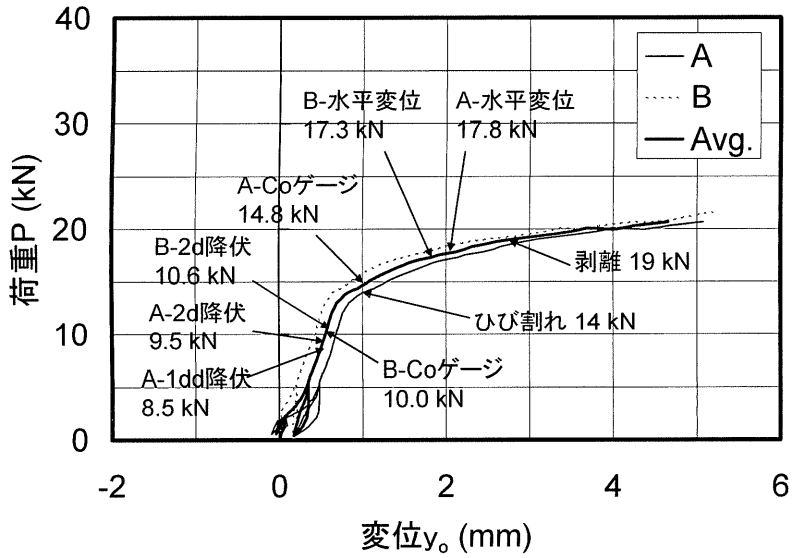
図-4.1.4 ダウエル試験シリーズ N の鉄筋 1 本当り荷重とコンクリート表面での変位（続き）



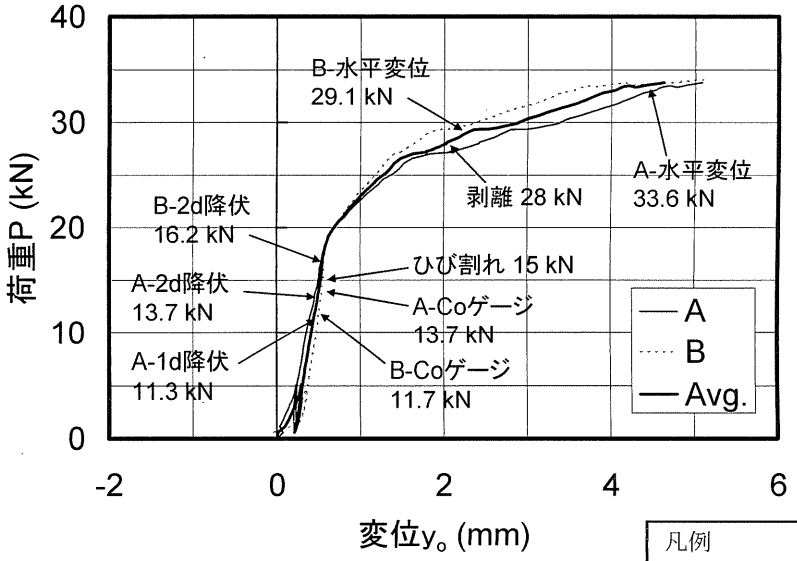
(i) N4019



(j) N5010



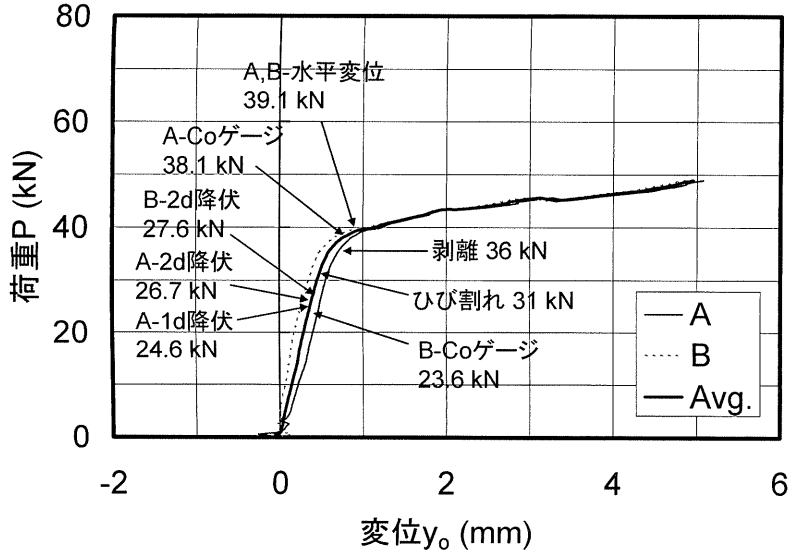
(j) N5013



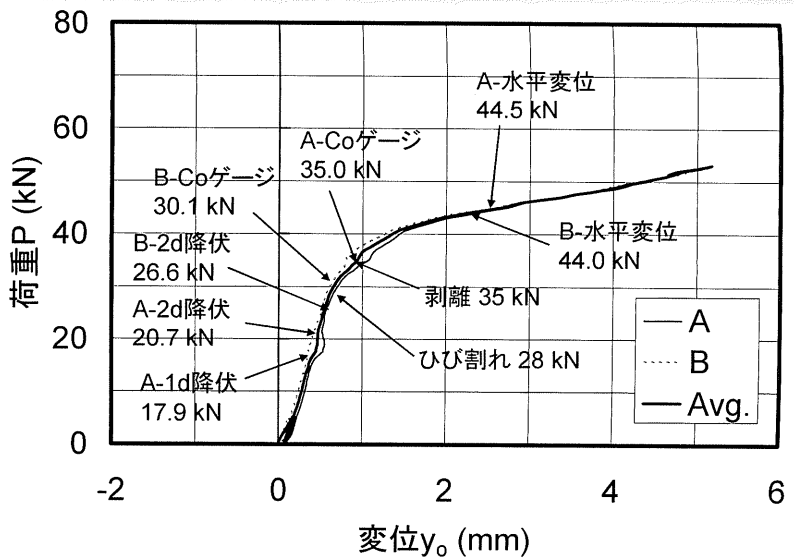
(k) N5016

凡例
A：A 面側
B：B 面側
Avg.：平均値

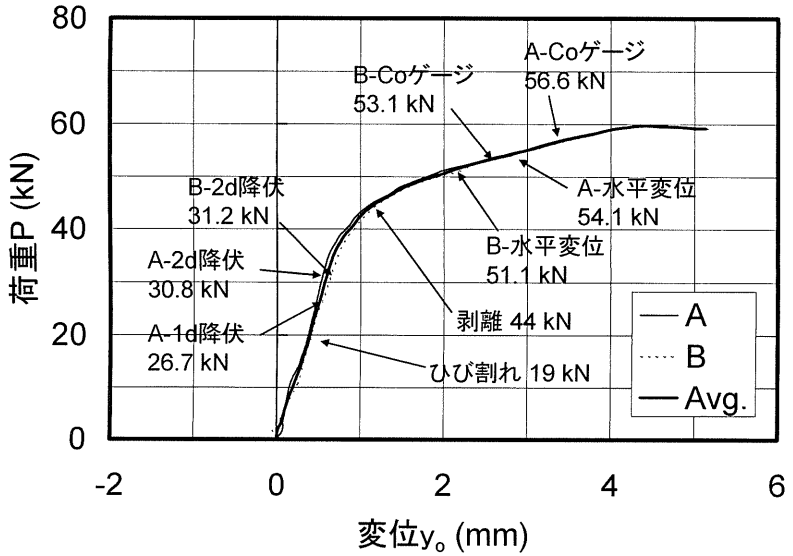
図-4.1.4　ダウエル試験シリーズ N の鉄筋 1 本当り荷重とコンクリート表面での変位（続き）



(l) N5019



(m) N5019-345

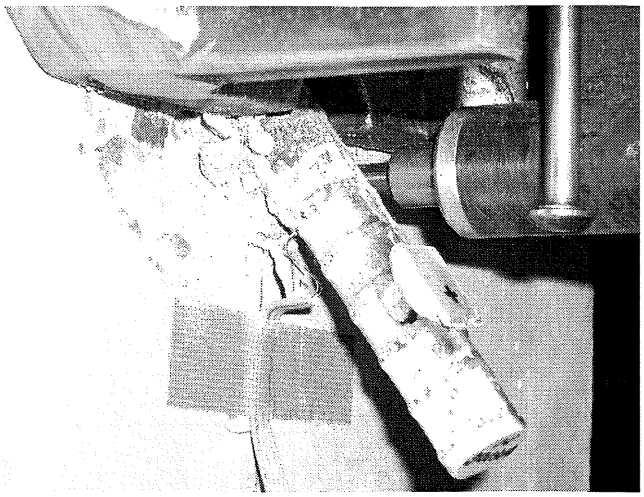


(n) N5019-390

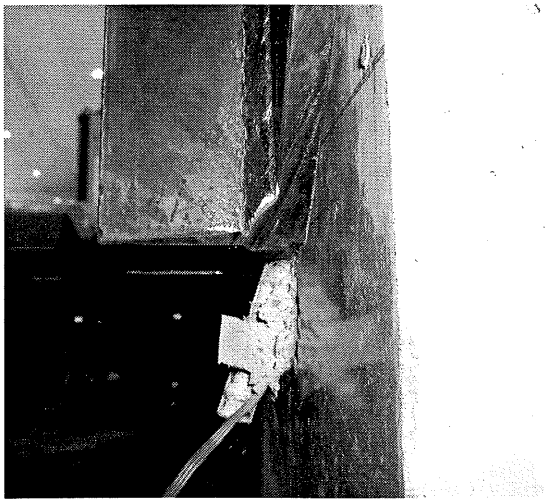
注)
荷重 P：鉄筋 1 本当りの荷重（載荷荷重の 1/2)
変位 y_o：コンクリート表面における鉄筋の実測変位
A-***：A 面側
B-***：B 面側
2d 降伏：2d における鉄筋ひずみが降伏した荷重(0d, 1d も同様)
Co ゲージ：コンクリートのひずみゲージの変化が見られた荷重
水平変位：水平変位の変化が見られた荷重
ひび割れ：コンクリートにひび割れが見られた荷重
剥離：コンクリートに剥離が見られた荷重

凡例
A：A 面側
B：B 面側
Avg.：平均値

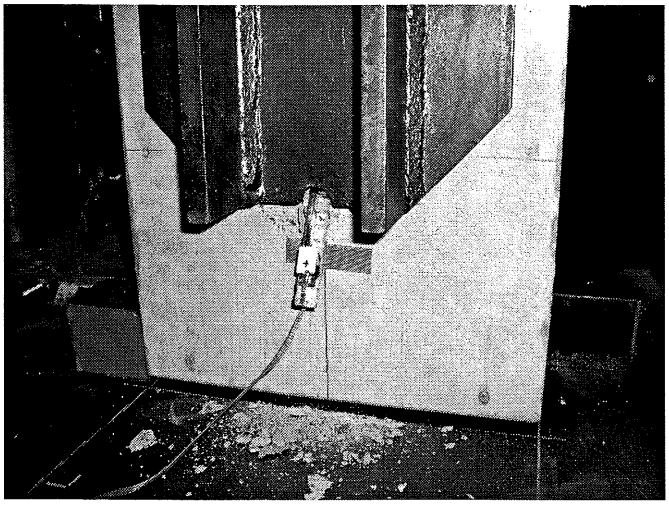
図-4.1.4 ダウエル試験シリーズ N の鉄筋 1 本当り荷重とコンクリート表面での変位（続き）



(a) 荷重 25kN 時



(b) 最大荷重 40 kN 時



(c) 除荷時，鉄筋のくさび効果による供試体の浮き上がり

図-4.1.5　鉄筋がくさび状になった状況（N3013A の例）

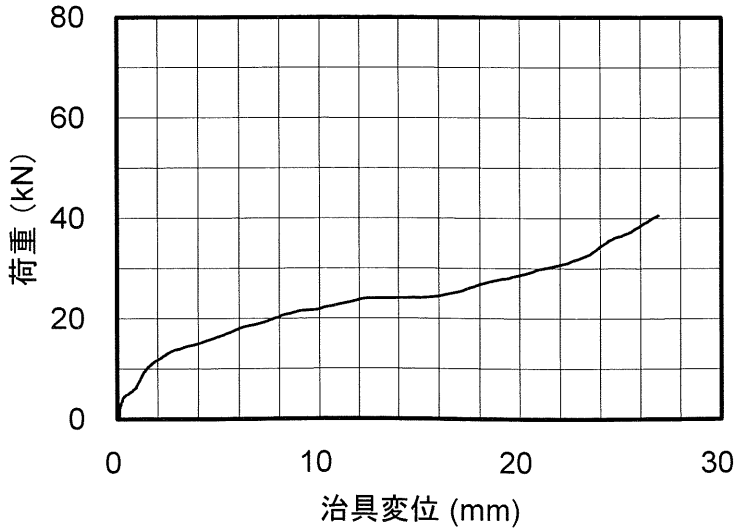


図-4.1.6　荷重－変位(治具の平均変位)の関係（N3013A の例）

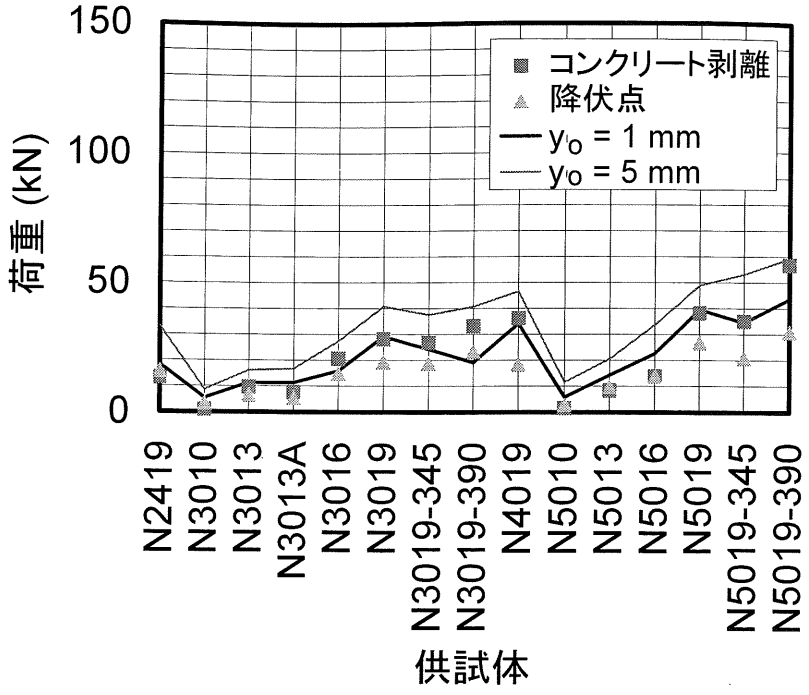
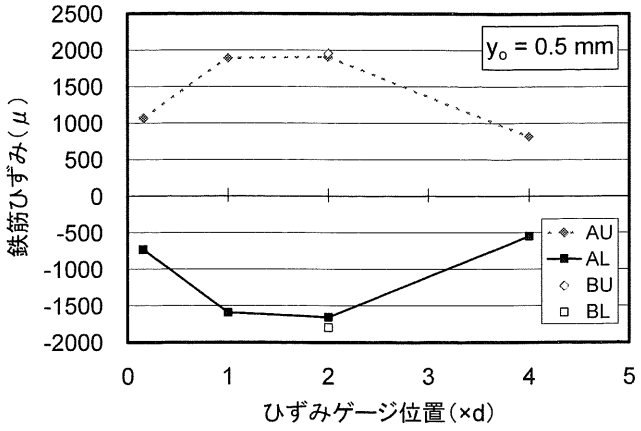
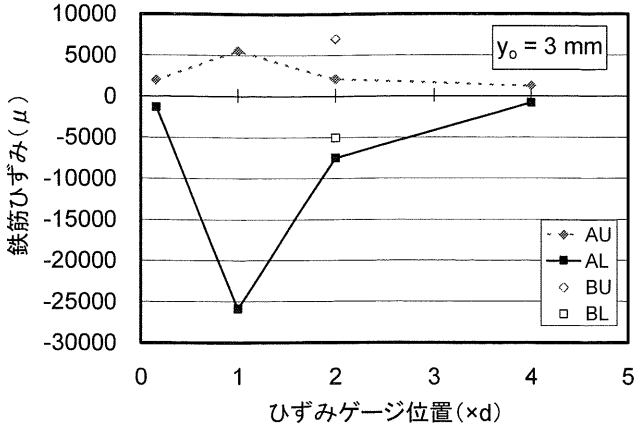


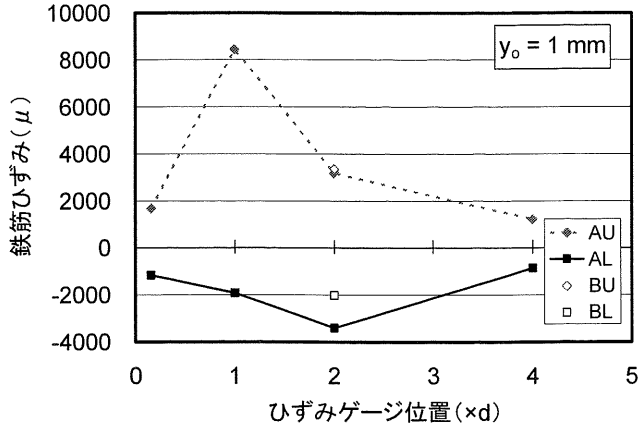
図-4.1.7　鋼材の降伏荷重とコンクリートの剥離荷重



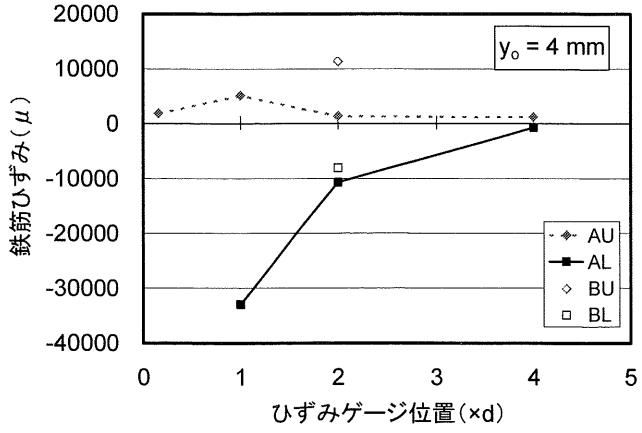
(a) 変位 0.5 mm



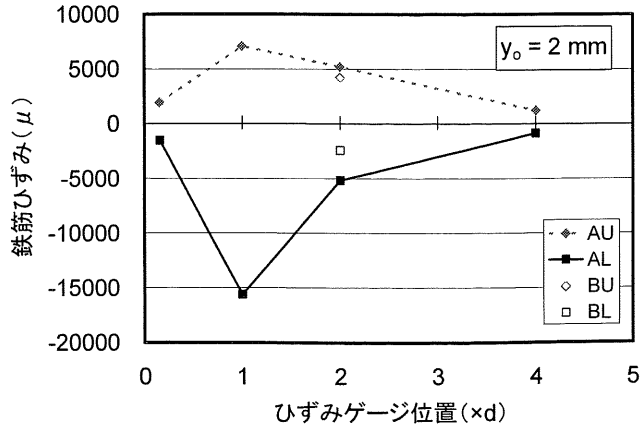
(d) 変位 3 mm



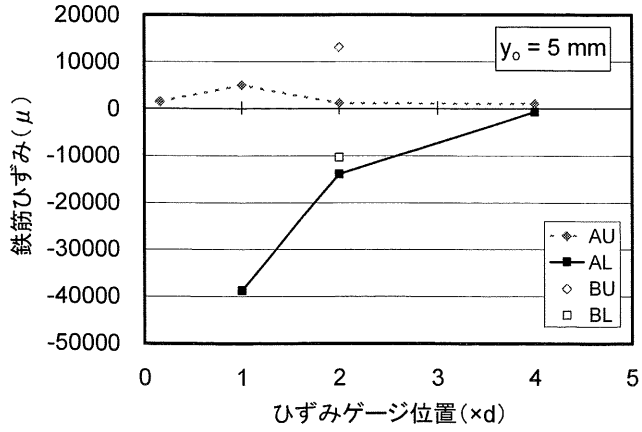
(b) 変位 1 mm



(e) 変位 4 mm



(c) 変位 2 mm



(f) 変位 5 mm

図-4.1.8　コンクリート内部の鉄筋のひずみ測定結果（供試体 N3019 の例）

注）y_o：コンクリート表面における鉄筋の変位

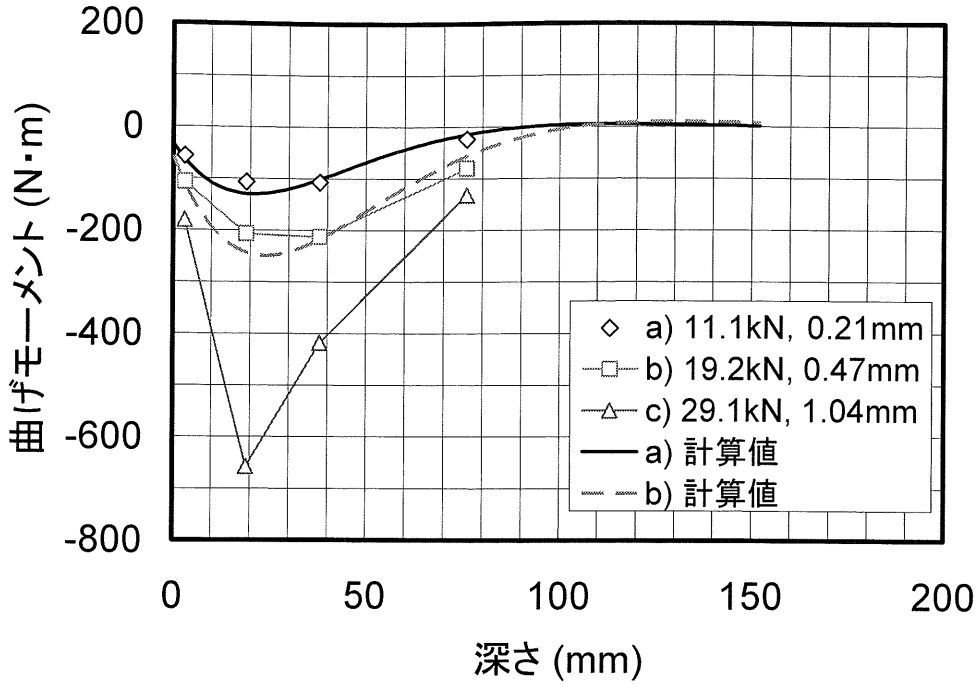


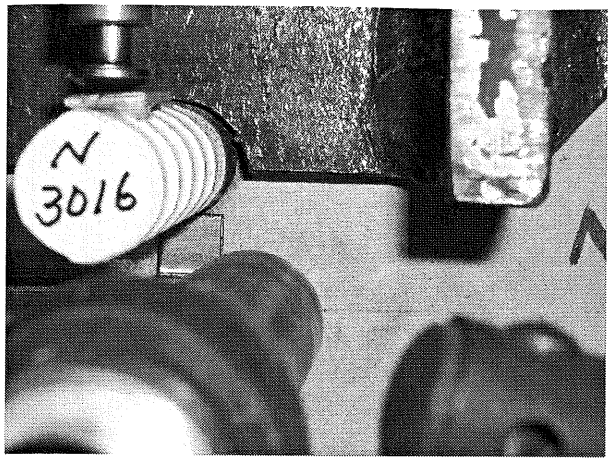
図-4.1.9　コンクリート内部の鉄筋の曲げモーメント（供試体 N3019 の例）

注 1)　凡例の b)は降伏直後，c)は降伏後，剥離前

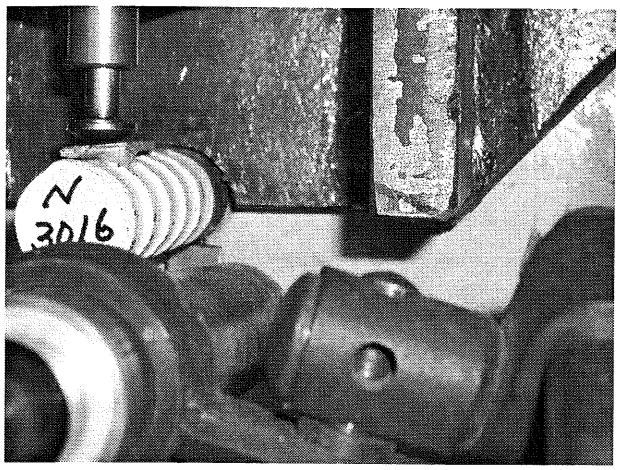
注 2)　凡例は，荷重とそのときのコンクリート表面での実測変位を示す。

表-4.1.1　K値の算定条件と結果

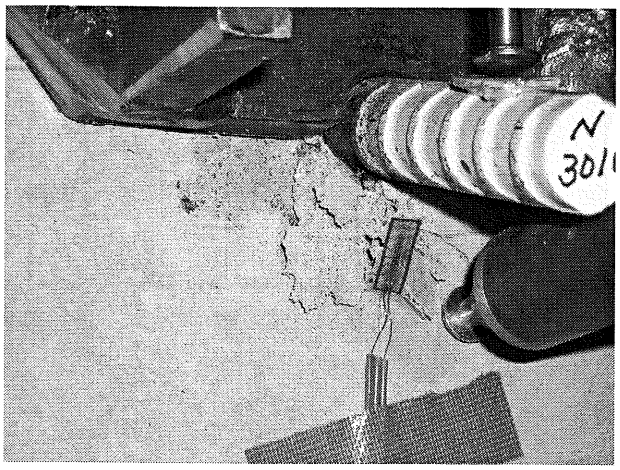
供試体記号	f_c (N/mm²)	鉄筋径 d (mm)	K値算定荷重 (降伏荷重) (kN)	載荷位置 g (推定) (mm)	K値 (N/mm³)	K・d (N/mm²)
N2419	24.5	19.1	15.7	-6	100	1910
N3010	33.8	9.53	3.2	-6	114	1086
N3013	31.2	12.7	6.5	-2	86	1092
N3016	32.8	15.9	14	-1	141	2242
N3019	33.3	19.1	19.1	-3	205	3916
N3019-345	33.3	19.1	18.7	-6	182	3476
N3019-390	33.3	19.1	23.2	-3	109	2082
N4019	45.8	19.1	18.3	-5	221	4221
N5010	59.2	9.53	2.7	-6	95	905
N5013	59.2	12.7	9.1	-2.5	267	3391
N5016	59.2	15.9	13.7	-6	256	4070
N5019	59.1	19.1	16.7	-4	608	11613
N5019-345	59.1	19.1	20.7	-6	201	3839
N5019-390	59.1	19.1	30.8	-3	275	5253



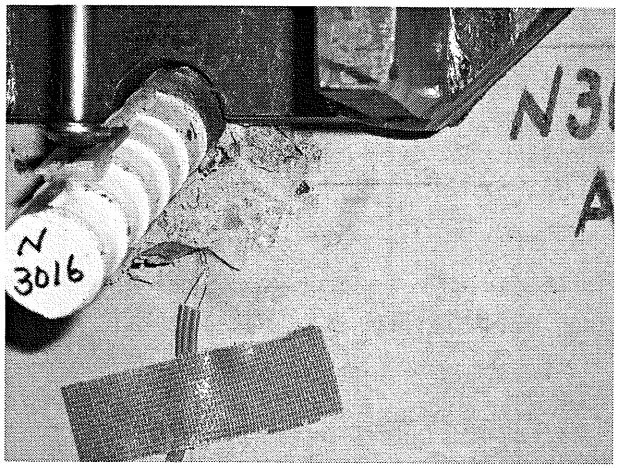
(a) 9.5 kN



(b) 21 kN



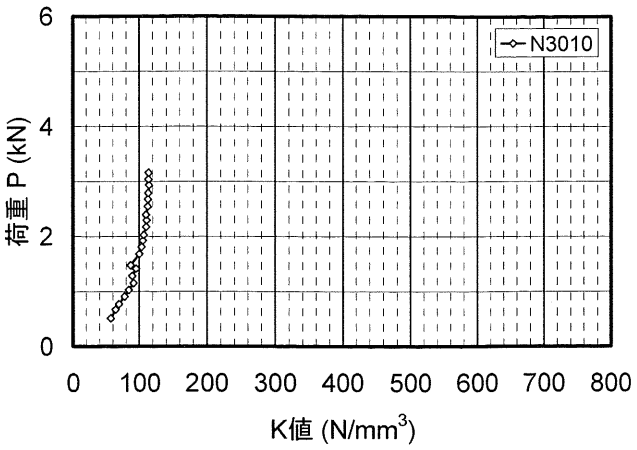
(c) 31 kN



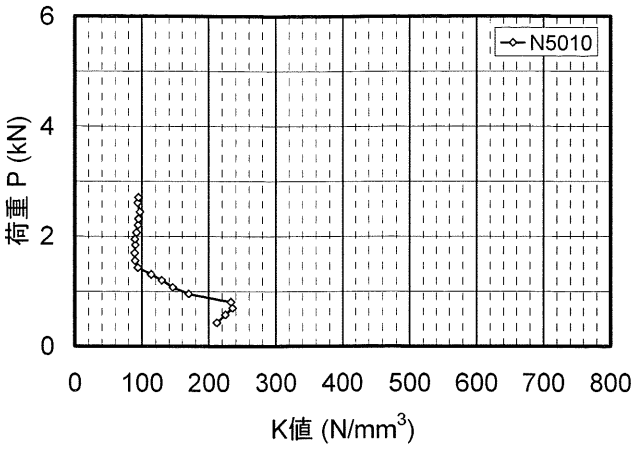
(b) 試験終了後

図-4.1.10 載荷治具と鉄筋の当り具合 (N3016, A 面側の例)

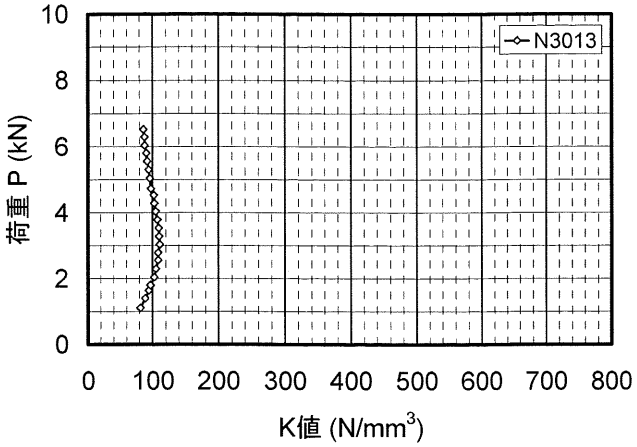
(目視では降伏荷重 14 kN 程度まで載荷板と鉄筋の当りが極端に悪くなかった。
鉄筋の曲げ変形とともに，載荷板との設置位置は載荷位置の内側に近づくが，
載荷板のそりも生じるため，厳密な載荷位置の確認はできなかった)



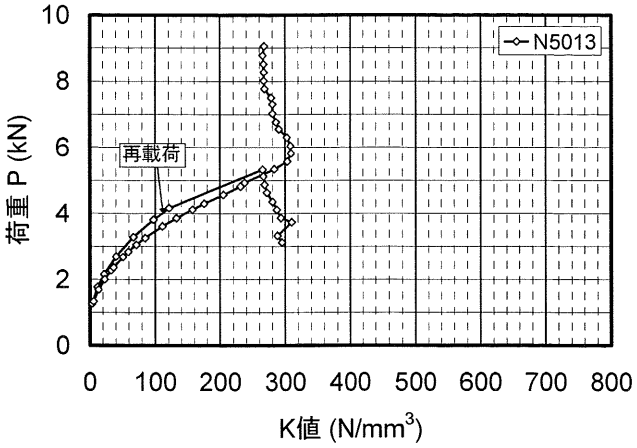
(a) N3010 e = 6 mm, K = 114



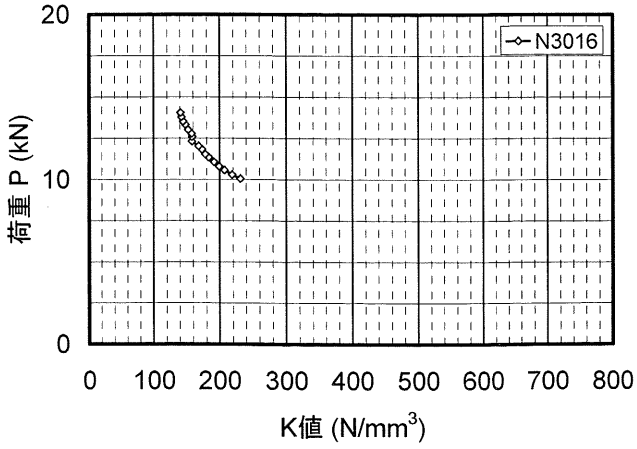
(b) N5010 e = 6 mm, K = 95



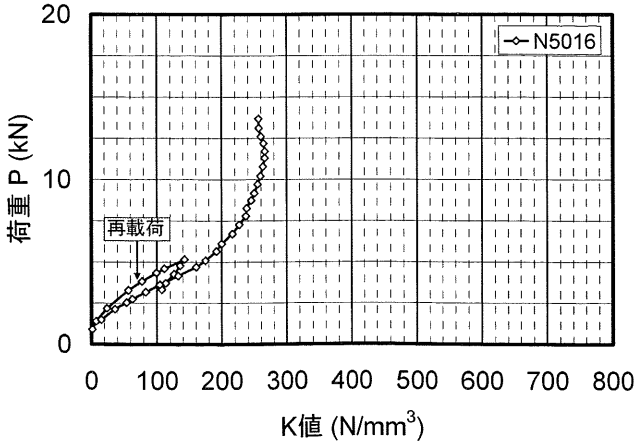
(c) N3013 e = 2 mm, K = 86



(d) N5013 e = 2.5 mm, K = 267

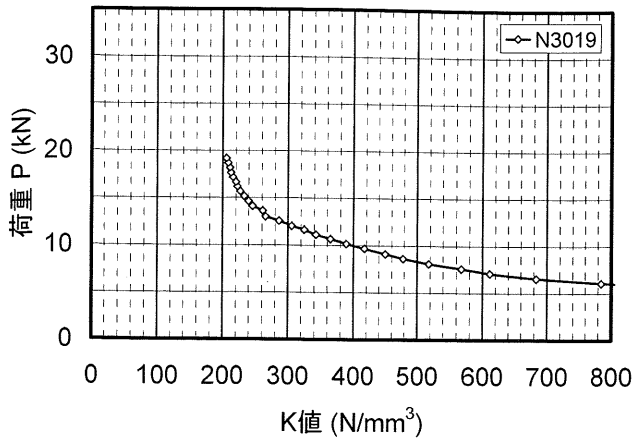


(e) N3016 e = 1 mm, K = 141

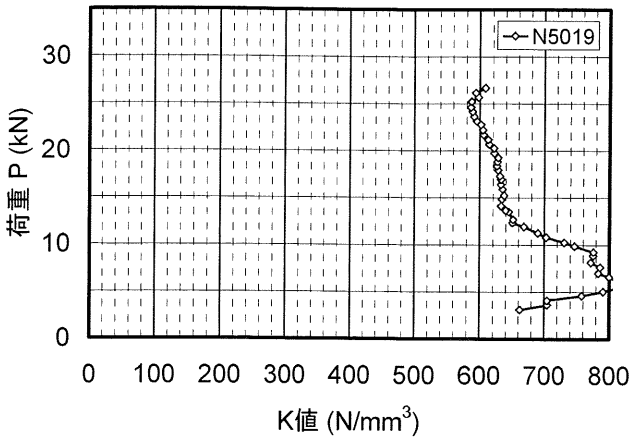


(f) N5016 e = 6 mm, K = 256

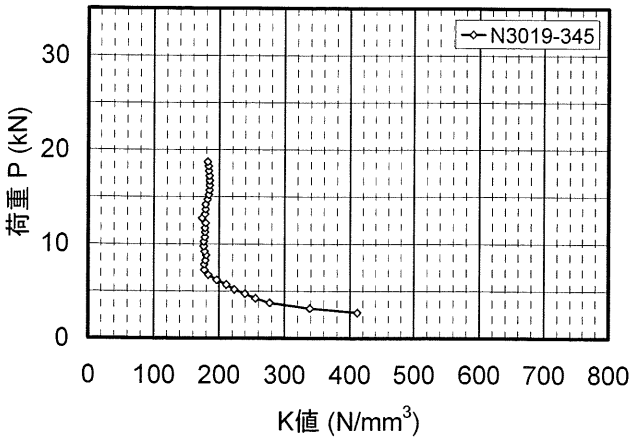
図-4.1.11 A 面側鉄筋ひずみデータに基づく K 値算定結果



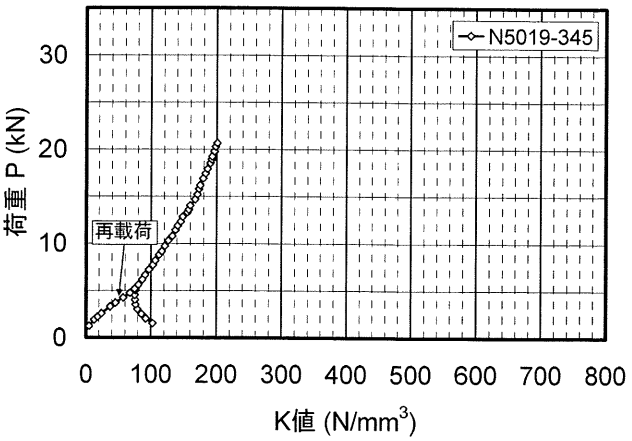
(g) N3019 e = 3 mm, K = 205



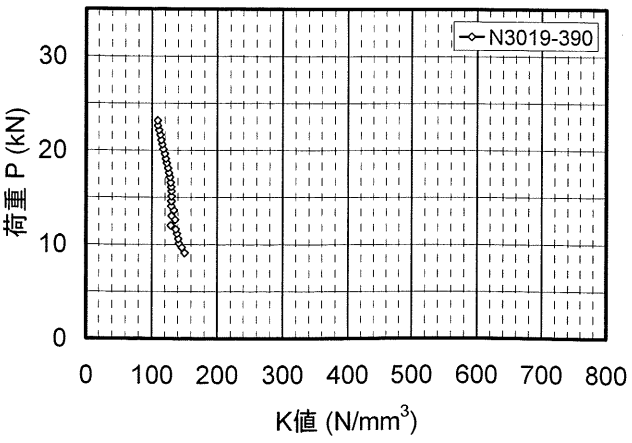
(h) N5019 e = 4 mm, K = 608



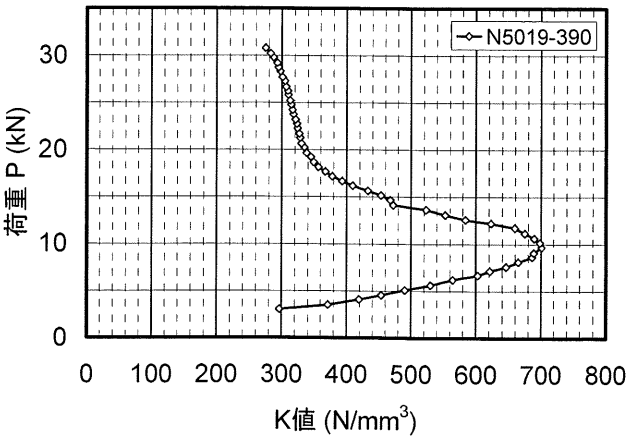
(i) N3019-345 e = 6 mm, K = 182



(j) N5019-345 e = 6 mm, K = 201

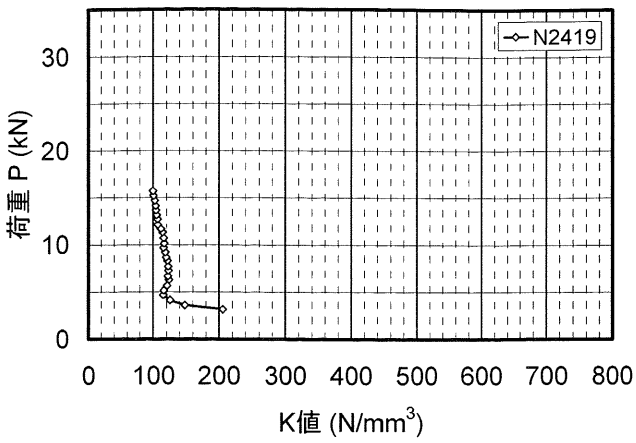


(k) N3019-390 e = 3 mm, K = 109

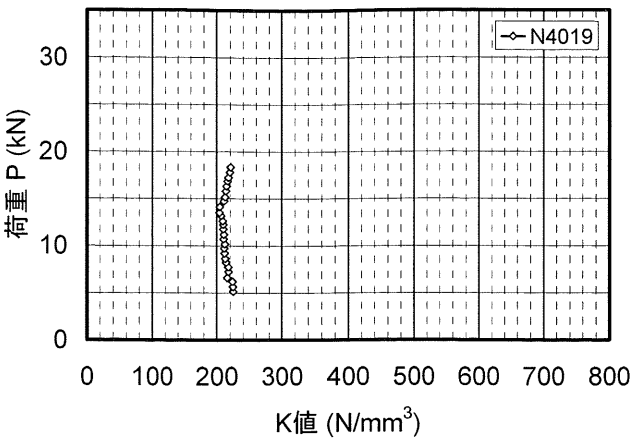


(l) N5019-390 e = 3 mm, K = 275

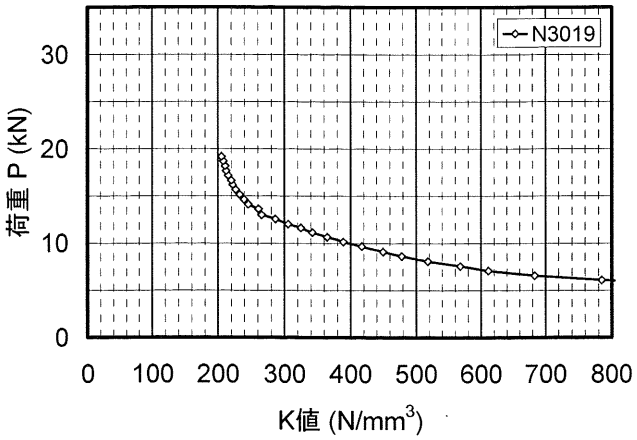
図-4.1.11 A 面側鉄筋ひずみデータに基づく K 値算定結果（続き）



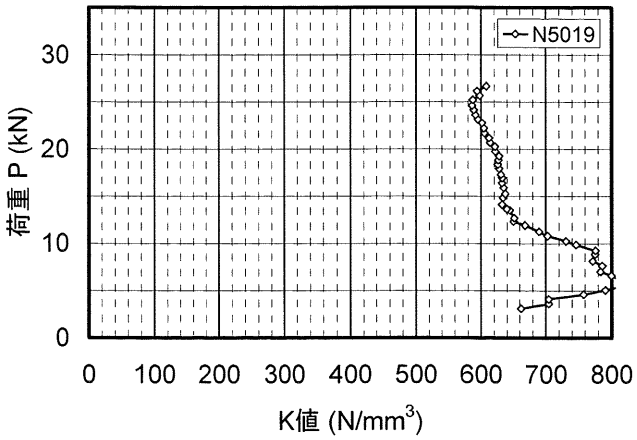
(m)　N2419　e = 6 mm, K = 100



(n)　N4019　e = 5 mm, K = 221

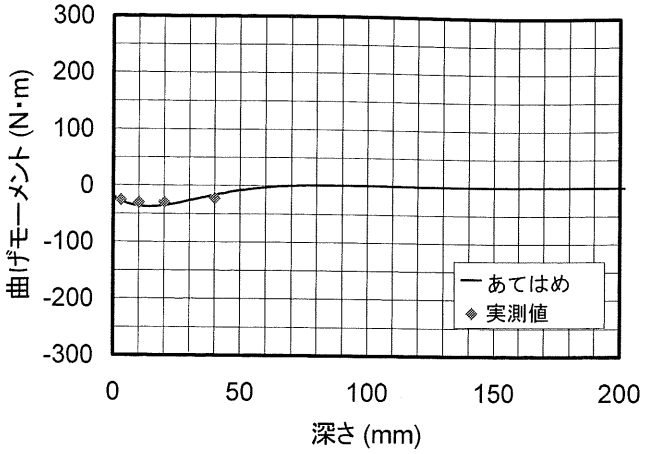


(g') N3019　e = 3 mm, K = 205

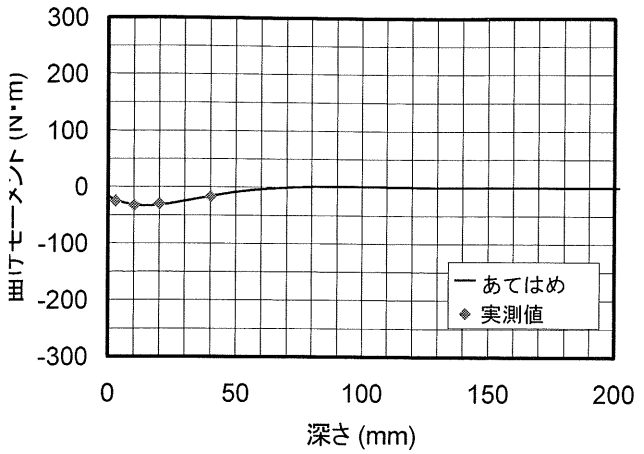


(h') N5019　e = 4 mm, K = 608

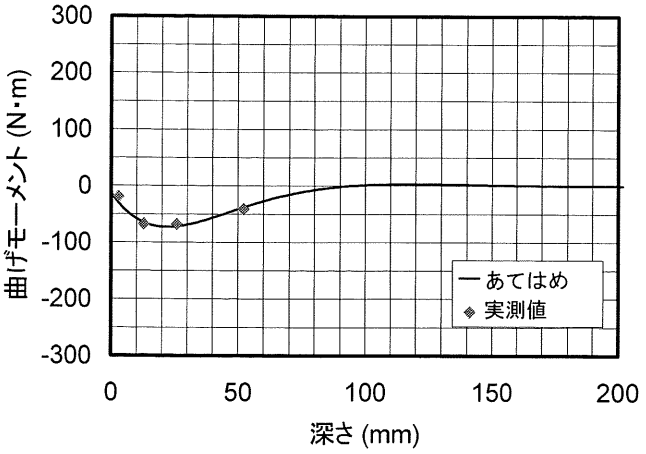
図-4.1.11　A 面側鉄筋ひずみデータに基づく K 値算定結果（続き）



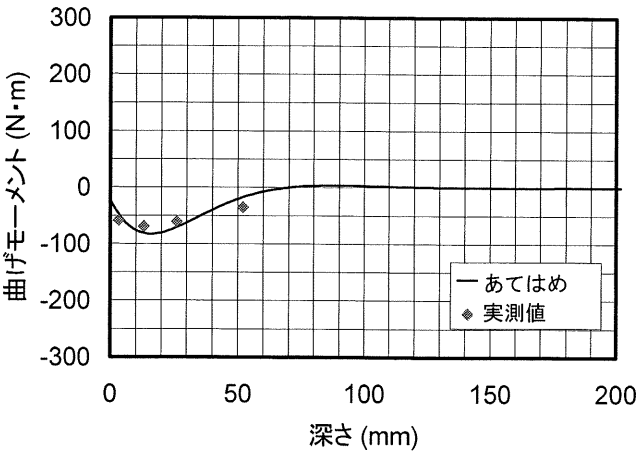
(a) N3010 3.2 kN, e = 6 mm, K = 114



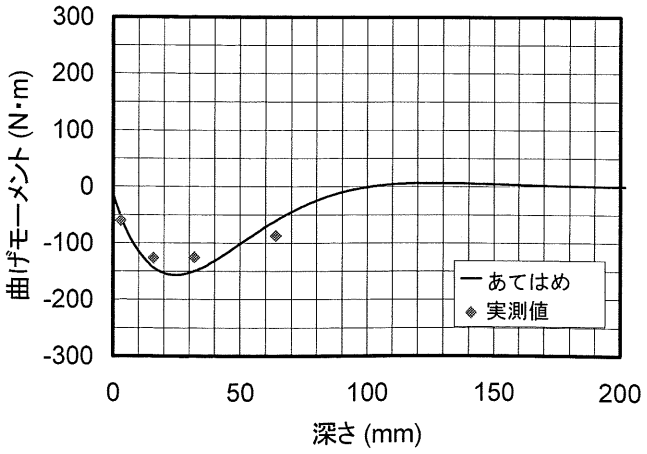
(b) N5010 2.7 kN, e = 6 mm, K = 95



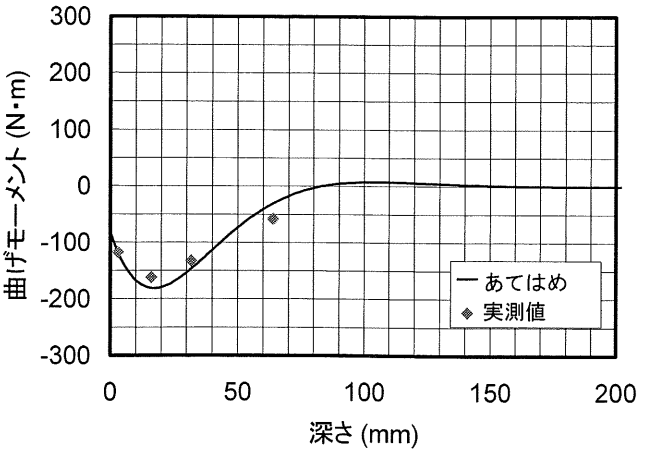
(c) N3013 6.5 kN, e = 2 mm, K = 86



(d) N5013 9.1 kN, e = 2.5 mm, K = 267

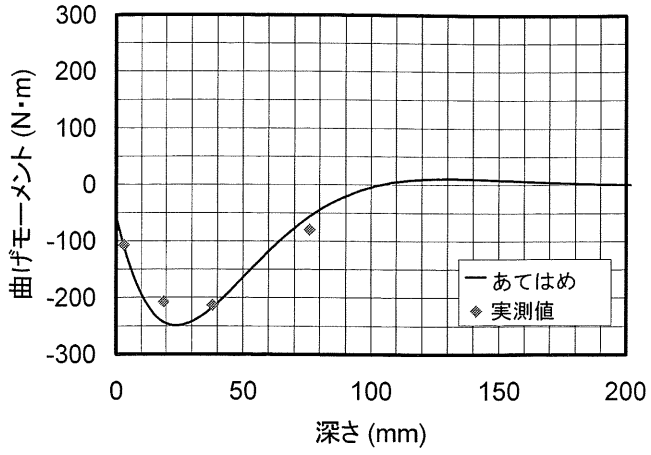


(e) N3016 14.0 kN, e = 1 mm, K = 141

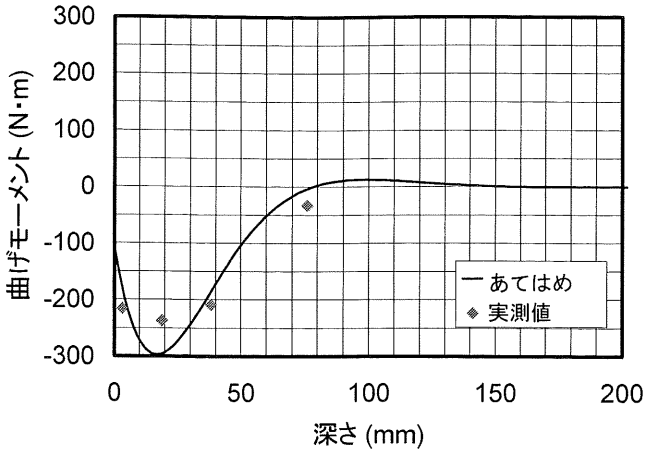


(f) N5016 13.7kN, e = 6 mm, K = 256

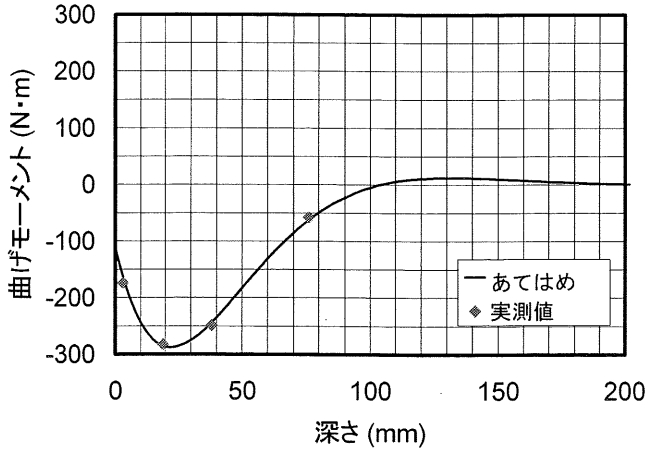
図-4.1.12 A 面側鉄筋ひずみデータに基づく曲げモーメント図



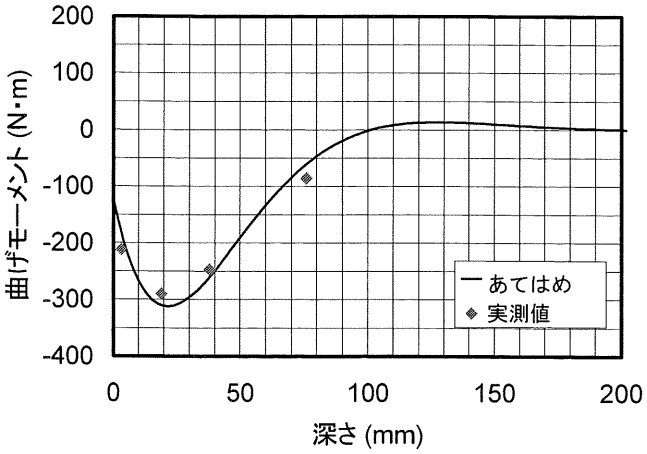
(g)　N3019　19.1 kN, e = 3 mm, K = 205



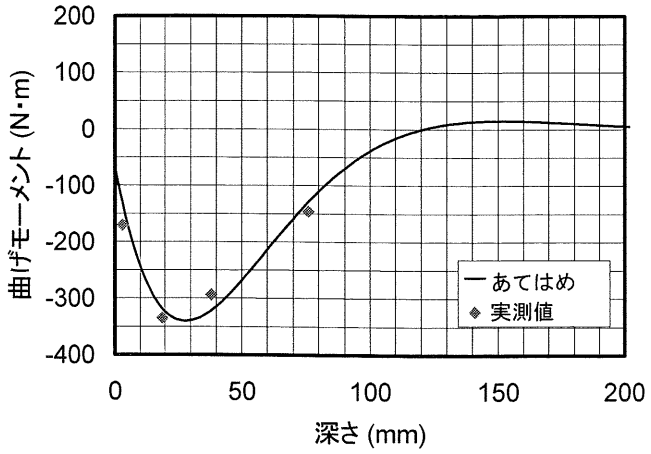
(h)　N5019　16.7 kN, e = 4 mm, K = 608



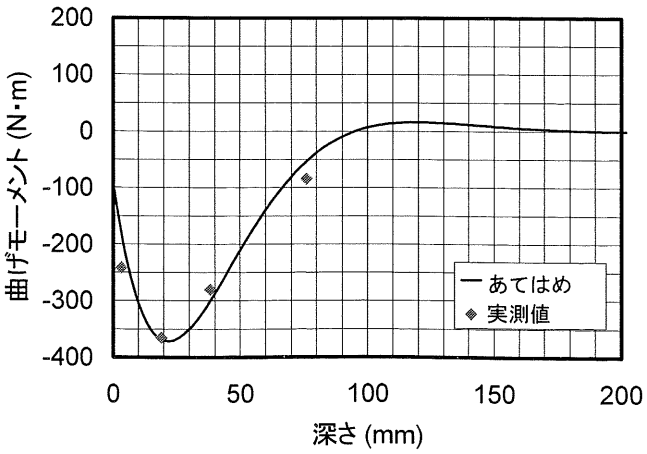
(i)　N3019-345　18.7 kN, e = 6 mm, K = 182



(j)　N5019-345　20.7 kN, e = 6 mm, K = 201

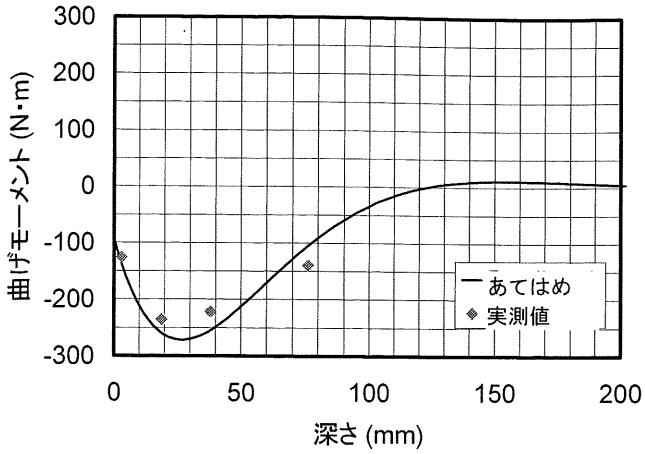


(k)　N3019-390　23.2 kN, e = 3 mm, K = 109

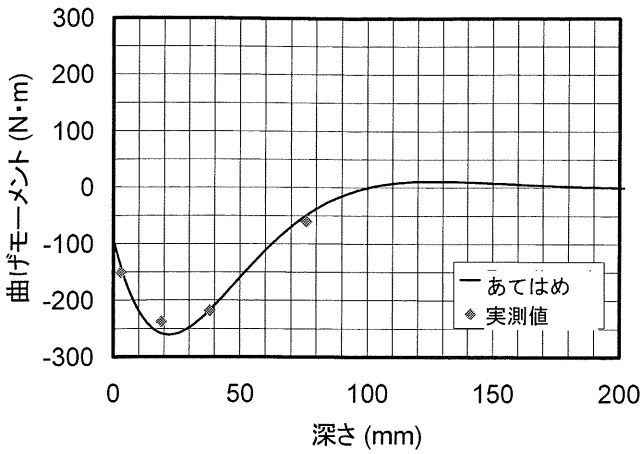


(l)　N5019-390　30.8 kN, e = 3 mm, K = 275

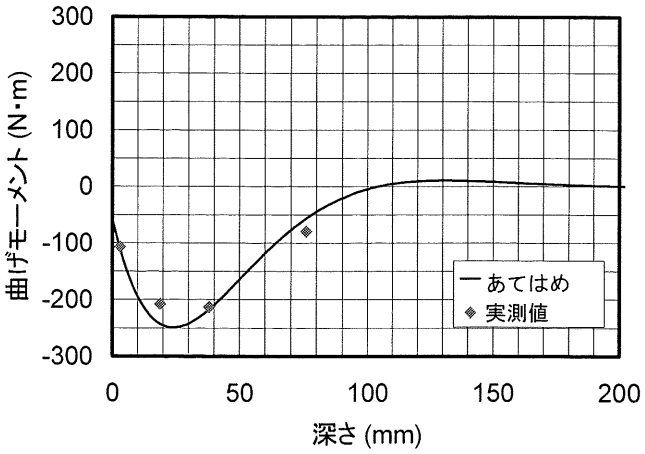
図-4.1.12　A 面側鉄筋ひずみデータに基づく曲げモーメント図（続き）



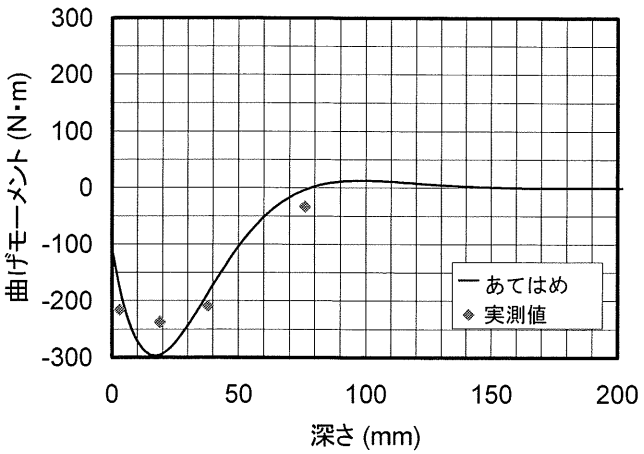
(m)　N2419　15.7kN, e = 6 mm, K = 100



(n)　N4019　18.3 kN, e = 5 mm, K = 221



(g') N3019　19.1 kN, e = 3 mm, K = 205



(h') N5019　16.7 kN, e = 4 mm, K = 608

図-4.1.12　A 面側鉄筋ひずみデータに基づく曲げモーメント図（続き）

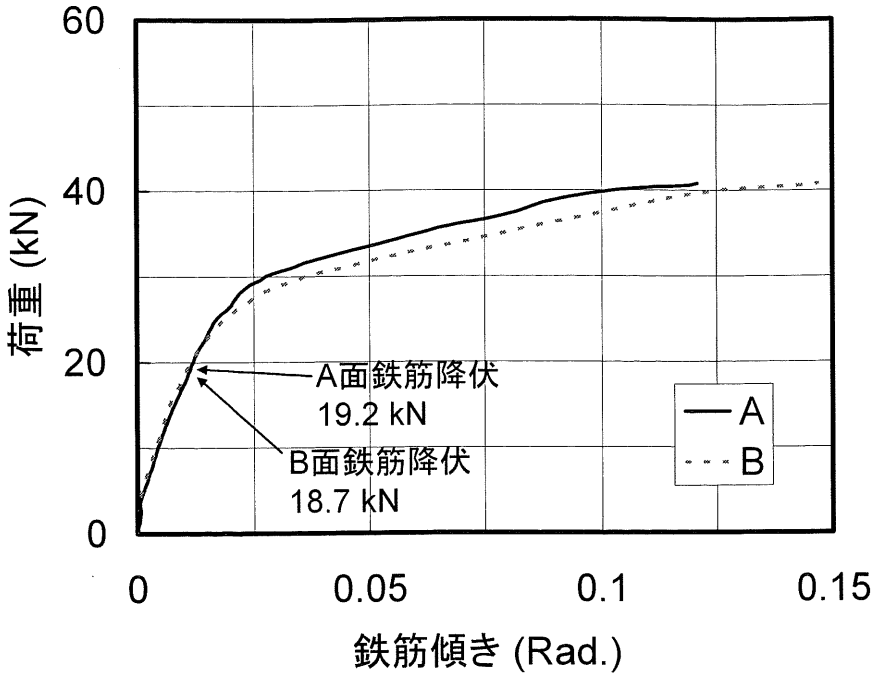


図-4.1.13　コンクリート表面での鉄筋の傾きと荷重の関係（供試体 N3019 の例）

4.2　シリーズB，S

(1) 破壊状況

鋼板を有するシリーズB, Sの供試体は, コンクリート強度が比較的低いB2419, S24, S30を除いて, 鉄筋またはスタッドのせん断破壊により終局に至った(表-3.2.1)。図-4.2.1～2にシリーズB，Sのせん断破壊状況をそれぞれ示す。

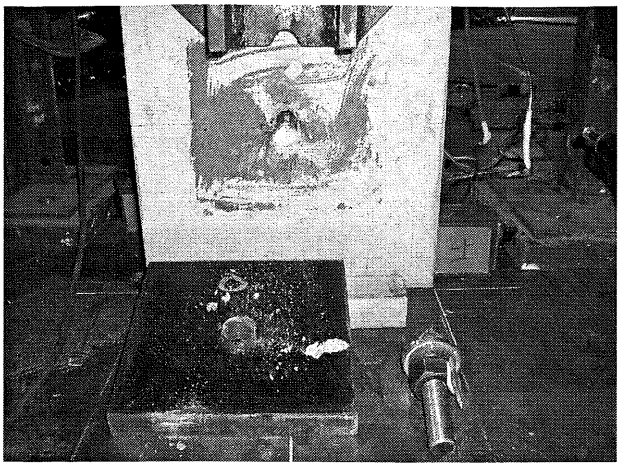
図-4.2.3～4にシリーズB，Sの供試体のひび割れ発生状況を示す。シリーズNと同様に，鋼材の径が大きく，載荷荷重が大きくなるほどコンクリートのひび割れが多く見られた。

(2) 荷重－変位

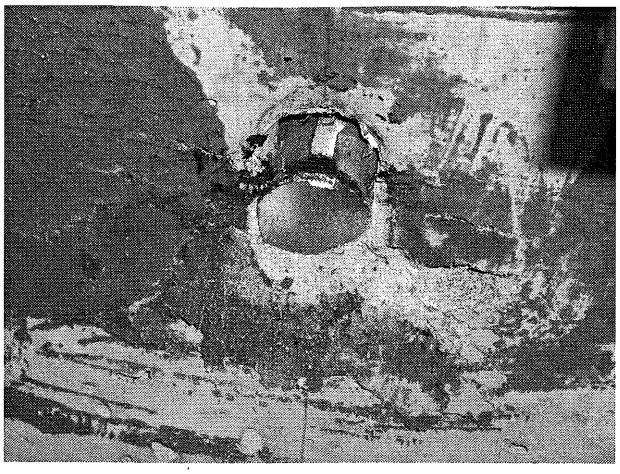
図-4.2.5～6に，シリーズB，Sの各供試体について，鉄筋またはスタッド1本当り荷重とコンクリート表面での鉛直変位の関係を示す。図中，鉄筋またはスタッドの降伏荷重，コンクリートのひずみの急変が発生した荷重，当て板の水平変位(コンクリートから離れる方向の変位)が発生し始めた荷重をそれぞれ示した。荷重と変位の傾きが変化する点は降伏荷重の後に見られた。参考として，図-4.2.7に，荷重－水平変位の関係をB3019及びS30について示す。

図-4.2.8に，供試体N3019，B3019，S30を例として，鉄筋1本当り荷重とコンクリート表面での鉛直変位の関係を示す。それぞれ載荷初期における変位のずれを，直線区間(N3019：5～20 kN，B3019：15～35 kN，S30：30～50 kN)の回帰に基づき補正して示す。鋼板による拘束のないN3019に比べて鋼板による拘束のあるB3019及びS30では0.5 mmを超えた後も荷重－変位の直線性を保持して，耐力も大きく向上した。また，当て板を当てたB3019は，荷重20 kN程度までは当て板のないN3019とほとんど同じ挙動を示した。しかし，それ以上の荷重に対しては，B3019はスタッドのS30とN3019の中間の挙動を示した。

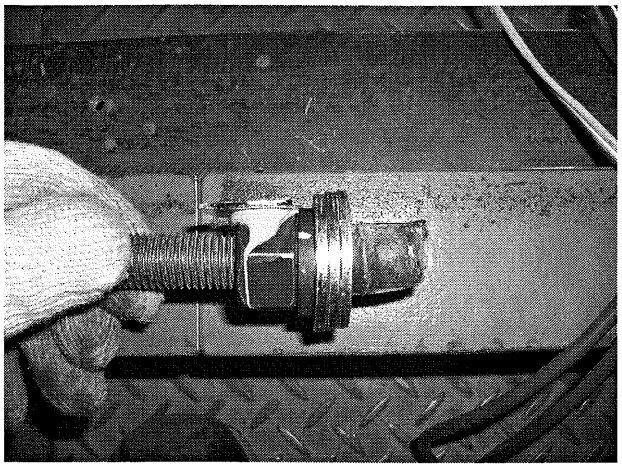
図-4.2.9に，シリーズB，Sの各供試体の鋼材の降伏荷重(ひずみ測定位置で確認した範囲での鋼材が降伏し始めた荷重)を示す。また，コンクリート表面での変位の目安として，変位が1mm，5 mmにそれぞれ達した荷重を示す。



(a) 破断後のB面と当て板，破断したボルト片



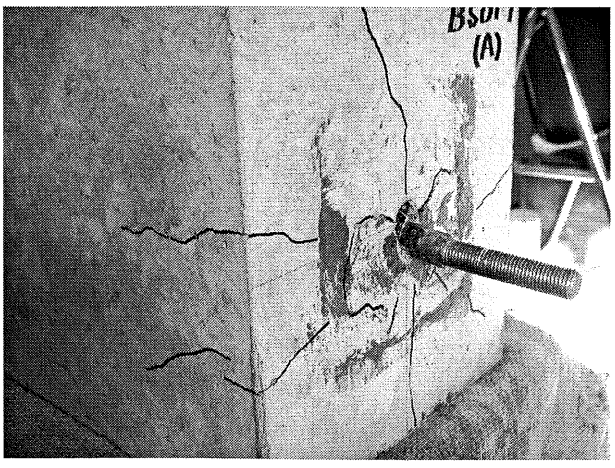
(b) 鉄筋の破断面（コンクリート側）



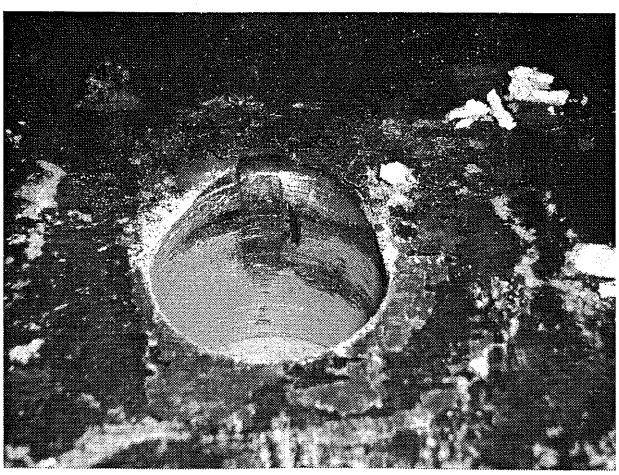
(c) 破断した鉄筋の変形



(d) 鉄筋の破断面（ねじ切りした側）

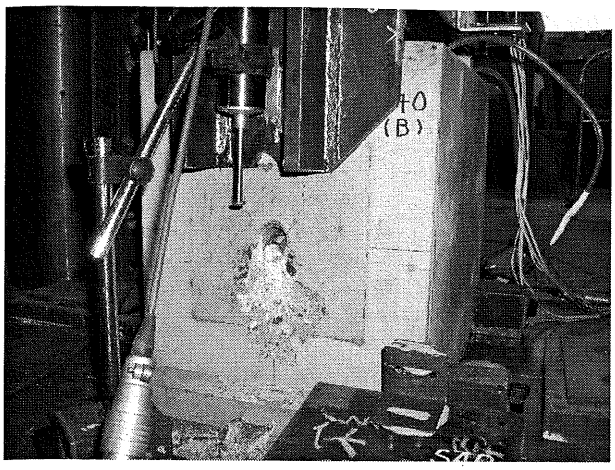


(e) 破断しなかったA面側の鉄筋の変形

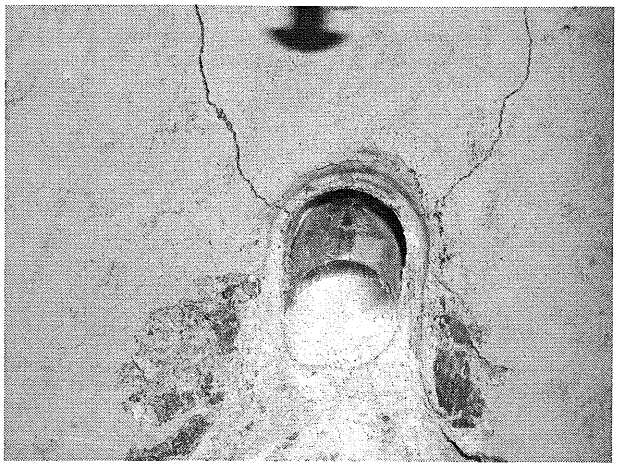


(f) A面側当て板のコンクリートに接していた面
(当て板の孔周囲の変形)

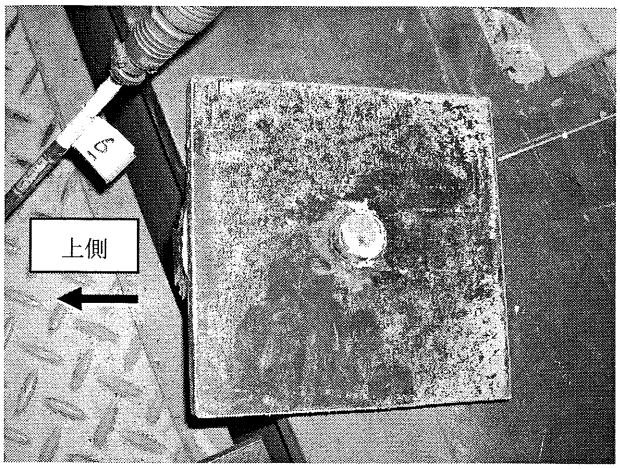
図-4.2.1 鉄筋の破断状況 (B5019の例)



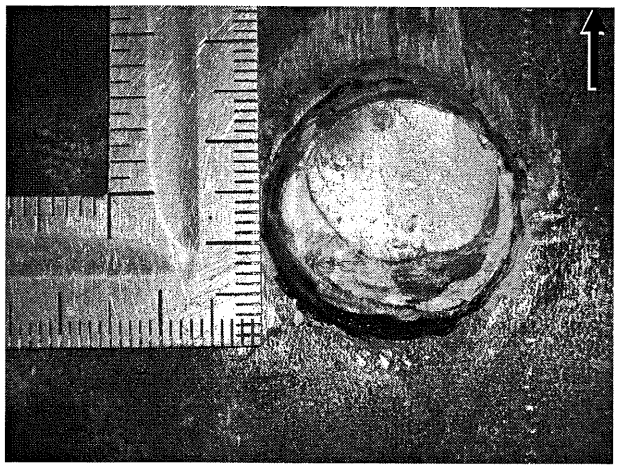
(a)　スタッド破断後のB面



(b)　スタッド破断面（コンクリート側）



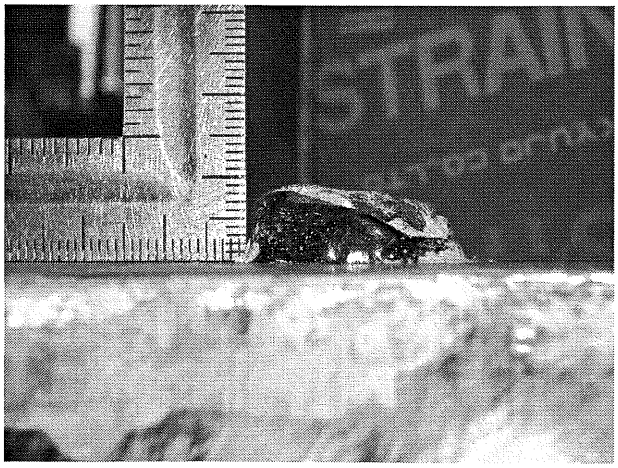
(c)　破断後の鋼板



(d)　スタッド破断面（鋼板側）



(e)　スタッド破断状況



(f)　スタッド残り部分（鋼板側に残ったビード）

図-4.2.2　スタッドの破断状況　(S40の例)

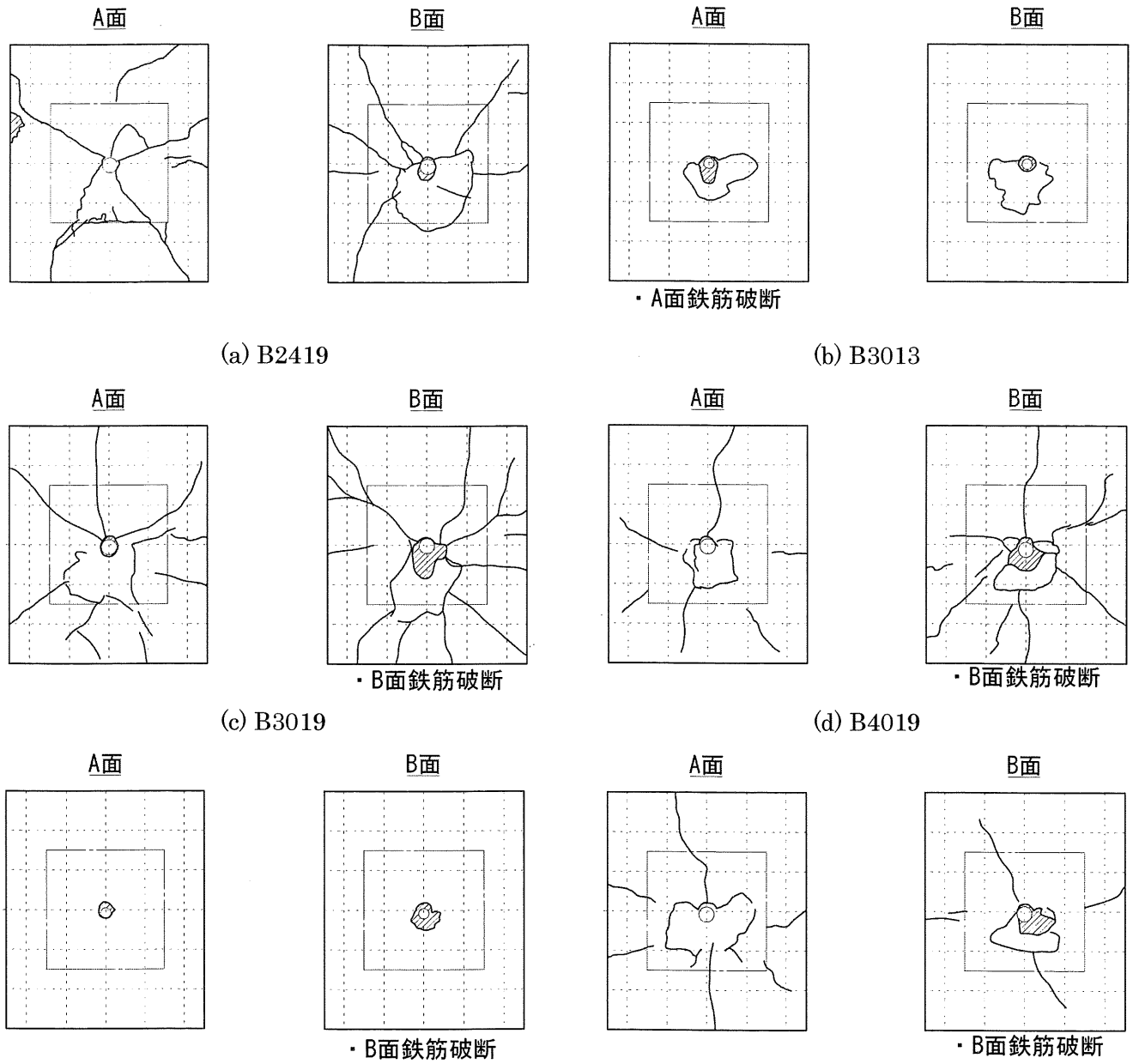


図-4.2.3　ダウエル供試体シリーズＢの試験後の状況

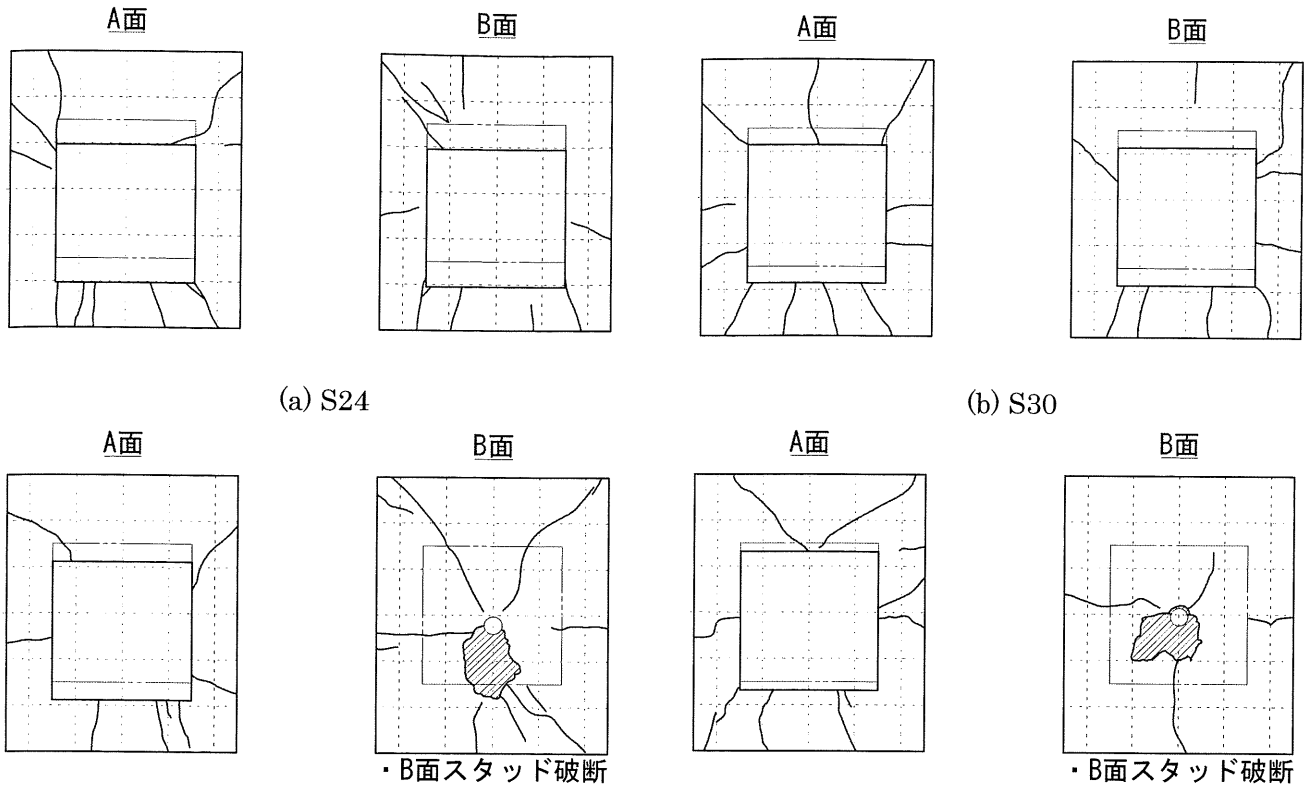
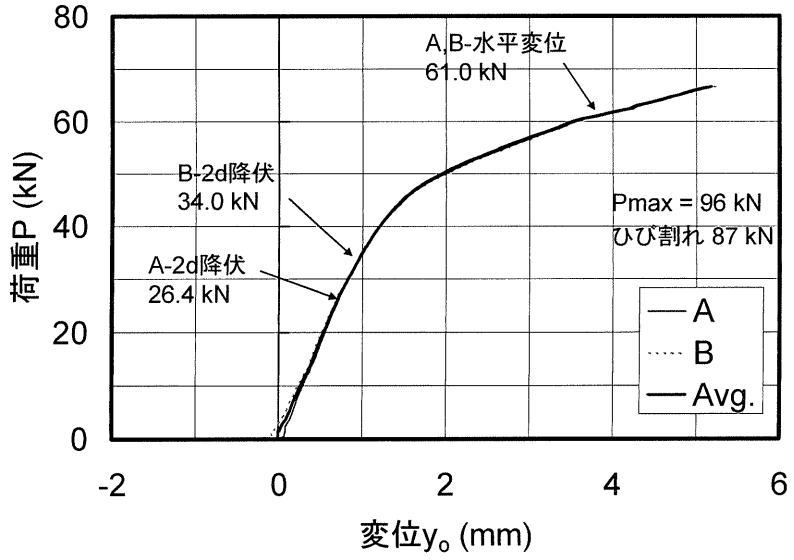
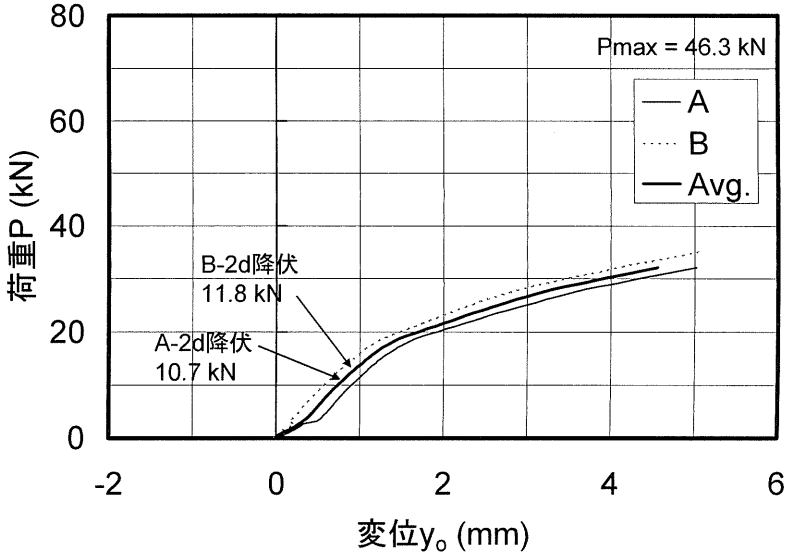


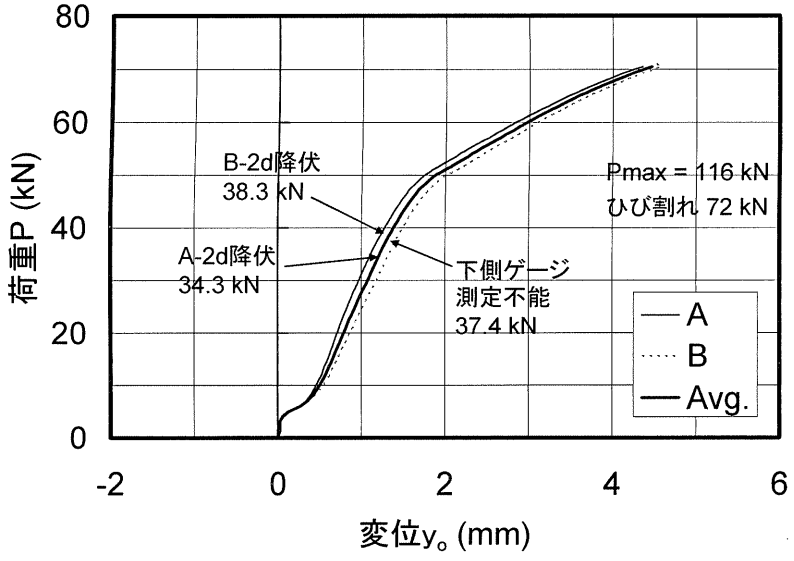
図-4.2.4　ダウエル供試体シリーズSの試験後の状況



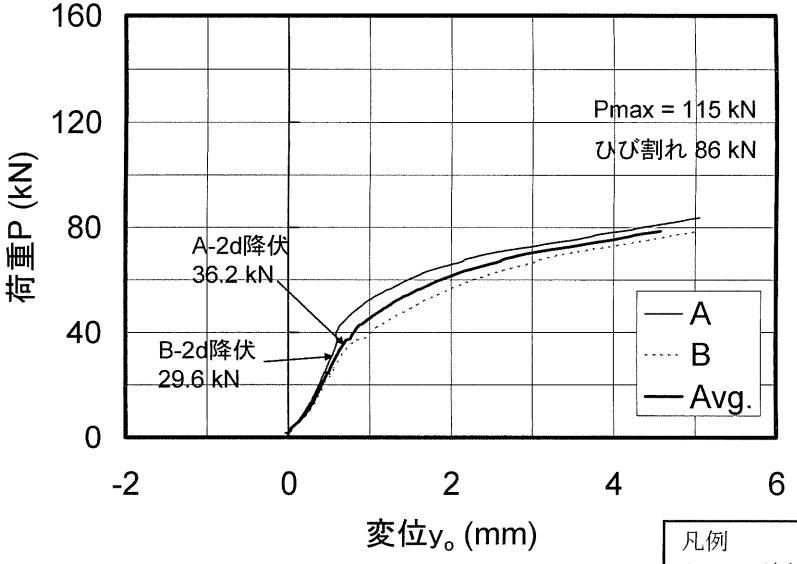
(a) B2419



(b) B3013



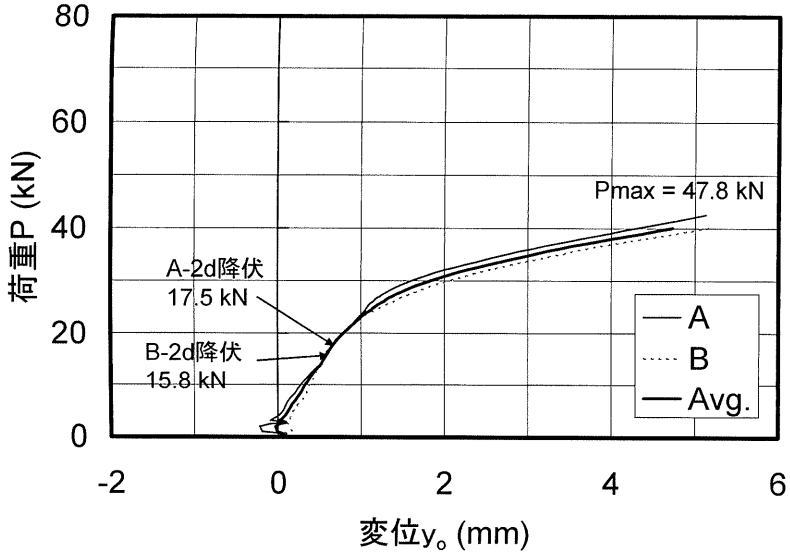
(c) B3019



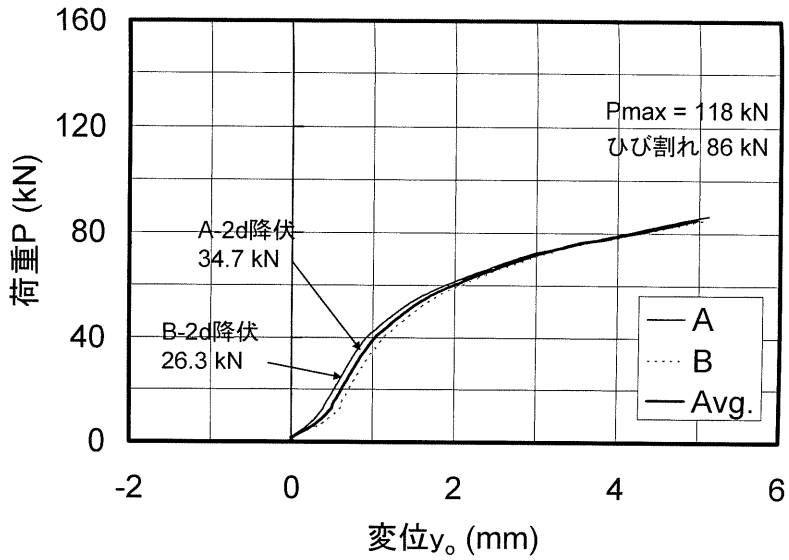
(d) B4019

凡例
A：A 面側
B：B 面側
Avg.：平均値

図-4.2.5　ダウエル試験シリーズ B の鉄筋 1 本当り荷重とコンクリート表面での変位



(e) B5013

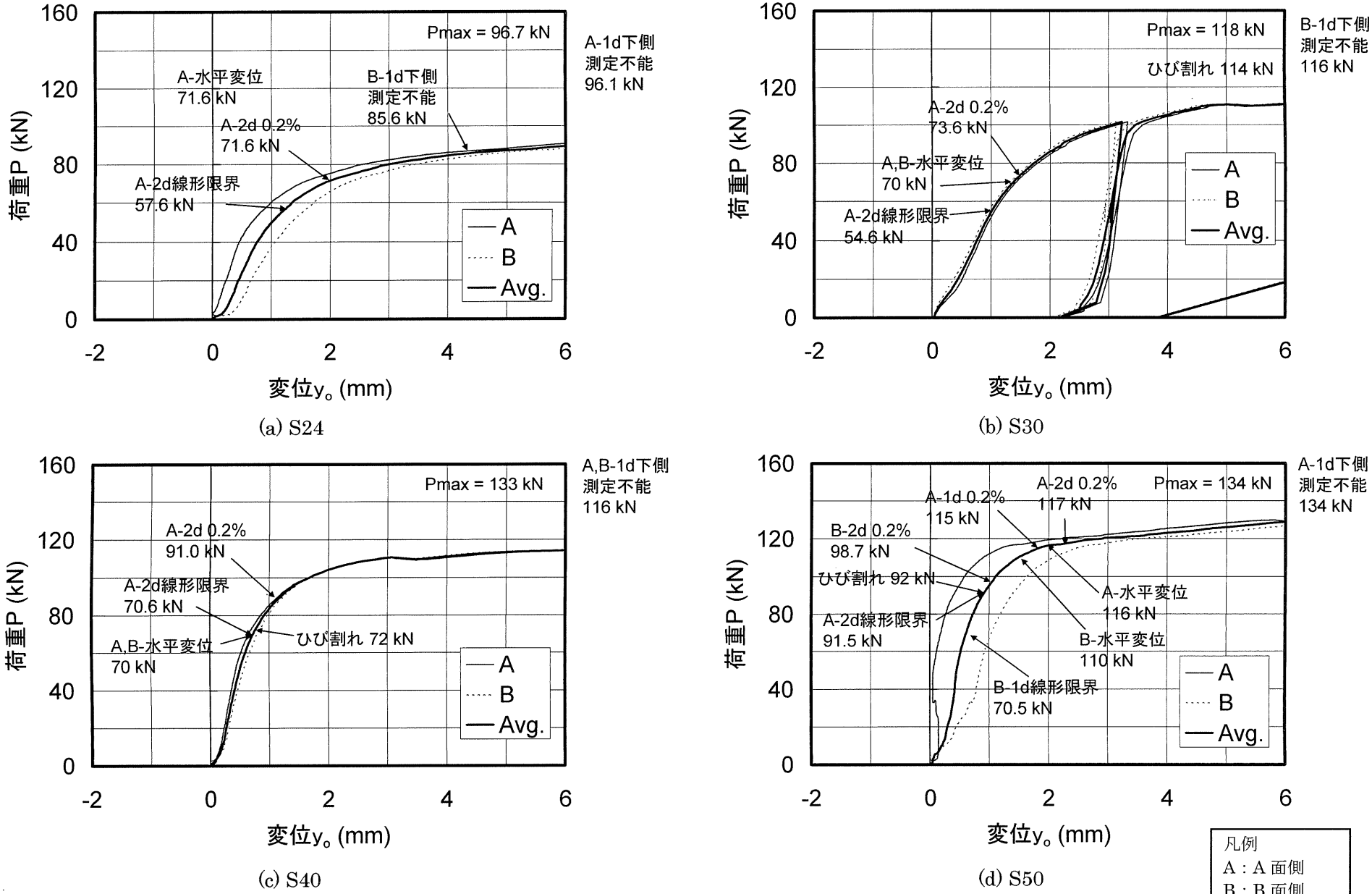


(f) B5019

凡例
A：A 面側
B：B 面側
Avg.：平均値

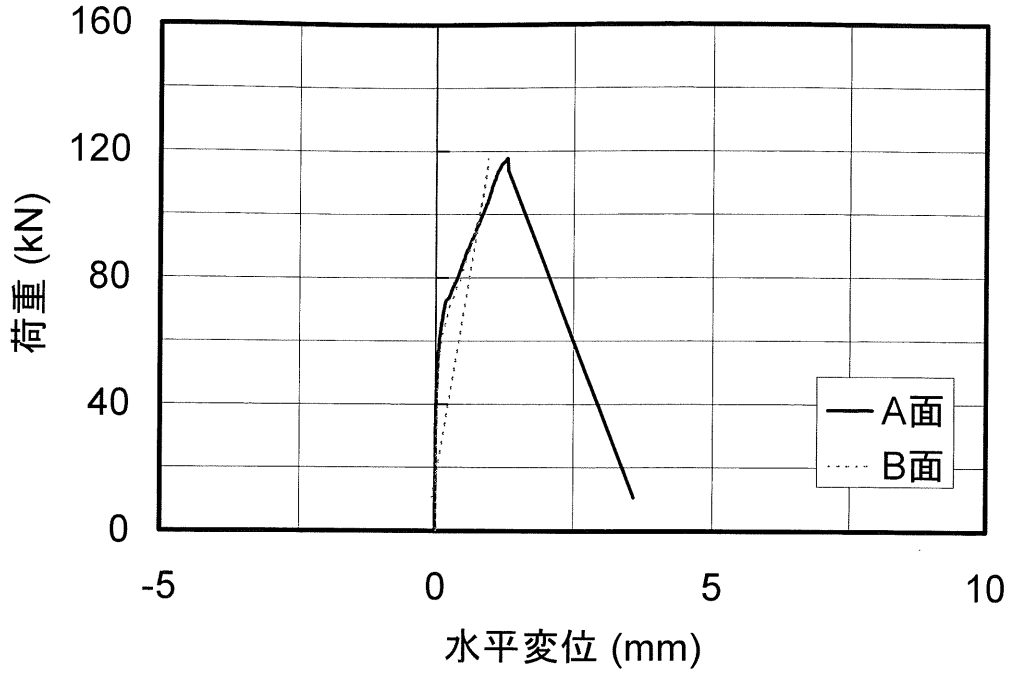
注)
荷重 P：鉄筋 1 本当りの荷重（載荷荷重の 1/2)
変位 yo：コンクリート表面における鉄筋の実測変位
A-***：A 面側
B-***：B 面側
2d 降伏：2d における鉄筋ひずみが降伏した荷重
水平変位：水平変位の変化が見られた荷重
ひび割れ：コンクリートにひび割れが見られた荷重
Pmaz：最大荷重

図-4.2.5　ダウエル試験シリーズ B の鉄筋 1 本当り荷重とコンクリート表面での変位（続き）

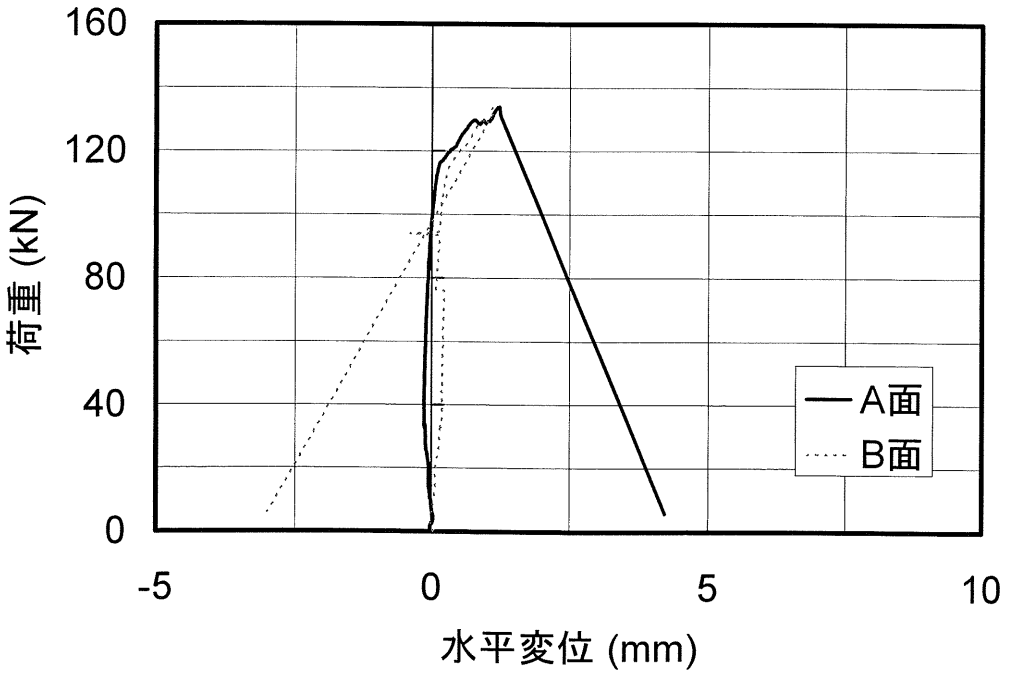


注) 図中の表記は図-4.2.5 と同様

図-4.2.6　ダウエル試験シリーズ S のスタッド 1 本当り荷重とコンクリート表面での変位



(a) B5019



(b) S50

図-4.2.7 荷重－水平変位の関係

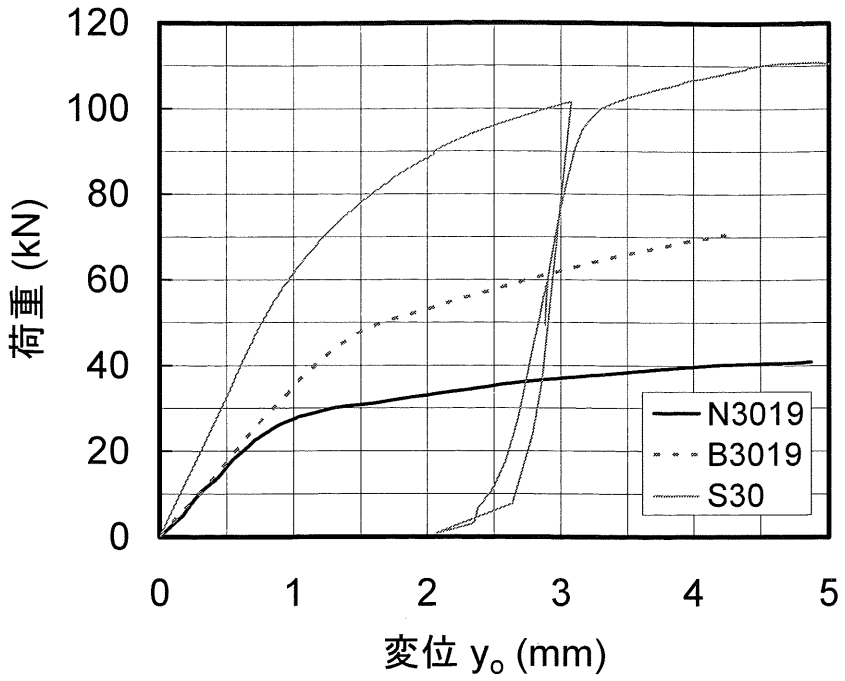


図-4.2.8　拘束条件の比較

(1 本当り荷重とコンクリート表面での鉛直変位)

注) それぞれの直線区間の回帰に基づき，変位のゼロ補正した結果を示す。

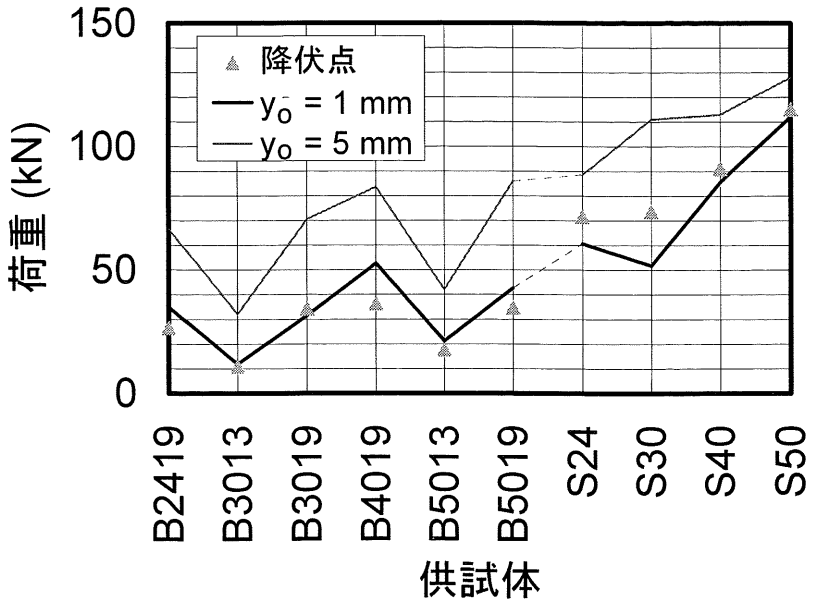
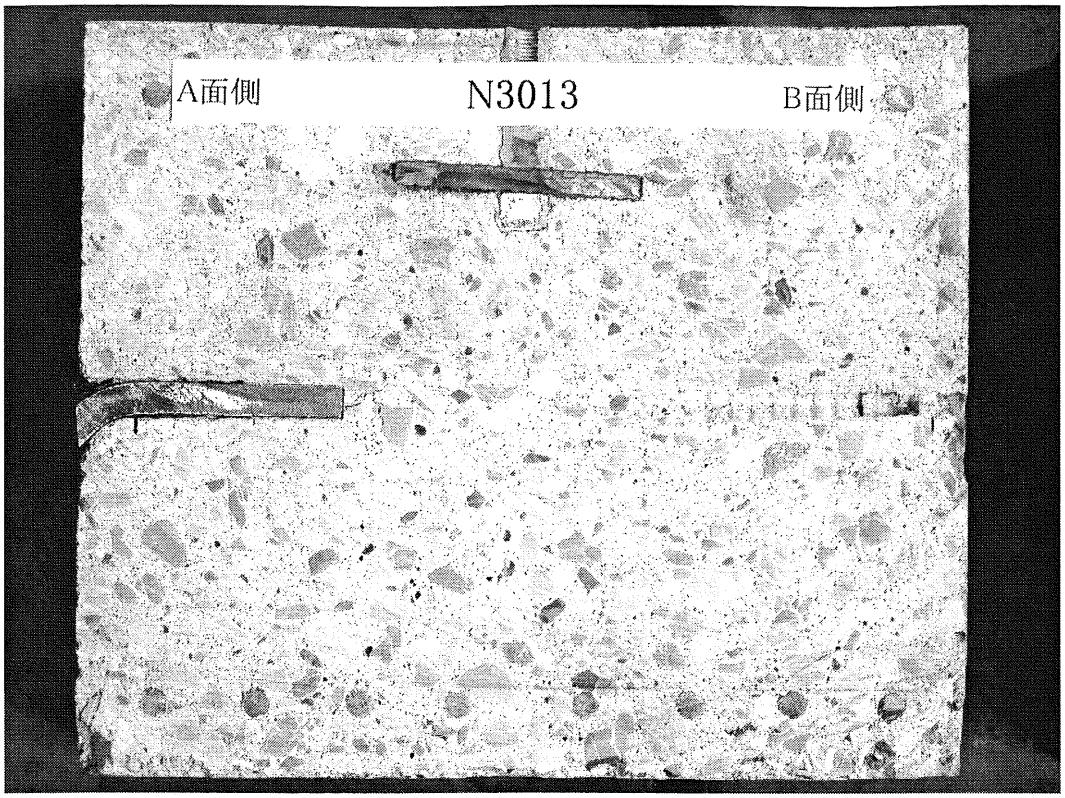


図-4.2.9　鋼材の降伏荷重と最大荷重(破断荷重)

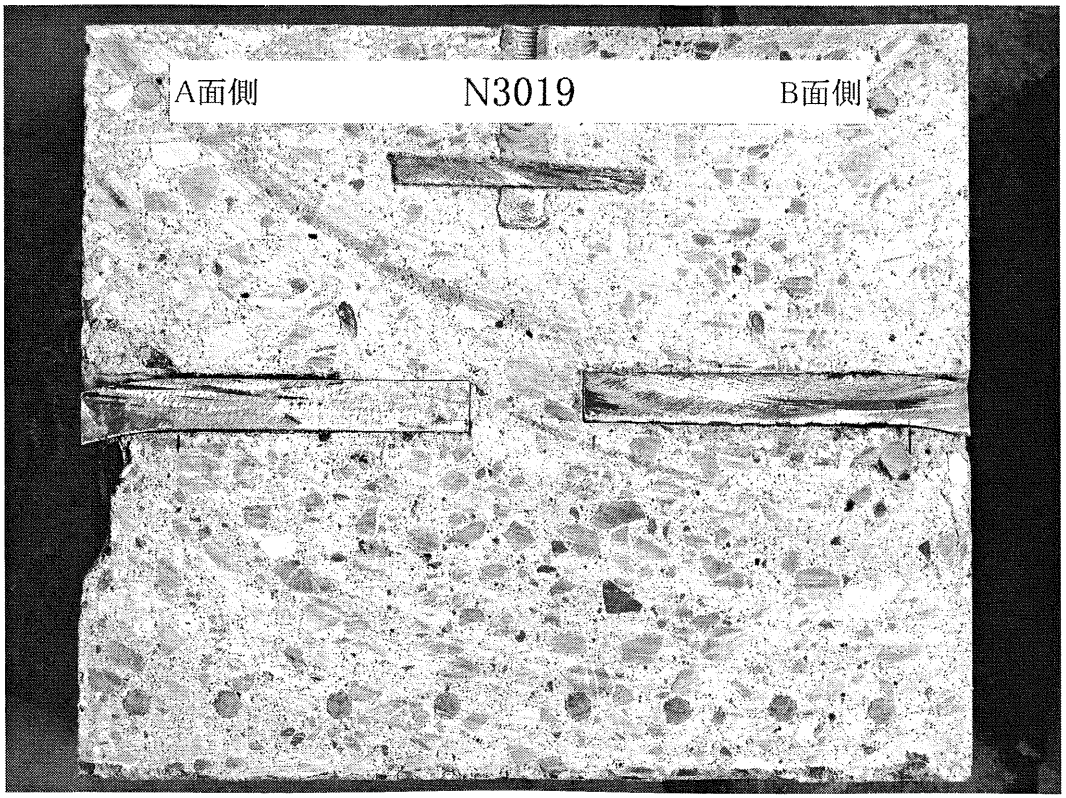
4.3　解体調査結果

図-4.3.1～3 に，シリーズ N, B, S それぞれの切断面の例を示す(付録 C に全供試体の切断面写真を示す)。

表-4.3.1 にずれ止め鉄筋, スタッドの曲げ深さ及びコンクリートの剥離深さを示す。また, 図-4.3.4 に, シリーズ N におけるコンクリートの剥離深さと鉄筋曲げ深さの関係を示す。コンクリートの剥離深さは鉄筋曲げ深さの概ね 1/2 程度であった。



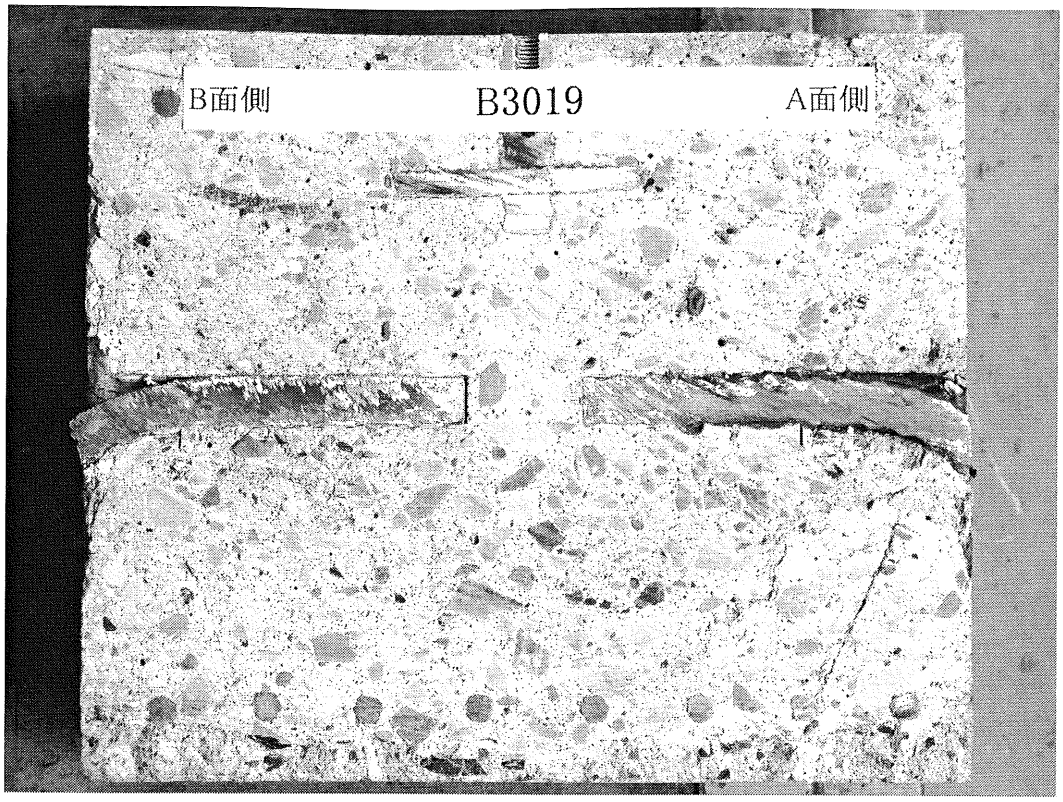
(a)　N3013



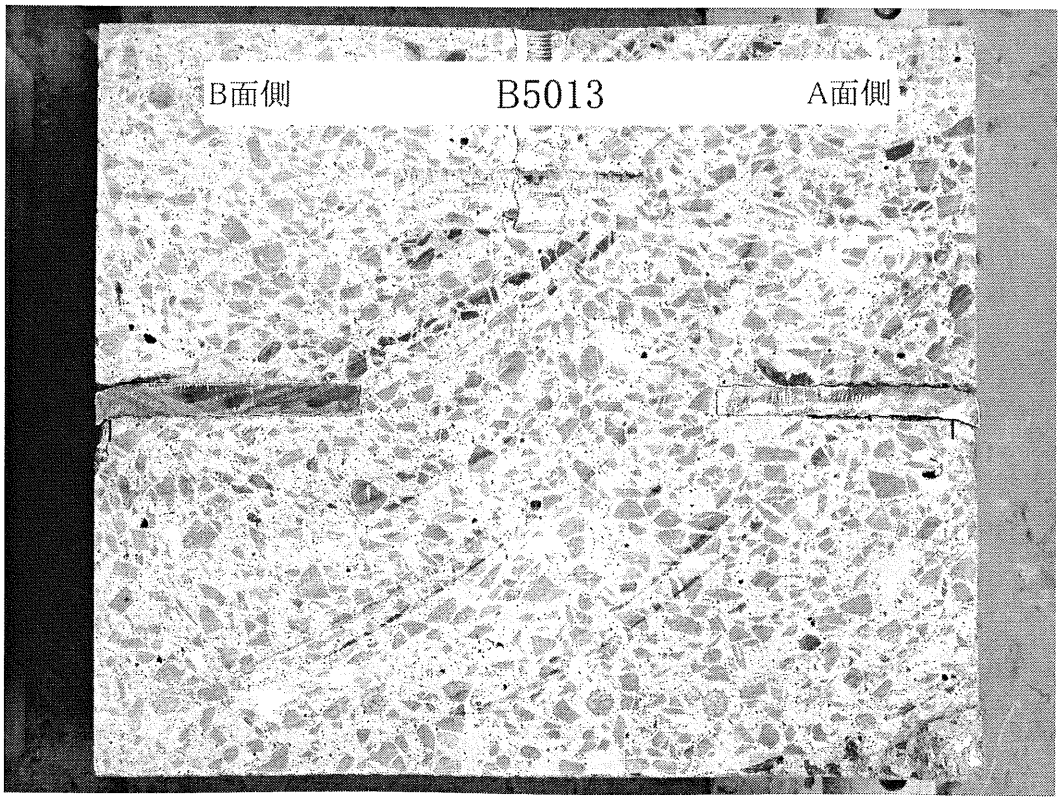
(b)　N3019

図-4.3.1　シリーズNの切断面

(注) 鉄筋張り出し部は切断した。



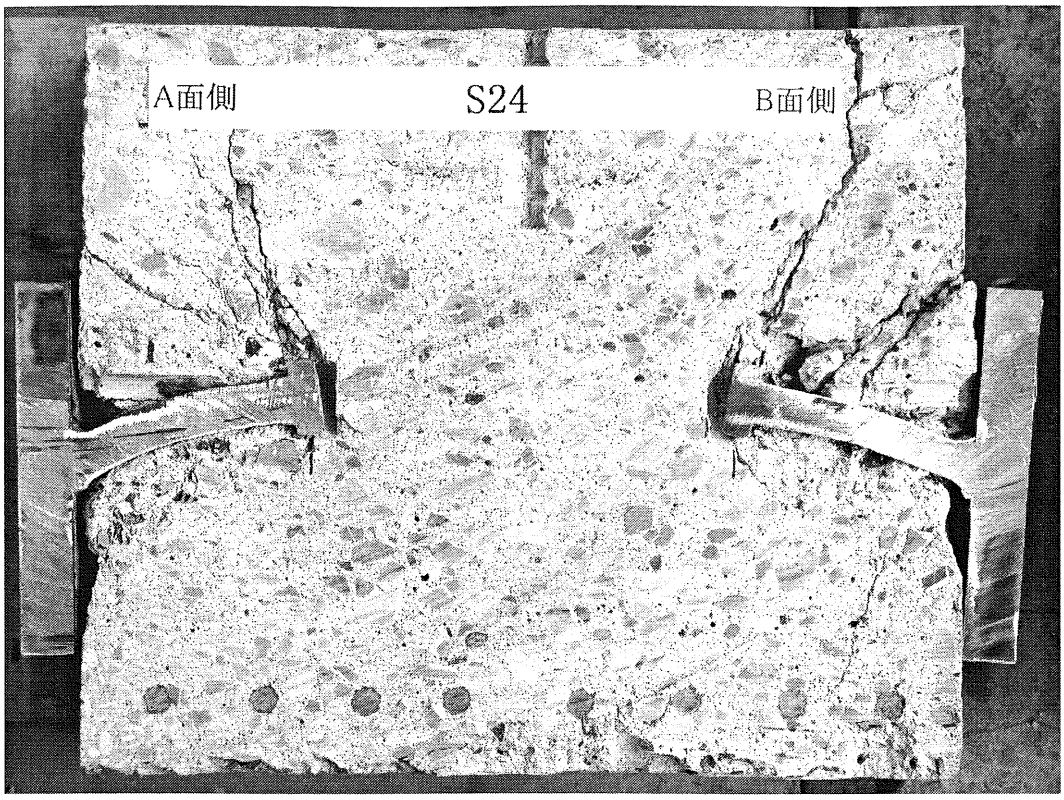
(a) B3019



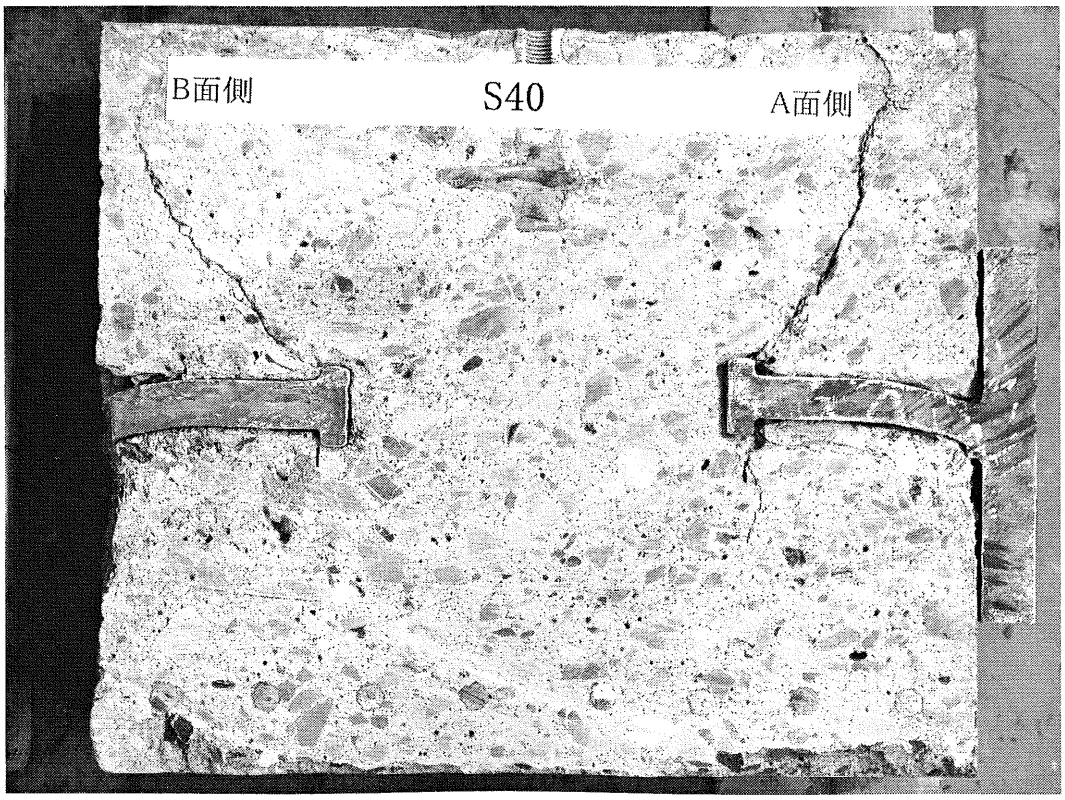
(b) B5013

図-4.3.2 シリーズBの切断面

(注) 鋼板，ボルトは除去，鉄筋張り出し部は切断した。



(a) S24



(b) S40

図-4.3.3 シリーズSの切断面

表-4.3.1　切断面における鉄筋，スタッド曲げ深さ及びコンクリート剥離深さの測定結果

（単位：mm）

供試体番号	A面		B面	
	鉄筋，スタッド曲げ深さ	コンクリート剥離深さ	鉄筋，スタッド曲げ深さ	コンクリート剥離深さ
N2419	63.5	13.0	41.0	15.8
B2419	65.3	14.5	63.0	13.8
S24	57.5	—	61.8	—
N3010	18.5	7.5	—	7.0
N3013	20.5	7.3	20.5	8.5
B3013	17.5	9.0	31.0	10.0
N3013A	22.5	8.8	20.0	8.3
N3016	22.5	8.5	25.5	10.8
N3019	35.5	15.0	23.3	9.3
B3019	58.0	8.5	47.5	11.5
N3019-345	30.3	14.8	28.5	15.0
N3019-390	39.3	13.3	34.3	17.8
S30	—	—	—	—
N4019	30.3	9.5	26.0	12.0
B4019	36.0	9.3	32.3	10.5
S40	41.8	—	35.5	9.5
N5010	10.8	6.5	8.8	6.3
N5013	10.0	7.3	11.8	8.8
B5013	19.8	5.5	6.5	5.8
N5016	18.0	6.0	15.5	10.5
N5019	30.8	10.5	26.5	14.3
B5019	26.8	6.5	29.0	8.5
N5019-345	25.5	14.3	20.5	14.5
N5019-390	30.0	15.0	31.5	13.5
S50	29.8	—	26.8	12.0

（注）　切断面両面で測定した結果の平均値を示す。

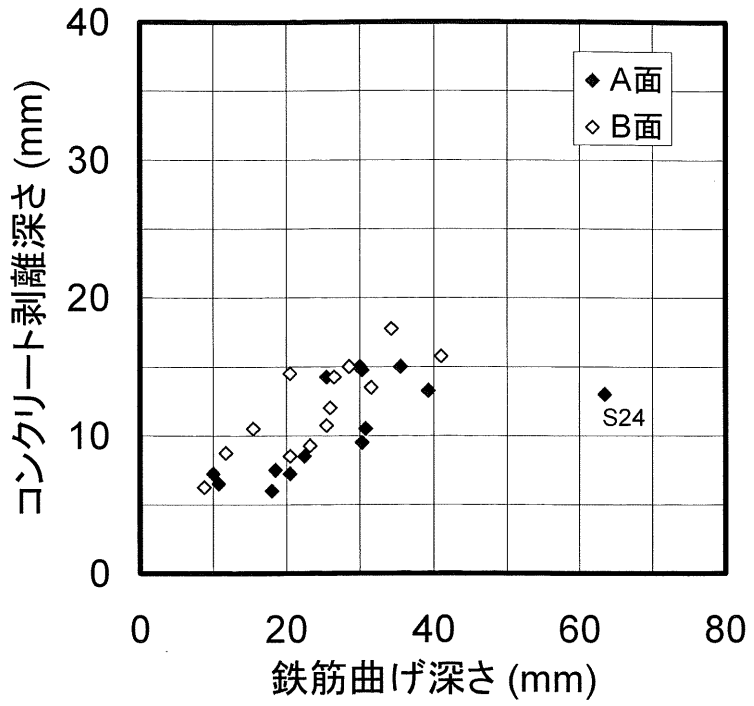


図-4.3.4 シリーズNにおけるコンクリートの剥離深さと鉄筋曲げ深さ

5．コンクリート打継目のプッシュオフ試験結果

5.1 破壊状況

Type-P, W, D それぞれの供試体について，図-5.1.1(a)～(c)にひび割れ図を，図-5.1.2～4 に試験中，試験後の状況写真をそれぞれ示す。また，図-5.1.5 に荷重を接合面積で除した平均せん断応力度とずれ変位の関係を，同様に図-5.1.6 に接合面の開き量をそれぞれ示す。

各供試体の載荷時の主な経過を以下に示す。

a) Type-P （接合面積：304.8×203.2 = 61900 mm²)

荷重 42 kN で接合面の上部 1/3 の範囲で接合面に沿って微細なひび割れが見られた(ずれ発生)。荷重 55 kN で，同様のひび割れが接合面の下部 1/3 にも見られた(完全ずれ発生)。荷重 121 kN で B 面に鉄筋位置に横方向のひび割れが見られた。137 kN で急激なずれが発生し，荷重が急激に低下した。さらに変位を増加し続けたが荷重の増加はわずかであり，主げた側コンクリートの側面にひび割れが生じはじめ，その後かぶりの剥離が生じた。

b) Type-W （接合面積：254×127 = 32300 mm²)

荷重 50 kN で上下の変断面部の背面にひび割れが生じた。荷重 80 kN で接合面に微細なひび割れが見られた(ずれ発生)。荷重 124 kN でずれが発生するとともに接合面(A 面側)付近にひび割れが発生し，荷重が一旦低下した(完全ずれ発生)。その後さらに荷重はずれ発生時荷重を超えて 132 kN まで増加した。その後荷重は徐々に低下し，最後にかぶりコンクリートの大きな剥離が生じた。

c) Type-D （接合面積：300×150 = 45000 mm²)

荷重 69 kN で主げた側コンクリートの背面にひび割れが見られた。床版側コンクリートの背面のひび割れは荷重 95 kN で見られた。荷重 154 kN で接合面に微細なひび割れが見られた(ずれ発生)。荷重 165 kN でずれが発生し，荷重が低下した(完全ずれ発生)。その後若干荷重は増加するもののずれ発生時の荷重までは上らなかった。その後荷重は徐々に低下し，最後にかぶりコンクリートの大きな剥離が生じた。

以上の結果を踏まえて，ずれ発生，完全ずれ発生は以下のとおり考えた。

ずれ発生　　：目視では接合面に沿った微細ひび割れが接合範囲の一部に見られる程度であったが，計測データにより，明確な変化が見られた状態。

完全ずれ発生：目視で接合面のずれが接合範囲全体にわたって明確に見られる状態。

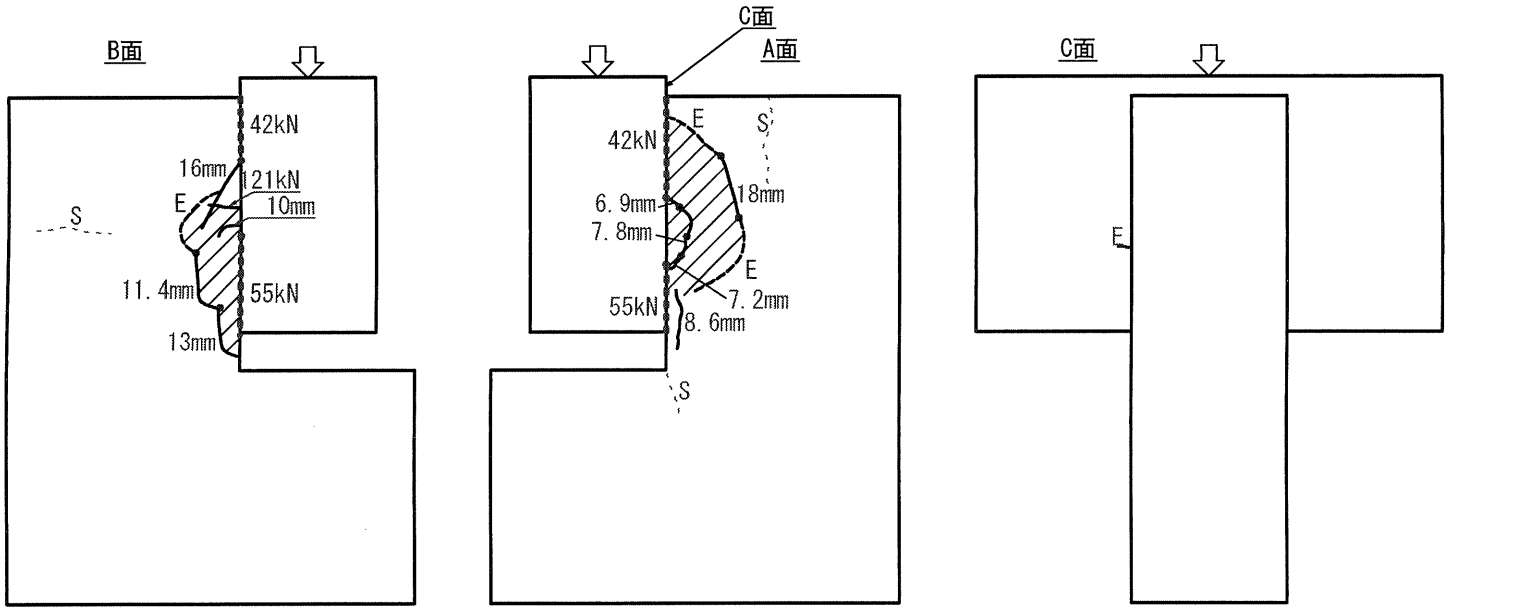


図-5.1.1(a) プッシュオフ供試体ひび割れ状況図（Type-P）

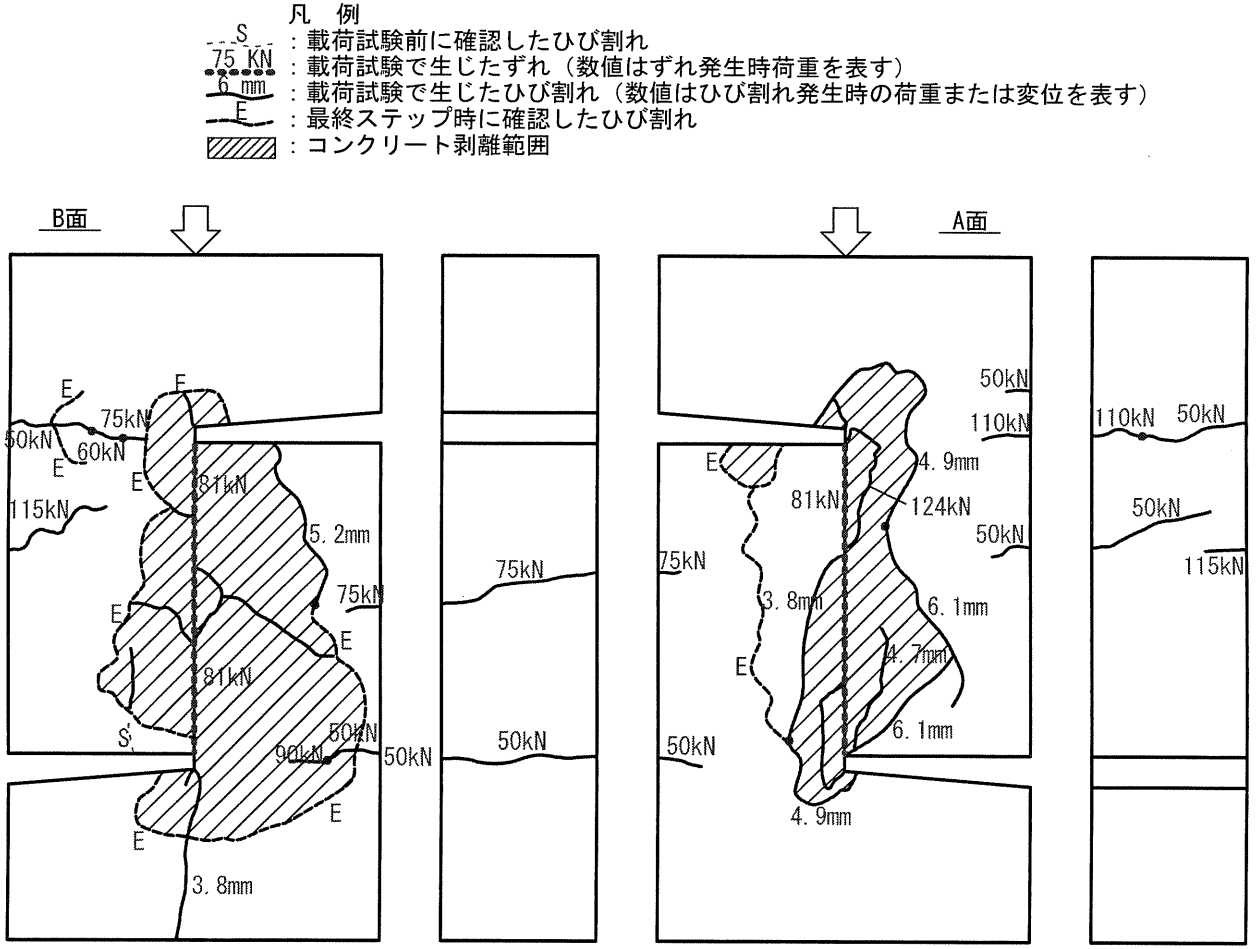


図-5.1.1(b) プッシュオフ供試体ひび割れ状況図（Type-W）

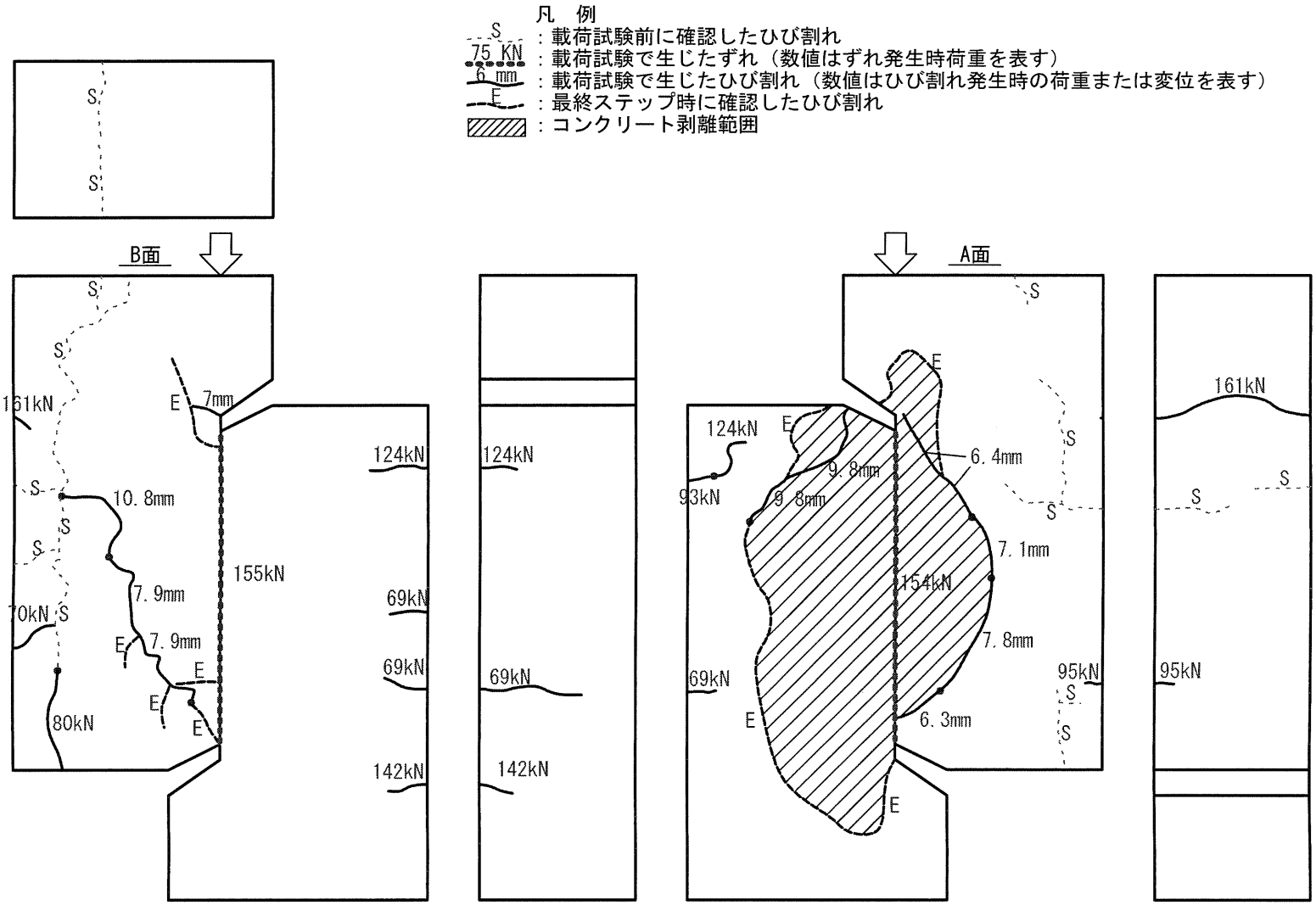
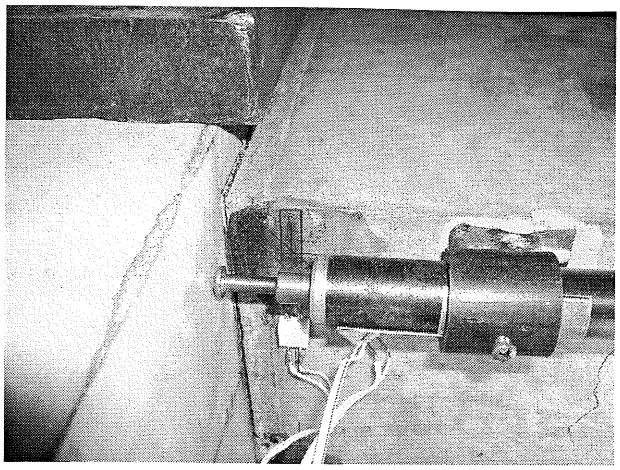
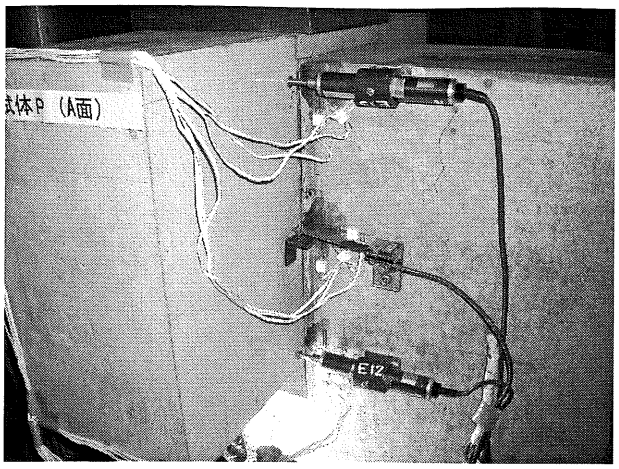


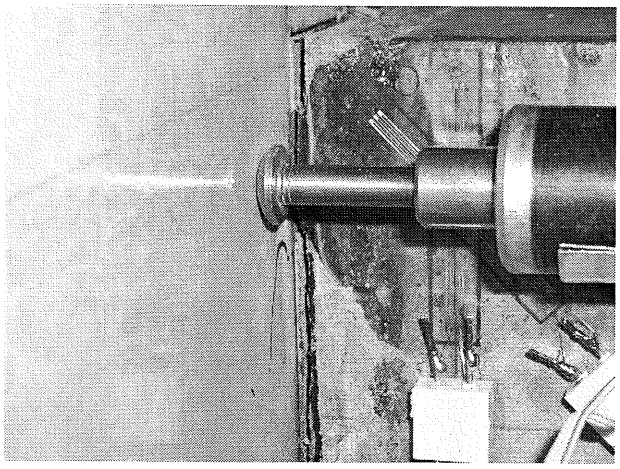
図-5.1.1(c) プッシュオフ供試体ひび割れ状況図（Type-D）



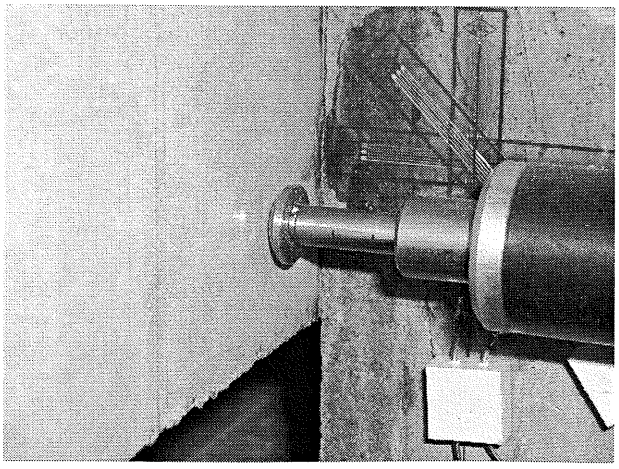
(a)　ずれ発生後の上端開き（76kN）



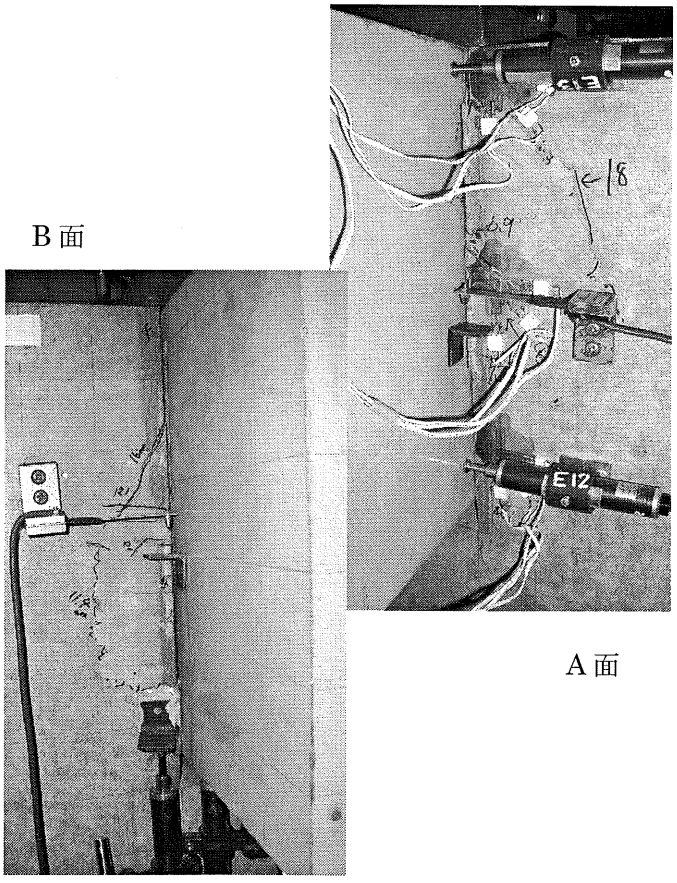
(b)　ずれ発生後（変位 4.2 mm）



(c)　図(b)のときの上端拡大

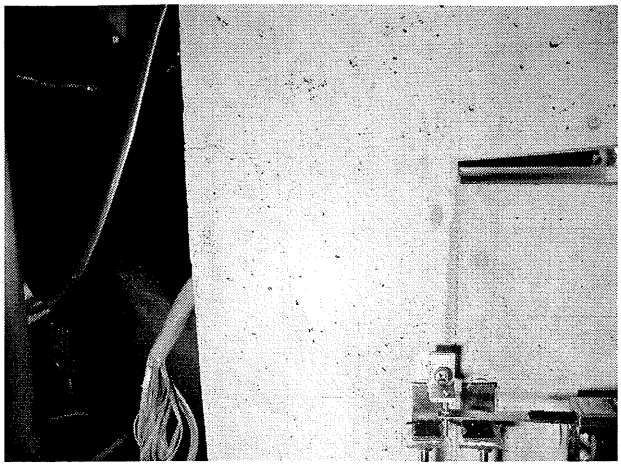


(d)　図(b)のときの下端拡大

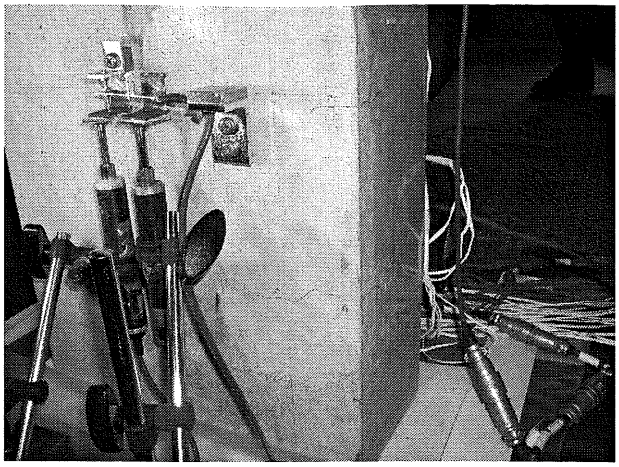


(e)　剥離発生時

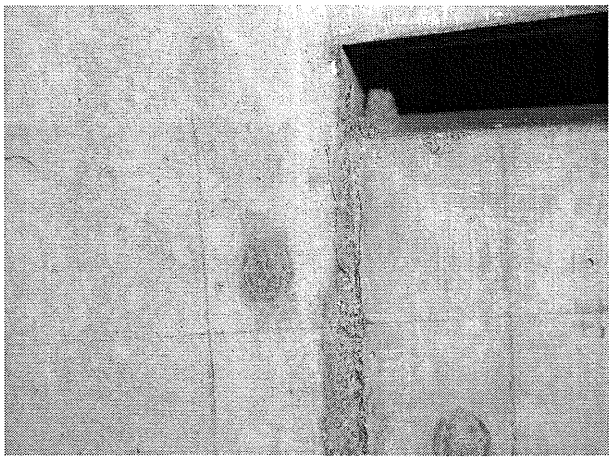
図-5.1.2　プッシュオフ試験 Type-P の破壊状況



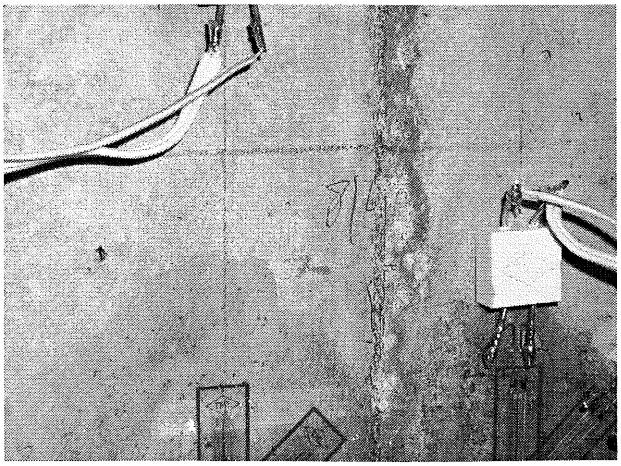
(a) 背面のひび割れ



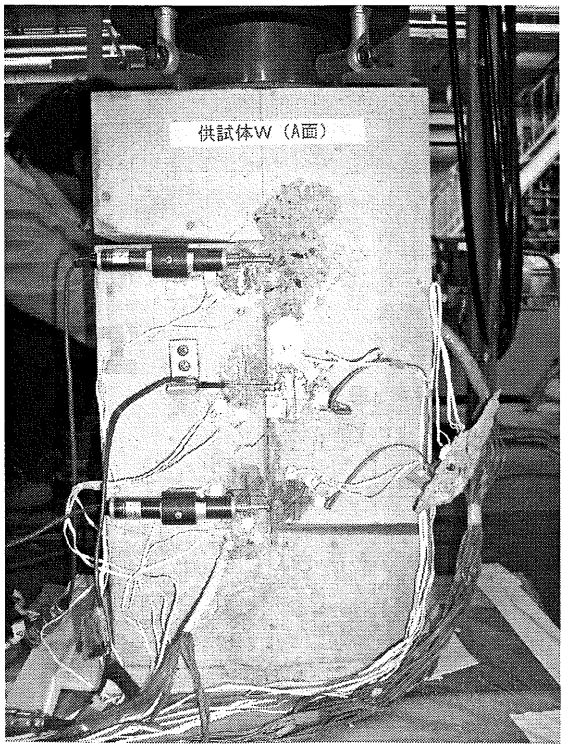
(b) 背面のひび割れ



(c) 完全ずれ発生直後

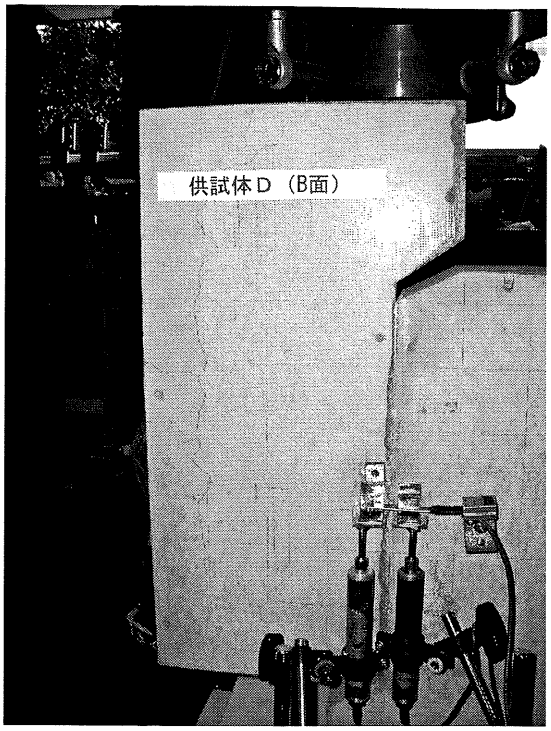


(d) 完全ずれ発生直後

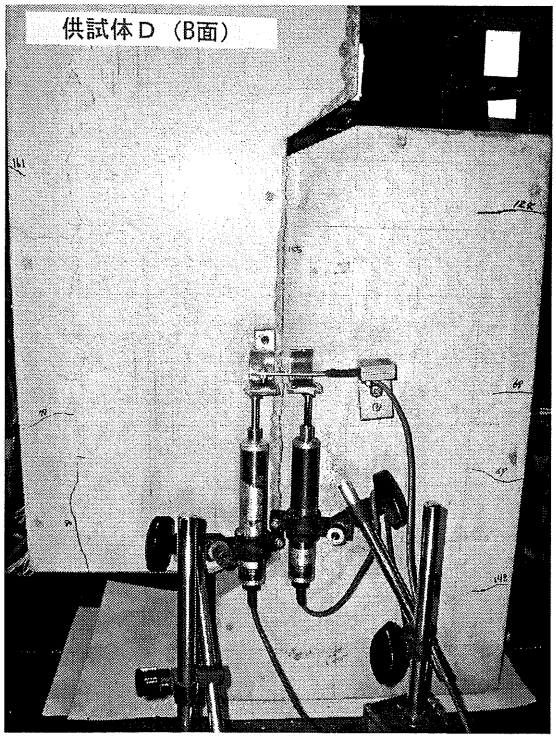


(e) 試験後

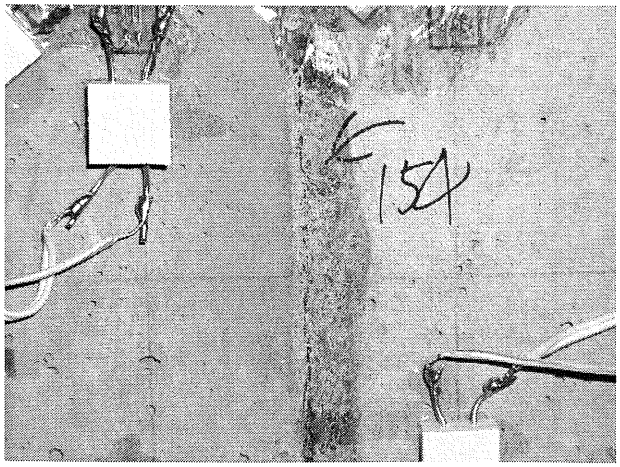
図-5.1.3 プッシュオフ試験 Type-W の破壊状況



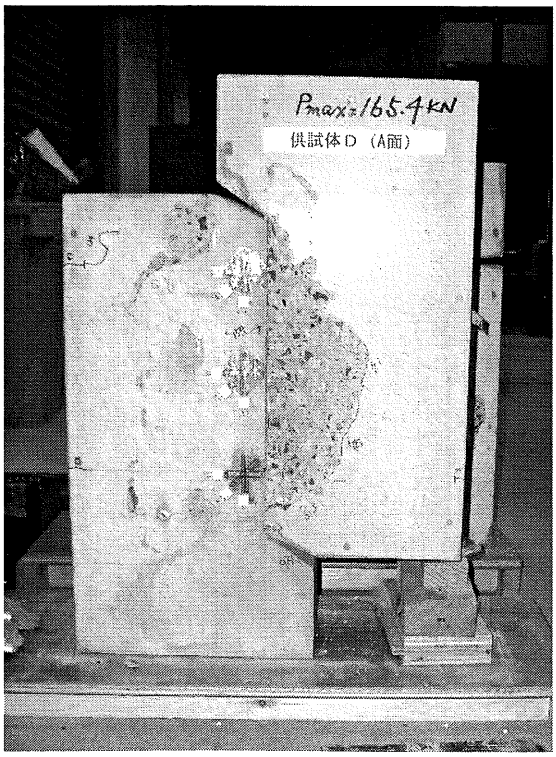
(a)　初期ひび割れ



(b)　完全ずれ発生直後

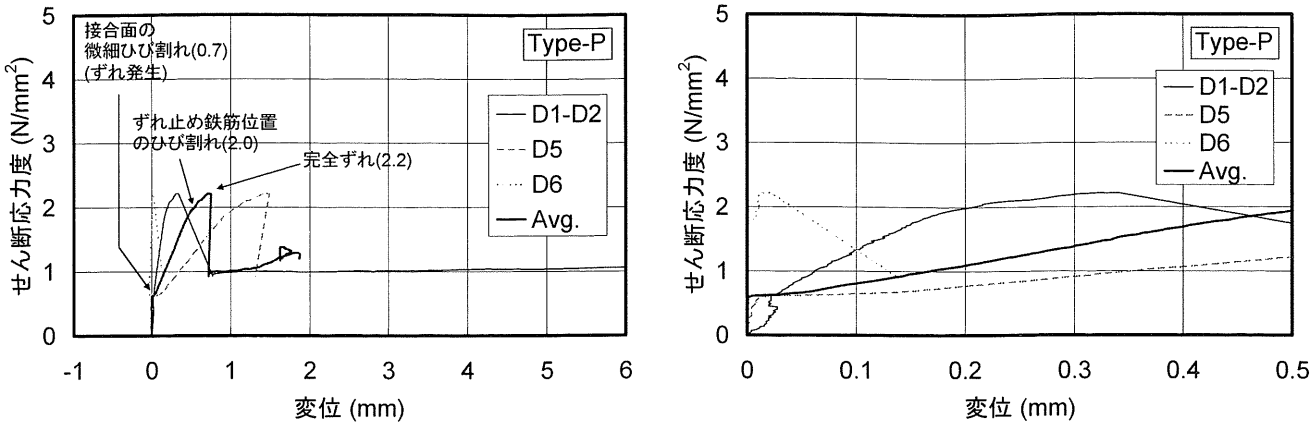


(c)　完全ずれ発生直後

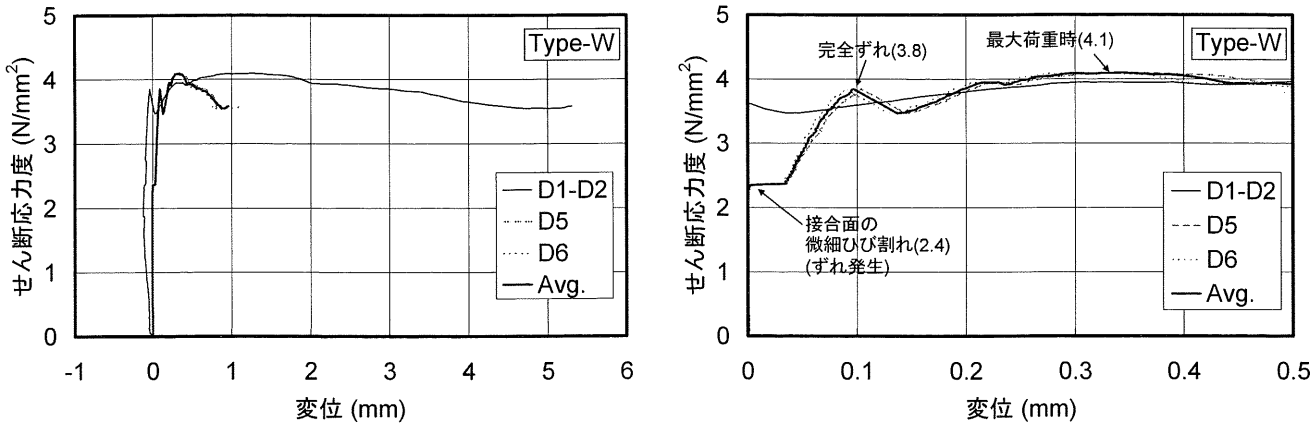


(d)　試験後

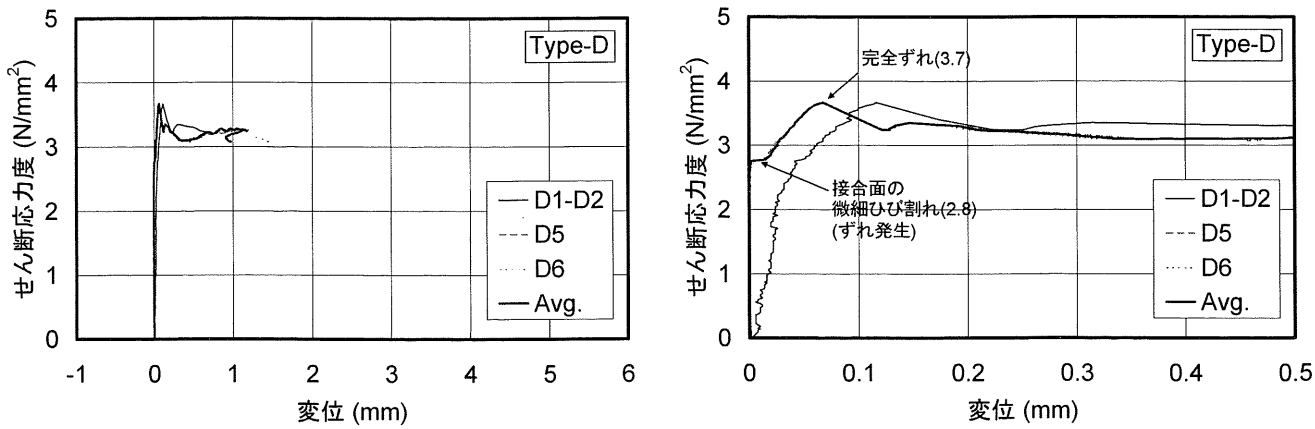
図-5.1.4　プッシュオフ試験 Type-D の破壊状況



(a) Type-P



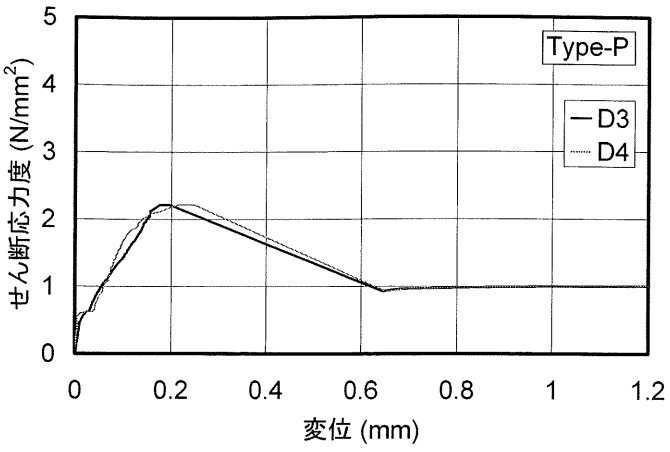
(b) Ty pe-W



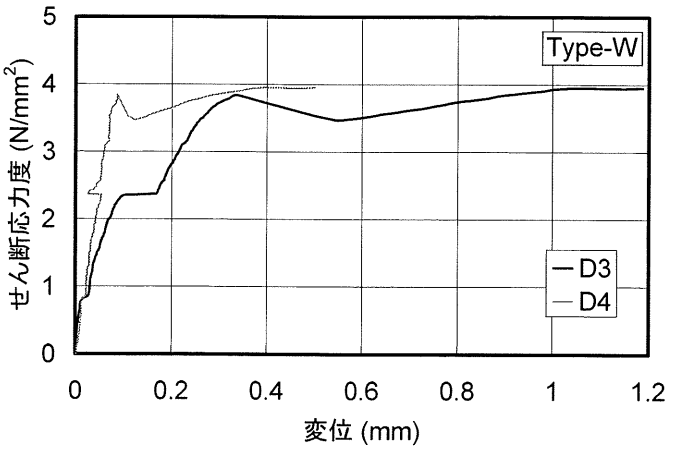
(c) Type-D

D1-D2：CDP25による測定結果
(D1とD2の差)
D5, D6：CE5による測定結果
Avg.：D5, D6の平均値

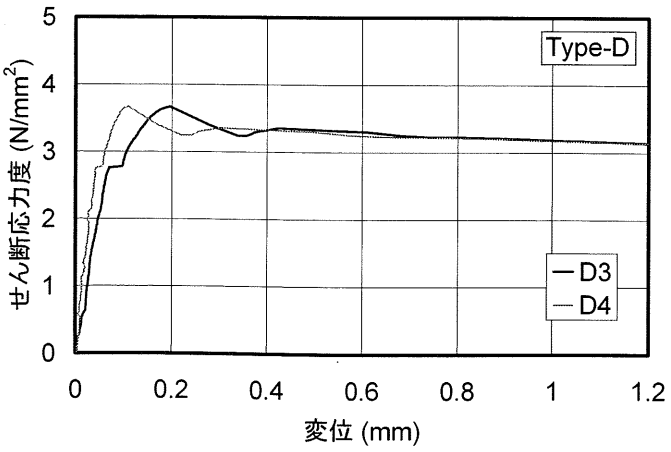
図-5.1.5　荷重を接合面積で除した平均せん断応力度とずれ変位の関係



(a) Type-P



(b) Type-W



(c) Type-D

図-5.1.6 接合面の開き量

5.2　ずれ止め鉄筋のひずみ

図-5.2.1 に，各供試体のずれ止め鉄筋の軸方向ひずみ(鉄筋の上下ひずみの平均値)を示す。また，図-5.2.2 に，各供試体のずれ止め鉄筋の曲げひずみ(鉄筋の上下ひずみの差の 1/2)を示す。

図-5.2.1(b)，(d)，(f)には，前項に記載した目視により確認できた変状をそれぞれ記入した。前掲図-5.1.5 に示した変位と同様，軸方向ひずみ，曲げひずみともに明確な変化が認められる。なお，Type-W，D では，前項で述べた微細ひび割れの目視による確認は鉄筋ひずみに兆候が現れてからやや遅れて確認された。

図-5.2.3～5 に，Type-P，W，D のプッシュオフ試験で得られたずれ止め鉄筋の曲げモーメント図を示す。前掲図-5.2.2 より，いずれの供試体においても荷重が低い段階ではずれ止め鉄筋に生じるひずみがごく小さく，ずれが生じた後に急激に増加する傾向があった。このことから，ここではずれが生じたピーク荷重の前後でそれぞれグラフを示した。これらの結果より，ピーク荷重前では曲げモーメントが著しく小さいものの，ダウエル作用の兆候がわずかに生じていることが認められる。なお，前掲図-4.1.12(a)に示したとおり，ダウエル供試体 N3010 の試験結果では，概ね曲げモーメントが 40 N·m でずれ止め鉄筋の降伏が生じ始めていた。

供試体 Type-W，D はずれ止め鉄筋が上段，中段，下段と 3 段に配置されていたので，それぞれの傾向を見るため，図-5.2.6 に一定荷重における曲げモーメント測定結果を示す。これらの結果より，概して見れば各段ともにずれ止め鉄筋の曲げ挙動は同様の傾向を示していた。

5.3　コンクリートの主ひずみ

図-5.3.1 に，各供試体の接合面付近で測定したコンクリートの主ひずみ図を示す。また，図-5.3.2～5.3.13 に，Type-P，W，D それぞれについて，最大・最小主ひずみ，せん断応力度，最大主ひずみ方向を示す。各供試体ともに，高さ方向に 3 箇所で 3 軸ひずみによるコンクリートひずみの計測を行っており，ここでは上段，中段，下段として示した。

Type-P の場合，上段の位置では，接合面の微細ひび割れが見られるまでほとんどひずみが生じていなかった。Type-W の場合，中段の主ひずみは床版側と主げた側での違いがほとんどなく均等な軸方向力が作用していたが，上段と下段は床版側と主げた側でまったく異なる状況にあり，その状況は上段と下段で概ね対称であった。Type-D の場合も Type-W と同様の傾向が見られるものの，中段の床版側と主げたの主ひずみの差ならびに上段，下段と中段との差は Type-W ほど顕著ではなく，接合面全体にわたって均等に応力が作用していたものと考えられる。

5.4　その他の鉄筋のひずみ

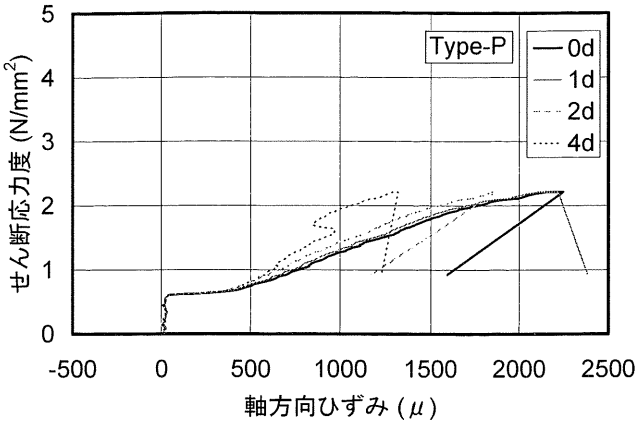
参考として，図-5.4.1 に，各供試体の主鉄筋のひずみ測定結果を示す。

5.5　初期ひび割れとその影響

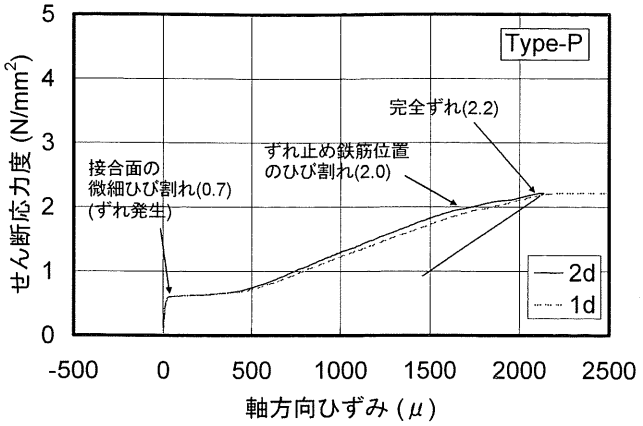
Type-W, D は，前掲図-5.1.1 に示したとおり，載荷前に微細なひび割れが発生していた。両供試体ともに初期ひび割れは床版側コンクリート(目標圧縮強度 30 N/mm^2)のみで見られた。

載荷試験の結果，Type-W, D ともに，載荷荷重が比較的低い段階より，軸方向ひずみが不安定な値を示した。その程度は，ひび割れが多く見られた Type-D の方が Type-W よりも大きい傾向にあった。しかし，曲げひずみへの影響は，両供試体ともにほとんど見られなかった。

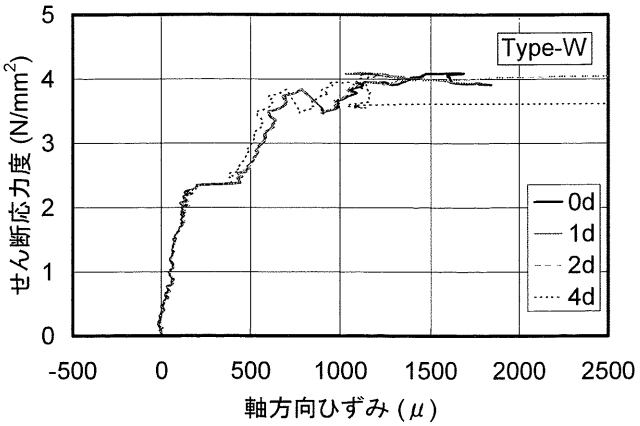
Type-W, D は比較的鉄筋量が多かった。図-5.5.1 に示す条件のうち，コンクリート断面の半分を想定した場合(同図(b)，(d)，(f))，主鉄筋の鉄筋量 p は Type-P で 1.2 %に対して，Type-W で 5.9 %，Type-D で 5.3 %であった。なお，床版側コンクリートの打設時期は 1 月末であり，養生は 3.3 節に示したとおりである。



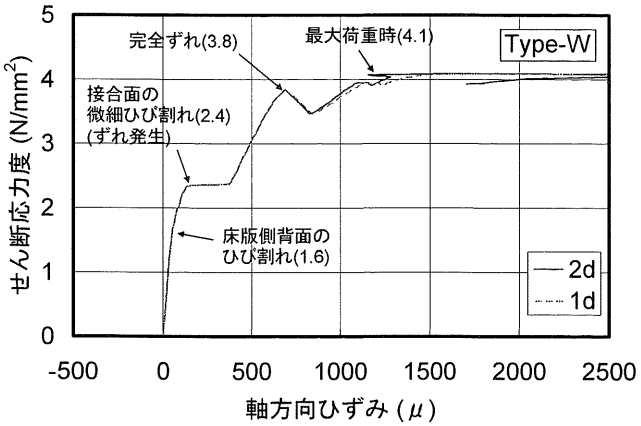
(a) Type-P，床版側



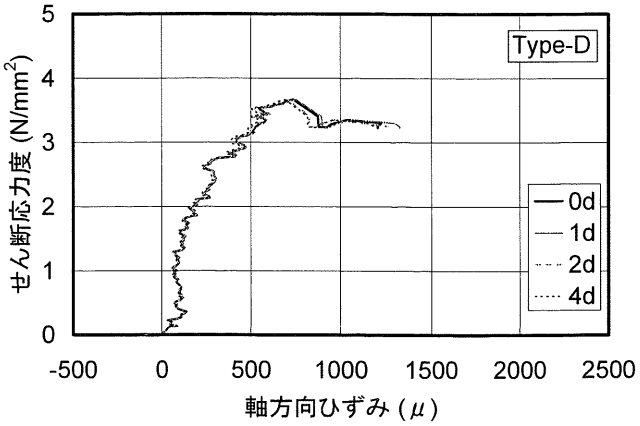
(b) Type-P，主げた側



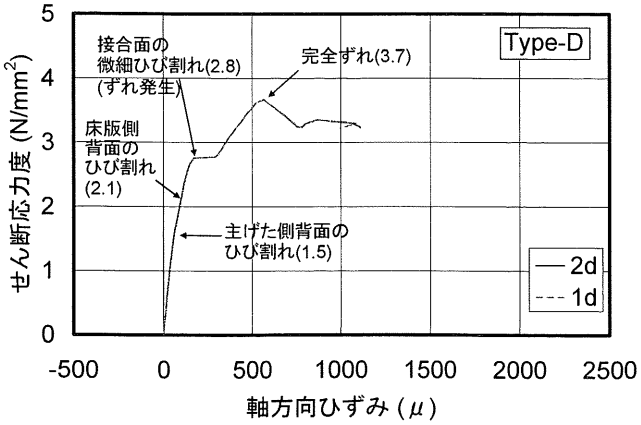
(c) Type-W，床版側



(d) Type-W，主げた側



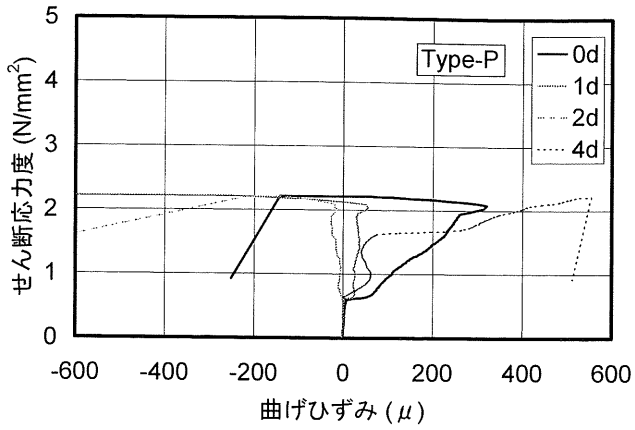
(e) Type-D，床版側



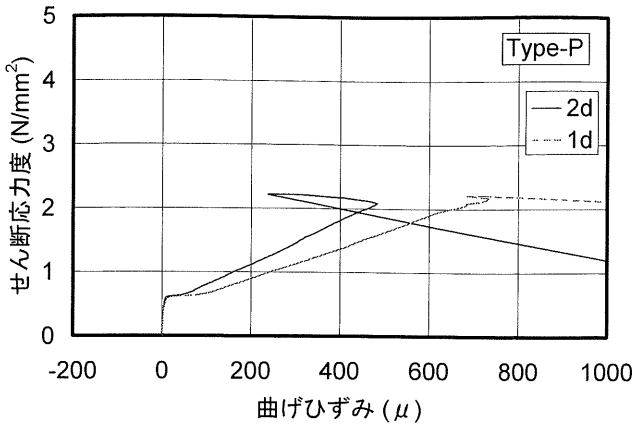
(f) Type-D，主げた側

注) 図中のカッコ内数値はせん断応力度(N/mm²)
0d～4d：測定位置(接合面からの距離)，d=10mm
ただし，0d は，接合面から床版側に 3mm の位置

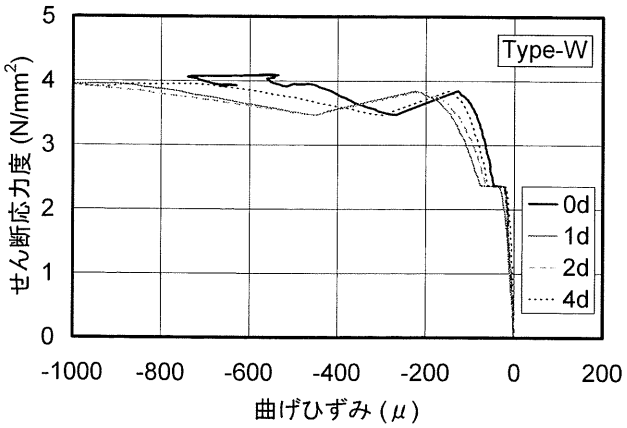
図-5.2.1　ずれ止め鉄筋の軸方向ひずみ



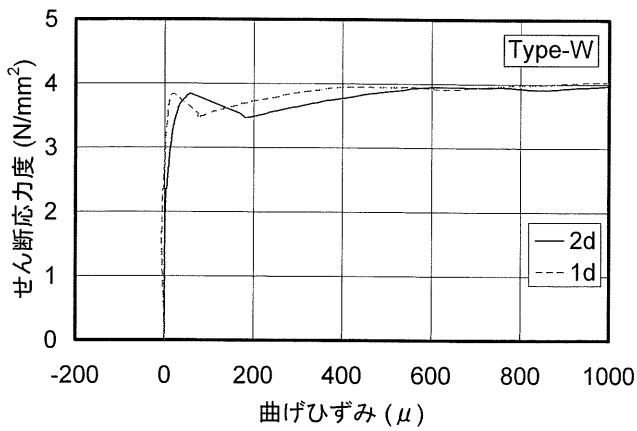
(a) Type-P，床版側



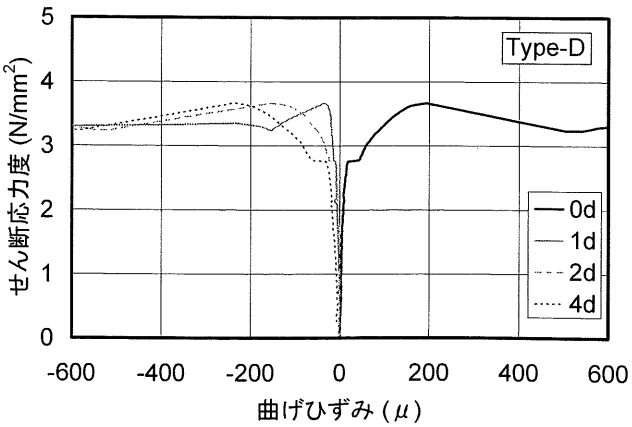
(b) Type-P，主げた側



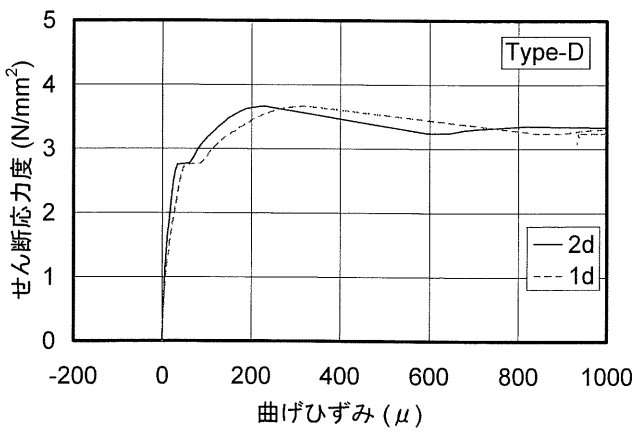
(c) Type-W，床版側



(d) Type-W，主げた側

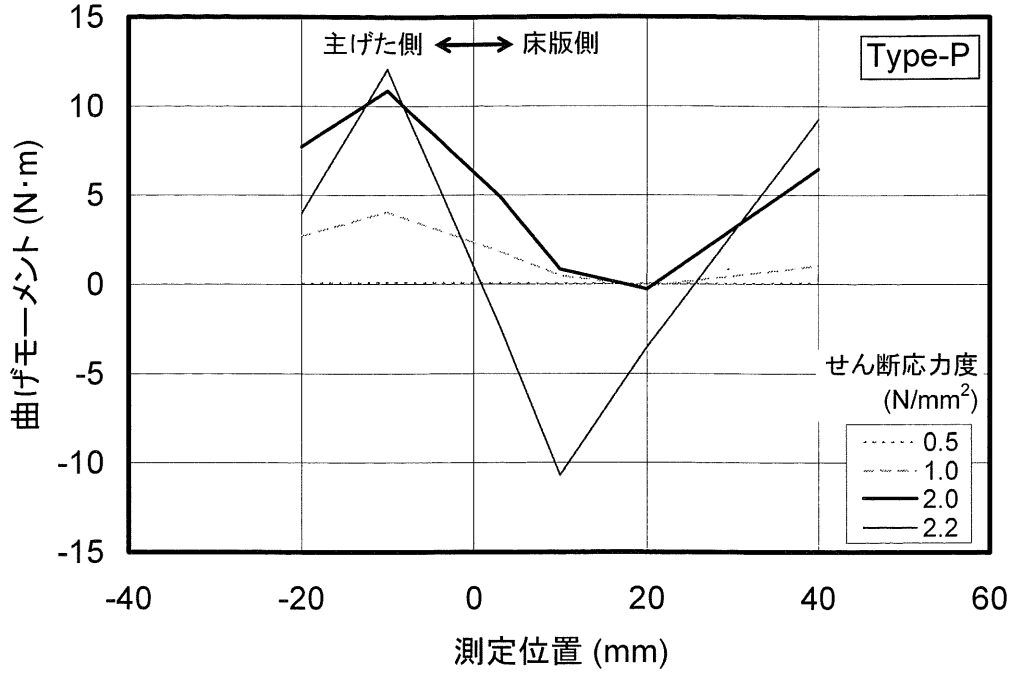


(e) Type-D，床版側

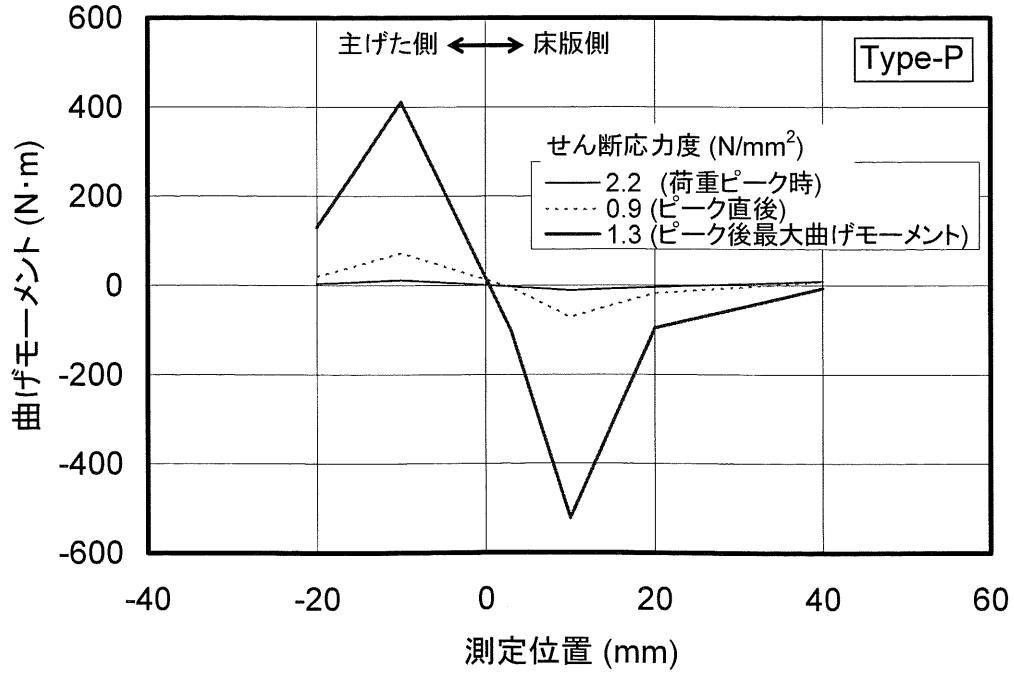


(f) Type-D，主げた側

図-5.2.2　ずれ止め鉄筋の曲げひずみ

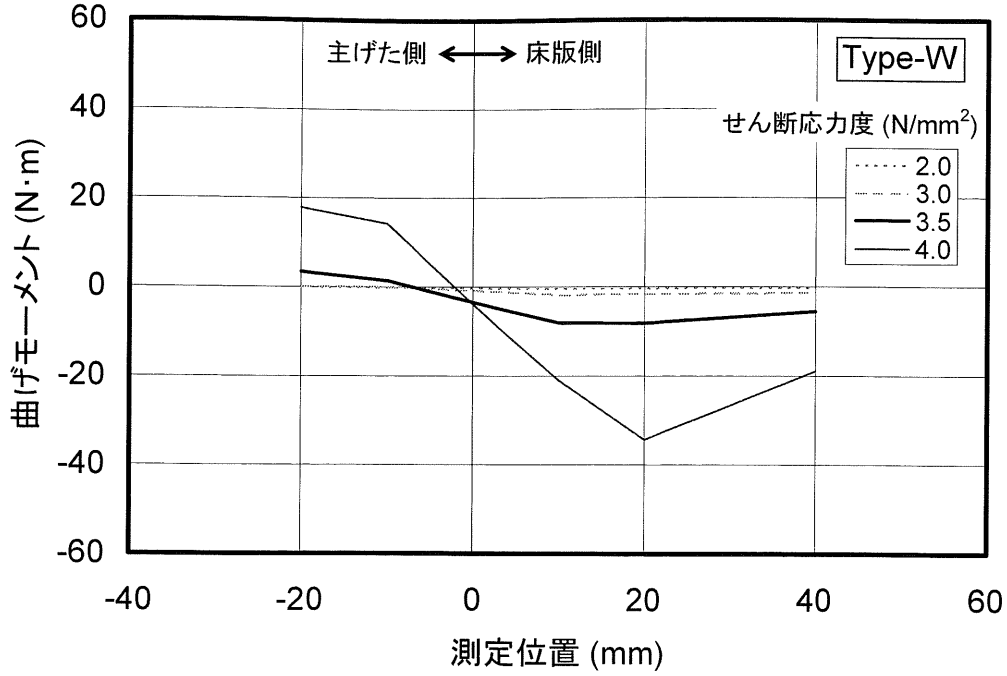


(a) ピーク荷重まで

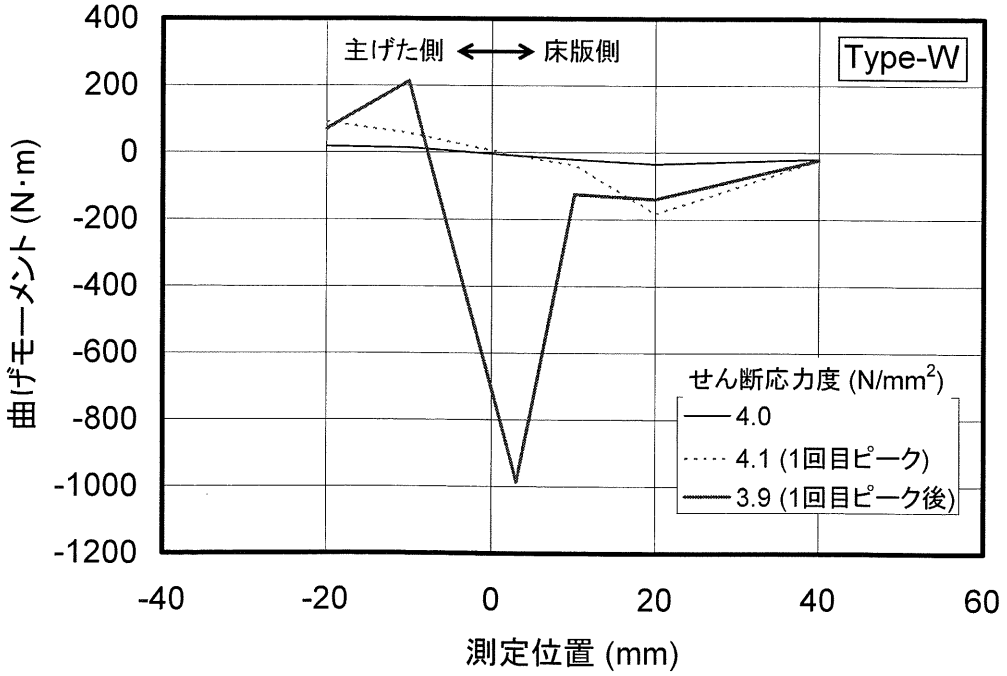


(b) ピーク荷重後

図-5.2.3 プッシュオフ試験におけるずれ止め鉄筋の曲げモーメント分布 (Type-P)

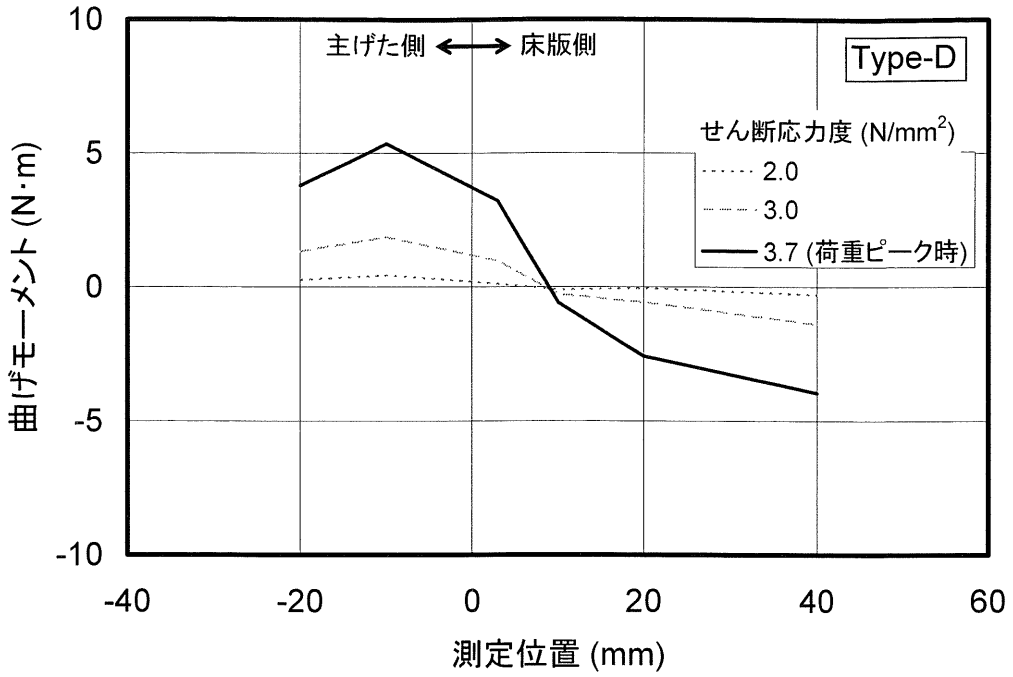


(a)　ピーク荷重前（v = 4 N/mm² まで）

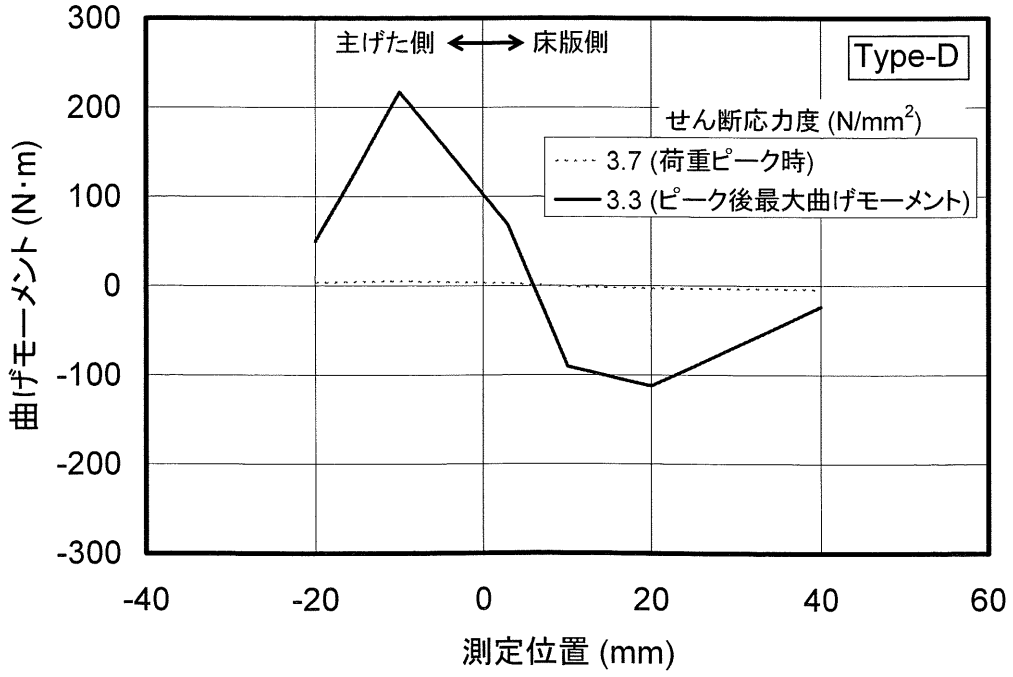


(b)　ピーク荷重後の挙動（v = 4 N/mm² は参考値）

図-5.2.4　プッシュオフ試験におけるずれ止め鉄筋の曲げモーメント分布（Type-W）

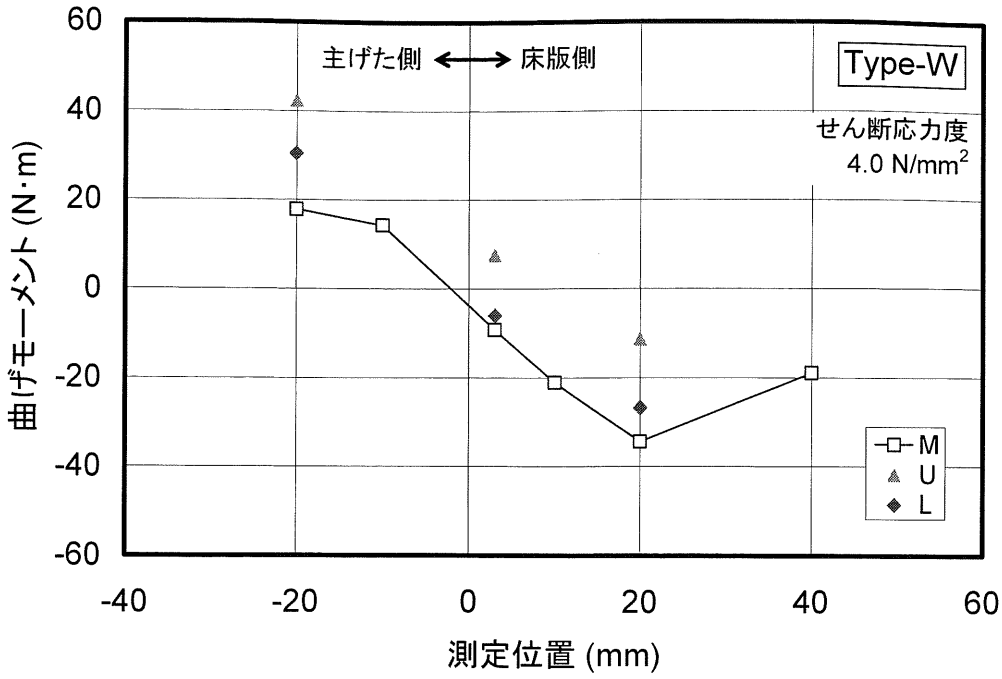


(a) ピーク荷重前 (v = 3.7 N/mm² まで)

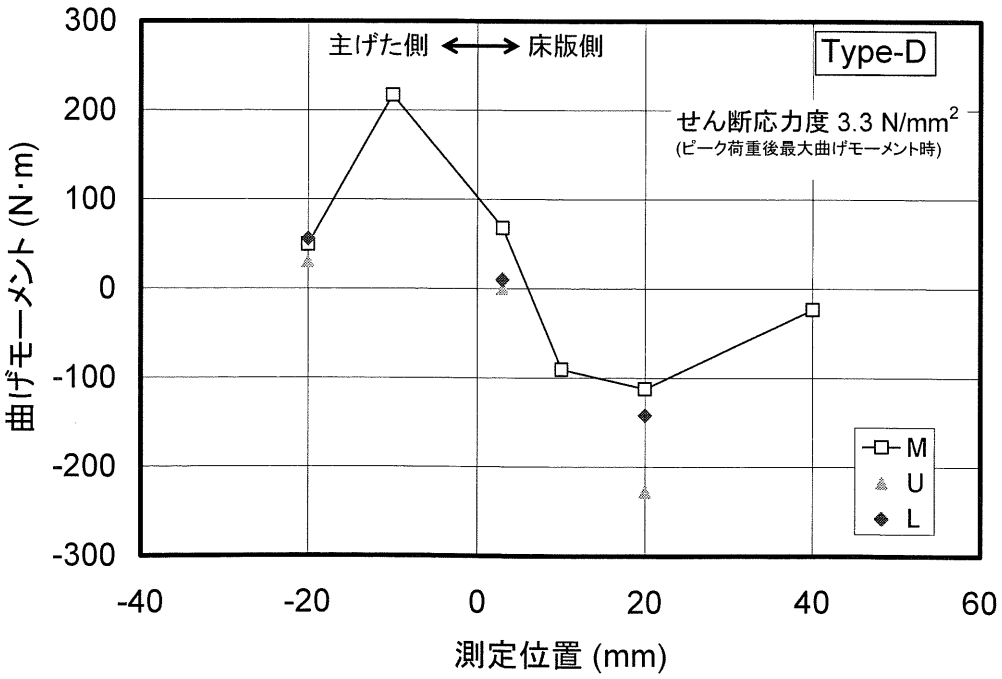


(b) ピーク荷重後の挙動 (v = 3.7 N/mm² は参考値)

図-5.2.5 プッシュオフ試験におけるずれ止め鉄筋の曲げモーメント分布 (Type-D)

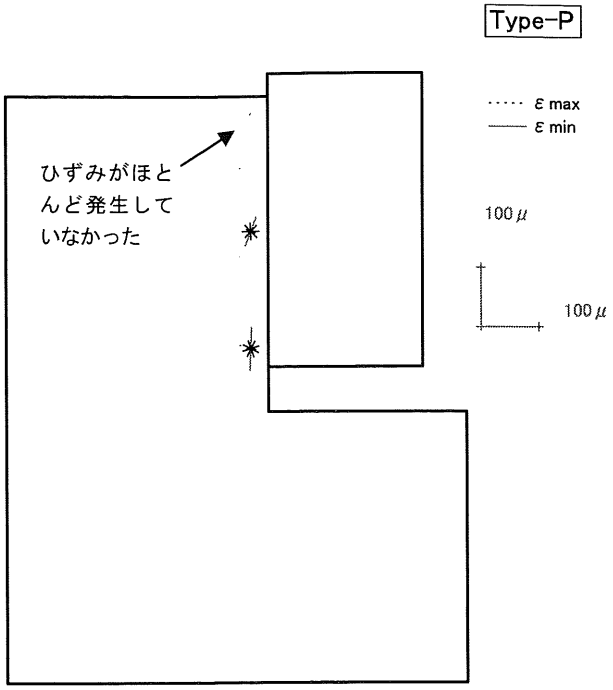


(a) Type-W

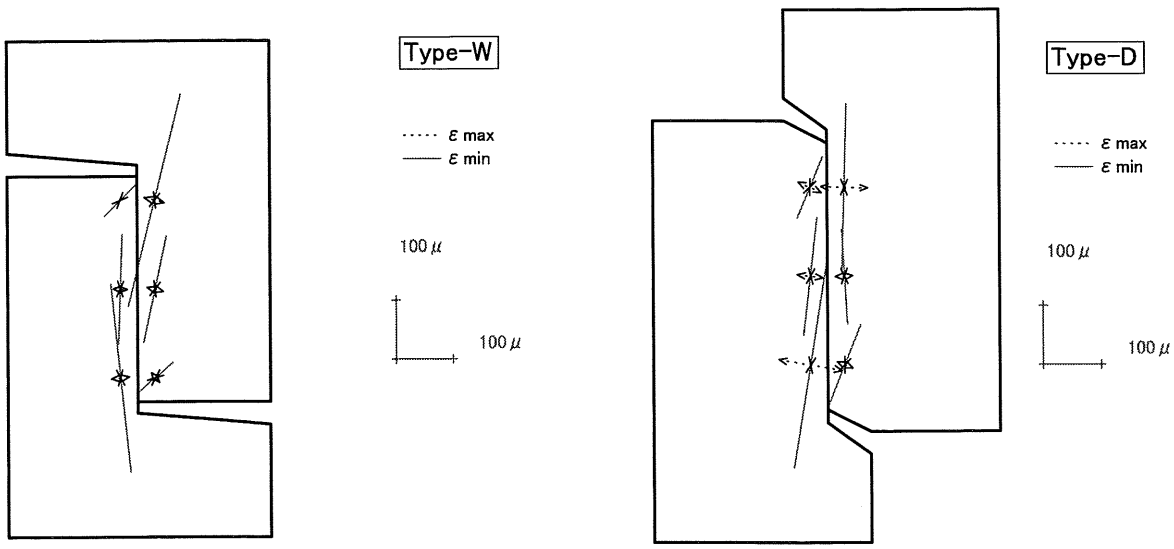


(b) Type-D

図-5.2.6 ずれ止め鉄筋の曲げモーメント分布の配置別比較
(上段(U), 中段(M), 下段(L)の比較)



(a) Type-P, v = 0.5 N/mm²

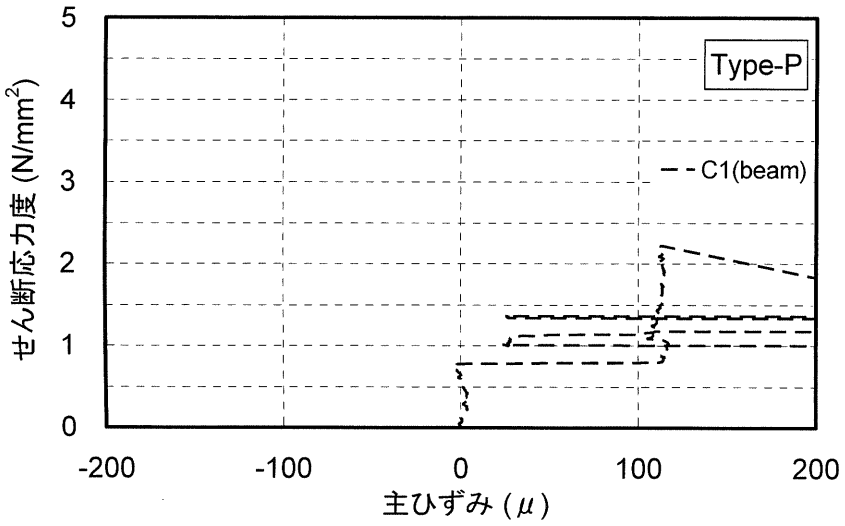


(b) Type-W, v = 1.0 N/mm²

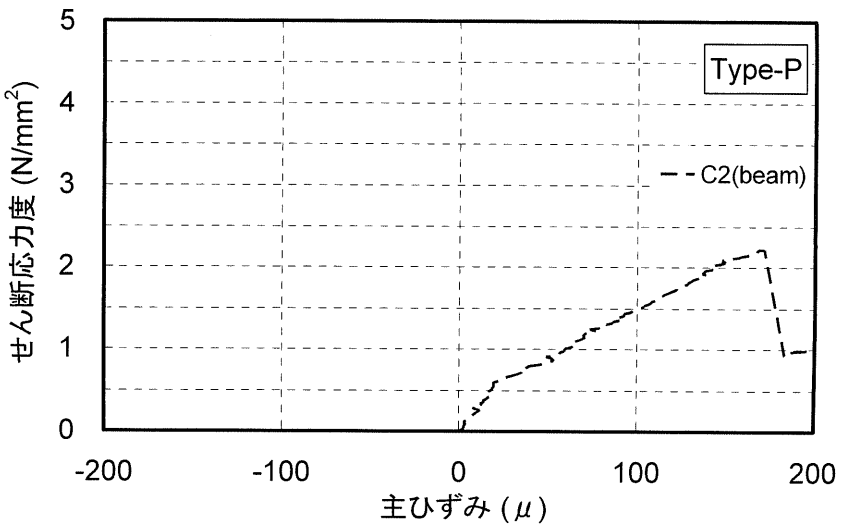
(c) Type-P, v = 2.4 N/mm²

注) v：平均せん断応力度
ε_{max}：最大主ひずみ
ε_{min}：最小主ひずみ

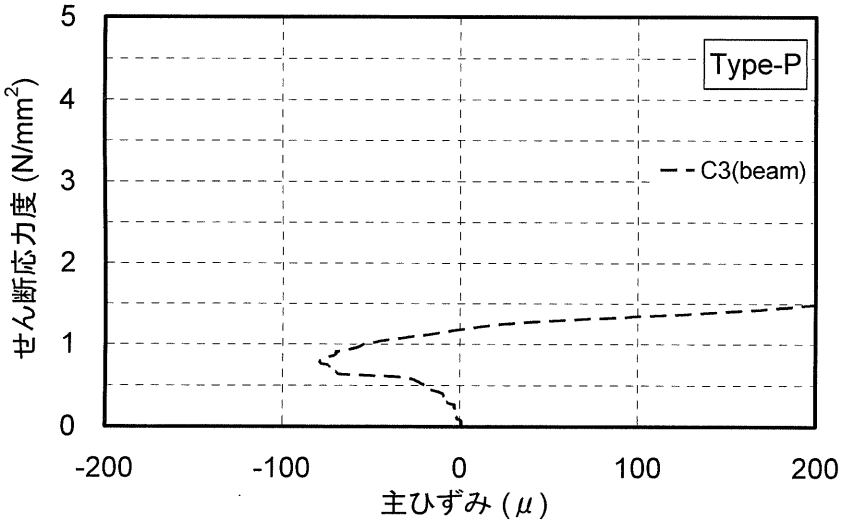
図-5.3.1 コンクリートの主ひずみ図



(a) 上段

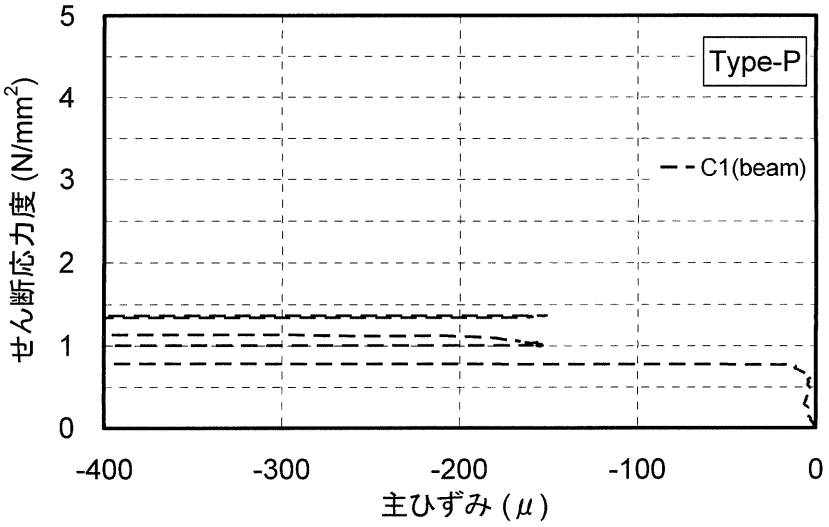


(b) 中段

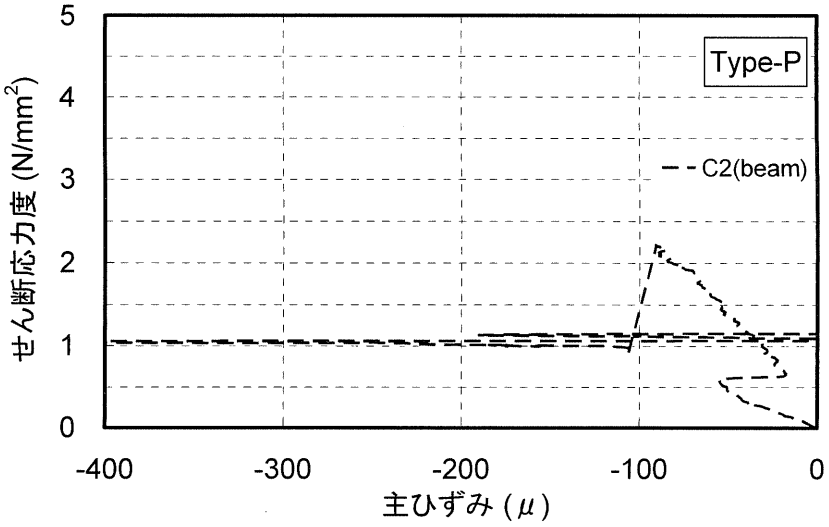


(c) 下段

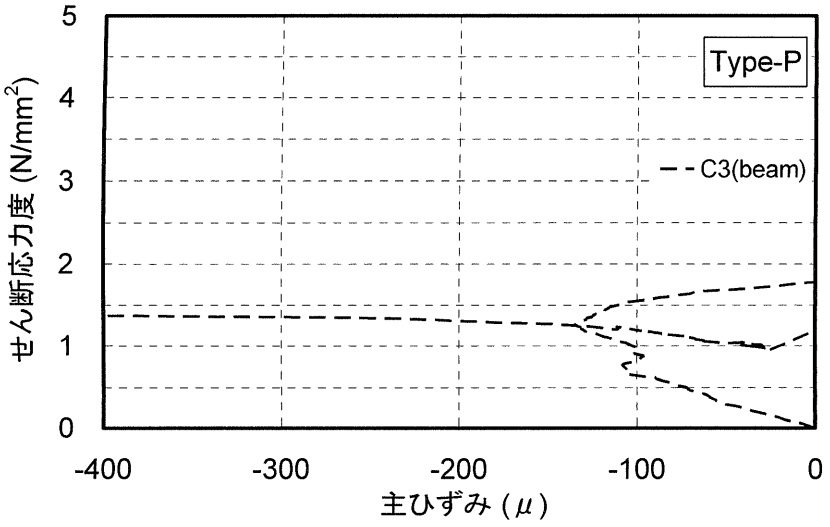
図-5.3.2　接合面付近の最大主ひずみ（供試体 Type-P）



(a) 上段

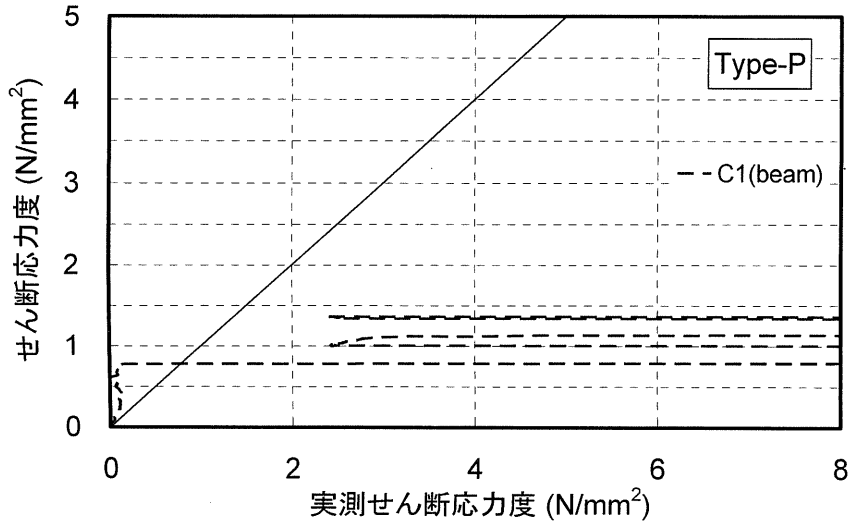


(b) 中段

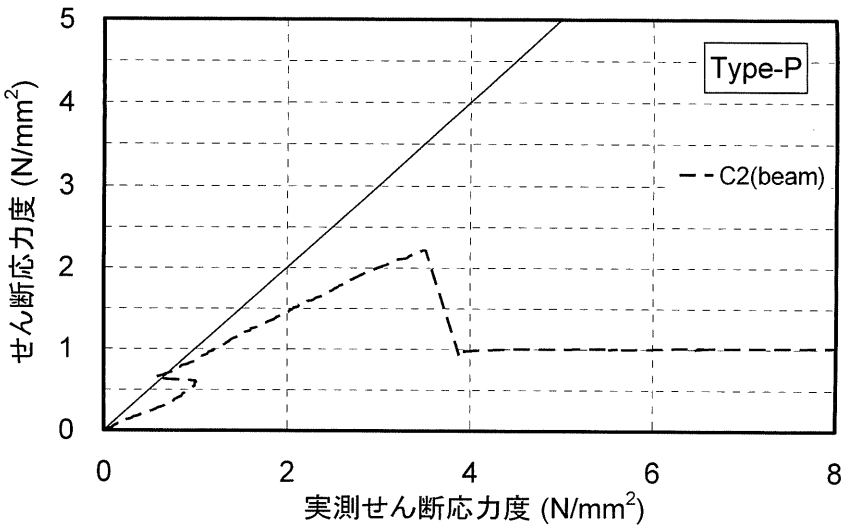


(c) 下段

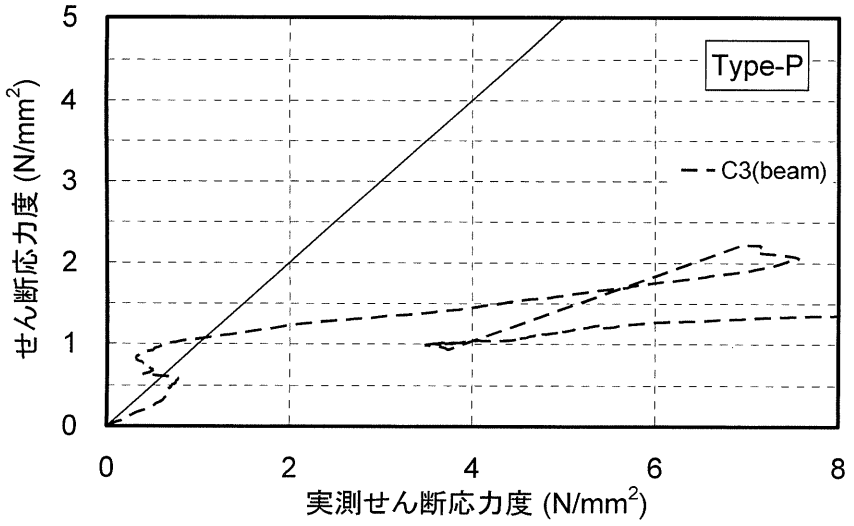
図-5.3.3　接合面付近の最小主ひずみ（供試体 Type-P）



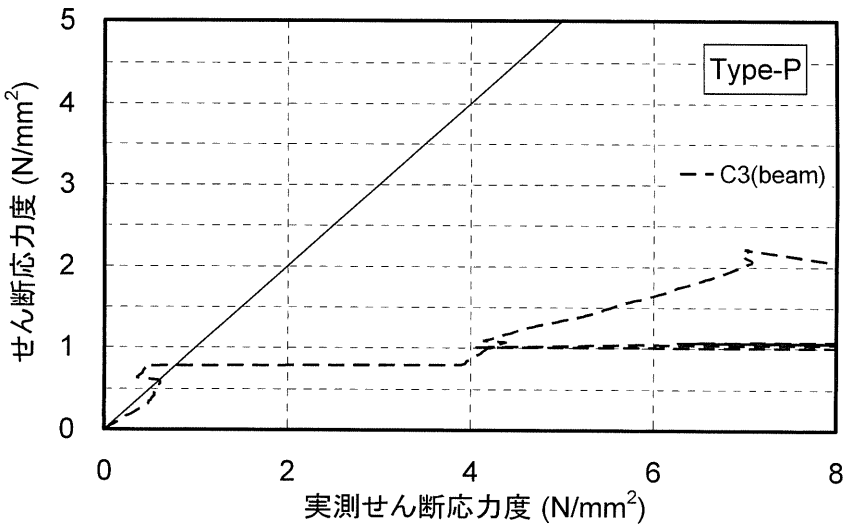
(a) 上段



(b) 中段

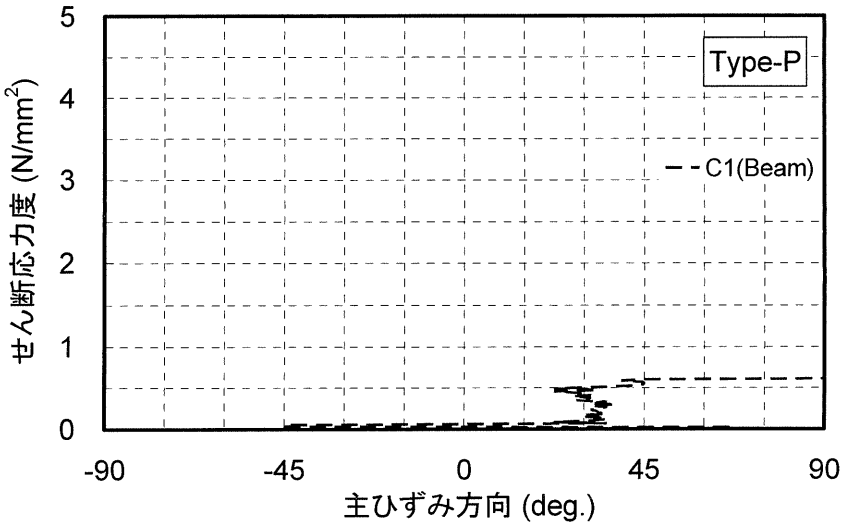


(c) 下段

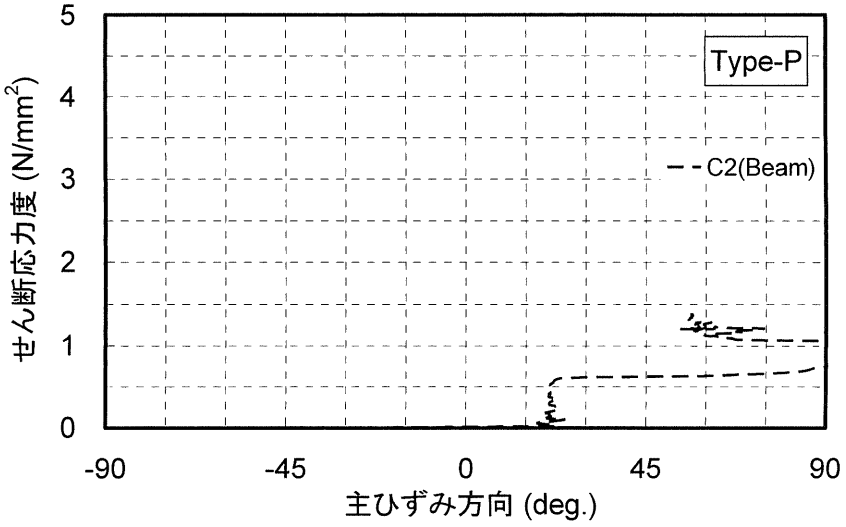


(d) 平均

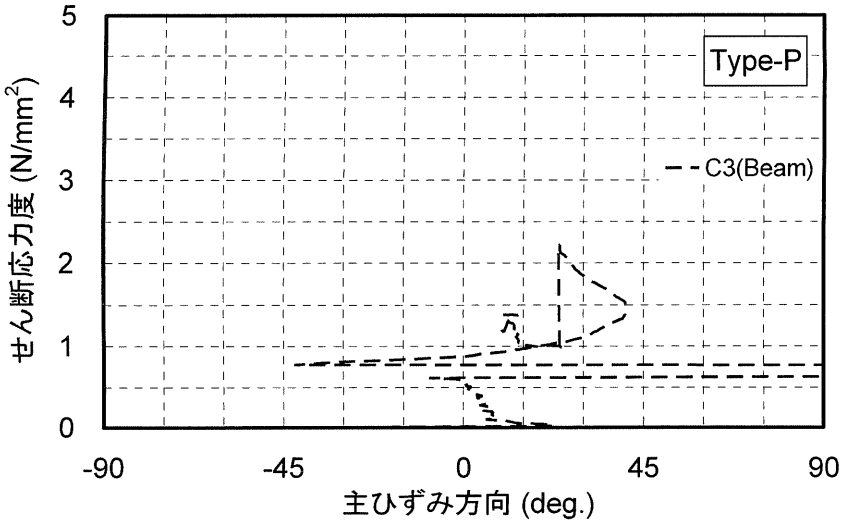
図-5.3.4　接合面付近のせん断応力度（供試体 Type-P）



(a) 上段



(b) 中段



(c) 下段

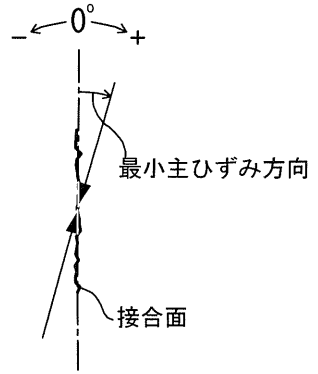
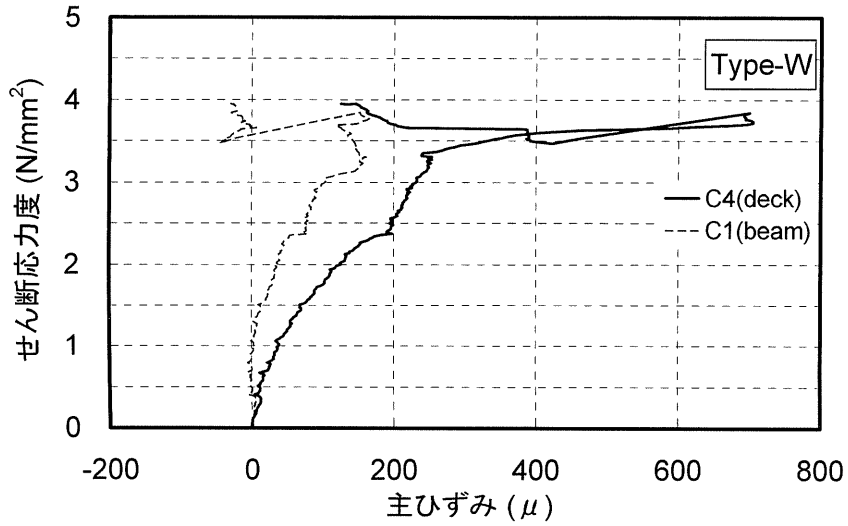
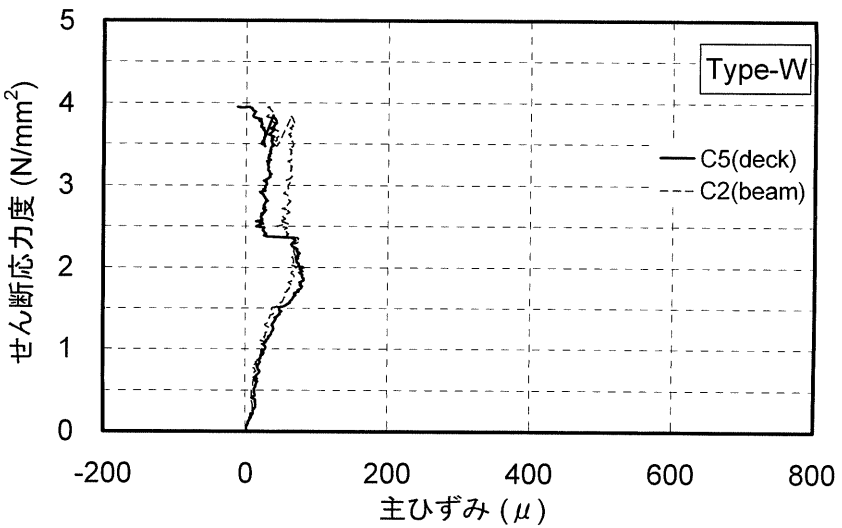


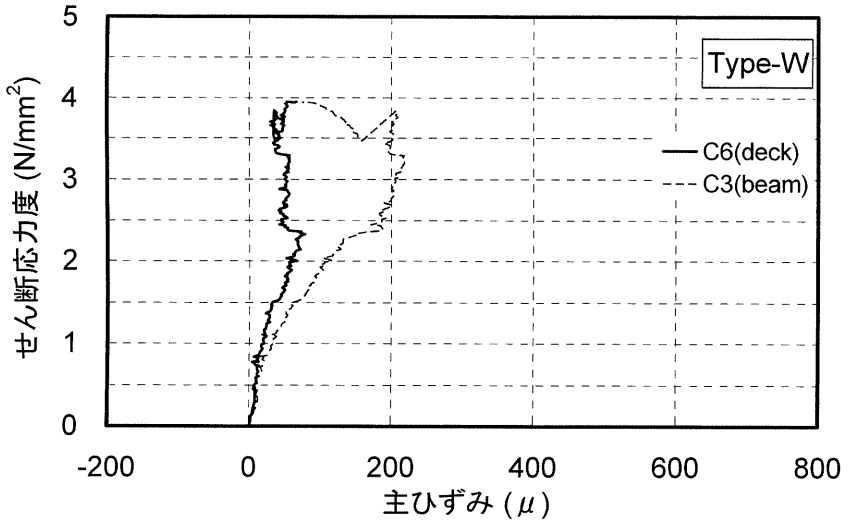
図-5.3.5　接合面付近の最小主ひずみ方向（供試体 Type-P）



(a) 上段

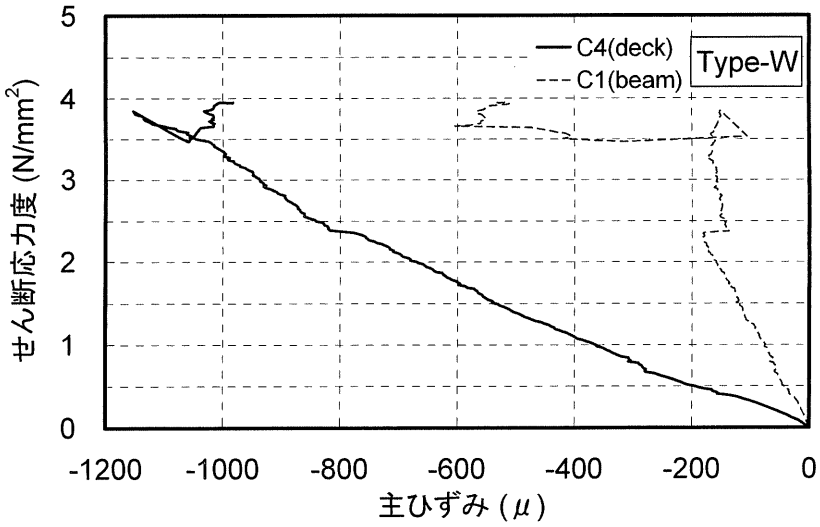


(b) 中段

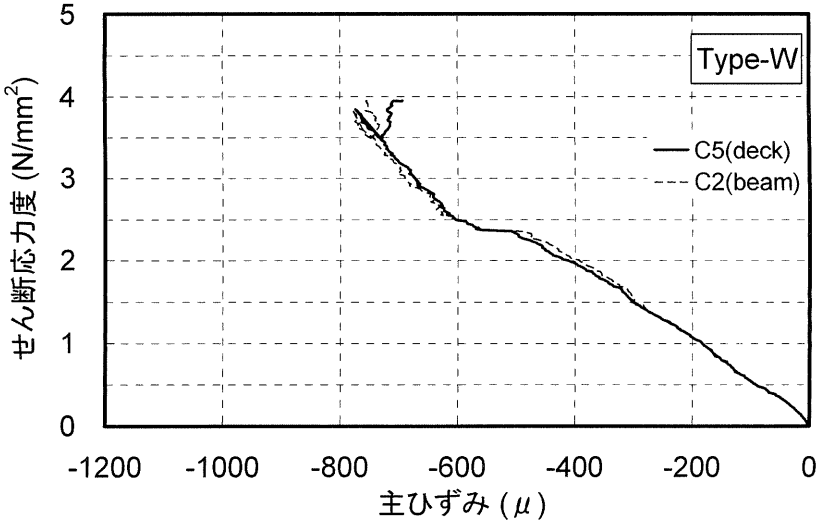


(c) 下段

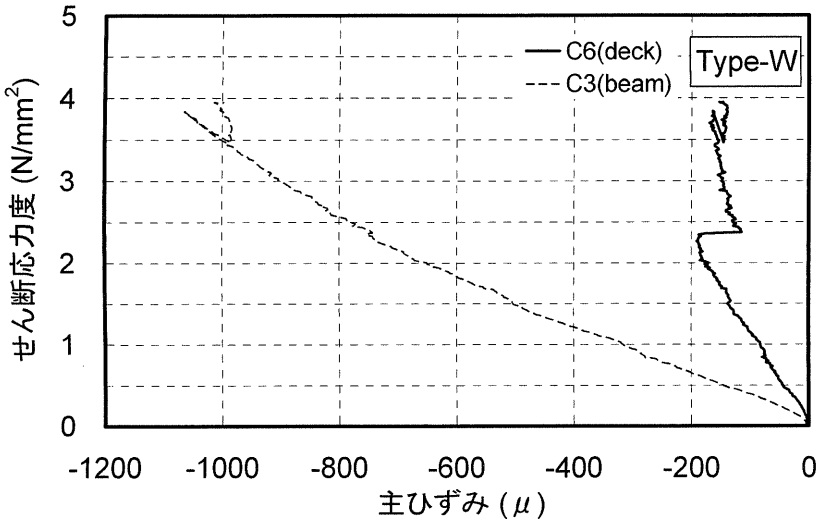
図-5.3.6　接合面付近の最大主ひずみ（供試体 Type-W）



(a) 上段

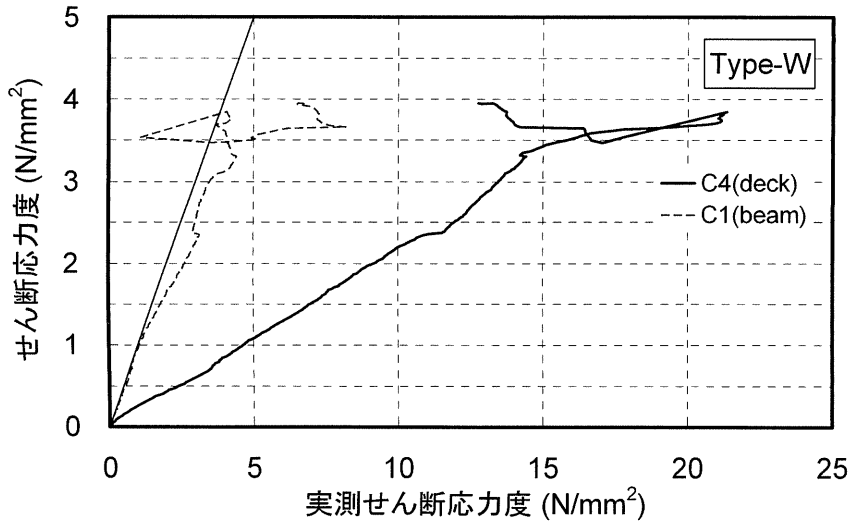


(b) 中段

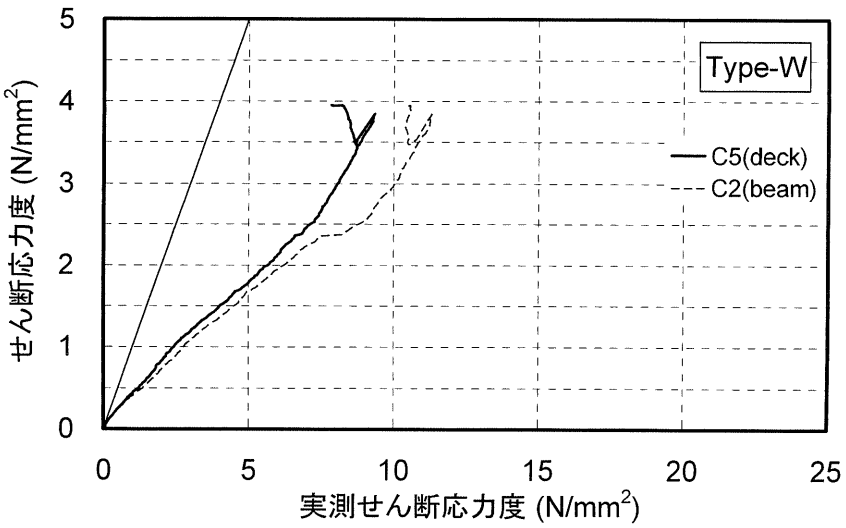


(c) 下段

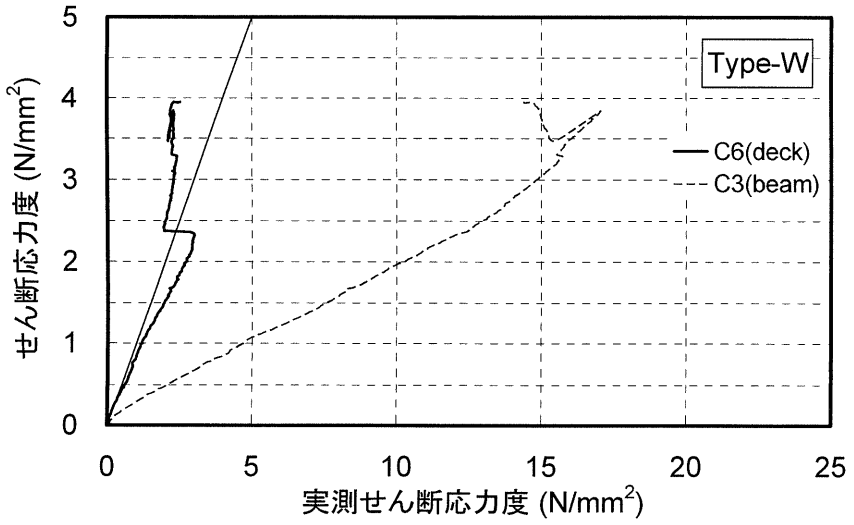
図-5.3.7　接合面付近の最小主ひずみ（供試体 Type-W）



(a) 上段

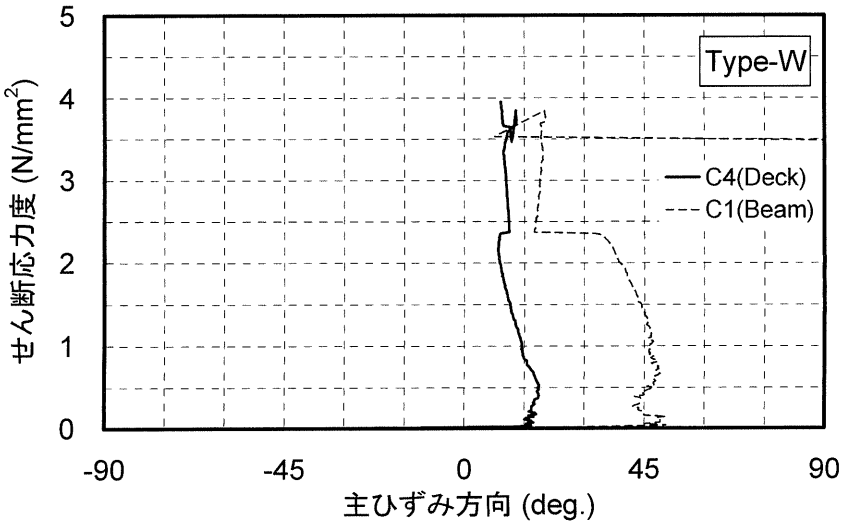


(b) 中段

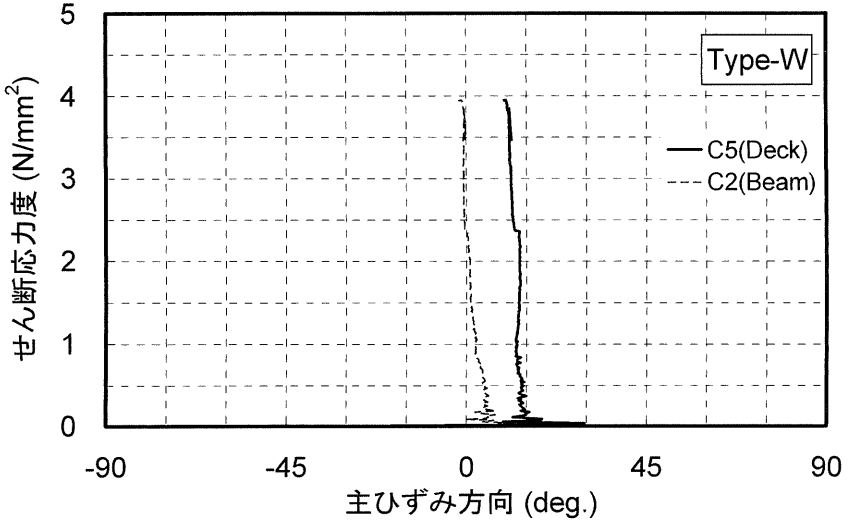


(c) 下段

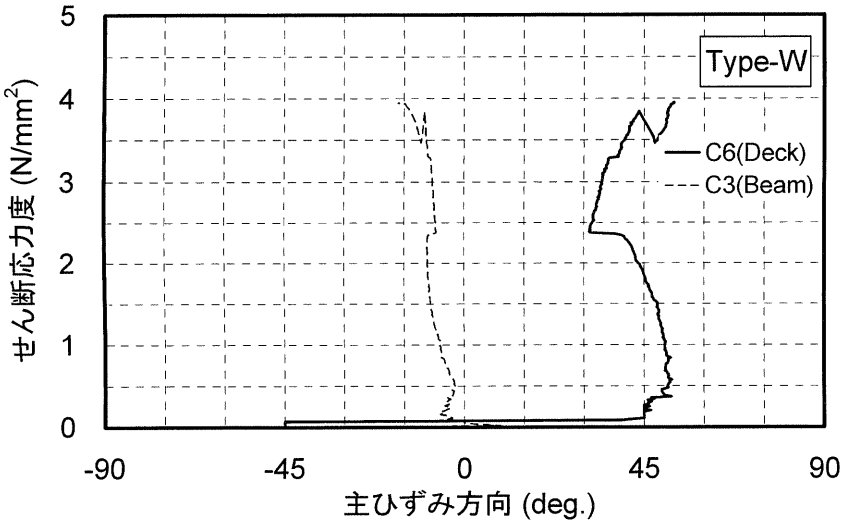
図-5.3.8　接合面付近のせん断応力度（供試体 Type-W）



(a) 上段



(b) 中段



(c) 下段

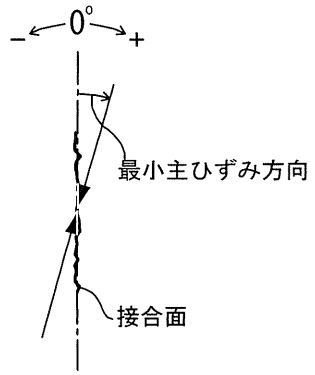
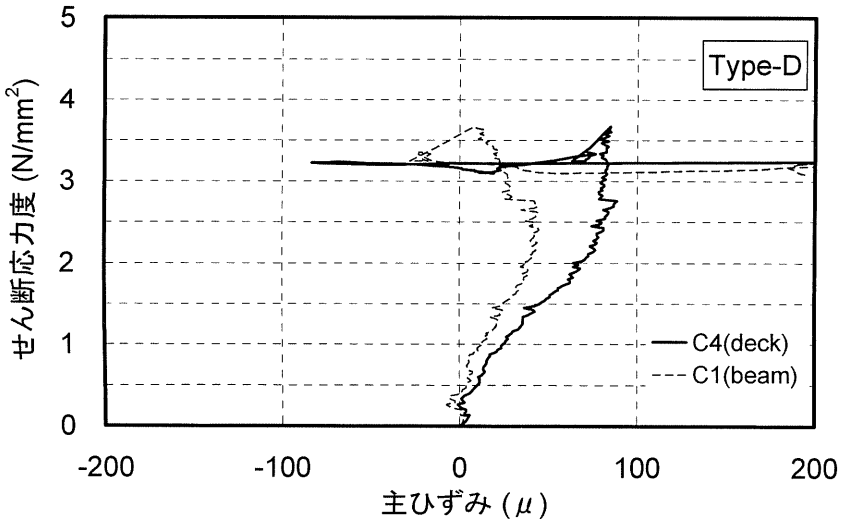
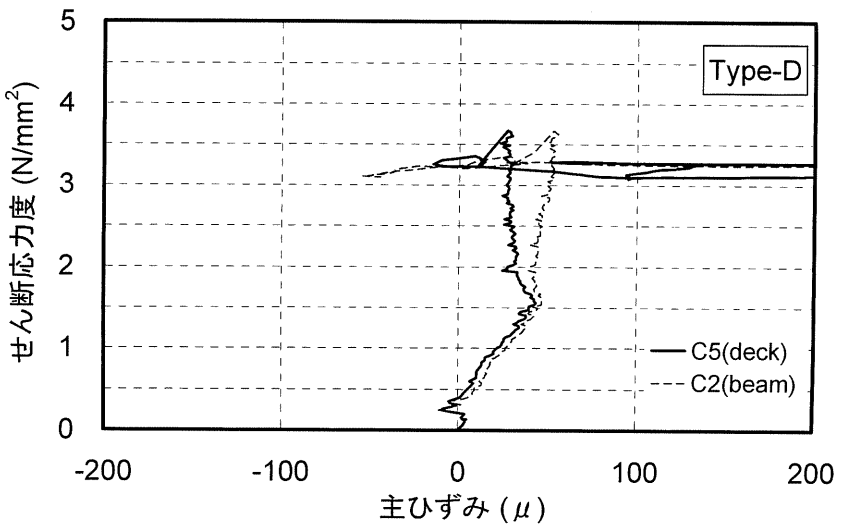


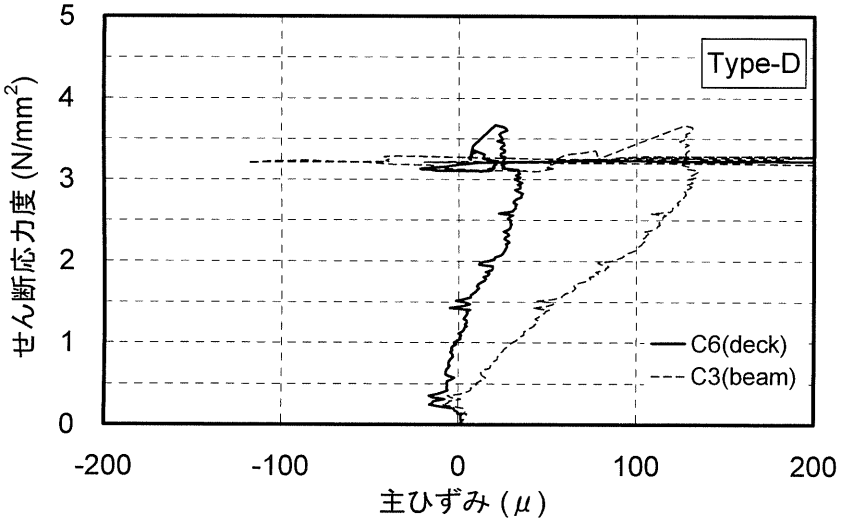
図-5.3.9　接合面付近の最小主ひずみ方向（供試体 Type-W）



(a) 上段

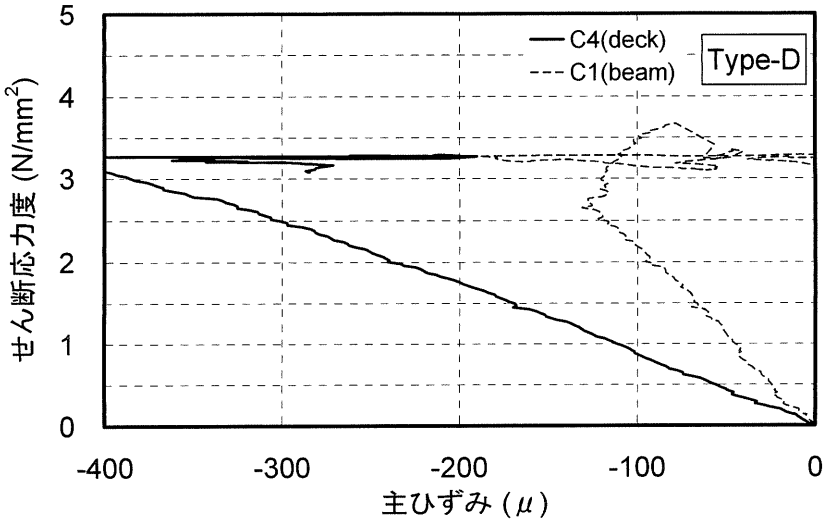


(b) 中段

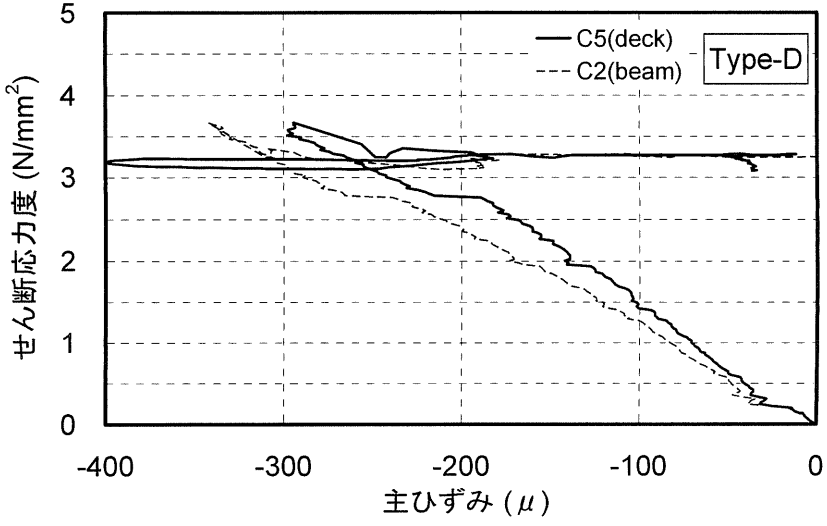


(c) 下段

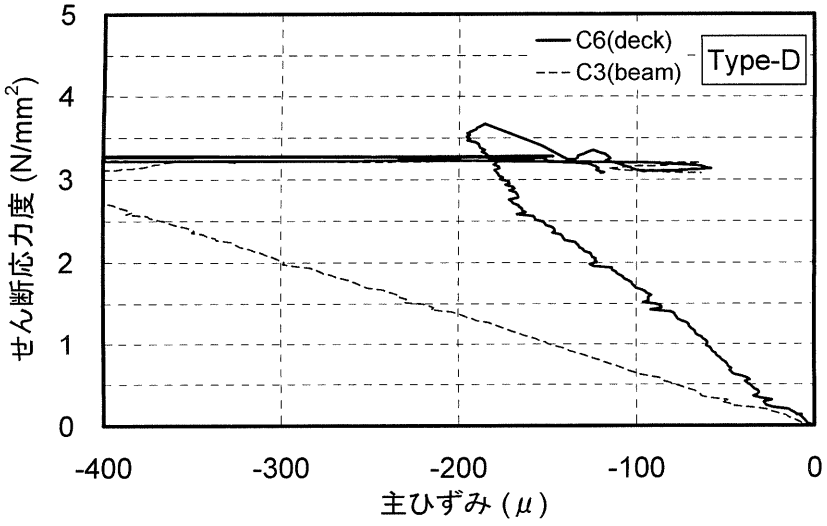
図-5.3.10　接合面付近の最大主ひずみ (供試体 Type-D)



(a) 上段

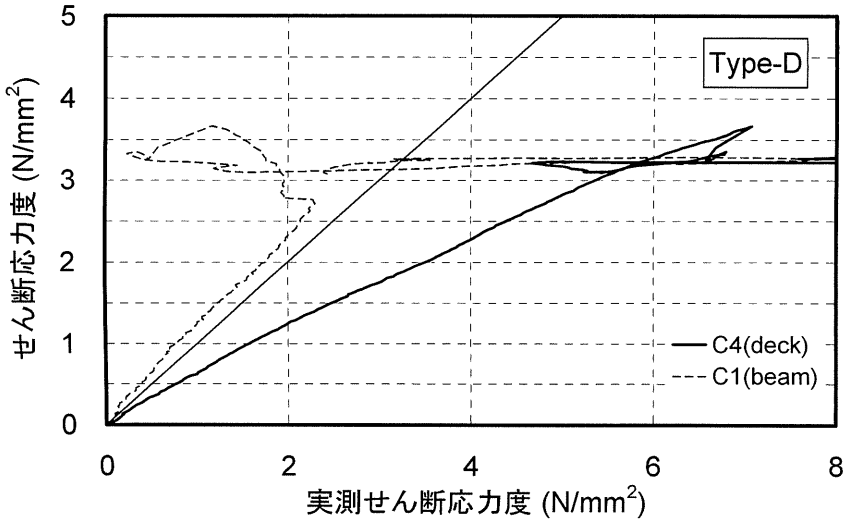


(b) 中段

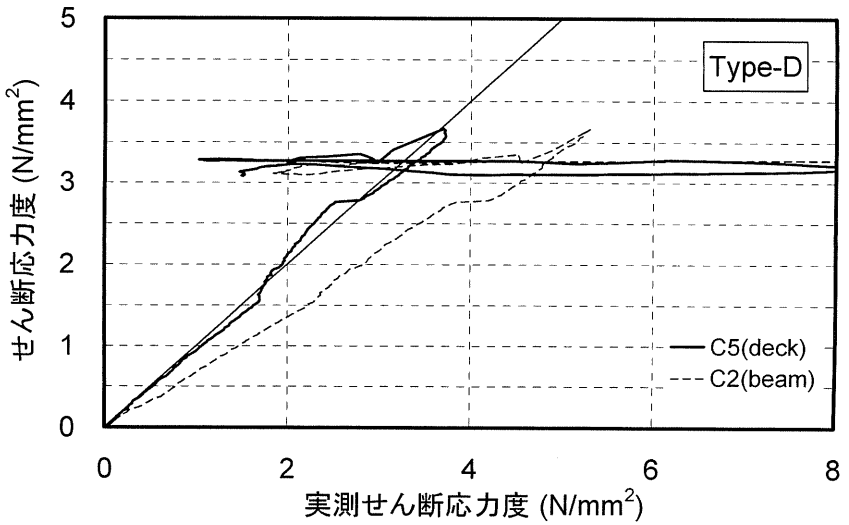


(c) 下段

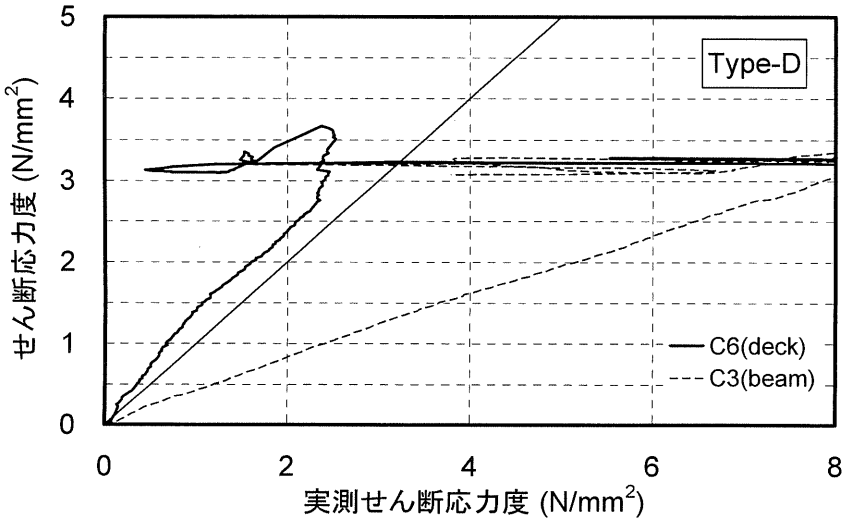
図-5.3.11　接合面付近の最小主ひずみ（供試体 Type-D）



(a) 上段

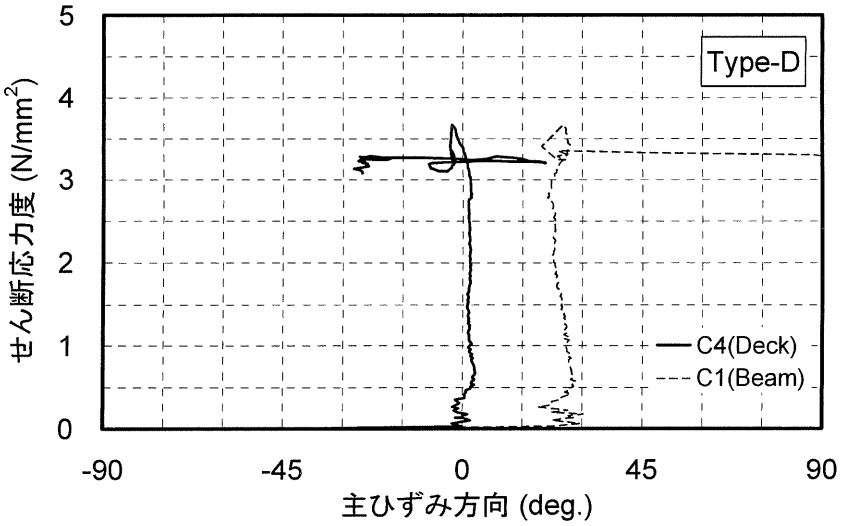


(b) 中段

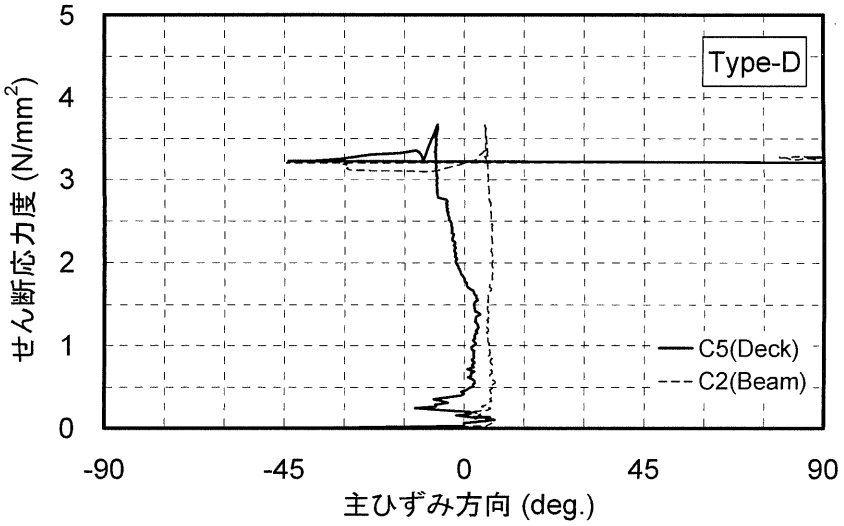


(c) 下段

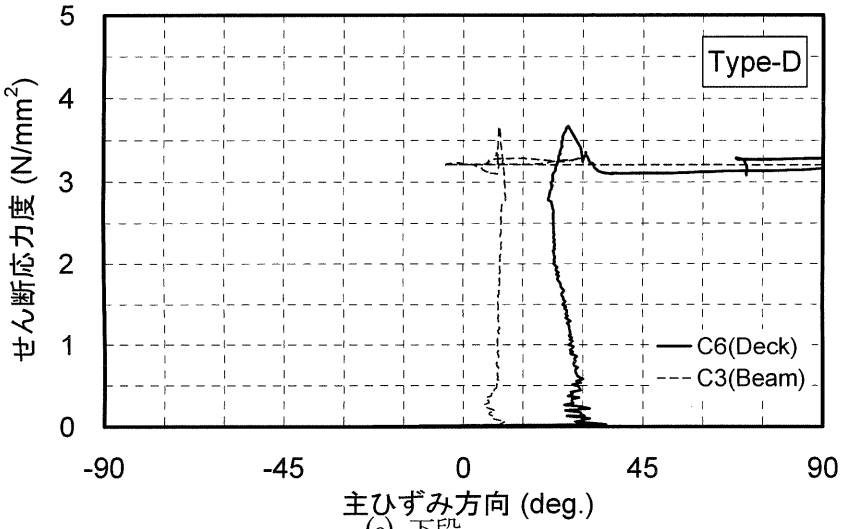
図-5.3.12　接合面付近のせん断応力度（供試体 Type-D）



(a) 上段



(b) 中段



(c) 下段

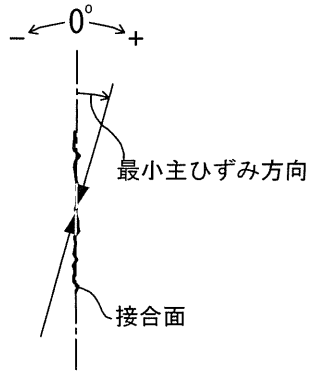
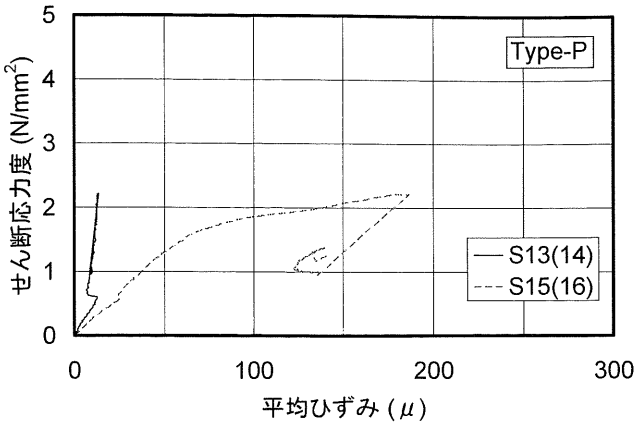
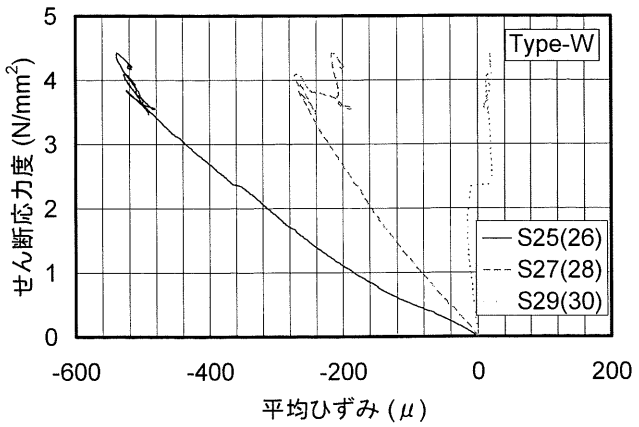


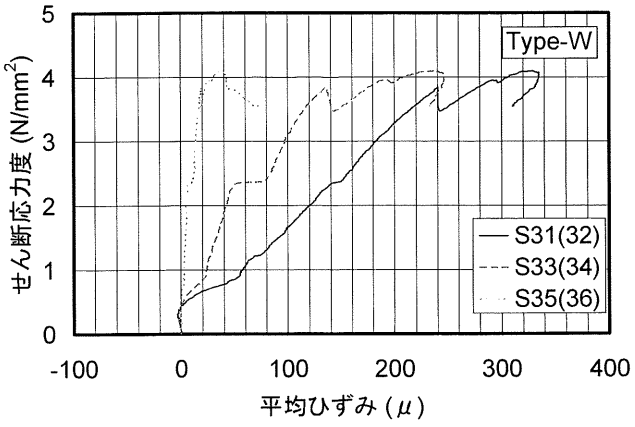
図-5.3.13　接合面付近の最小主ひずみ方向（供試体 Type-D）



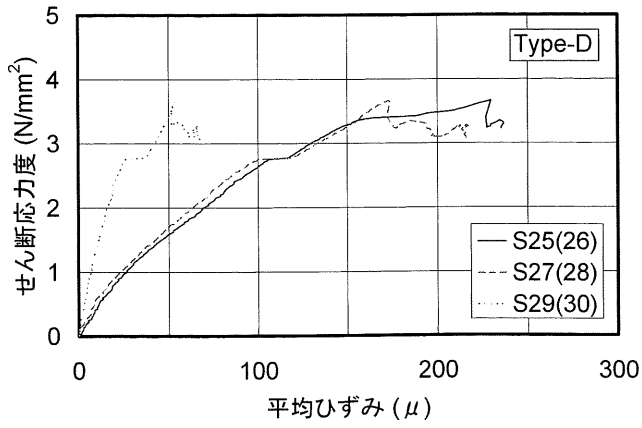
(a) Type-P



(b) Type-W，接合面側

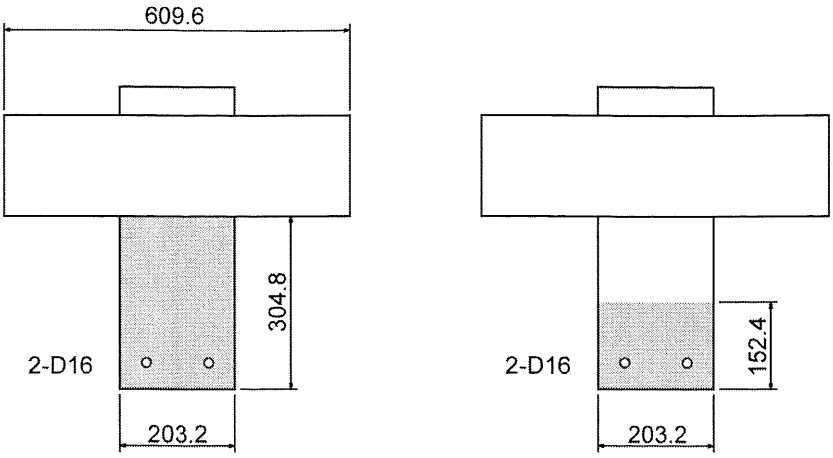


(c) Type-W，外側

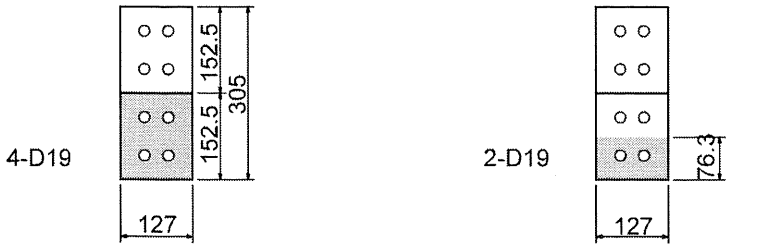


(d) Type-D

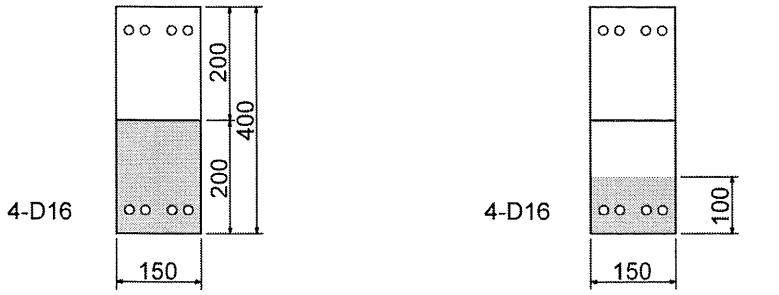
図-5.4.1　主鉄筋の軸方向ひずみ



(a) Type-P, p = 0.6 %　　(b) Type-P, p = 1.2 %



(c) Type-W, p = 5.9 %　　(d) Type-W, p = 5.9 %



(e) Type-D, p = 2.6 %　　(f) Type-D, p = 5.3 %

図-5.5.1　打継目プッシュオフ試験における鉄筋量

6．スタッドのプッシュオフ試験結果

6.1 破壊状況

図-6.1.1～2 に，Type-JS1，JS2 それぞれのコンクリートのひび割れ状況図を示す。また，図-6.1.3～4 に Type-JS1，JS2 の破壊状況写真を示す。供試体 Type-JS1 では，スタッドの破断が生じたが，Type-JS2 ではコンクリートの割裂により耐力が低下して，スタッドの破断が生じなかった。

6.2 荷重－ずれ量

図-6.2.1(a)，(b)に，Type-JS1，JS2 の荷重－ずれ変位の関係を示す。Type-JS2 はスタッドの本数が JS1 の 2 倍であるが，上記のとおりコンクリートの割裂破壊が生じたため，最大耐力は JS1 の 2 倍に達しなかった。

図-6.2.2 に，Type-JS1，JS2 のスタッド 1 本あたり荷重とずれ変位の関係を示す。ずれ変位は，D5～D8 で測定した結果と，D1～D4 で測定した結果の両方を示す。これらの結果より，スタッド 1 本あたり荷重が 80kN 程度までは Type-JS1 と JS2 は概ね同様の挙動を示していたことがわかる。

コンクリートのプッシュオフ試験と対比する際の参考として，図-6.2.3 に，Type-JS1，JS2 の平均せん断応力度(載荷荷重を接合面積で除した値)とずれ変位の関係を示す。

6.3 スタッドのひずみ

図-6.3.1 に Type-JS1 のスタッドの軸方向ひずみ及び曲げひずみをスタッド 1 本あたり荷重との関係で示す(軸方向ひずみ及び曲げひずみは 5 章と同様)。同様に，図-6.3.2 に Type-JS2 の上下段のスタッドのひずみ測定結果を示す。

6.4 用心鉄筋のひずみ

図-6.4.1～2 に，Type-JS1，JS2 の用心鉄筋のひずみ測定結果を平均せん断応力度との関係で示す。

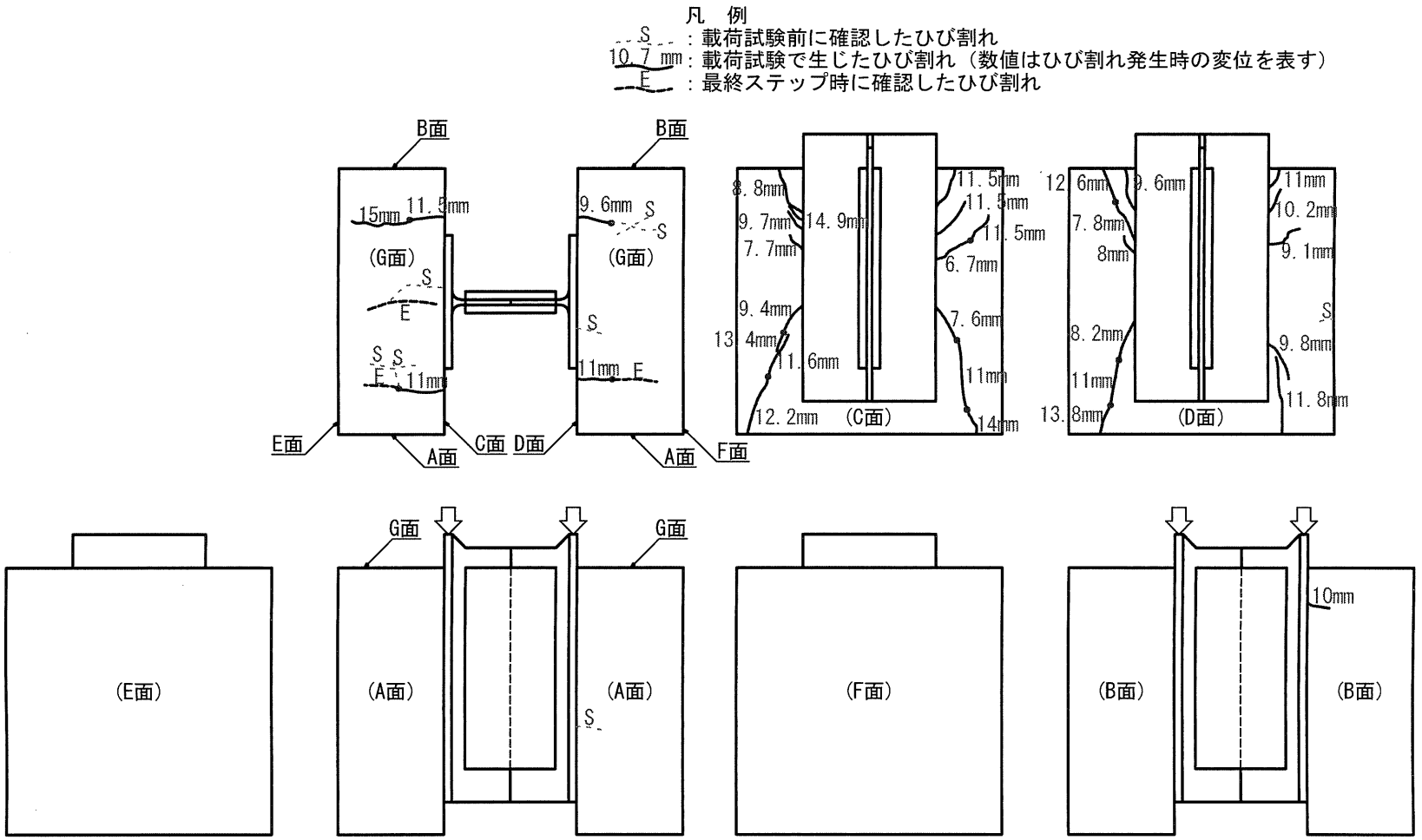


図-6.1.1 スタッドのプッシュオフ供試体のひび割れ状況図（Type-JS1）

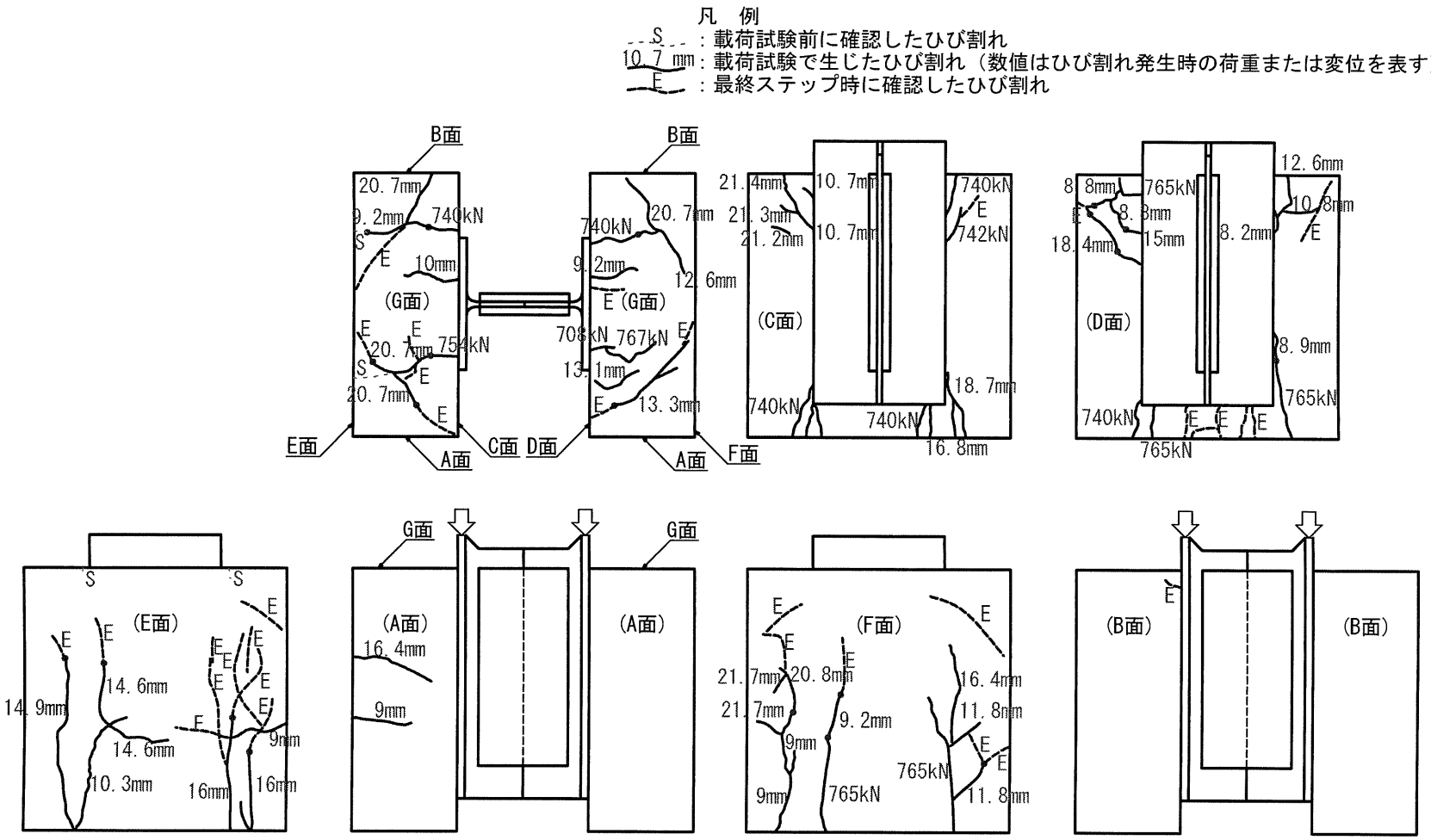
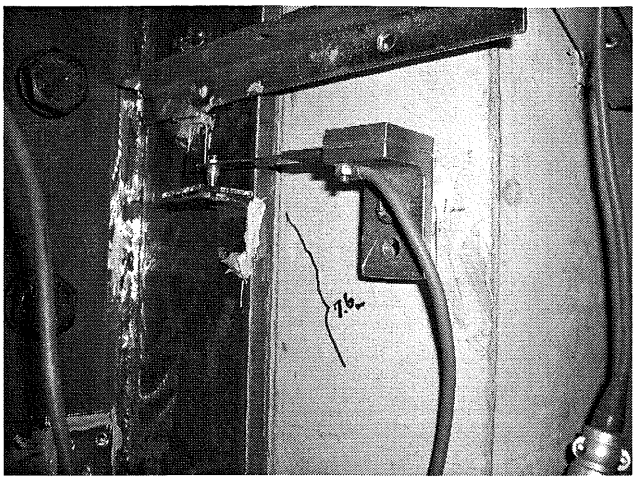
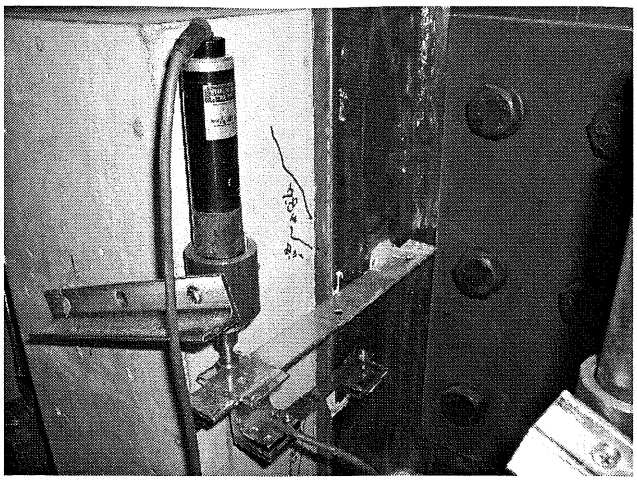


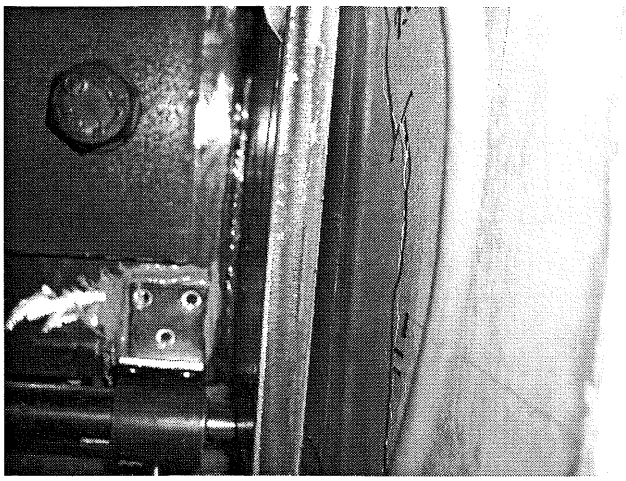
図-6.1.2 スタッドのプッシュオフ供試体のひび割れ状況図（Type-JS2）



(a) スタッド位置から斜め下方向にひび割れ



(b) スタッド位置から斜め上方向にひび割れ

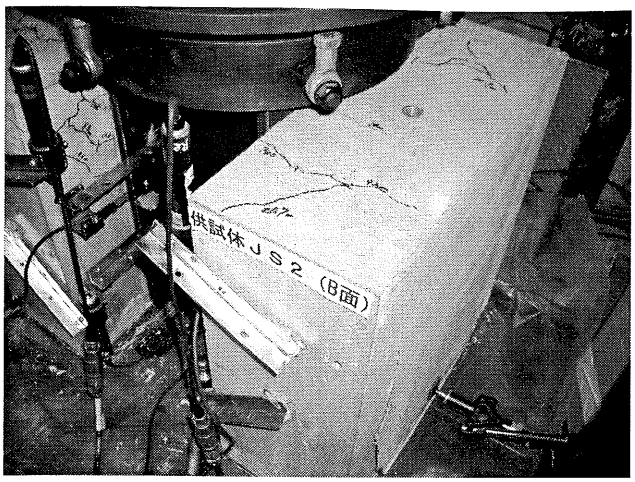


(c) スタッド破断位置付近，下縁付近のコンクリートとH鋼の隙間

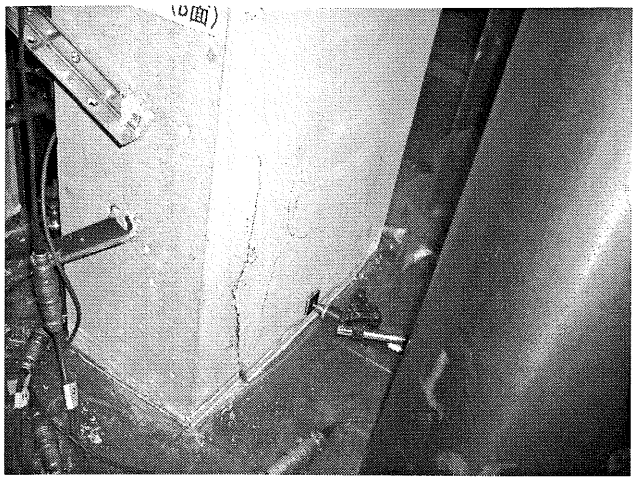


(d) スタッド破断位置付近，上縁のコンクリートとH鋼の隙間（上縁は隙間なし）

図-6.1.3　Type-JS1の破壊状況



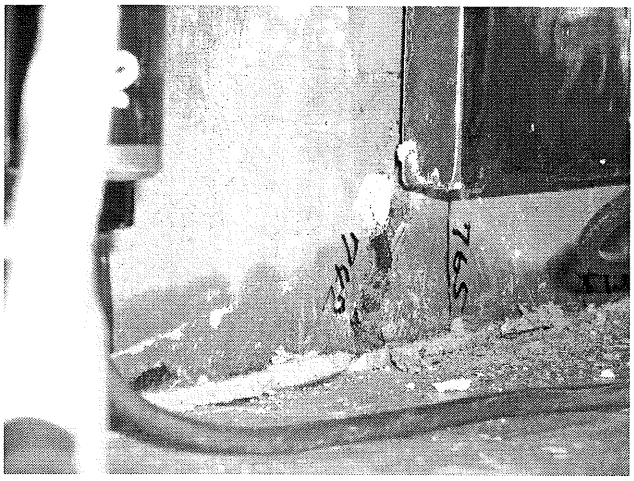
(a) コンクリート上縁に見られたひび割れ



(b) コンクリート背面のひび割れと剥離

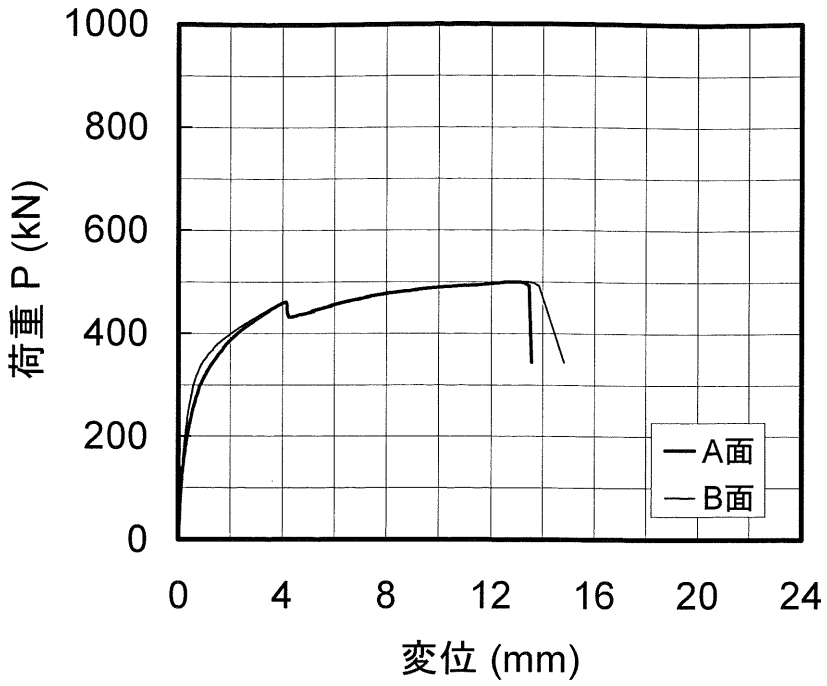


(c) コンクリートとＨ鋼の隙間
(下縁付近，JS2 はスタッド破断なし)



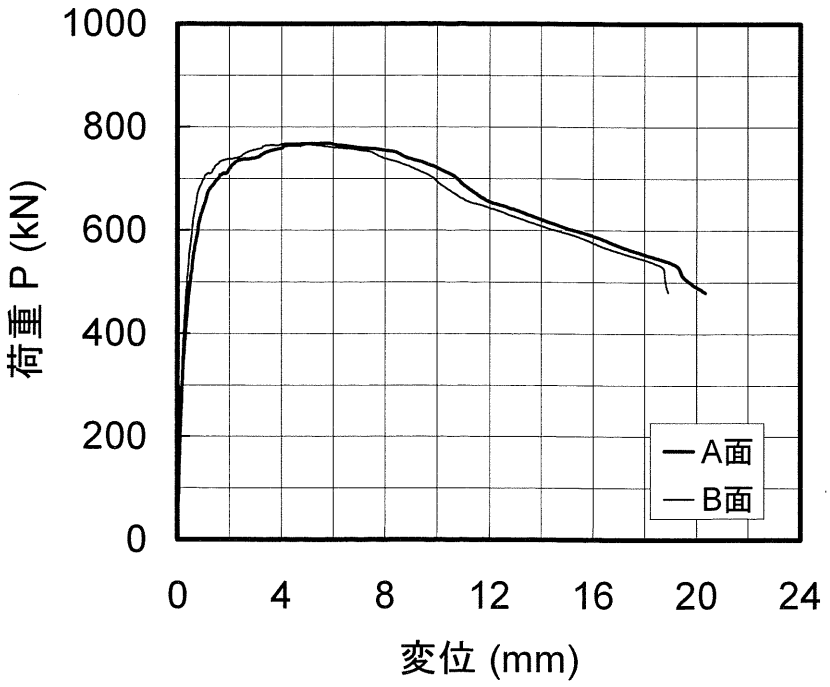
(d) コンクリート下縁のひび割れと剥離

図-6.1.4　Type-JS2 の破壊状況
(いずれも試験終了後に撮影)



(a) Type-JS1

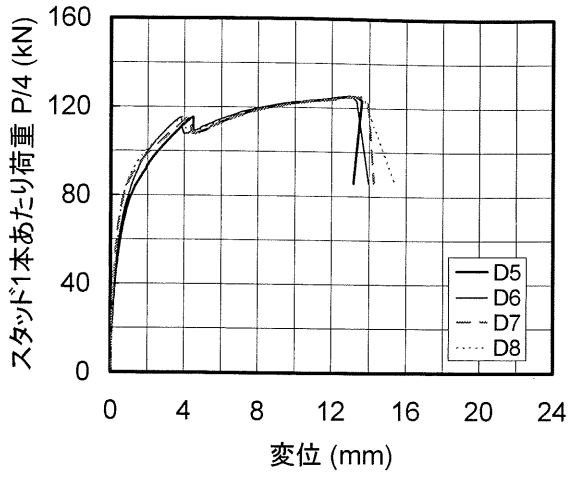
(ずれ変位は D5～D8 の測定結果の各平均値)



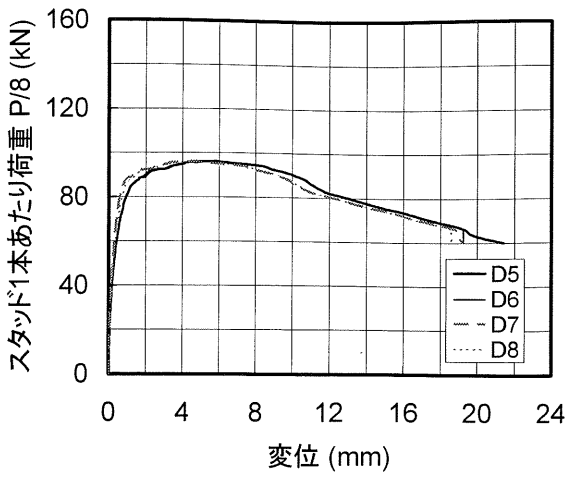
(b) Type-JS2

(ずれ変位は上段スタッド位置 D5～D8 の測定結果の各平均値)

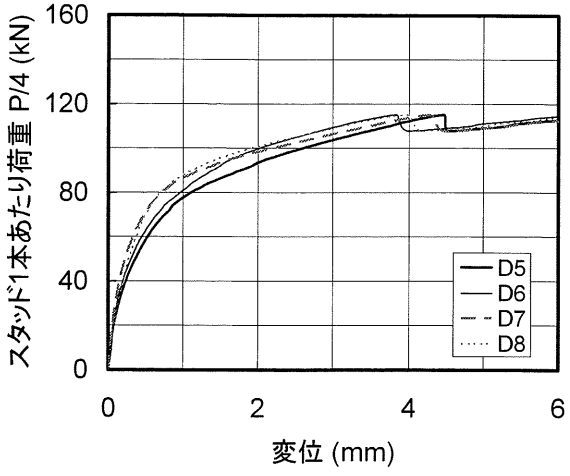
図-6.2.1　荷重－ずれ変位の関係



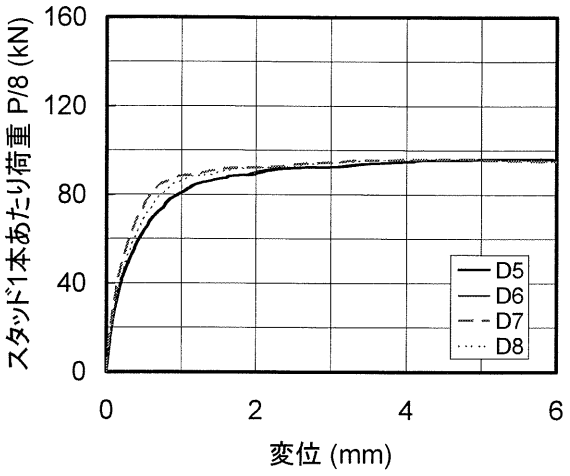
(a) Type-JS1 (CDP25 による測定)



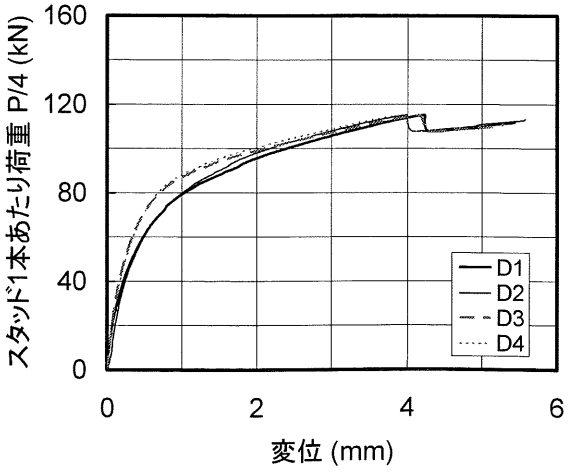
(b) Type-JS2 (CDP25 による測定)



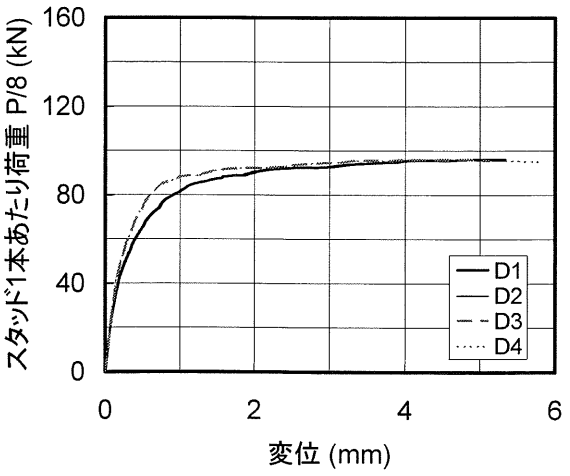
(c) Type-JS1 (CDP25 による測定，6 mm まで)



(d) Type-JS2 (CDP25 による測定，6 mm まで)

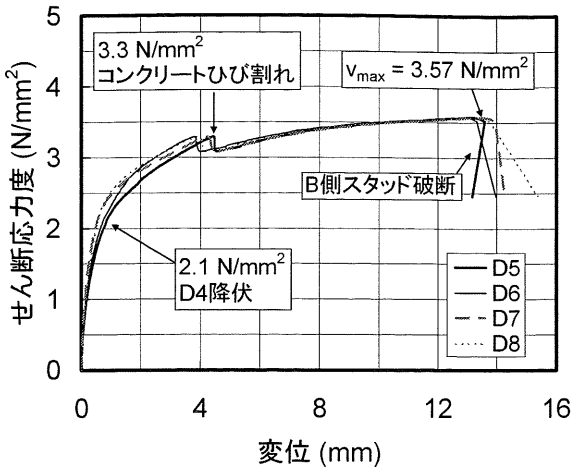


(e) Type-JS1 (CE5 による測定)

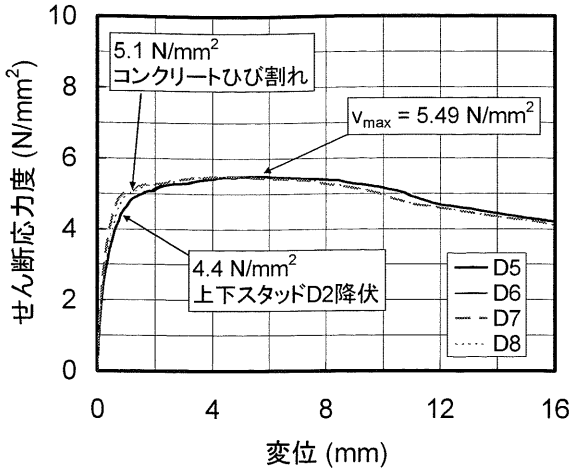


(f) Type-JS2 (CE5 による測定)

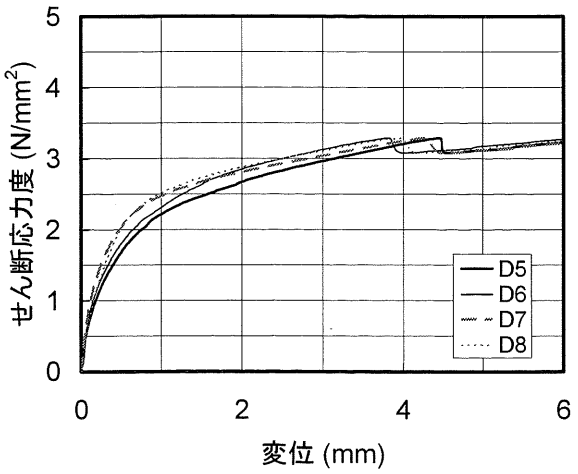
図-6.2.2　スタッド 1 本あたり荷重－ずれ変位の関係



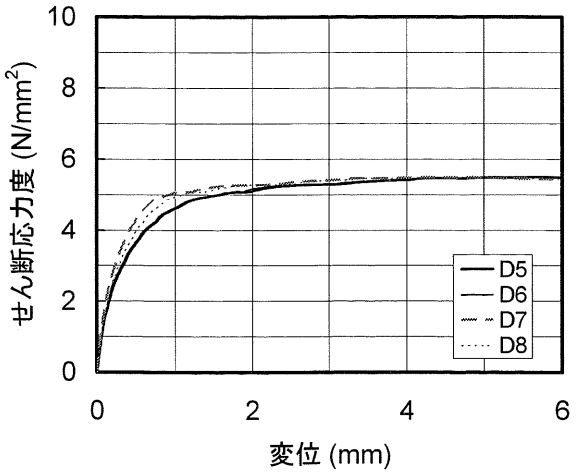
(a) Type-JS1 (CDP25 による測定)



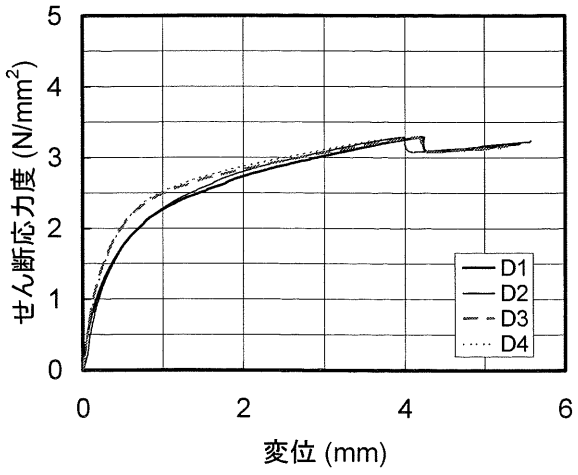
(b) Type-JS2 (CDP25 による測定)



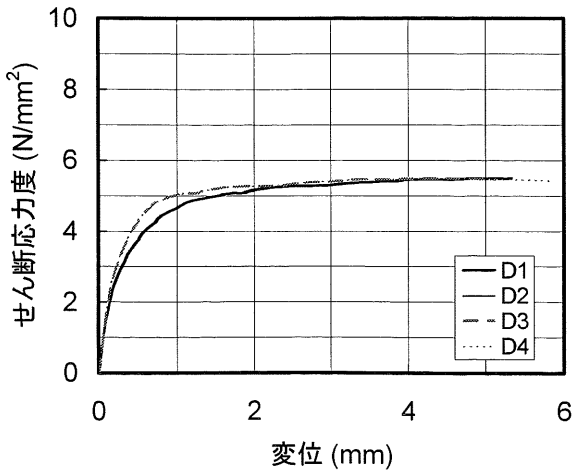
(c) Type-JS1 (CDP25 による測定, 6 mm まで)



(d) Type-JS2 (CDP25 による測定, 6 mm まで)

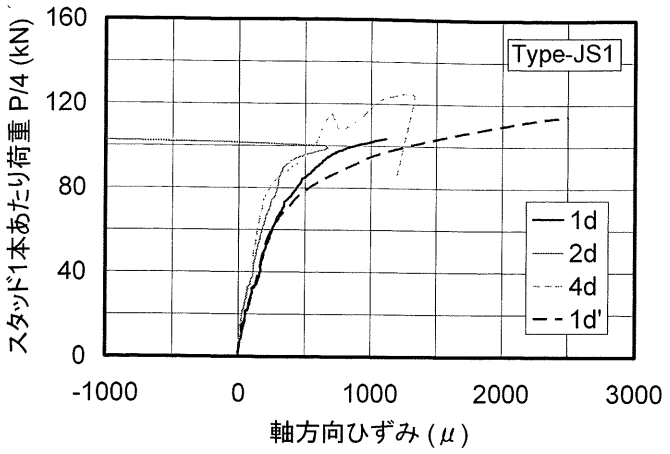


(e) Type-JS1 (CE5 による測定)

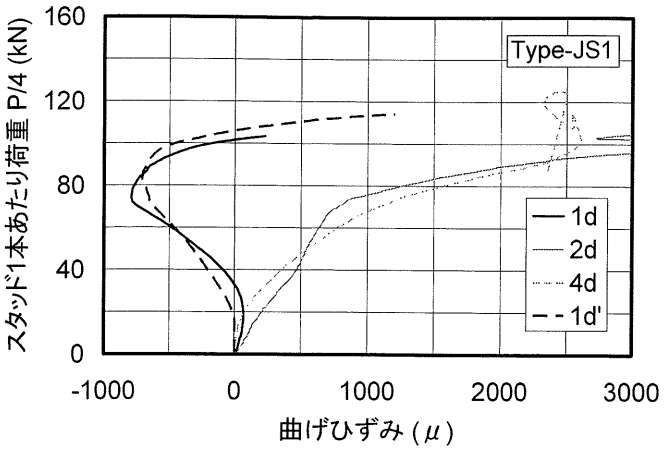


(f) Type-JS2 (CE5 による測定)

図-6.2.3　平均せん断応力度－ずれ変位の関係



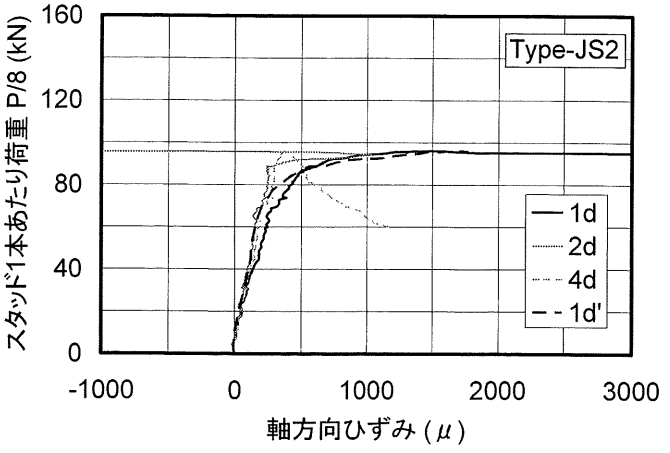
(a) 軸方向ひずみ



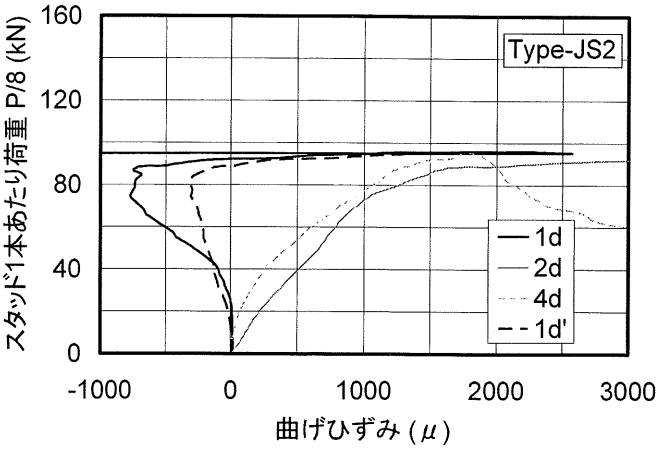
(b) 曲げひずみ

注) 1d, 2d, 4d は測定位置, d は鉄筋径を示す。また, 1d'は隣のスタッドの 1d での値。

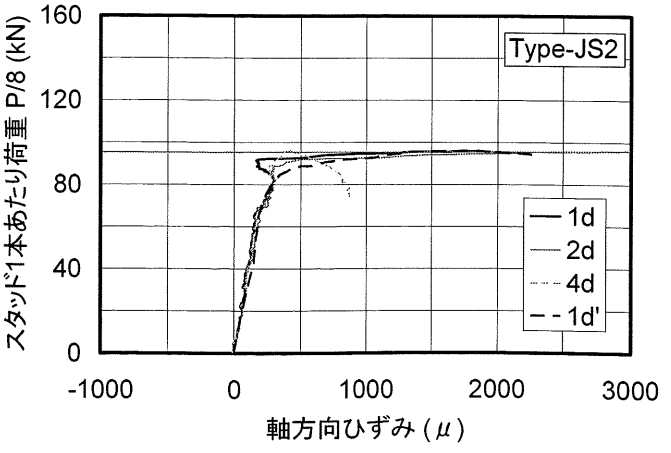
図-6.3.1 Type-JS1 のスタッドのひずみ



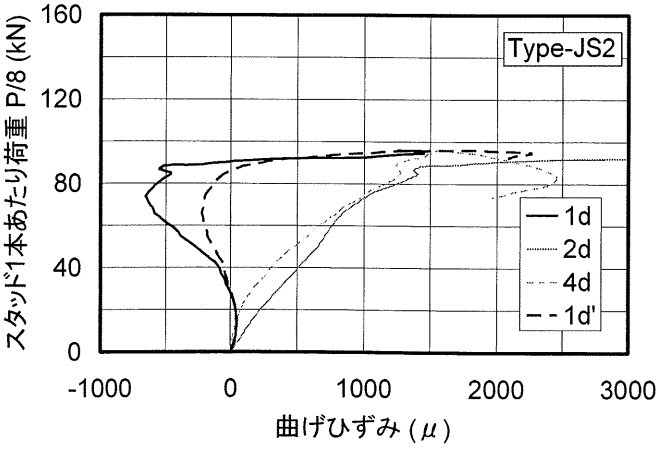
(a) 上段スタッド, 軸方向ひずみ



(b) 上段スタッド, 曲げひずみ



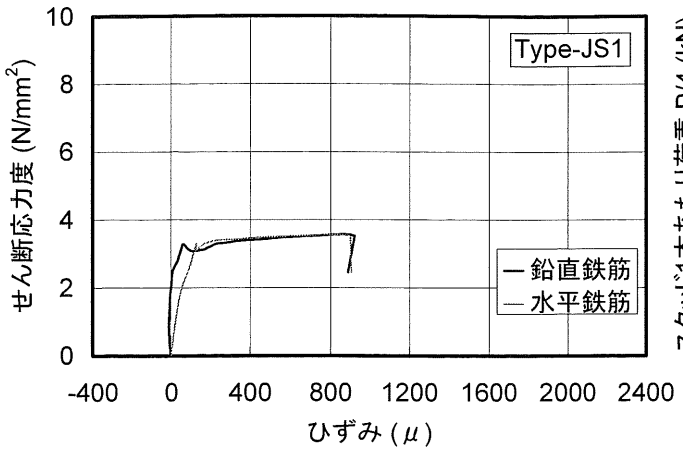
(c) 下段スタッド, 軸方向ひずみ



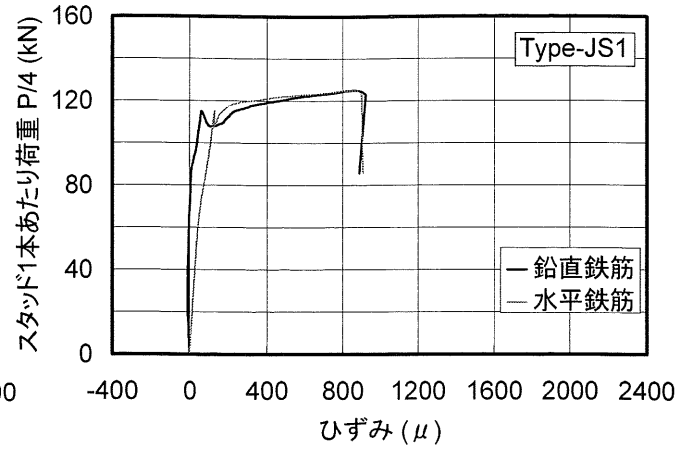
(d) 下段スタッド, 曲げひずみ

注) 記号は図-6.3.1 と同じ

図-6.3.2 Type-JS2 のスタッドのひずみ



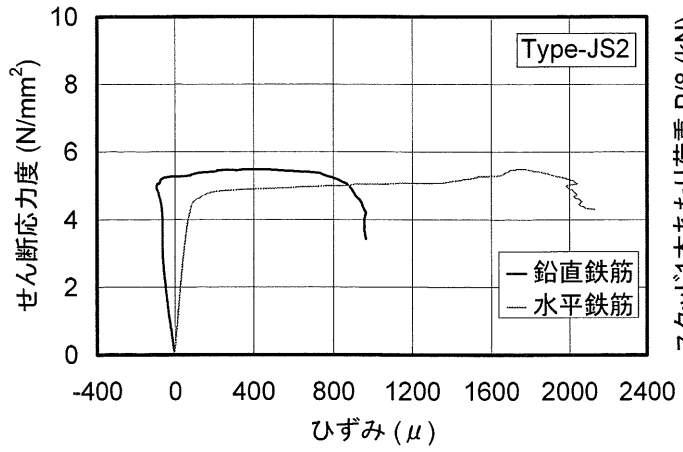
(a) せん断応力度との関係



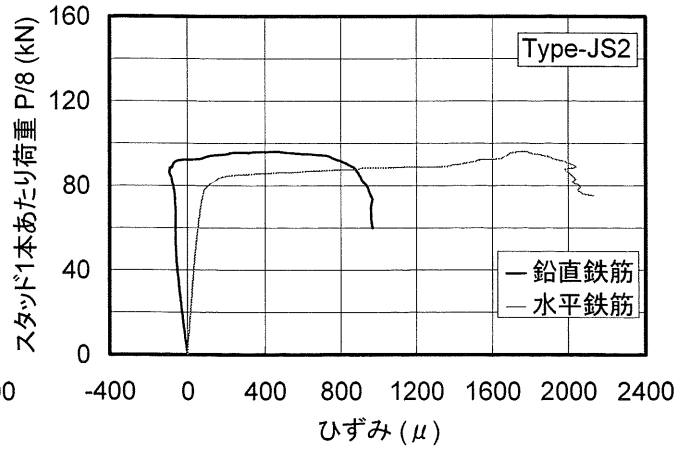
(b) スタッド1本あたり荷重との関係

注) 鉛直鉄筋ひずみ:ゲージ番号 9, 10 の平均値,
水平鉄筋ひずみ : 〃 11, 12 の平均値

図-6.4.1 用心鉄筋のひずみ (Type-JS1)



(a) せん断応力度との関係



(b) スタッド1本あたり荷重との関係

注) 鉛直鉄筋ひずみ:ゲージ番号 17, 18 の平均値,
水平鉄筋ひずみ : 〃 19, 20 の平均値

図-6.4.2 用心鉄筋のひずみ (Type-JS2)

7．考察

7.1　コンクリートの反力係数K値

(1)　既往の算定式との比較

図-4.1.9に例示したように，シリーズNの鉄筋ひずみを利用したあてはめからK値が求められる。図-4.1.11で示したとおり，K値は荷重レベルによっても異なるとともに，供試体によってはばらつきが著しいものも見られたが，ここでは，荷重レベルの違いによるK値のばらつきが小さく，実測値と計算値の相関が比較的高い降伏荷重付近の実測値によるK値について検討する。

既往のK値の算定式と比較するため，図-7.1.1にK･d (=k)とコンクリートの圧縮強度 f_c の関係を，式(2.8)及び式(2.9)と合わせて示す。Poliらの式(2.8)は鉄筋径dが変数として入るので，d = 10 mm及び19 mmの場合について示した。また，図中，今回の試験結果の回帰式(図中の回帰式 2)と，供試体 N5019 と N5010 の結果を除いた場合の回帰式を示した。実測値によるK･dは f_c と相関が見られた。

今回得られた回帰式は，f'_c が 60 N/mm^2 以下において既往の算定式である式(2.8)，式(2.9)よりもやや小さい傾向にあった。式(2.8)の鉄筋径 10～19 mm の影響はK値のばらつきの範囲にあって，明確な比較はできなかった。

(2)　影響因子

前掲図-7.1.1より，K･dは f_c との相関があることが認められた。コンクリートの圧縮強度 f_c の違いをより単純にみるため，図-7.1.2に，シリーズNのうちD19，SD295Aの供試体のK･dを f_c との関係で示す。この図から，f_c が大きいほどK･dも大きいことが確認できる。

図-7.1.3に，コンクリートの圧縮強度が 30 N/mm^2，50 N/mm^2 の場合について，K･dと鉄筋の降伏点 f_y の関係を示す。K･dは f_y との関係が明確でなく，f_y の影響はほとんどないものと考えられる。

図-7.1.4(a)に，コンクリートの圧縮強度が 30 N/mm^2，50 N/mm^2 の場合について，K･dと鉄筋径dの関係を示す。また，図-7.1.4(b)に，K値とdの関係を示す。これらの結果より，K･d，K値いずれの場合も，鉄筋径dが大きくなるほど値が大きくなる傾向が見られた。式(2.9)によればK値はdに反比例するが，図-7.1.4(a)，(b)の結果から逆の傾向にあることがわかる。参考として，図-7.1.5に，K･dと d^2 の関係を示す。K･dは d^2 との関係において概ね原点を通る直線関係に近いことがわかる。

(3)　K値の算定式

図-7.1.1に示したとおり，K値は，既往の算定式においても大きく逸脱しないことがわかったが，上記の検討より，K･dは f_c と d^2 と概ね比例関係にあることが認められたので，図-7.1.6にK･dと $f_c \cdot d^2$ の相関を示す。ここでは，K値算定のための曲げモーメントのあてはめが良好でなかった N5019 を除いて回帰した結果を次式(7.1)で示した(相関係数R = 0.86)。式(7.1)と図-7.1.1に示した式($K \cdot d = 72 f'_c$，R = 0.71)はいずれも今回のシリーズNの結果より得られたものであるが，式(7.1)の方が試験から得られたK値をより精度よく表している。

$$K \cdot d = 0.25 f'_c \cdot d^2 \qquad (7.1)$$

ここに，K：コンクリートの反力係数(N/mm^3)

d：鉄筋径(mm)

f'$_c$：コンクリートの圧縮強度(試験時強度，N/mm^2)

なお，図-7.1.6 の破線は N5019 も含めた全データの回帰式を示すが，式(7.1)と顕著な差は見られなかった。

(4) 固有値としての K 値とその限界

図-4.1.11 に示したように，ダウエル試験のあてはめ結果では，荷重が低い段階で K 値が大きく変動する傾向が見られたが，降伏荷重に近付くに従って，変動が小さくなる傾向がある。これは，荷重が低い段階において，あてはめに十分なひずみ変化が出ていなかったことが影響していたと考えられる。

Chan が k 値(ここでいう K･d)を地盤の弾性係数 E$_s$ として示したのと同様に(2.4 節)，BEF における K 値は反力を受ける側にとって固有の値と考えられる。コンクリートの反力係数 K 値も d の影響を受けるが，線形範囲内などのある領域までは弾性係数と類似の材料固有の値とみなせると考える。

スタッドの既往の研究では，k 値を載荷荷重の関数として扱っているが(2.4 節)，これはコンクリートの非線形性ではなく，スタッドの比較的早期に発生する部分的な降伏による影響(後述 7.5，荷重－変位の関係に現れる)を k 値の中に含めて表現したものと考えられる。

コンクリートの K 値は，ずれ止め鉄筋，スタッドで変える理由はなく，鋼棒の回転拘束の影響や，鋼棒の降伏の影響，その後に生じるコンクリートのひび割れや剥離の影響について，よく観察する必要がある。

スタッドの場合，降伏後にさらに荷重を増すと，高い応力下でコンクリートに変化(押し潰される)が出るであろうが，ダウエル試験(シリーズ N)の場合は，コンクリートの剥離が先行するため，K 値が変化する段階までは至らない可能性がある。

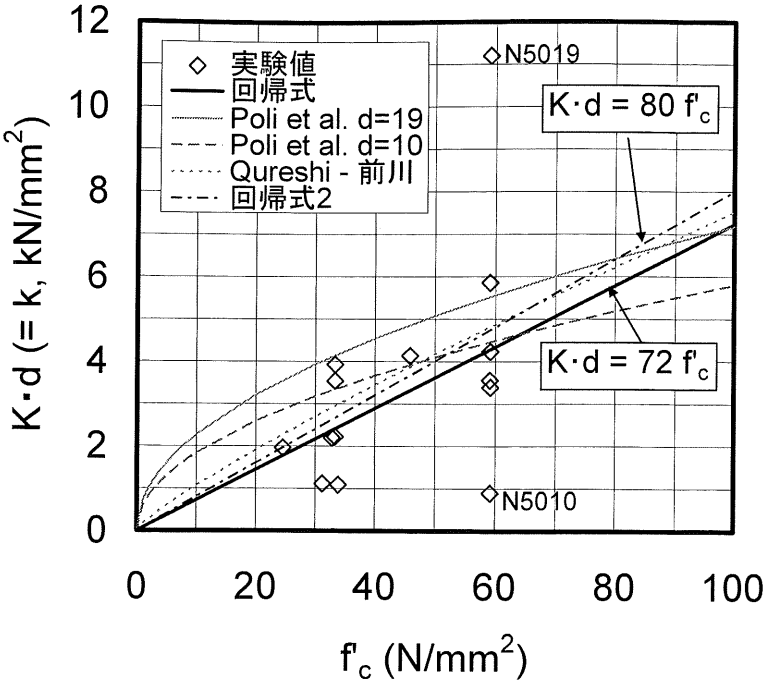


図-7.1.1　K·d と f_c の関係

注）Poli らの算定式は式(2.8)，Qureshi - 前川の算定式は式(2.9)による。

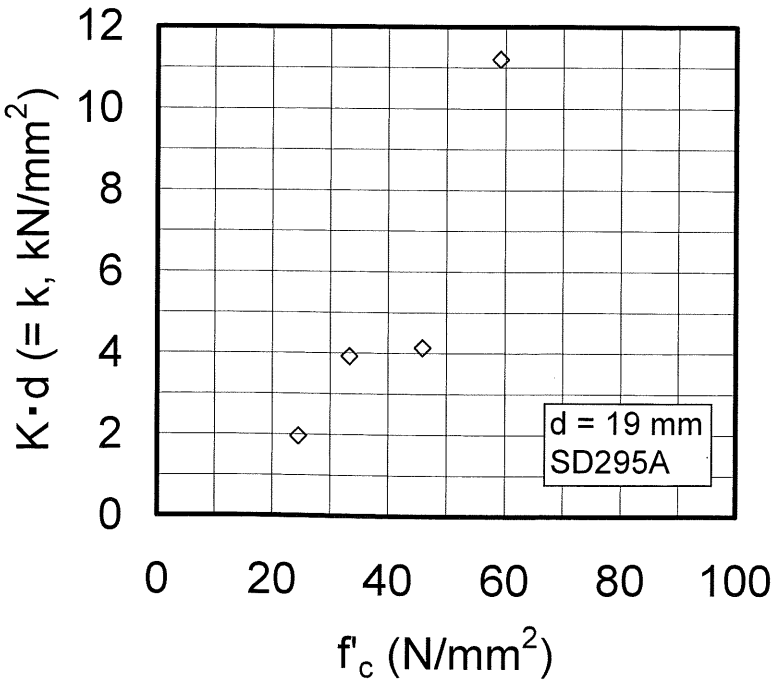


図-7.1.2　K·d と f_c の関係（D19，SD295A）

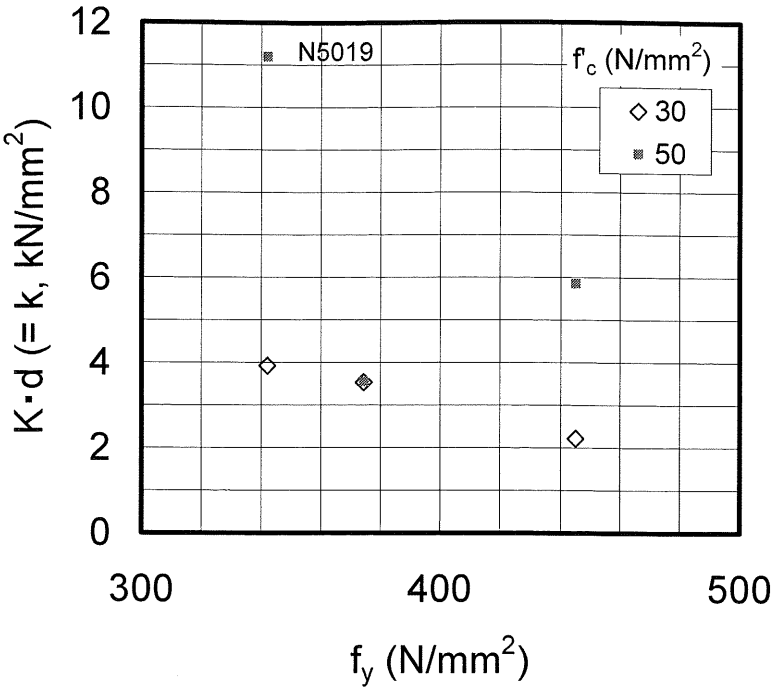
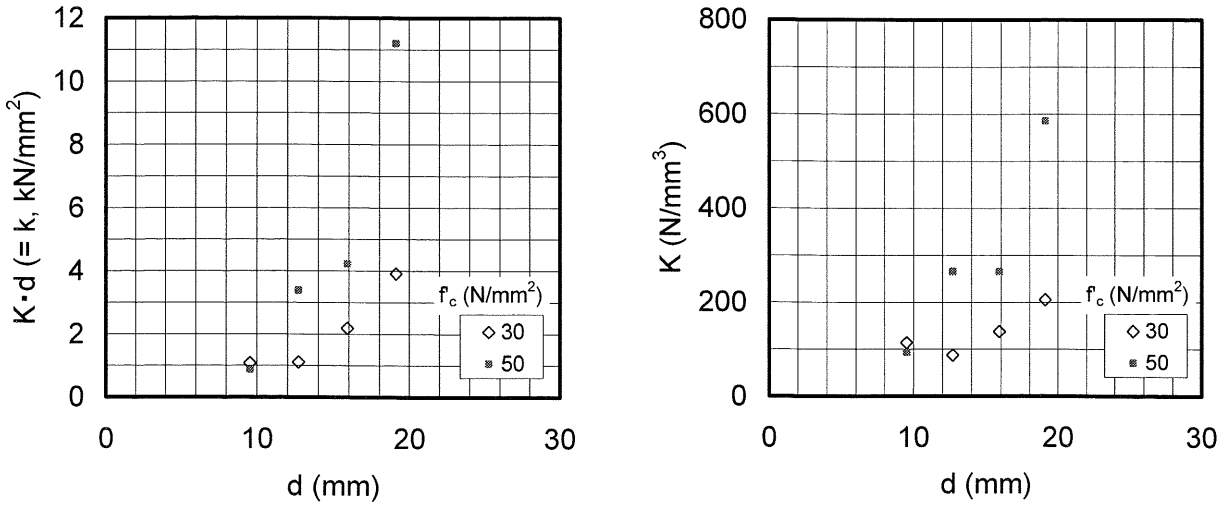


図-7.1.3　K・d と f_y の関係 ($f'_c = 30,\ 50$ N/mm²)



(a)　K・d の場合　　(b)　K の場合

図-7.1.4　d の影響 ($f'_c = 30,\ 50$ N/mm²)

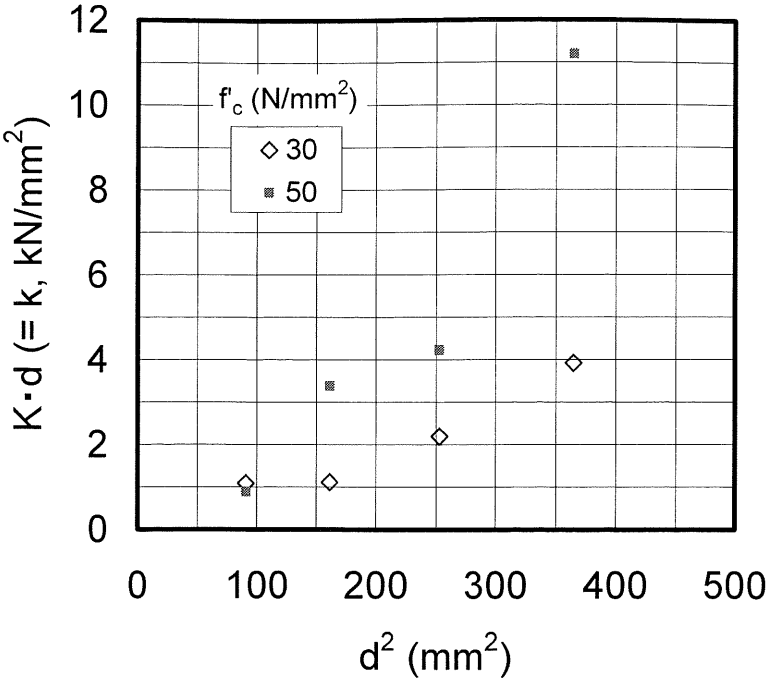
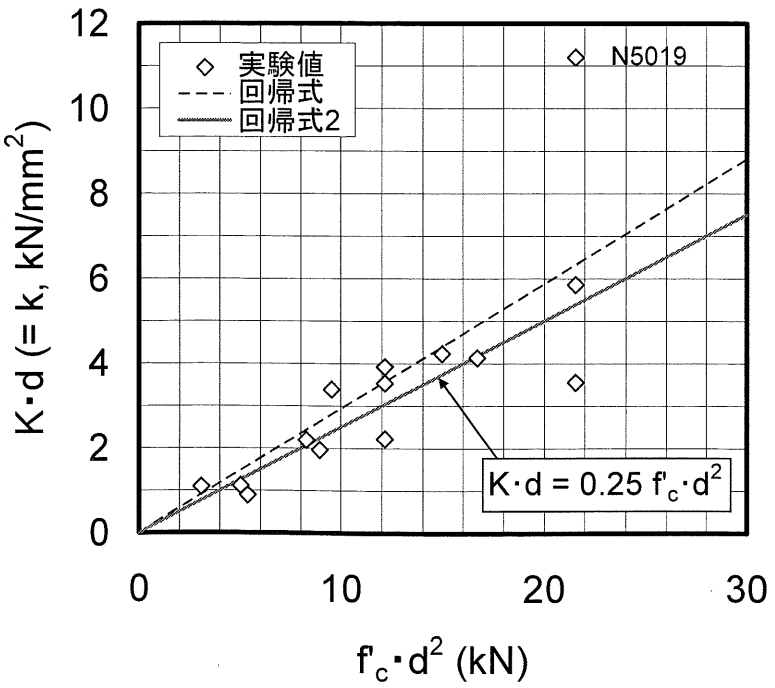


図-7.1.5　K·d と d^2 の関係 ($f'_c = 30,\ 50\ N/mm^2$)



注) 回帰式：全データによる
回帰式 2：N5019 を除く

図-7.1.6　K·d の算定式

7.2 ダウエル耐力の算定式の検証

前述したようにシリーズ N では終局荷重が明確でないことから(4.1 節)，仮にコンクリート表面位置での変位が 5 mm の時の荷重 P_{5mm} について，$d^2 (f_c \cdot f_y)^{0.5}$ (以下，ダウエル指標という)との関係を図-7.2.1 に示す(シリーズ N のコンクリート表面の鉛直変位の測定はカンチレバー変位計の性能から最大 5 mm までとした)。P_{5mm} とダウエル指標の間には強い相関が認められる。また，その傾き(式(2.14)の c に相当)は 1.0 であり，Rasmussen[7.1]の c=1.3 より小さい値であった。このことから，Rasmussen の実験では，鉛直変位 5 mm よりもなお大きい変位を与えていたものと推察される。

最大荷重 P_{max} は，載荷試験を恣意的に止めた時点での値であるが，参考として図-7.2.2 に示す。シリーズ N を見ると，ダウエル指標との相関の傾きは 1.2 であり，この段階でもまだ Rasmussen の 1.3 には至らなかった。また，シリーズ B では c=2.5 であり，Rasmussen の提案した 2.5 と一致した。また，シリーズ S の場合も P_{max} の段階ではシリーズ B と同程度となることがわかった。

表-7.2.1 に，シリーズ B，S のダウエル試験及び Type-JS1，JS2 のプッシュオフ試験から得られた鋼棒 1 本あたりのせん断耐力 P_u を，鋼棒の純せん断耐力 $V_{su} (= f_{su} \cdot A_s / \sqrt{3})$ と対比して示す。このうち，せん断破壊した試験結果(表中の網かけ部分)について計算したずれ止め鉄筋，スタッドそれぞれの P_u/V_{su} の平均値は，1.32 及び 1.67 であった。池田らは，スタッドのプッシュオフ試験(今回の試験とは形状が異なる)の結果に基づき P_u/V_{su} が 1.4～1.7 の範囲にあると報告しており[7.2]，概ね同様の結果が得られた。この結果より，スタッドの破壊荷重 P_u は，その引張強さ $f_{su} \cdot A_s$ にほとんど一致していたことがわかる。ずれ止め鉄筋については，スタッドよりも小さい傾向があることが，今回の結果からわかった。

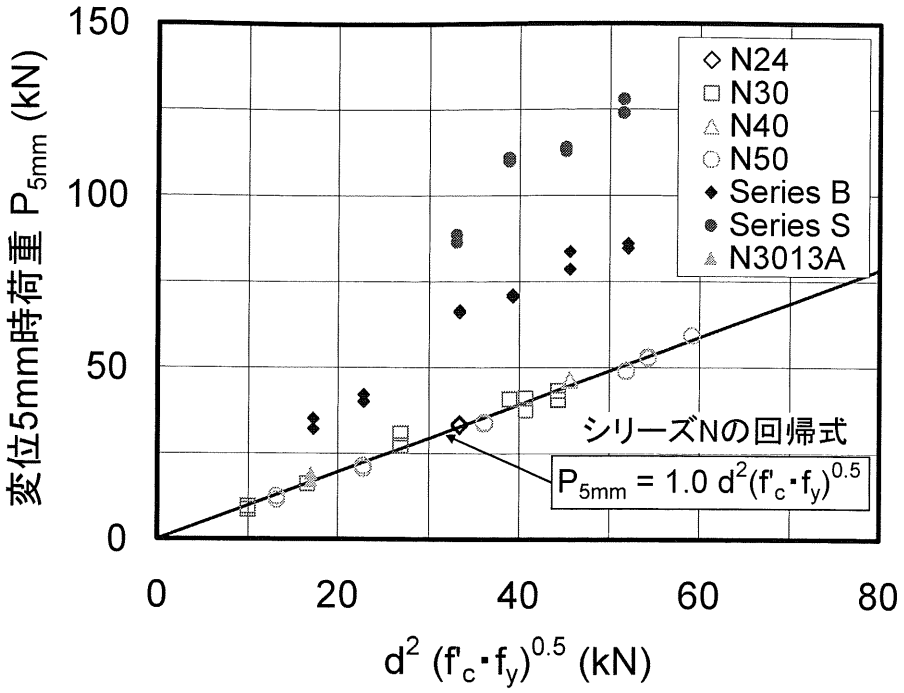


図-7.2.1　コンクリート表面位置での鉛直変位 5 mm
時の荷重 P_{5mm} とダウエル指標の関係

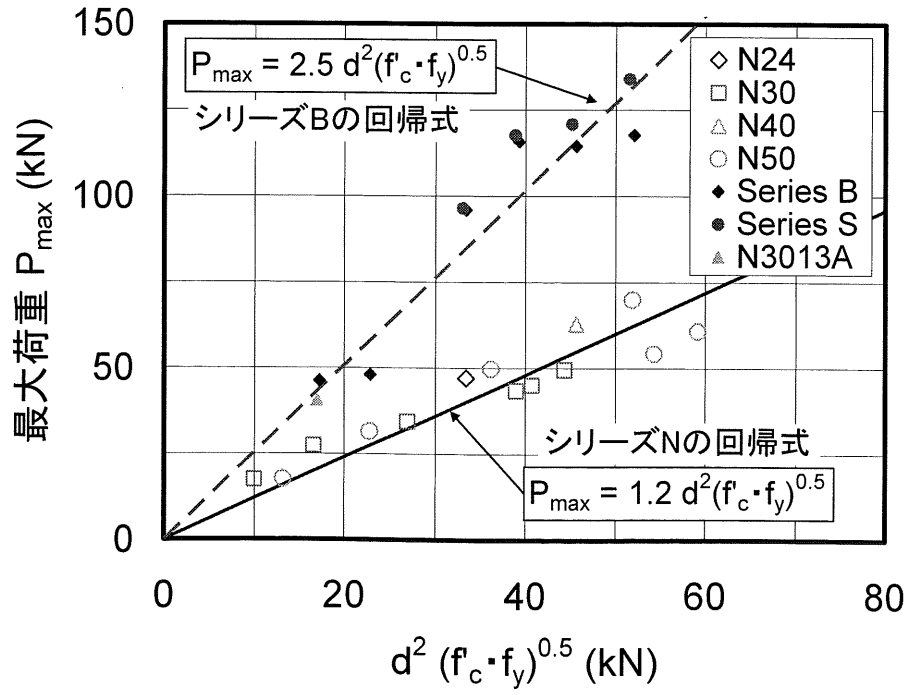


図-7.2.2　最大荷重 P_{max} とダウエル指標の関係

表-7.2.1　ダウエル試験(B, S)及びプッシュオフ試験(JS)における限界値

供試体	ずれ止め鋼材	鋼材引張強さ f_{su} (N/mm²)	鋼材せん断強度 v_{su} (N/mm²)	鋼材径 d (mm)	鋼材断面積 A_s (mm²)	鋼材せん断耐力 V_{su} (kN)	試験結果(最大荷重) P_{max} (kN)	鋼材本数 N (本)	1本当り耐力 P_u $=P_{max}/N$ (kN)	P_u/V_{su}	破壊形態(鉄筋またはスタッドの破断)
B2419	D19	538	311	19.1	287	89.0	192	2	96.0	1.08	なし
B3013	D13	480	277	12.7	127	35.1	93	2	46.3	1.32	あり
B3019	D19	538	311	19.1	287	89.0	232	2	116	1.30	あり
B4019	D19	538	311	19.1	287	89.0	229	2	115	1.29	あり
B5013	D13	480	277	12.7	127	35.1	96	2	48.1	1.37	あり
B5019	D19	538	311	19.1	287	89.0	236	2	118	1.32	あり
S24	スタッド	470	271	18.9	279	75.7	193	2	96.5	1.27	なし
S30	スタッド	470	271	18.9	279	75.7	235	2	118	1.55	なし
S40	スタッド	470	271	18.9	279	75.7	242	2	121	1.60	あり
S50	スタッド	470	271	18.9	279	75.7	268	2	134	1.77	あり
JS1	スタッド	470	271	18.9	279	75.7	500	4	125	1.65	あり
JS2	スタッド	470	271	18.9	279	75.7	769	8	96.1	1.27	なし

*) 鋼材せん断強度：$v_{su} = f_{su} / \sqrt{3}$

P_u/V_{su} の平均値
(せん断破壊ありの場合のみ)
ずれ止め鉄筋：1.32
スタッド：　1.67

7.3 ダウエル作用下のずれ止め鉄筋の降伏荷重

(1) 降伏荷重と耐力の比

前掲図-4.1.4 に示したように，ダウエル作用下の鉄筋の荷重－変位の関係は降伏荷重の段階ではまだ直線的であったことから，降伏荷重をダウエル作用下の鉄筋の線形限界としてみることができると考えられる。図-7.3.1 に，鉄筋の降伏荷重 P_y とダウエル指標 $d^2 (f_c \cdot f_y)^{0.5}$ の関係を示す。この図では，ひずみゲージを多数貼り付けたA面の結果のみに基づき，ひずみ実測値が降伏ひずみに達した荷重を P_y とした。シリーズNの P_y とダウエル指標との相関は，P_{5mm} に比べてばらつきが大きい傾向があるが，ある程度の相関は認められる。この相関の傾きは0.4であった。

$$P_y = 0.4\, d^2 (f_c \cdot f_y)^{0.5} \qquad (7.2)$$

ダウエル作用下のずれ止め鉄筋の耐力を $P_u = 1.3\, d^2 (f_c \cdot f_y)^{0.5}$ とした場合[7.1)]，降伏荷重は $0.31\, P_u$ ($P_y / P_u = 0.4 / 1.3 = 0.31$)に相当する。Poliらは荷重－変位の線形限界が $0.4\, P_u$ (P_u：終局荷重，原文では V_u としている)であるとしているが[7.3)]，本試験の結果ではPoliらの結果よりも小さい傾向にあった。Poliらは荷重－変位の直線性に基づき $0.4\, P_u$ としたが，変位はひずみに比べて降伏の影響が現れるのが遅かったものと考えられる。本試験の結果でも，図-4.1.4 に示したとおり，荷重－変位の関係では，鉄筋降伏開始後も直ちに荷重－変位の直線性に変化が現れないものがあった。

(2) 降伏荷重の算定

式(7.2)によって降伏荷重 P_y をある程度推定できることがわかったが，ダウエル指標 $d^2 (f_c \cdot f_y)^{0.5}$ は2章に示したとおり終局破壊時の釣り合いの仮定から得られたものである。ここでは，ずれ止め鉄筋の降伏荷重をBEFに基づき算定する。

ずれ止め鉄筋の最大曲げモーメントMは式(2.6)に最大曲げモーメント位置 L_m を代入した次式により得られる。

$$M = (-e^{-\beta L_m} \cdot P / \beta)\, \{(1 - \beta \cdot g) \sin \beta L_m - \beta \cdot g \cos \beta L_m\} \qquad (a)$$

ここに，$L_m = (1/\beta)\, \mathrm{Tan}^{-1}(1/(1 - 2\beta \cdot g))$

$$\beta = (Kd / 4EI)^{1/4} = (16K / \pi E d^3)^{1/4}$$

注) 本報告書では，載荷位置gはx座標軸に従って負号で表す。

また，降伏モーメント M_y は次式のとおりである。

$$M_y = 2I \cdot f_y / d = \pi d^3 \cdot f_y / 32 \qquad (b)$$

ここに，f_y：ずれ止め鉄筋の降伏点

式(a)，(b)より，降伏荷重 P_y は式(7.3)のとおりとなる。

$$P_y = (\pi d^3 \cdot f_y / 32) \cdot \beta \cdot e^{\beta L_m} / \{(1 - \beta \cdot g) \sin \beta L_m - \beta \cdot g \cos \beta L_m\} \qquad (7.3)$$

表-7.3.1 に，シリーズNの供試体について式(7.2)，(7.3)による降伏荷重計算結果を実測値とともに示す。式(7.3)の適用にあたっては，既往の算定式(2.2節)によるK値と式(7.1)によるK値をそれぞれ用いた。図-7.3.2 に各計算値と実測値の相関を示すとともに，表-7.3.2 にそれらの相関分析結果を示す。いずれのK値を用いた場合も降伏荷重の計算値と実測値の相関は比較的強く，P_y の計算に関してK値の影響は小さいことがわかる。しいて言えば，Qureshi・前川の式(2.9)または式(7.1)によるK値を用いた場合の相関係数が最も高かっ

た。

なお，降伏荷重時のコンクリート表面における変位を図-7.3.3 に示す。計算値でみた場合，降伏時変位は0.2～0.5 mm(約 0.02 d)の範囲であった。Rasmussen の試験では 0.7 d^2 $(f'_c \cdot f_y)^{0.5}$ の荷重段階でコンクリート表面の変位が 0.01 d であったとされるので[7.1]，表面変位に関して今回の結果は Rasmussen の結果よりもやや大きかった。また，この図より，変位の実測値は計算値の約 2 倍であった。前掲図-4.1.4 に示したとおり，測定初期に変位の増分が大きく，鉄筋の変位のほか，コンクリートの変位やコンクリート下面の試験機ベッドとの隙間の変位が含まれていたことが考えられる。ひずみゲージのコーティングの影響については 7.11 で述べる。

(3) d，f'_c，f_y の影響度

式(7.3)では，ダウエル指標を構成する d，f'_c の影響度がわかりにくいので，供試体 N3019 を例に，式(7.3)による P_y と d^2，f'_c，f_y それぞれとの関係を図-7.3.4 に示す。式(7.3)に基づくと，P_y は鉄筋の降伏点 f_y と直線関係であることが明らかであるが，参考として図-7.3.4(c) に示した。図-7.3.4(a)，(b)より，今回の試験の範囲(d^2 = 90～360，$f_c^{0.5}$ = 5～8)では，P_y は d^2，$f_c^{0.5}$ とそれぞれ概ね直線関係にあることがわかる。これらの点から，ダウエル指標を用いた式(7.2)でも，P_y をある程度近似できたものと考えられる。

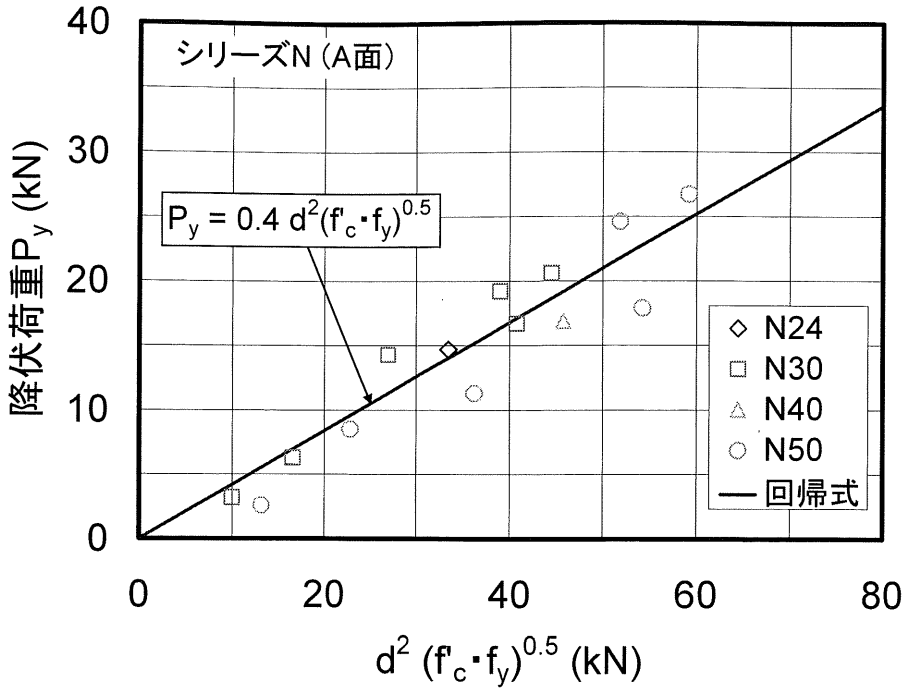


図-7.3.1　ずれ止め鉄筋の降伏荷重 P_y とダウエル指標の関係
（降伏荷重はA面側の実測ひずみによる）

表-7.3.1　降伏荷重 P_y の計算結果

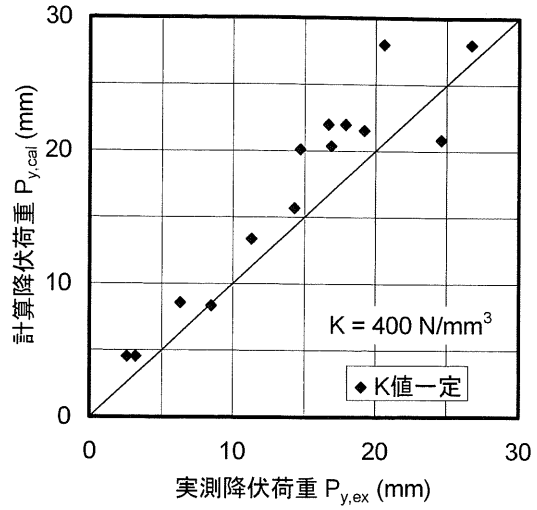
(単位：kN)

供試体記号	実測値	BEF による計算結果				近似式(7.2)による計算結果
		K = 400 N/mm³	Poli らの K 値算定式(2.8)	Qureshi らの K 値算定式(2.9)	試験で得られた K 値の回帰式(7.1)	$0.4\,d^2(f_c \cdot f_y)^{0.5}$
N2419	14.7	20.1	16.8	15.2	15.2	13.4
N3010	3.2	4.6	4.4	4.2	2.9	4.0
N3013	6.3	8.6	7.9	7.5	6.3	6.6
N3016	14.3	15.7	14.0	13.1	12.1	10.8
N3019	19.2	21.5	18.8	17.4	17.5	15.6
N3019-345	16.7	22.0	19.1	17.7	17.8	16.3
N3019-390	20.6	28.0	24.5	22.7	22.8	17.8
N4019	16.9	20.4	18.4	17.5	17.8	18.3
N5010	2.6	4.6	4.8	4.9	3.4	5.3
N5013	8.5	8.4	8.3	8.3	7.1	9.1
N5016	11.3	13.4	12.7	12.5	11.8	14.5
N5019	24.6	20.8	19.4	18.8	19.3	20.7
N5019-345	17.9	22.0	20.4	19.7	20.3	21.7
N5019-390	26.7	28.0	26.1	25.3	25.9	23.7

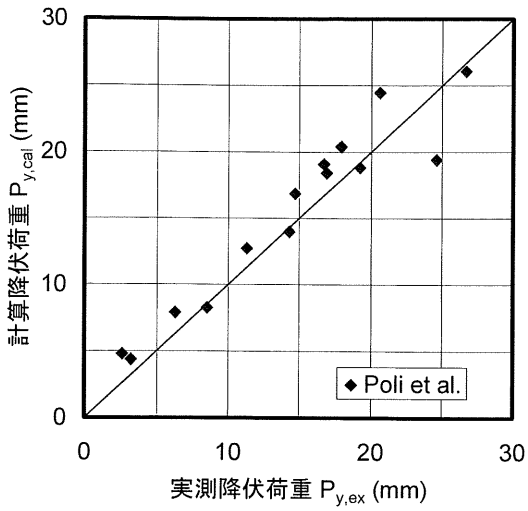
表-7.3.2　降伏荷重 P_y の各計算値と実測値の相関分析結果

(単位：kN)

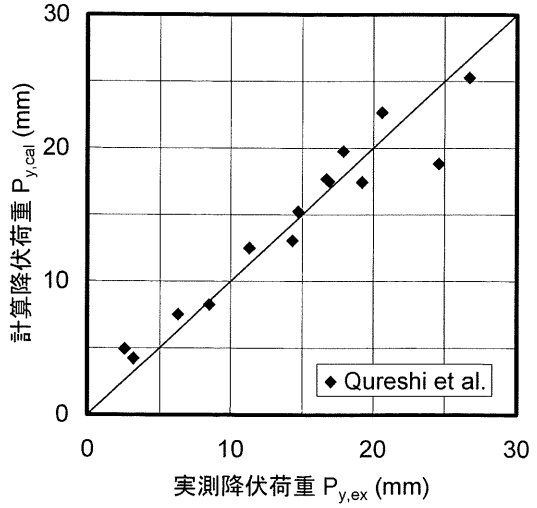
		BEF による計算結果				近似式(7.2)による計算結果
		K = 400 N/mm³	Poli らの K 値算定式(2.8)	Qureshi らの K 値算定式(2.9)	試験で得られた K 値の回帰式(7.1)	$0.4\,d^2(f_c \cdot f_y)^{0.5}$
回帰分析結果	相関係数 R	0.940	0.954	0.958	0.963	0.936
	傾き	0.859	0.957	1.010	1.012	1.043



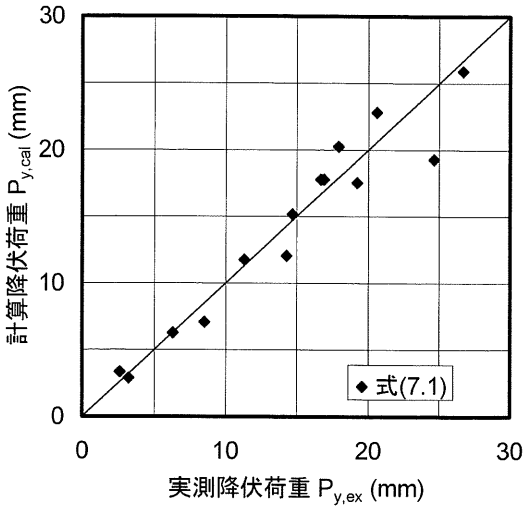
(a) K値一定, K = 400 N/mm^3 (2.2(2)より)



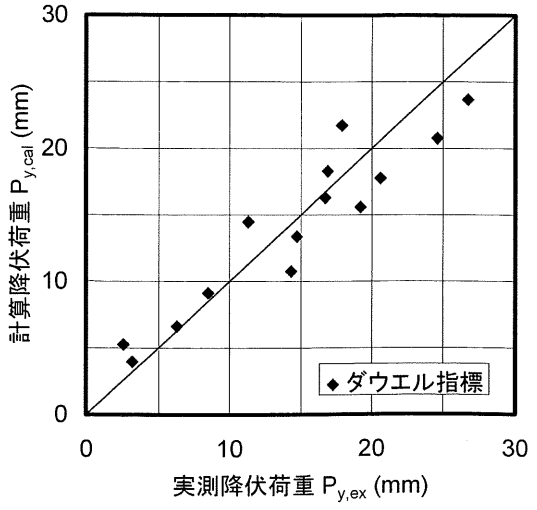
(b) Poli らの算定式(2.8)



(c) Qureshi・前川の算定式(2.9)



(d) シリーズNから得られた式(7.1)



(e) ダウエル指標による式(7.2)

図-7.3.2 ずれ止め鉄筋の降伏荷重に関する計算値と実測値の比較

(実測値はA面側の結果による)

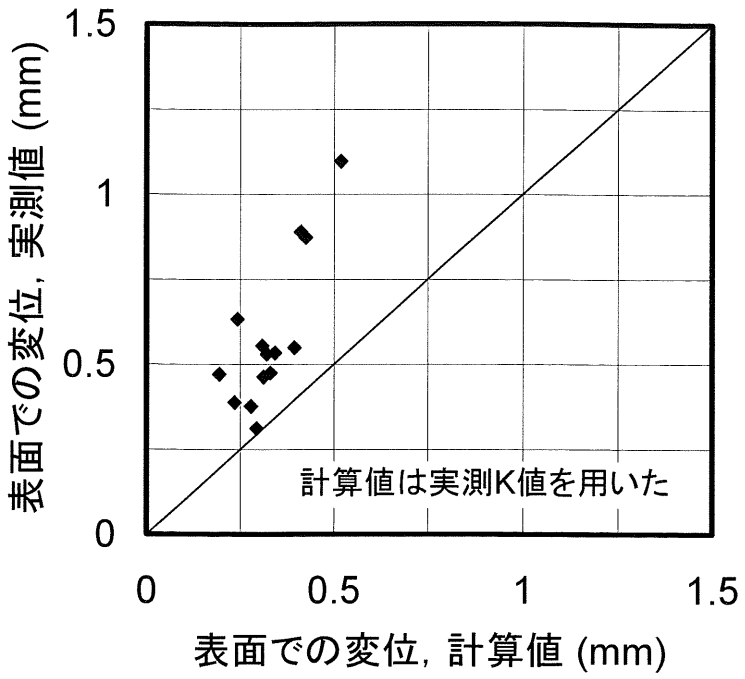
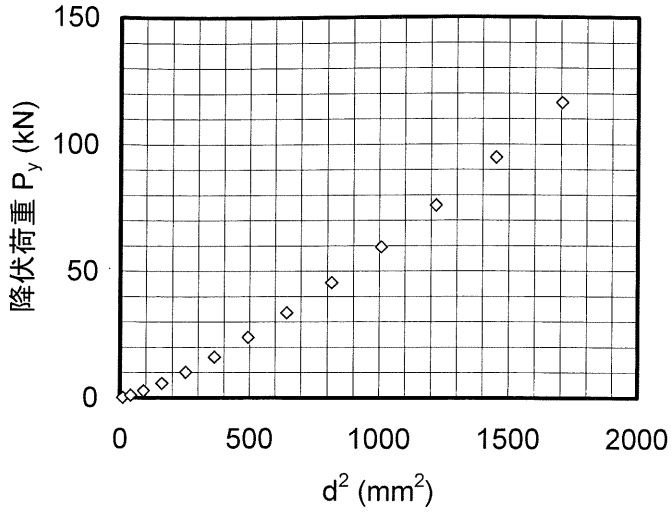
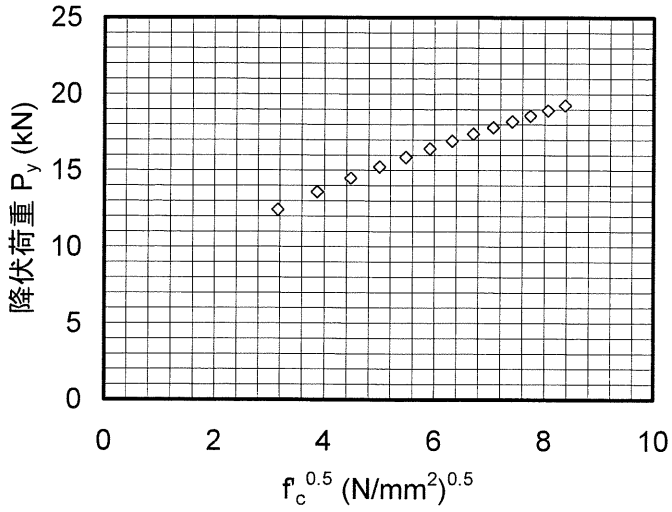


図-7.3.3　ずれ止め鉄筋降伏時の表面位置の変位

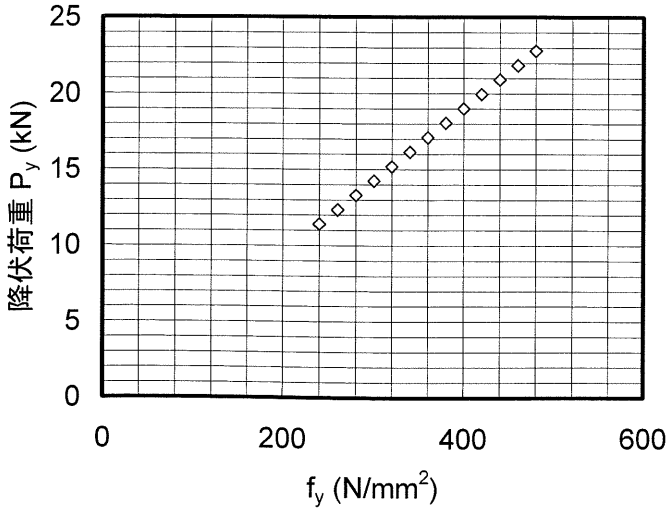
(K 値を求めた A 面側の結果を示す)



(a) d の影響



(b) f'_c の影響



(c) f_y の影響

図-7.3.4 BEF による降伏荷重算定における主な指標の影響度

7.4　ダウエル試験における鉄筋下のコンクリートの剥離とその影響

(1) ずれ止め鉄筋の降伏位置とコンクリート剥離までの挙動

図-7.4.1に降伏前のずれ止め鉄筋の最大曲げモーメント位置L_m(実測K値に基づく推定値)を鉄筋径との関係で示す。今回の試験の範囲でのL_mは概ね1～1.5 dの範囲であった。前掲図-4.1.9に示したように，鉄筋の降伏後，コンクリートの剥離発生までの間に，最大ひずみ位置(実測値)はコンクリート表面側に移動する傾向が見られた。

(2) コンクリートの剥離

a) 剥離深さ

図-7.4.2に，コンクリートの剥離深さL_{sp}(実測値)を鉄筋径dとの関係で示す。今回の試験の範囲でのL_{sp}は概ね0.5～1 dの範囲であった。

図-7.4.3に，L_{sp}と第1変化点L(=(1/β)Tan^{-1}((β・g－1)/β・g))までの支圧応力分布(=K・d・y(x))の重心位置L_{cg}との関係を示す。支圧応力分布はBEFに基づきダウエル試験から得られたK値を用いて算定したものである(図-7.4.4)。この結果，$L_{sp}=L_{cg}-1.5$の相関が得られ，コンクリートの剥離は第1変化点(正負逆転する最初の点)までの支圧応力分布の重心位置を起点に発生する傾向があることがわかった。図-7.4.3で見られるばらつきは，主として粗骨材の位置による発生位置の変化と，剥離深さの測定誤差によるものと考えられる。ここでは，コンクリートの剥離位置を次式で表すこととする。

$$L_{sp}=L_{cg} \qquad (7.4)$$

なお，図-7.4.4はN3019の例で示したが，L_{cg}は供試体に関係なく(K値に関係なく)，次式の関係があることを確認した。

$$L_{cg}=0.283\,L \qquad (7.5)$$

ここに，L：支圧応力分布(=K・d・y(x))の第1変化点までの距離 (=(1/β)Tan^{-1}((β・g－1)/β・g))

y(x)：たわみ分布 (式(2.4))

注) 本報告書では，載荷位置gはx座標軸に従って負号で表す。

図-7.4.5に，コンクリートの剥離深さL_{sp}と最大曲げモーメント位置(降伏開始位置)L_mとの関係を示す。コンクリートの剥離は降伏開始位置よりも必ず表面側で生じていた。参考として，図-7.4.6にL_{cg}とL_mの関係を示す(いずれも試験で得られたK値を用いた計算値，表-4.1.1より)。これらの関係は次式(7.6)のとおりであり，粗骨材の影響が小さければ，コンクリートの剥離は降伏開始位置よりも必ず表面側で生じると考えられ，概ね0.6 L_mの位置を起点にして剥離が発生すると推定できる。

$$L_{cg}=0.61\,L_m \qquad (7.6)$$

ここに，L_m：最大曲げモーメント位置 (=(1/β)Tan^{-1}(1/(1－2β・g)))

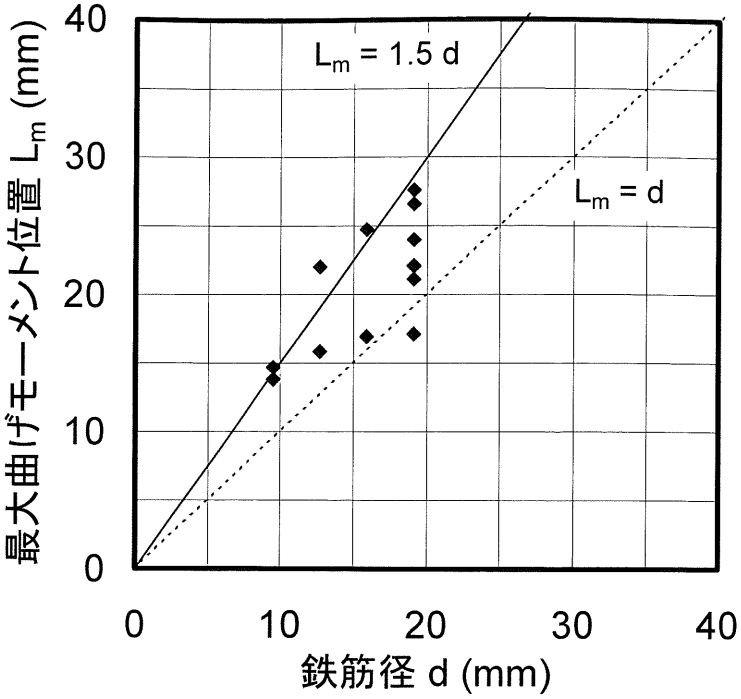


図-7.4.1　ずれ止め鉄筋の最大曲げモーメント位置

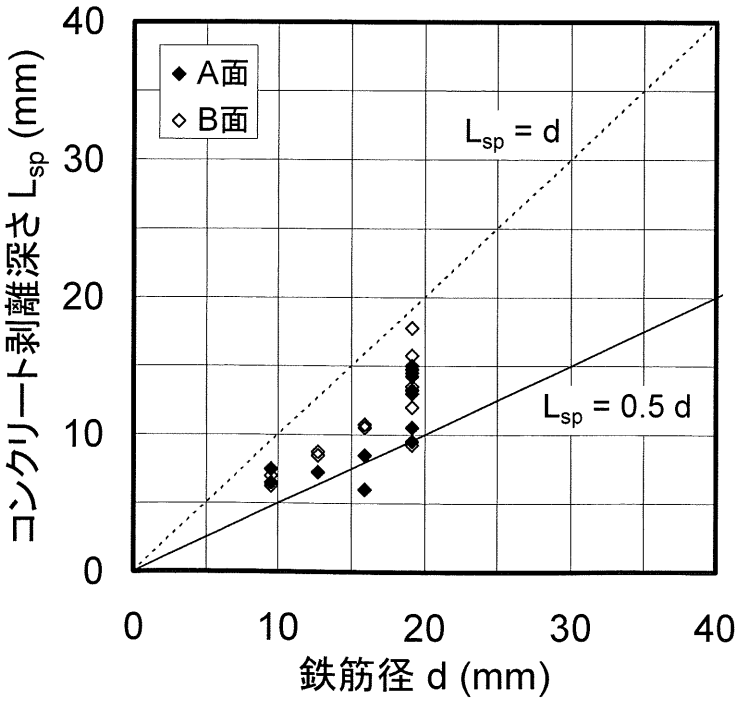


図-7.4.2　コンクリートの剥離深さ

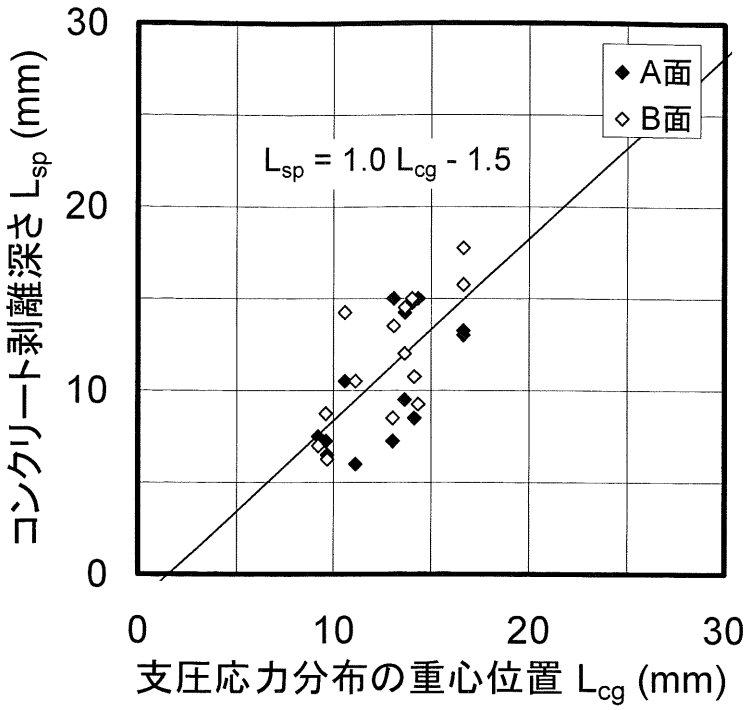


図-7.4.3　コンクリートの剥離深さと支圧応力分布の重心位置の関係

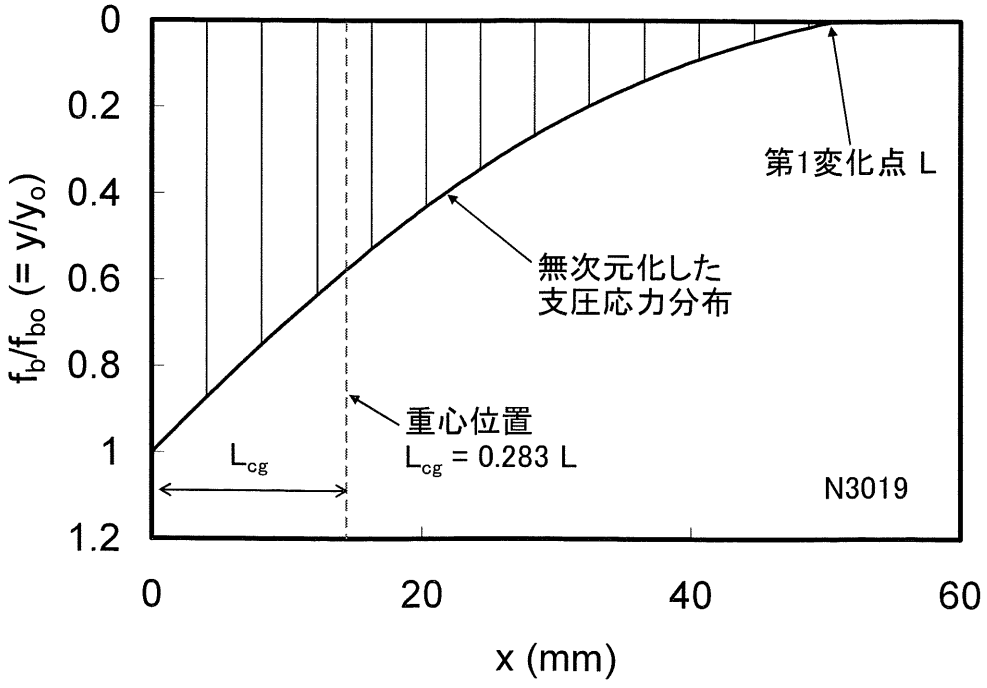


図-7.4.4　支圧応力分布の重心位置

注) y，yo は式(2.4)による。

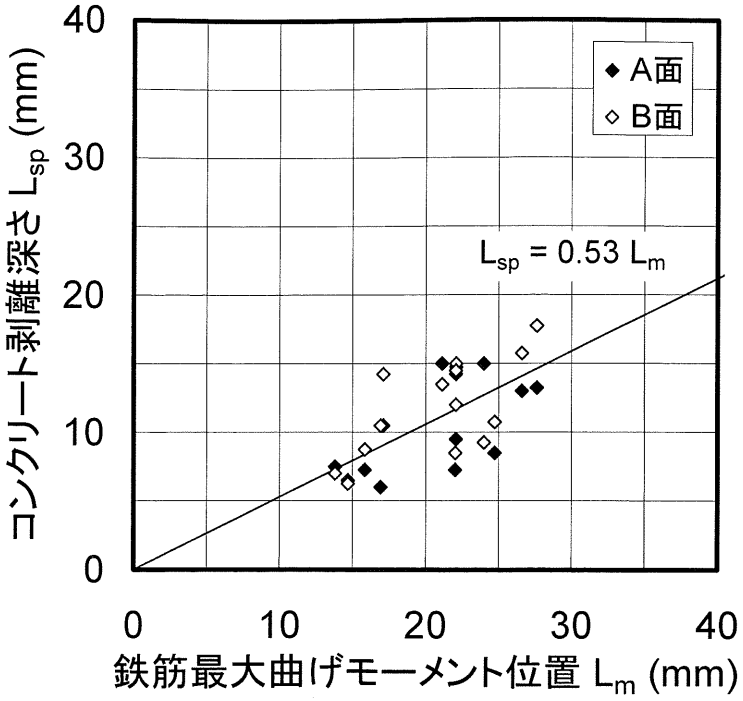


図-7.4.5　コンクリートの剥離深さと鉄筋最大曲げモーメント位置の関係

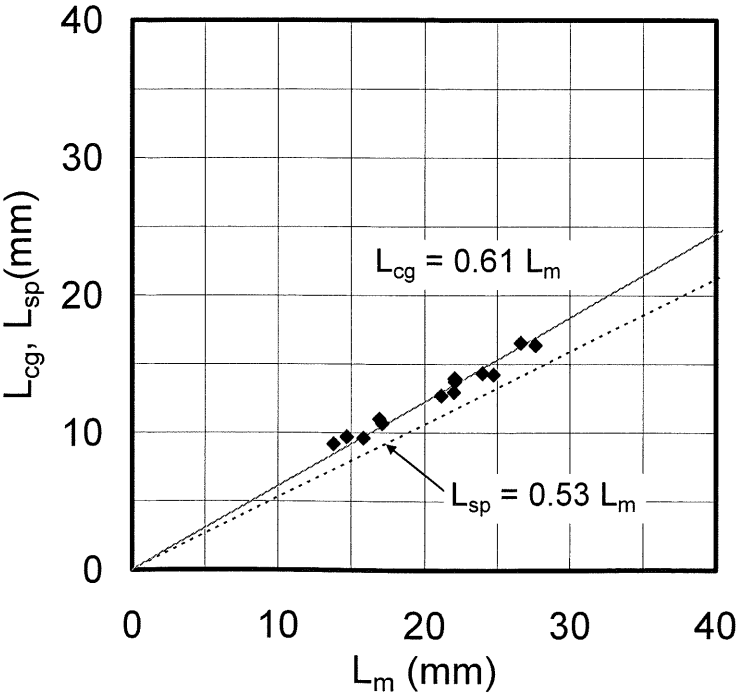


図-7.4.6　L_{cg} と L_m の関係

(いずれもダウエル試験から得られたK値により算定した値)

b) コンクリートの剥離発生荷重

図-7.4.7 に，ずれ止め鉄筋直下のコンクリートの剥離が発生した時(目視で確認できた時)の荷重 P_{sp} をダウエル指標との関係で示す。P_{sp} についてもダウエル指標との相関が見られ，両者の関係を表す係数 c は 0.76 であった。

$$P_{sp} = 0.76\, d^2\, (f_c' \cdot f_y)^{0.5} \qquad (7.7)$$

これまで鉄筋の降伏荷重とコンクリートの剥離荷重の前後関係が明確でなかったが，前掲図-7.3.1 と図-7.4.7 の結果によれば，コンクリートの剥離は明らかにずれ止め鉄筋の降伏の後に発生しており，剥離荷重 P_{sp} は降伏荷重の約 1.8 倍(= 0.76 / 0.4, 本試験の範囲での平均値)であった。また, 前掲図-7.2.1 の変位が 5 mm に達した荷重と比較すると，コンクリートの剥離発生後もさらに耐力が残っていたことがわかる。

図-7.4.8 に，コンクリートのひずみゲージの変化が見られた荷重 P_{co} とダウエル指標の関係を示す。また，図-7.4.9 に，P_{sp} と P_{co} の関係を示す。これらの結果より，目視で明確なコンクリートの剥離が観察される前に，コンクリートのひずみにその兆候が表れていたことがわかる。

さて，前述のとおり，コンクリートの剥離深さは支圧応力分布の重心位置を起点とする傾向が見られたことから，もう一つのコンクリートの剥離荷重 P_{sp} の算定方法を検討する。コンクリートの剥離発生時に，この重心位置にかかっていた合力 F は，支圧応力分布を第一変化点まで積分することにより，次式で算定できる。

$$F = K \cdot d \int_0^L y\, dx$$
$$= P_{sp}\, e^{-\beta L} \{(1-2\beta g) \sin \beta L - \cos \beta L + 1\} \qquad (7.8)$$

今回の試験の範囲では，F / P_{sp} は 0.36～0.42，平均で 0.40 であった。

一方，コンクリートの剥離した面積 A_{sp} を前掲図-4.1.3 から求め(ここでは，剥離深さの影響は小さいと考えて平面上での面積とした)，コンクリートの引張強度 f_t (= $0.23\, f_c'^{2/3}$)との積を算出した結果を，合力 F と対比して，表-7.4.1 及び図-7.4.10 に示す。両者の値は同程度であったが，強い相関は見られなかった。なお，図-7.4.11 に，コンクリートの剥離面積 A_{sp} とコンクリートの剥離深さ L_{sp} の関係を示す(いずれも実測値)。これより，A_{sp} は L_{sp} の 2 乗に比例することがわかる。

参考として，ACI325 で示されているコンクリート舗装のダウエル筋の設計に用いる許容支圧応力度 f_b (= $((4-d/25.4)/3.0) \cdot f_c'$)と [7.4)]，コンクリート剥離時における支圧応力分布の第一変化点 L までの平均支圧応力度 F/(d·L)の関係を図-7.4.12 に示す(ここに d：鉄筋径)。これより，ACI325 の報告で実験より得られたとされる f_b の算定式は，今回の結果と比較すると，コンクリート剥離時の平均支圧応力度の 3 倍程度に相当することがわかる(上記の ACI の式の分母は安全率と思われる)。

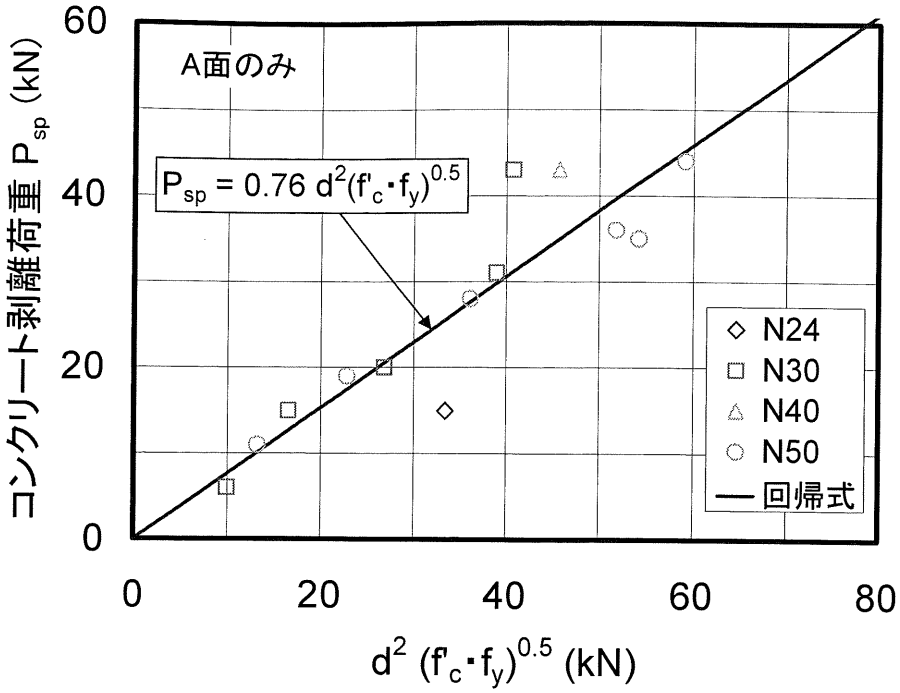


図-7.4.7　コンクリートの剥離荷重

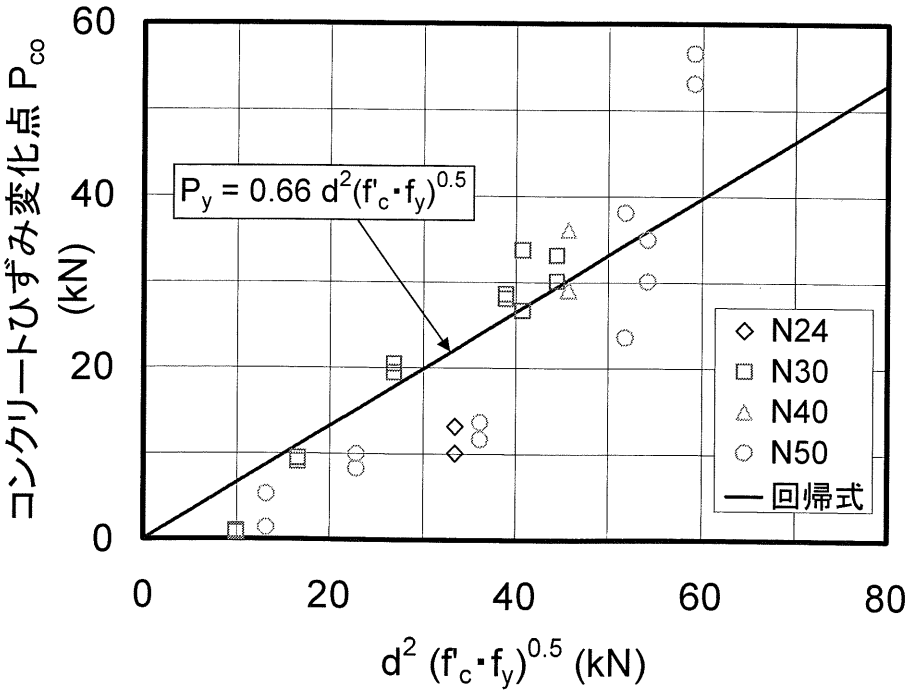


図-7.4.8　荷重との関係におけるコンクリートひずみの変化点 P_{co}

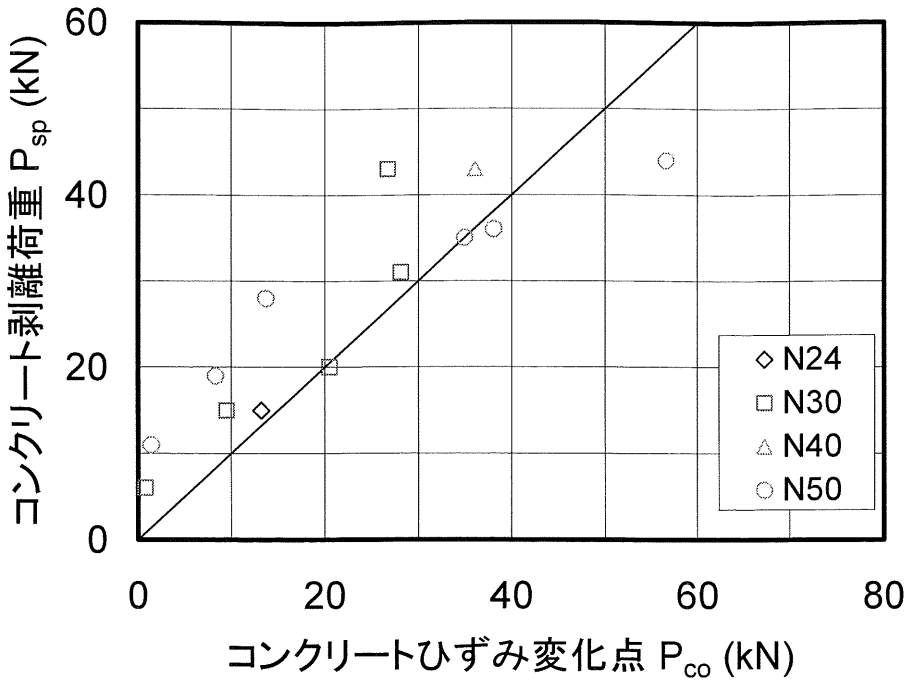


図-7.4.9　P_{sp} と P_{co} の関係

表-7.4.1　合力 F 及び $f_t \cdot A_{sp}$ の算定結果

供試体	L (mm)	合力 F (kN)	実測剥離面積 A_{sp} (mm^2)		$f_t \cdot A_{sp}$ (kN)		平均支圧応力度 F/(d·L) (N/mm^2)
			A 面	B 面	A 面	B 面	
N2419	56.1	7.7	3715	11946	7.2	23.2	9.59
N3010	24.4	3.7	1121	1986	2.7	4.8	12.19
N3013	36.1	7.0	3805	1370	8.7	3.1	11.31
N3016	46.9	8.7	1542	3436	3.6	8.1	11.38
N3019	54.7	14.5	8610	1761	20.5	4.2	11.69
N3019-345	51.7	22.4	3793	4727	9.0	11.3	12.64
N3019-390	53.8	—	2651	7386	6.3	17.6	13.54
N4019	49.3	21.9	2326	2912	6.9	8.6	14.96
N5010	21.3	7.0	2037	1294	7.1	4.5	18.01
N5013	30.9	9.3	2127	1651	7.4	5.8	18.06
N5016	37.4	15.6	3088	3205	10.8	11.2	18.23
N5019	47.3	17.8	2963	3399	10.3	11.9	17.83
N5019-345	45.3	18.8	6326	6468	22.1	22.6	19.07
N5019-390	47.4	20.9	8124	4452	28.3	15.5	20.45

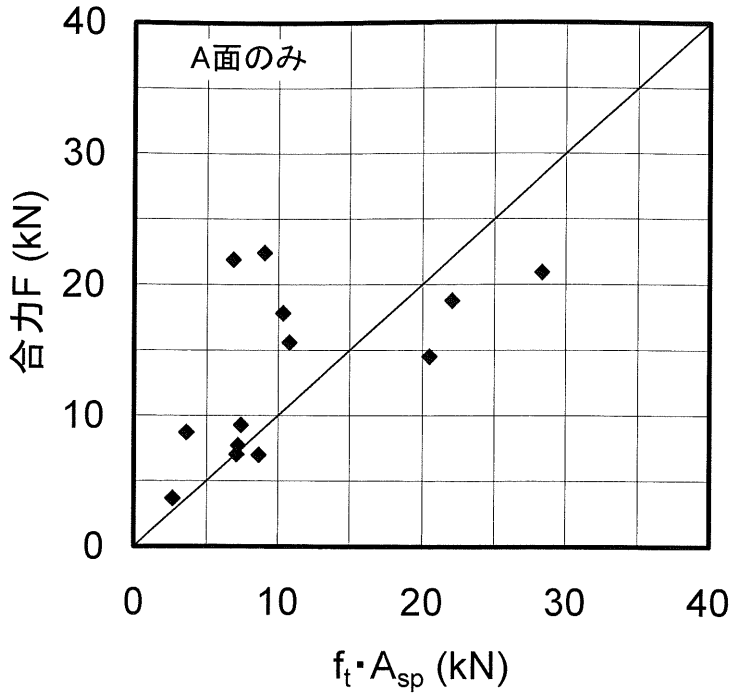


図-7.4.10　剥離荷重時における支圧応力分布の第一変化点までの合力 F と $f_t \cdot A_{sp}$ の関係

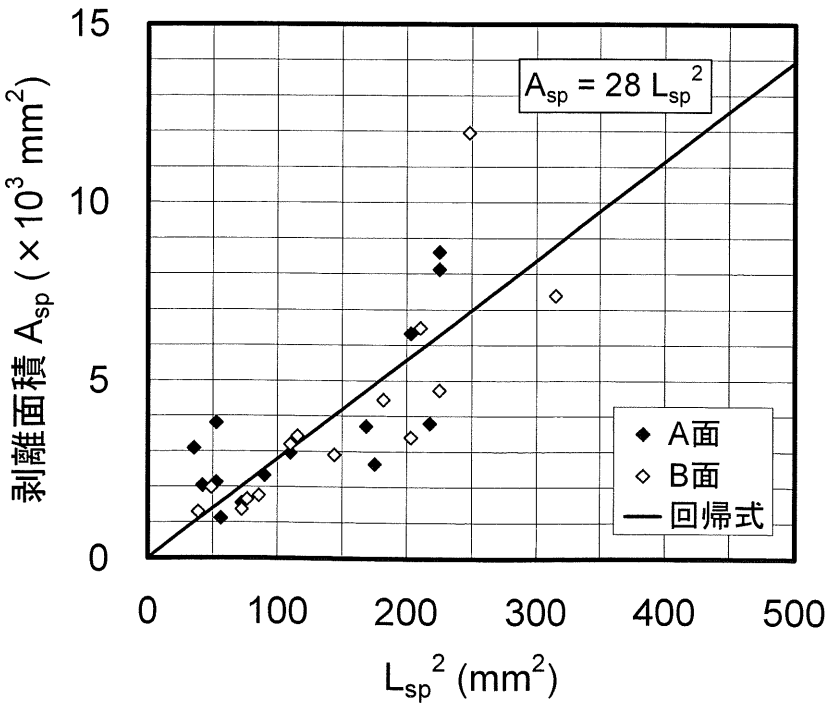


図-7.4.11　コンクリートの剥離面積 A_{sp} と剥離深さ L_{sp} の関係

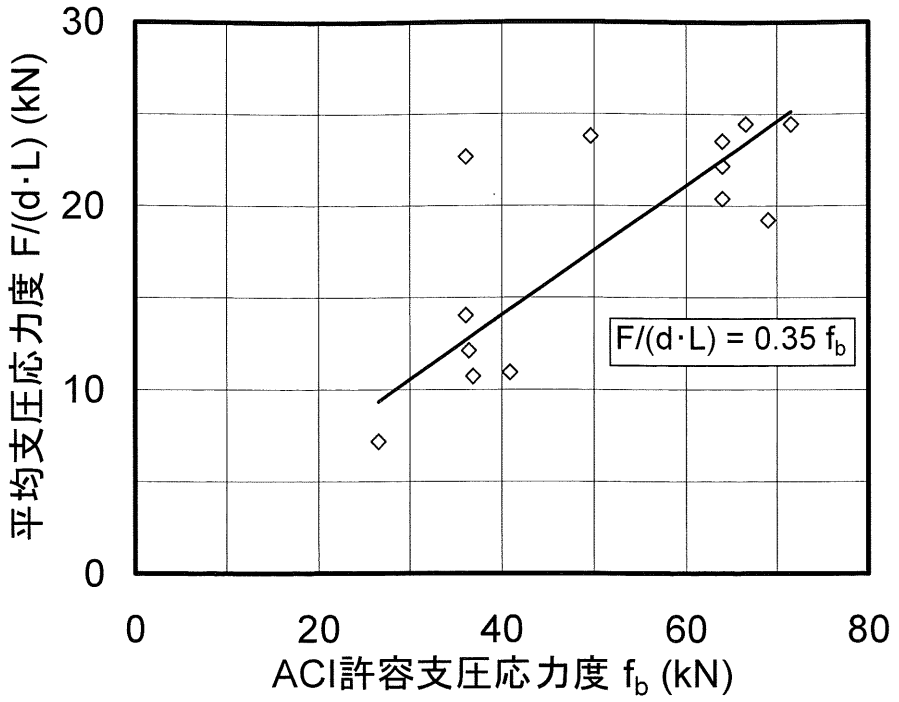


図-7.4.12　ACI325 の f_b と剥離荷重時における平均支圧応力度 F/(d·L)の関係

(3) コンクリートの剥離後のずれ止め鉄筋

a) 剥離後の最大曲げモーメント位置

ずれ止め鉄筋の全塑性モーメント発生位置 L_p は，コンクリート剥離後の鉄筋の最大曲げモーメント位置 L'_p と関係があると推察される。ここでは，図-7.4.13 のとおり，コンクリートの剥離面 $L_{sp} = 0.61\ L_m$ の位置を仮の原点として BEF がなお成立すると仮定して，L'_p を次式で算定する(L'_p は元の原点(剥離前のコンクリート表面)からの距離で表す)。

$$L'_p = 0.61\ L_m + L_{m2} \qquad (7.12)$$

ここに，L_{m2}：剥離面を原点として計算した鉄筋の最大曲げモーメント位置(= $(1/\beta)\ \mathrm{Tan}^{-1}(1/(1-2\beta \cdot g'))$)

g'：コンクリート剥離後の載荷位置から剥離面までの距離(= $g + 0.61\ L_m$，剥離により露出した鉄筋の長さを付加，x'軸上で負号)

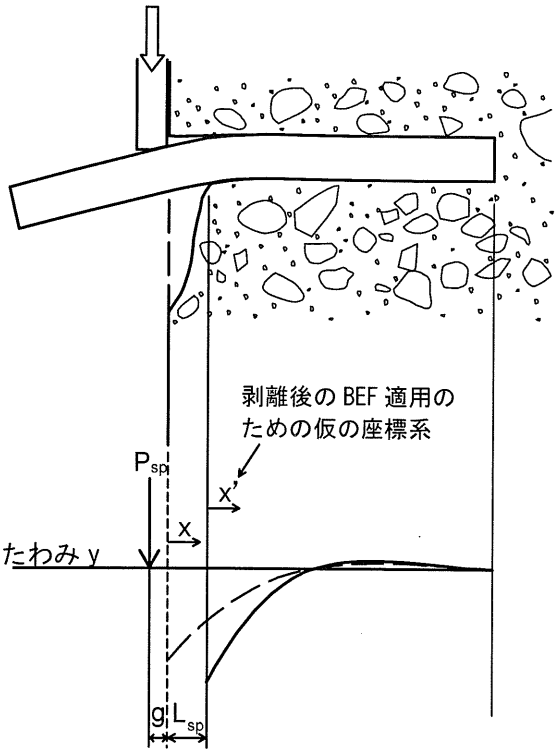


図-7.4.13　剥離後の最大曲げモーメント位置の算定における仮定

図-7.4.14 に，L'_p と剥離前の最大曲げモーメント位置 L_m との関係を示す。これより次式のとおり，コンクリートの剥離後の最大曲げモーメント位置は，剥離前のコンクリート表面からの距離で 1.27 L_m であり，剥離面から 0.66 L_m の位置に移動することがわかった。

$$L'_p = 1.27\ L_m \qquad (7.10)$$

前述のとおり，ずれ止め鉄筋の降伏後，コンクリートの剥離荷重までは，最大ひずみ位置がわずかにコンクリート表面側に移動する傾向が見られたが，最大曲げモーメント位置はコンクリートの剥離によってコンクリートの内側方向(1.27 L_m の位置)に移動した。

図-7.4.15 に，解体調査で測定した鉄筋曲げ深さ L_b と L'_p の関係を示す。鉄筋曲げ深さの計測において位置の特定は必ずしも明確でなかったことからばらつきが大きい傾向にあるが，この図から鉄筋曲げ深さは L'_p と概ね一致した。

$$L_b = 0.99\ L'_p\ (\fallingdotseq\ L'_p) \qquad (7.11)$$

なお，コンクリートの剥離深さは 0.61 L_m で表されることから，鉄筋曲げ深さの約 1/2 程度となることがわかる。このことは，前掲図-4.3.4 に示したとおり，コンクリートの剥離深さが鉄筋曲げ深さの概ね 1/2 程度であったことと一致する。

b) 鉄筋の塑性ヒンジ形成

図-7.4.16 に，剥離直後における最大曲げモーメント M_{max2} (L'_p における曲げモーメント)と剥離面における曲げモーメント M_{o2} を，鉄筋の塑性モーメント M_p (= $f_y \cdot d^3/6$)との比で示す。M_{max2}, M_{o2} の算定には式(7.7)によるコンクリートの剥離荷重 P_{sp} を用いた。この結果より，コンクリートの剥離が生じた時点での M_{max2}, M_{o2} はいずれも塑性モーメント M_p よりも明らかに大きい値であったことがわかった。これらの結果と，支

圧応力分布の形状(図-7.4.13 に示したたわみ分布と同様)から，コンクリートの剥離時には，ずれ止め鉄筋の剥離面から L'_p の範囲が塑性モーメント M_p に達していたと考えられる。

コンクリートの剥離後さらに荷重を負荷した後に測定した鉄筋曲げ深さが，一度の剥離を想定して算定した L'_p と一致する傾向が見られた要因の一つは，剥離後直ちに鉄筋に塑性ヒンジ(計算上の塑性)が形成されたことが挙げられる。一方，剥離面の鉄筋直下のコンクリートは，鉛直荷重による局部的な支圧に加えて，鉄筋の曲げに伴う水平荷重も受けるので，三軸圧縮応力を受ける状況に置かれると考えられる。コンクリートの三軸圧縮応力度は，2～20 f'_c とさまざまの値が提案されているが [7.3),7.5)]，いずれにしても一軸圧縮試験の結果によるコンクリート圧縮強度 f_c に比べて高い強度を有していることが明らかである。

これらの点から，コンクリートが徐々に押しつぶされる状況に置かれたが，二度目の大きな剥離(L_{cg} での剥離以上に深い位置での剥離)は生じなかったものと考えられる。また，剥離後の残存耐力は鉄筋のひずみ硬化に依存していたと考えられる。

Rasmussen の仮定において塑性ヒンジの位置 Z は，前掲図-2.3.1 の式(e)，(f)より P を消去して得られる式(7.12)となる。塑性ヒンジ形成時に g の影響が小さいと仮定すると，Z は $d\,(f_y / f'_c)^{0.5}$ と相関があると考えられる。

$$Z = P / \chi \cdot f_c \cdot d \qquad (e)$$

$$Z = (f_y \cdot d^3 / 6 \cdot P + g) / \xi \quad (g \text{ は負号}) \qquad (f)$$

$$Z = (1/2\xi)\,[g \pm \{(g^2 + 2\xi \cdot f_y \cdot d^2) / (3\chi \cdot f'_c)\}^{0.5}] \qquad (7.12)$$

$g = 0$ とした場合，

$$Z = d\,(f_y / 6\chi\,\xi \cdot f'_c)^{0.5} \qquad (7.13)$$

$A = 1/(6\chi\,\xi)^{0.5}$ とおくと，

$$Z = A \cdot d\,(f_y / f'_c)^{0.5} \qquad (7.14)$$

図-7.4.17 に，鉄筋曲げ深さ L_b(実測値)及び剥離後の最大曲げモーメント位置 L'_p を $d\,(f_y / f'_c)^{0.5}$ との関係で示す。図中，参考として，降伏前の最大曲げモーメント位置 L_m とコンクリートの剥離深さ L_{sp}(実測値)も合わせて示す。L_b(≒L'_p)は $d\,(f_y / f'_c)^{0.5}$ と相関が認められる。

$$L_b = 0.99\,L'_p = 0.54\,d\,(f_y / f'_c)^{0.5} \qquad (7.15)$$

これより，塑性ヒンジ形成位置は，BEF から算定できるだけでなく，より簡易な実験式(7.15)によっても算定できることがわかった。

(4) ずれ止め鉄筋の破壊過程

以上のまとめとして，図-7.4.18 にずれ止め鉄筋の破壊過程を模式図で示す。

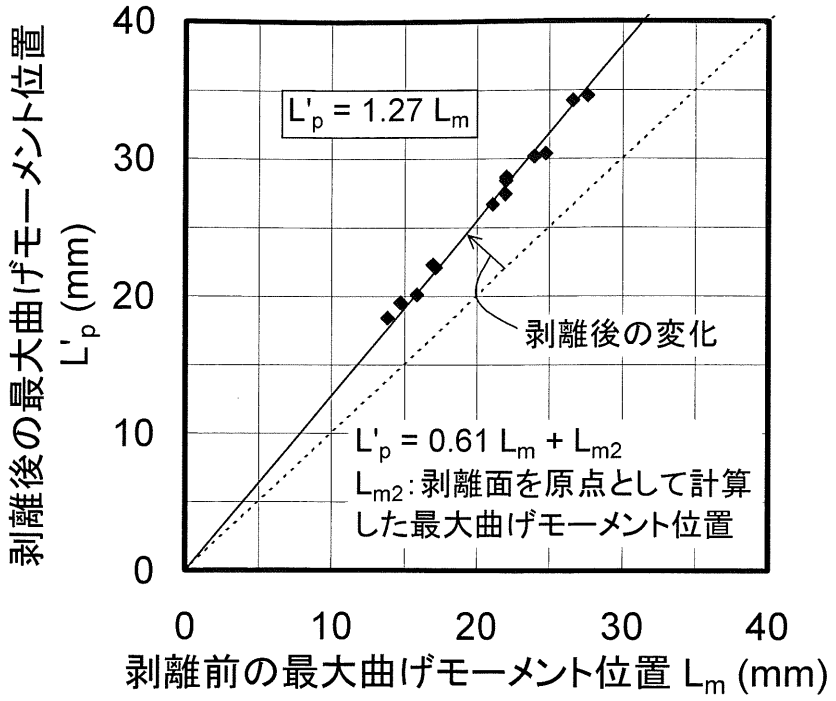


図-7.4.14　コンクリート剥離後の最大曲げモーメント位置

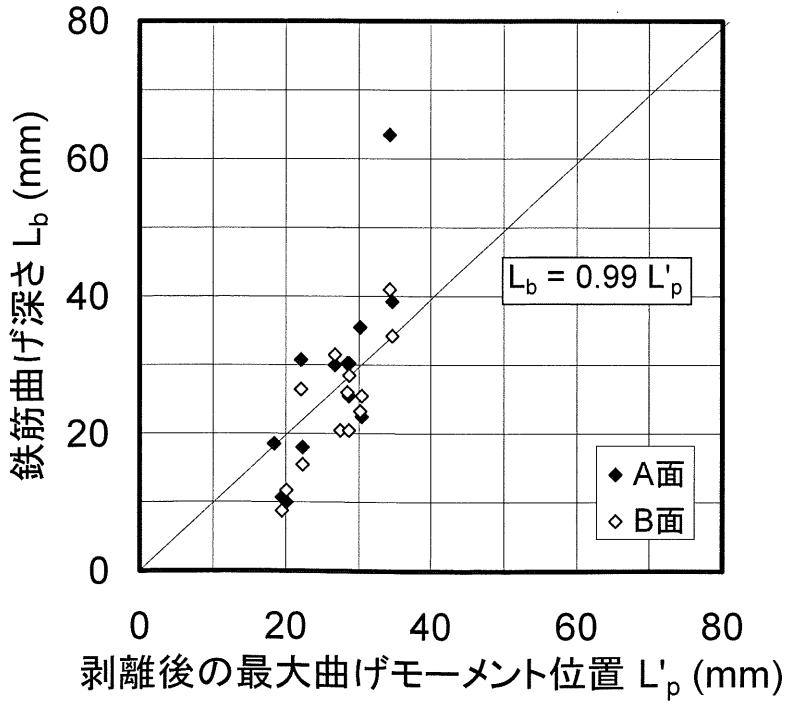
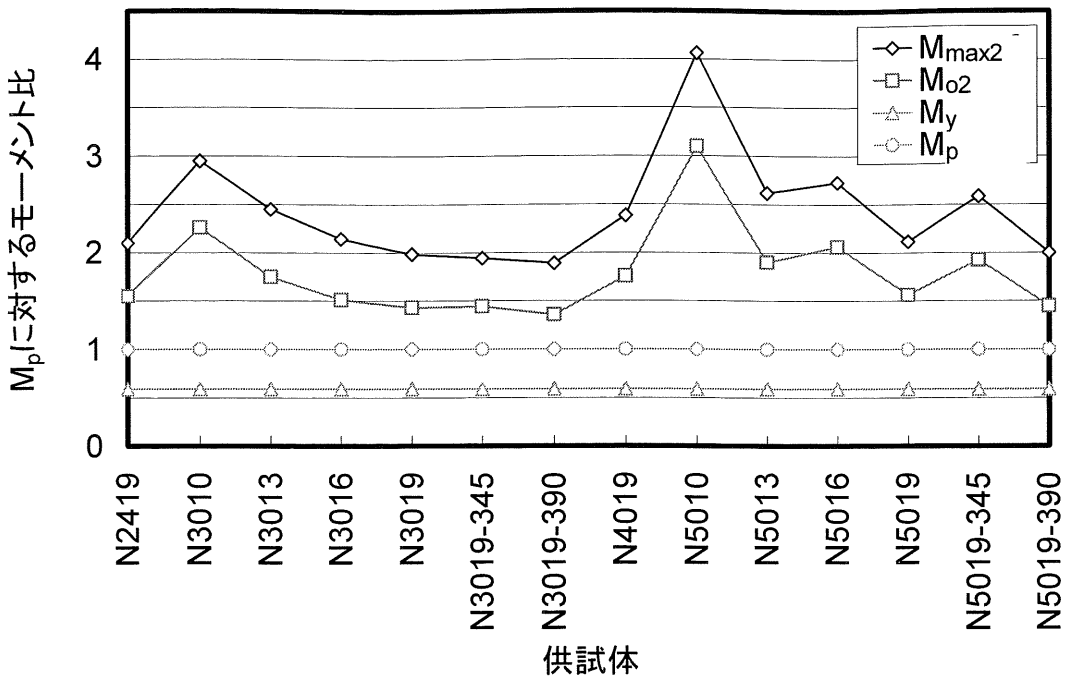


図-7.4.15　鉄筋曲げ深さ L_b(実測値)と L'_p(計算値)の関係



M_{max2}：剥離直後の最大曲げモーメント(L'_pにおける曲げモーメント)

M_{o2}：剥離直後の剥離面における曲げモーメント

図-7.4.16　剥離直後の鉄筋の曲げモーメントと全塑性モーメント

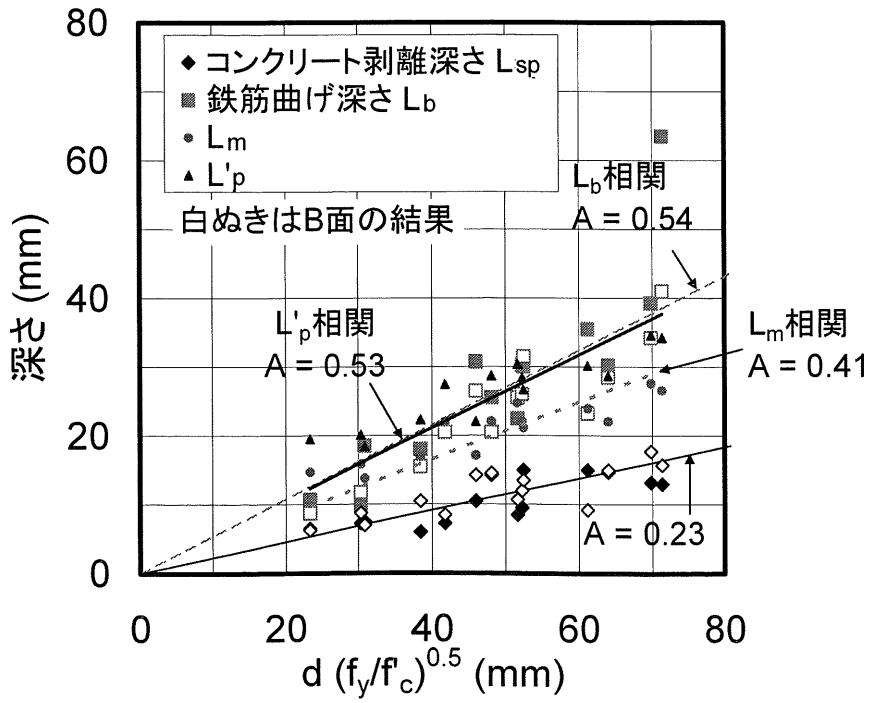
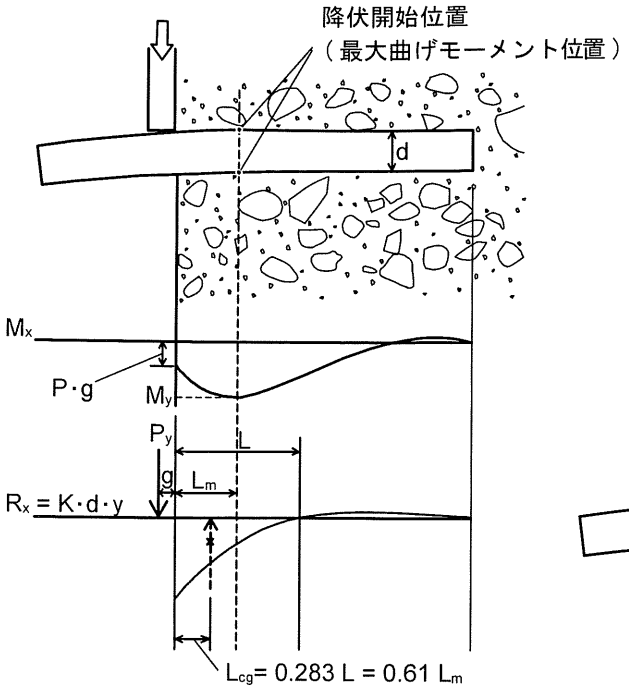


図-7.4.17　Rasmussen の全塑性モーメント発生位置 Z と L'_p, L_b の関係

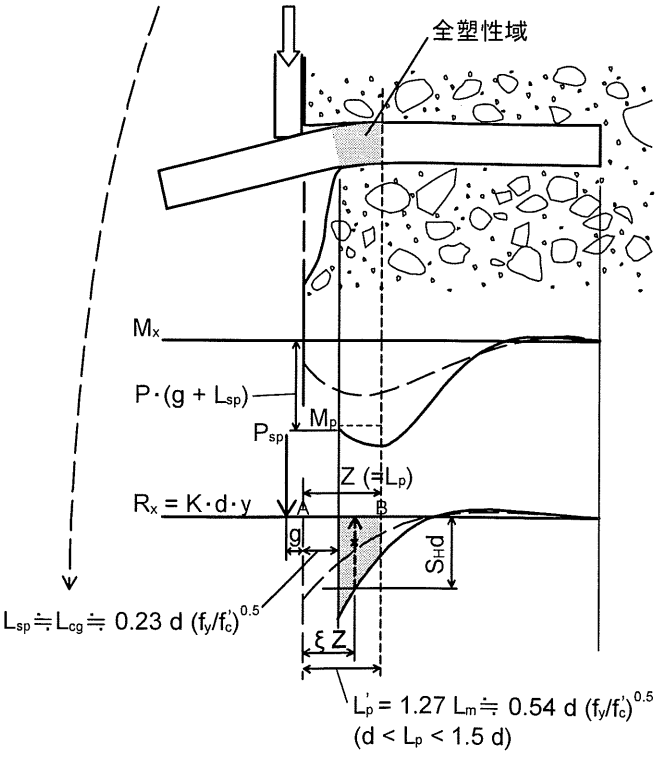
$Z = A \cdot d\,(f_y/f'_c)^{0.5}$



(a) 降伏開始時

$$P_y = (\pi d^3 \cdot f_y / 32) \cdot \beta \cdot e^{\beta L_m} / \{(1 - \beta \cdot g) \sin \beta L_m - \beta \cdot g \cos \beta L_m\}$$

$$(P_y = 0.4\, d^2 (f_c' \cdot f_y)^{0.5})$$



(b) コンクリート剥離時

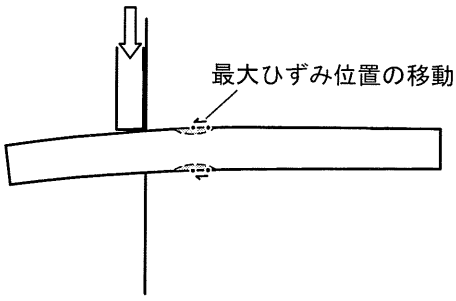
$$P_{sp} = 0.76\, d^2 (f_c' \cdot f_y)^{0.5}$$

Mx：鋼棒の曲げモーメント

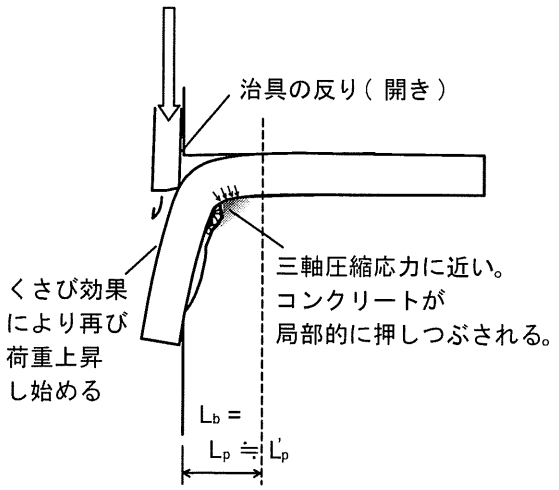
Rx：コンクリートの支圧応力

y：鋼棒の変位

Z, ξ, SH：Rasmussen の定義に対応



（参考図１）鋼棒降伏後，
コンクリート剥離まで



（参考図２）試験終了時
最大荷重

$$P_{max} = 1.2\, d^2 (f_c' \cdot f_y)^{0.5}$$

図-7.4.18　ずれ止め鉄筋の破壊過程（まとめ）

7.5 スタッドの挙動

(1) スタッドの曲げモーメント分布と降伏荷重 P_y

図-7.5.1 に，供試体 S30 のスタッドのひずみ測定結果から求めた曲げモーメントを，式(7.1)で算出した K 値を用いたときの曲げモーメント図と合わせて示す(荷重－変位の関係において概ね直線関係にある範囲の上限荷重時)。この図から，スタッドの挙動は，BEF でよく表されることがわかる。また，式(7.1)で算定した K 値はスタッドにも適用できる可能性があることが分かった(今回の試験の範囲では式(2.8)，式(2.9)も顕著な差は生じない)。

供試体 S30 のスタッドの降伏曲げモーメント($\pi d^3 \cdot f_y/32$，f_y：スタッドの降伏点，ε_y：スタッドの降伏ひずみ，ここではスタッドの材料引張試験において応力－ひずみ関係の直線限界値 1360 μ を降伏ひずみとした)は 180 N·m である。図-7.5.2 に，スタッドの一部が降伏曲げモーメント 180 N·m に達する荷重レベル 17.7 kN 時のスタッドの曲げモーメント図を示す。ここでは，スタッドのビード高さを実測値から 8 mm 程度と考えた(S30 のビード実測値は 5～8 mm)。この結果から，スタッドの部分的な降伏は，その耐力に比べてごく低い荷重段階から生じていたことがわかる。2 章で述べたとおり，スタッドの初回載荷時は，荷重－変位の関係が早期に曲線となるが，これはスタッドの部分的な降伏に起因するところが大きいと推察される。

スタッドの降伏荷重 $P_{y,s}$ とずれ止め鉄筋の降伏荷重 $P_{y,b}$ について，BEF の下で比較してみる。$P_{y,s}$ と $P_{y,b}$ は，いずれも最大曲げモーメントの算定式に降伏モーメント M_y ($= f_y \cdot d / (2 \cdot I)$)を代入して，それぞれ以下のとおり表される。

$$P_{y,s} = (\beta \cdot d / I) \cdot f_{y,s} \tag{7.16}$$

$$P_{y,b} = (\beta \cdot d / I) \cdot e^{\beta L_m} \cdot f_{y,b} / (1 + (1-2\beta g)^2)^{0.5} \tag{7.17}$$

ここに，$\beta L_m = 1/(1-2\beta g)$

$f_{y,s}$：スタッドの降伏点

$f_{y,b}$：ずれ止め鉄筋の降伏点

g：載荷位置（負号）

β ($= (K \cdot d / 4EI)^{1/4}$)，鋼棒の径 d，I ($= \pi d^4 / 64$)がそれぞれ同じとすると，$P_{y,s}$ の $P_{y,b}$ に対する比は次のとおりとなる。

$$P_{y,s} / P_{y,b} = e^{-\beta L_m} \cdot (f_{y,s} / f_{y,b}) \cdot (1 + (1-2\beta g)^2)^{0.5} \tag{7.18}$$

ここで，ずれ止め鉄筋の場合の載荷位置 $g \rightarrow 0$ とすると，

$e^{-\beta L_m} \rightarrow 0.37$

$(1 + (1-2\beta g)^2)^{0.5} \rightarrow 1.41$

となる。また，今回の試験データ(表-3.3.5)より，

$f_{y,s} / f_{y,b} = 279 / 342 = 0.82$

である。これらの数値より，$P_{y,s} / P_{y,b}$ は 0.43 となる。

また，ずれ止め鉄筋の載荷位置が離れるに従って($g \rightarrow -$)，

$\beta L_m = 1/(1-2\beta g) \rightarrow$ 小，よって $e^{-\beta L_m} \rightarrow$ 大，

$(1 + (1-2\beta g)^2)^{0.5} \rightarrow$ 大，

今回の試験の範囲では，$e^{-0.49} = 0.61$ (β=0.026～0.043，L_m = d～1.5 d より，$\beta L_m = 0.026 \times 19 = 0.49$)，$(1 + (1-2\beta g)^2)^{0.5} = 1.65$ ($\beta g = 0.026 \times (-6)$)となる。これより，$P_{y,s} / P_{y,b}$ は 0.83 となる。

以上の試算から，スタッドの降伏荷重 $P_{y,s}$ は一般にずれ止め鉄筋の降伏荷重 $P_{y,b}$(当て板なし)よりも小さくなる傾向があること，今回の試験の範囲に限れば，$P_{y,s}$ は $P_{y,b}$ の概ね 0.8 程度(少なく見積もった場合 0.4 程度)となることがわかった。例えば，N3019 の $P_{y,b}$ が 18.7 kN (図-4.1.4)に対して，S30 の $P_{y,s}$ は 17.7 kN (図-7.5.2)であり，$P_{y,s} / P_{y,b} = 0.95$ であった。上述のとおり(図-7.5.2)，計算上，スタッドの最大曲げモーメントは，板との境界部に発生するが，実際の供試体ではスタッド溶植部のビードの部分の剛性が軸部の平均的な断面に比べて大きいことから，降伏荷重がやや大きくなっている。このことは $P_{y,s} / P_{y,b}$ が試算結果よりも高くなった理由としてあげられる。

前掲図-4.2.8 の結果より，シリーズ B のように鋼板をボルトで固定した場合，荷重－変位図は鉄筋のみのシリーズ N とシリーズ S の中間程度の挙動を示していた。図-7.5.3 に，供試体 B3019 のずれ止め鉄筋の曲げモーメント図を示す。図中には，式(7.1)による K 値を用いて，コンクリート表面での鉄筋の回転拘束ありとした場合の計算値と，回転拘束なしとした場合の計算値をそれぞれ合わせて示す。この図より，当て板がある場合に，回転拘束ありとした場合(シリーズ S と同様)と同なし(シリーズ N と同様)とした場合の間にあることがわかる。降伏開始時点では，当て板がある場合の結果は回転拘束なしの結果に近かった。

(2) コンクリート表面における変位 y_o

スタッドの表面変位 $y_{o,s}$ とずれ止め鉄筋の表面変位 $y_{o,b}$ は，BEF の下で以下のとおり表される。

$$y_{o,s} = P \cdot \beta / (K \cdot d) \qquad (7.19)$$

$$y_{o,b} = P \cdot \beta / (K \cdot d) \times 2 (1 - \beta \cdot g) \qquad (7.20)$$

ここで，ずれ止め鉄筋の場合の載荷位置が g = 0～－6 mm とすると，$y_{o,s} / y_{o,b}$ は 0.43～0.50 となる。これより，荷重－変位の関係において，弾性範囲内では，スタッドの方がずれ止め鉄筋に比べて変位が小さく，剛性が高くなる(前掲図-4.2.8)。

(3) コンクリートの支圧応力の合力 F

シリーズ N において，コンクリートの剥離は BEF で得られる支圧応力分布のうち，第一変化点までの合力が作用する位置 L_{cg} で生じる傾向が見られた(7.4 節)。このことから，コンクリートの剥離が発生する荷重が作用したときの L_{cg} に作用する合力 F はコンクリートの剥離発生と直接的な関係があるものと推察され，7.4 節では剥離荷重時の F(ここではスタッドと区別するため F_b とする)の算定方法を示した。これと同様にして，図-7.5.4(a)にスタッドの支圧応力分布と第一変化点までの合力 F_s 及びその作用位置を示す。比較のため，図-7.5.4(b)にずれ止め鉄筋の場合の図を再掲した(図-7.4.4 の横軸のスケールを変更した)。

スタッドの場合も合力の作用位置 L_{cg} は 0.288 L であり鉄筋と大差ないが，鉄筋に比べて支圧応力分布の第一変化点 L が大きいことから，スタッドの方がより内部に合力の作用位置があることがわかる。

鉄筋の合力 F はそのときの作用荷重 P の 0.4 倍程度であったが，スタッドの合力 F は P の 1.07 倍であり，スタッドの F は作用荷重よりもやや大きい値であった。スタッドの場合，作用力の大部分を第一変化点まで

の範囲で支持していると考えられる。これらの図は任意荷重におけるものであるので，荷重レベルを降伏荷重に設定して(スタッドの場合，剥離荷重が確認されていない)，スタッドとずれ止め鉄筋の違いをさらに比較してみる。図-7.5.4 は，支圧応力分布をコンクリート表面の支圧応力($K \cdot d \cdot y_o$)で無次元化しているので，応力レベルの比較には y_o の比較が必要であり，またその算定に必要な降伏荷重 P_y も必要である。前項(1)，(2)の検討を踏まえ，y_o，P_y，F は線形関係にあることから，スタッドとずれ止め鉄筋のそれぞれの倍率を乗じることで，降伏荷重時の F の比較ができると考えられる。整理すると次のとおりである。

	y_o		P_y		F/P	降伏荷重時の F
スタッド：	0.4～0.5	×	0.4～0.8	×	1.07	= 0.17～0.43
ずれ止め鉄筋：	1	×	1	×	0.4	= 0.4

ずれ止め鉄筋の場合，コンクリート表面付近に近いところで比較的高い合力 F が作用するため，コンクリートの剥離が相対的に発生しやすい。また，コンクリートの剥離発生後は 7.4 で示したとおり，剥離した面から載荷位置までの距離が大きくなるため，その後の変位の増加が著しくなる。一方，スタッドは，比較的広い範囲で合力 F を支持するとともに，その作用位置も比較的深いことから，鋼棒を支持するコンクリートの負担が鉄筋の場合に比べて軽く，コンクリートの剥離が生じにくい傾向にあると考えられる。以上は，コンクリート表面における鋼棒の回転拘束の違いからもたらされる相違点である。これに加えて，スタッドの場合，コンクリート表面を板で拘束しているため，剥離が生じにくく，生じた後もその拘束効果が期待できる。ずれ止め鉄筋の場合(シリーズ N)に比べて，スタッド(シリーズ S)のダウエル作用に対する耐力が大きかったのは，これらの理由によると考えられる。なお，スタッドのダウエル試験では，これらのことからコンクリートの剥離を伴う破壊形態を示さず，他のクリティカルな破壊形態（コンクリート強度が比較的小さい S24，S30 はコンクリートの大きなひび割れとそれに伴うスタッドの抜け出し(今回の試験では荷重の低下が見られたため抜け出すまで載荷しなかった)，コンクリート強度が高い S40，S50 はスタッドのせん断破壊）によって，終局に至った。

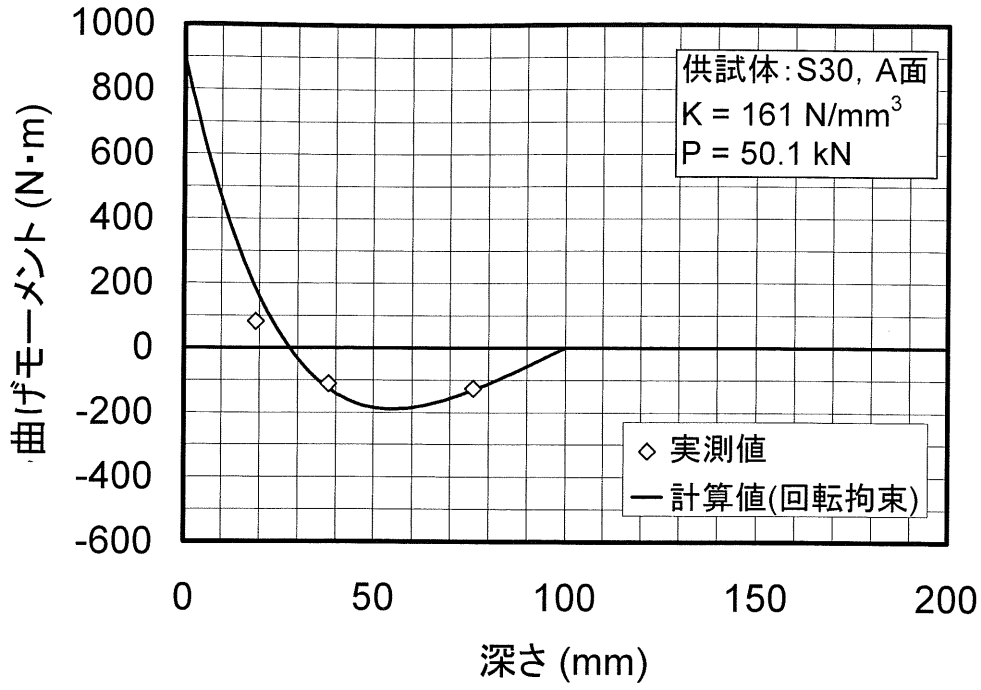


図-7.5.1　供試体 S30 のスタッドの曲げモーメント図

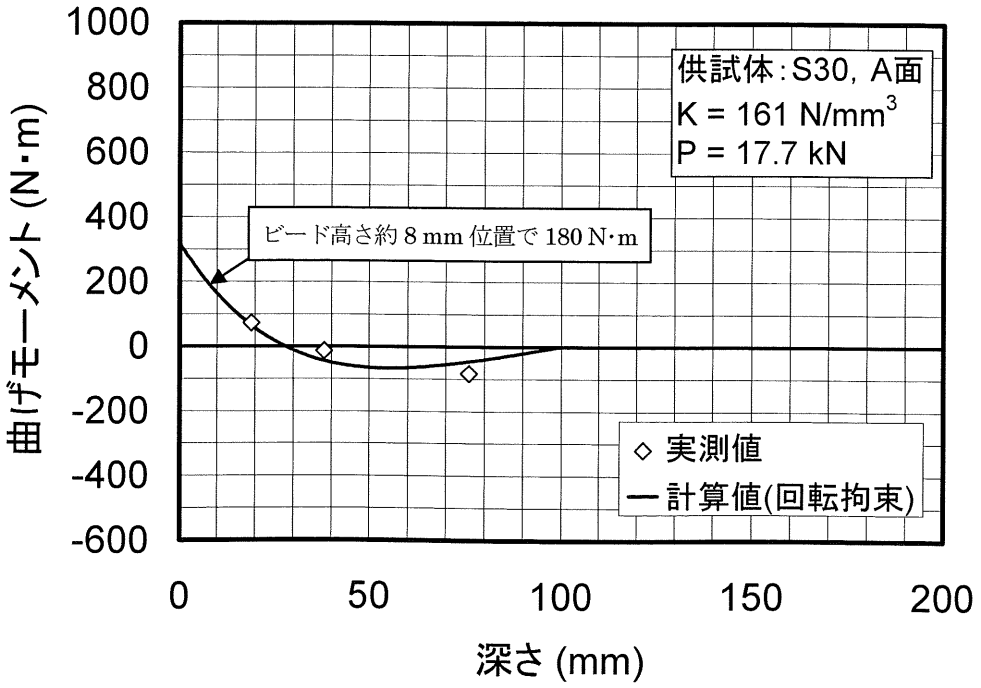


図-7.5.2　供試体 S30 のスタッドの曲げモーメント図

(スタッド付根部の降伏開始時，降伏モーメント約 180 N・m)

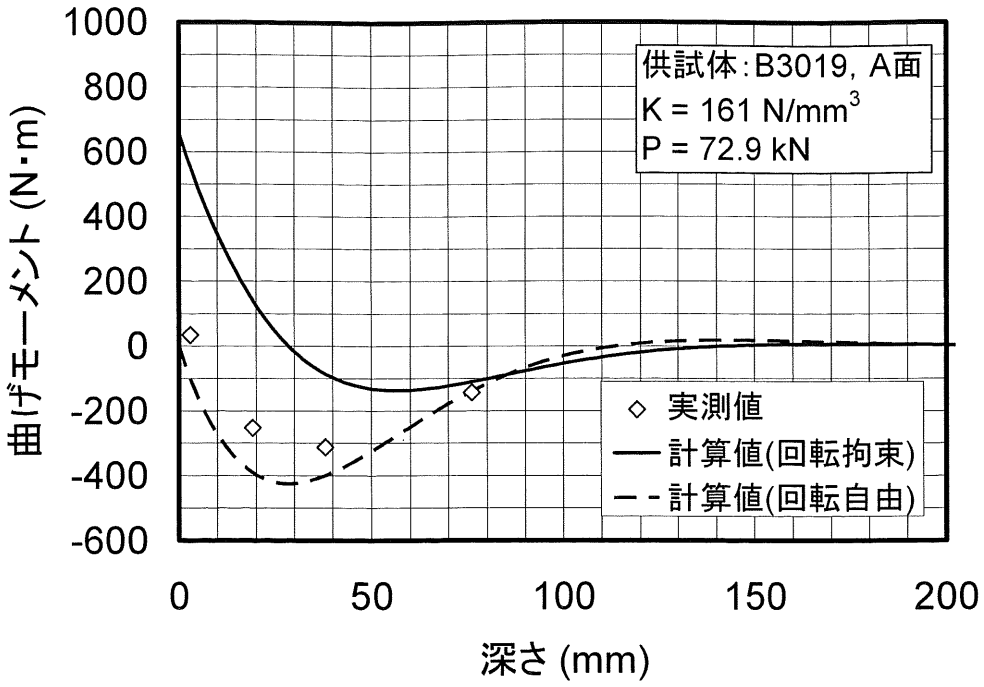
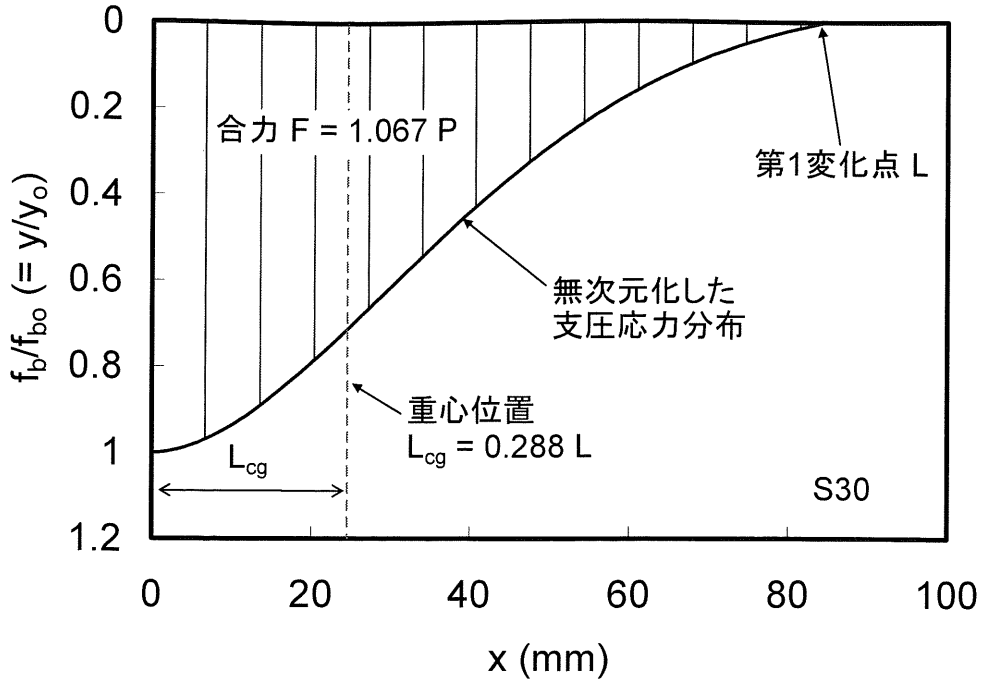
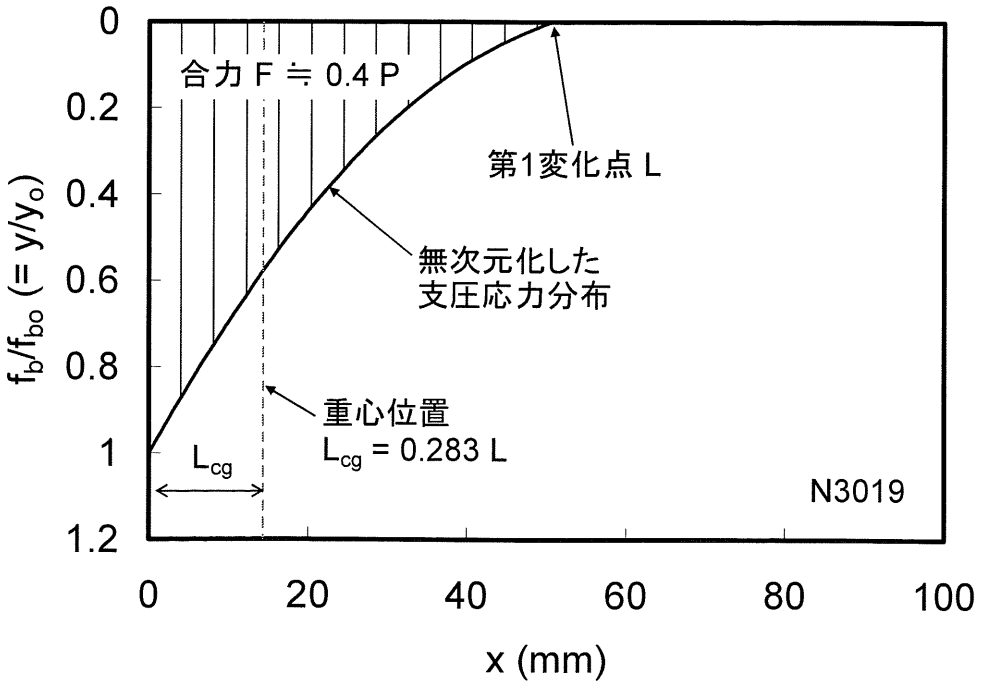


図-7.5.3　供試体 B3019 のずれ止め鉄筋の曲げモーメント図



(a) スタッドの支圧応力分布（シリーズS）

注) S30 を例に記載したが，シリーズ S の供試体の分布はほとんど同じであり，重心位置はすべて同じ。



(b) ずれ止め鉄筋の支圧応力分布（シリーズN）

注) N3019 を例に記載したが，シリーズ N の供試体の分布はほとんど同じであり，重心位置はすべて同じ。

スタッドと比較するため，図-7.4.4 の横軸を 100mm とした図。

図-7.5.4 支圧応力分布に関するスタッドとずれ止め鉄筋の相違

7.6 スタッドのずれ定数とずれ限界の照査

せん断伝達を担う接合構造の設計においては，耐力の照査だけでなく，全体構造に及ぼす影響を考慮して，接合構造のずれ剛性やずれ量の照査が必要である。スタッドによる接合で接合面に付着・摩擦の影響が無視できる場合，ずれ定数は，式(7.1)によってK値を求めた後，式(2.22)で算定できる。図-7.6.1に，シリーズSの供試体について，ずれ定数の実測値と式(2.22)に基づく計算値を示す。これらの実測値は繰返し載荷を行わない初回載荷時の値である。ずれ定数の計算値は実測値と必ずしも一致しないが，概ねf_cとの関係を捉えている。

一般的な鋼合成げたでは，床版の自重による主げたフランジとの間の摩擦抵抗により，その限界値を超えるまではずれ量が抑制されると考えられるが，垂直の接合で接合面を交差する圧縮力がない場合には，スタッドのみのずれ剛性に依存することとなる。また，床版の上面増厚補強のように面的な部材の接合においても自重は作用するが，接合面積が大きいために自重による摩擦抵抗は合成げたの場合と比べると著しく小さいものと推察される(RC床版の上面増厚や鋼床版のSFRCによる補強では界面のせん断抵抗を確保するため接着剤が使用される場合がある)。

再載荷時のずれ剛性について，繰返し載荷(1回のみ)を途中で行った供試体S30及び山本らの研究(H/d=5～6の場合，H：スタッド高さ)[7.6]で得られた実測値(平均値)を同図に合わせて示す。山本らの研究から明らかなように，再載荷時のずれ定数は初期の載荷時よりも大きく，今回の供試体S30でもその傾向が認められた。

全体構造に及ぼす影響を考慮したずれ量の制限値は，対象とする構造とその部位や作用力の状態によって異なる。例えば，PC合成単純げたの試験事例では，ずれ量が0.05mm程度までは一体打ちのけたと同様の挙動を示したと報告されている[7.7]。PC合成げたのコンクリート間の打継目の場合，この程度のずれ量の制限は接合面の表面粗度を調整することなどによって比較的容易に管理し得る範囲である。しかし，さまざまな構造形式でその制限値の見極めはまだ難しい状況にあることから，ある程度の前提条件を設定して，その条件下における制限値を検討していく必要があると考えられる。

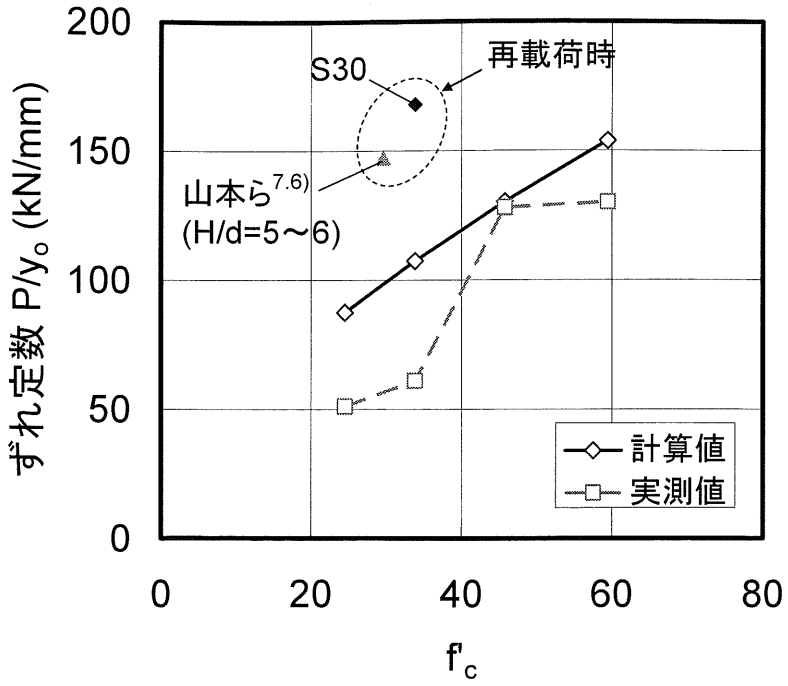


図-7.6.1　スタッドのずれ剛性(シリーズ S)

注)　P/y_0 の計算式は式(2.22)による

7.7 強度の異なるコンクリートの打継目におけるずれ止め鉄筋の挙動

PC 合成げたの主げたと床版の接合面は，コンクリートの打設時期が異なるだけでなく，コンクリートの設計基準強度が異なる。Type-P，W，D では，いずれも PC 合成げたを想定して，圧縮強度が 63 N/mm²(主げた側)と 41 N/mm²(床版側)のコンクリートを用いた。これらの供試体のずれ止め鉄筋の接合面付近の挙動はひずみゲージによるひずみ測定結果に基づき算出した曲げモーメント分布として示した(5.2 節)。この曲げモーメント分布を BEF に基づく曲げモーメント式にあてはめ，載荷試験中，接合面付近においてずれ止め鉄筋がダウエル作用により負担していた力を推定する。ここでは，強度の異なるコンクリートの打継目におけるずれ止め鉄筋の挙動を，図-7.7.1 に示すとおり，ダウエル試験における供試体と同様に BEF で表すことができると仮定する。Paulay ら[7.8]や Qureshi ら[7.9]の実験結果及び報告書 I によれば，主げたと床版の接合面においてずれ止め鉄筋の変位やたわみ角は不連続にならないと考えられるので，接合面においては，次の条件が満たされる必要がある。

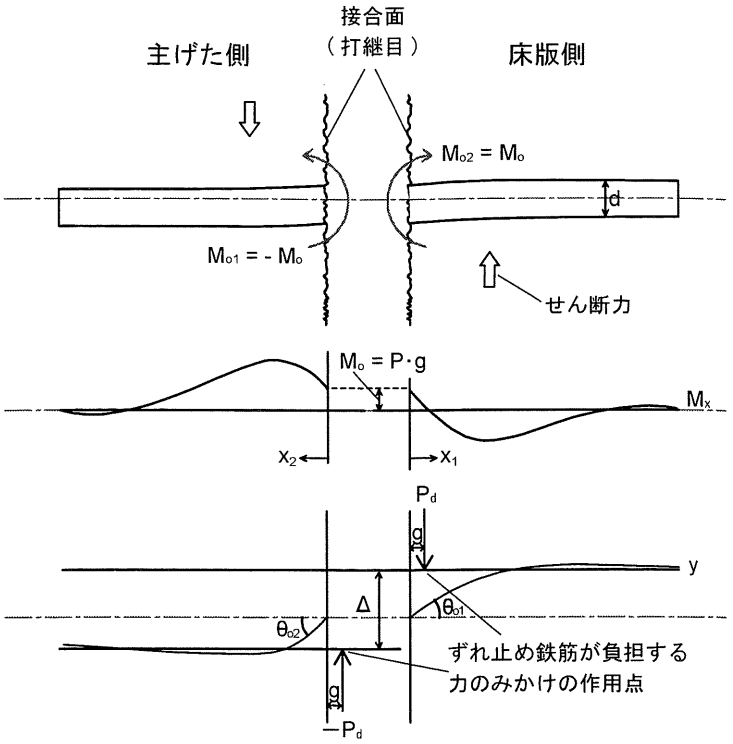


図-7.7.1 強度の異なるコンクリートの接合面におけるずれ止め鉄筋の挙動に関する BEF の考え方（模式図）

a) 接合面におけるたわみ角が常に等しい。

$$\theta_{o1} = \theta_{o2} \qquad (a)$$

b) 接合面における曲げモーメントが常に等しい。ただし，座標 x_1，x_2 のとり方の都合上，正負反転する。

$$M_{o1} = -M_o \qquad (b1)$$

$$M_{o2} = M_o \qquad (b2)$$

相対変位Δは，それぞれの接合面における変位の合計で表される。

$$\Delta = y_{o1} + y_{o2} \qquad (c)$$

ここに，θ_{o1}，M_{o1}，y_{o1}：主げた側ずれ止め鉄筋の接合面におけるたわみ角，曲げモーメント，変位

θ_{o2}，M_{o2}，y_{o2}：床版側ずれ止め鉄筋の接合面におけるたわみ角，曲げモーメント，変位

P：ずれ止め鉄筋に直角方向に作用する力（= 鉄筋のダウエル効果で負担するせん断力）

g：ずれ止め鉄筋に直角方向に作用する力のみかけの作用位置(床版側に正とする)

式(b1)，(b2)は，主げたと床版でコンクリートの強度が異なる場合，主げた側ではシリーズ N のようにコンクリート表面(接合面)よりも外側(すなわち床版内)に力が作用し，逆に床版側ではダウエル試験のシリーズ B のようにコンクリート表面よりも内側に力が作用したのと同様の挙動を示し，これらによって接合面に曲げ

モーメントが作用するものと考えられる。これらの傾向は，報告書Ⅰにおいてプッシュオフ試験の供試体を解体して，ずれ止め鉄筋の曲がり具合を観察した結果，主げた側変曲点と床版側変曲点の中心が接合面から床版側に偏っていたことを説明できるものである。

式(a)の関係より，gは式(7.21)のとおり表される。

$$(1/2\beta_1^2 EI)(2\beta_1 M_{o1} - P) = (1/2\beta_2^2 EI)(2\beta_2 M_{o2} - P) \quad (d)$$

$$M_o = (\beta_1 - \beta_2)\cdot P / (2\beta_1 \cdot \beta_2) \quad (e)$$

$$g = (\beta_1 - \beta_2) / (2\beta_1 \cdot \beta_2) \quad (7.21)$$

ここに，

β_1：主げた側コンクリートのβ ($=(K_1 \cdot d / 4EI)^{1/4}$)

β_2：床版側コンクリートのβ ($=(K_2 \cdot d / 4EI)^{1/4}$)

K_1，K_2：主げた，床版それぞれのコンクリートのK値（ここでは，式(7.1)より$K = 0.25 f'_c \cdot d$を用いる）

式(7.21)は，強度の異なるコンクリートの接合面にせん断力が作用する場合，その接合面を交差する鉄筋には，K値の違いによる曲げモーメントが常に発生することを表している。報告書Ⅰのプッシュオフ試験において，載荷初期の段階よりずれ止め鉄筋の接合面に，軽微ではあったが，ダウエル作用によると考えられる曲げひずみが見られたのは(報告書Ⅰのp.140，図-4.5.3)，式(e)の曲げモーメントが作用していたものと考えられる。

これを用いて，主げた，床版それぞれにおけるずれ止め鉄筋の曲げモーメント及びたわみは，式(2.6)及び式(2.4)より次式で表す。

主げた側：

$$M = (e^{-\beta_1 x_1} / \beta_1)\{P \sin\beta_1 x_1 - \beta_1 \cdot M_{o1}(\sin\beta_1 x_1 + \cos\beta_1 x_1)\} \quad (f1)$$

$$y = \Delta - (e^{-\beta_1 x_1} / 2\beta_1^3 EI)\{P \cos\beta_1 x_1 - \beta_1 \cdot M_{o1}(\cos\beta_1 x_1 - \sin\beta_1 x_1)\} \quad (g1)$$

床版側：

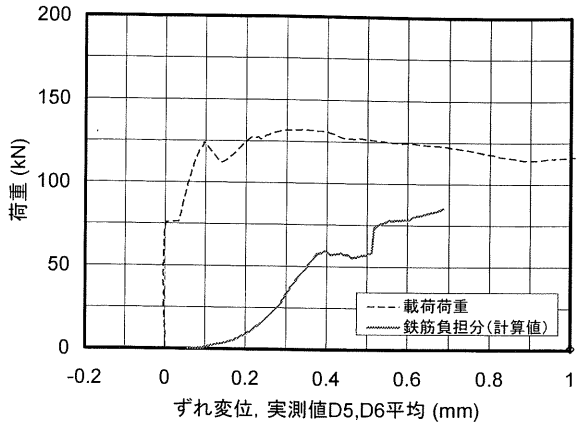
$$M = (-e^{-\beta_2 x_2} / \beta_2)\{P \sin\beta_2 x_2 - \beta_2 \cdot M_{o2}(\sin\beta_2 x_2 + \cos\beta_2 x_2)\} \quad (f2)$$

$$y = (e^{-\beta_2 x_2} / 2\beta_2^3 EI)\{P \cos\beta_2 x_2 - \beta_2 \cdot M_{o2}(\cos\beta_2 x_2 - \sin\beta_2 x_2)\} \quad (g2)$$

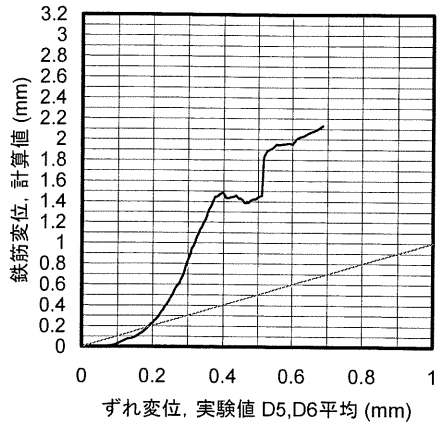
Type-W のずれ止め鉄筋(中段の鉄筋)の実測曲げモーメントについて式(f1)，(f2)にあてはめた結果を図-7.7.2(a)～(f)に示す。あてはめは，6点での実測値と計算値の相関の傾きが1に近く，かつ相関係数が高いときのPを繰り返し計算により求めることによった。同図(a)は，プッシュオフ試験から得られた載荷荷重と中段鉄筋位置でのずれ変位(D5, D6の平均値)の関係と合わせて，あてはめから得られたずれ止め鉄筋が負担する荷重(以下，P_dとする)を示した(6本の合計とした，また横軸は同じずれ変位を用いた)。また，図(b)は，あてはめから得られたずれ止め鉄筋の相対変位Δと，試験から得られたずれ変位(図(a)の横軸と同じ)の関係を示した。これらと合わせて，図(c)，(d)はあてはめができる上限のずれ変位における曲げモーメントのあてはめ例とそのときの変位を，図(e)，(f)はP_dとずれ変位の関係において荷重が大きく変化するあたりのずれ変位におけるあてはめ例と変位をそれぞれ示した。図(e)，(f)では，鉄筋の部分降伏のため，すでにあてはめは適切でない。

図(c)より，上記のずれ止め鉄筋の曲げモーメント算定方法は，実測曲げモーメント分布をよく表せることがわかる。図(a)より，Type-W において，初期の軽微なずれ発生時点ではまだずれ止め鉄筋のダウエル作用による負担はごく小さく，最大荷重を記録した完全ずれ発生以降，徐々に P_d が増加する。図(c)に示したとおり，上記のあてはめは概ね降伏モーメント(約 30N･m)の範囲内であることから，図(a)においてずれ変位 25mm 程度までが正しいあてはめによる推定範囲である(ここでは，降伏以降の非線形を考慮していない)。ずれ変位 0.25mm を超える範囲は，鉄筋 6 本分のダウエル耐力(89 kN，c = 1.2 で算定)に漸近していくものと考えられる。また，載荷荷重と P_d の差は，ずれ止め鉄筋で拘束された接合面の摩擦による負担分と考えられる。これらの傾向より，Type-W の場合，ずれ止め鉄筋のダウエル作用による負担のピークは，完全ずれが発生した後もずれ変位がかなり大きくなってから生じること，接合面の摩擦の負担は完全ずれ発生後に低下するものの，急激に低下するのではなく，徐々に低下することがわかる。なお，完全ずれ発生後に見られた摩擦の負担分の低下は，Walraven らの検討[7.10]に見られるように，ずれ発生とともに接合面に開きが生じることやずれ止め鉄筋の降伏により鉄筋の拘束効果が低下することによるものと考えられる(7.8 節で述べる)。

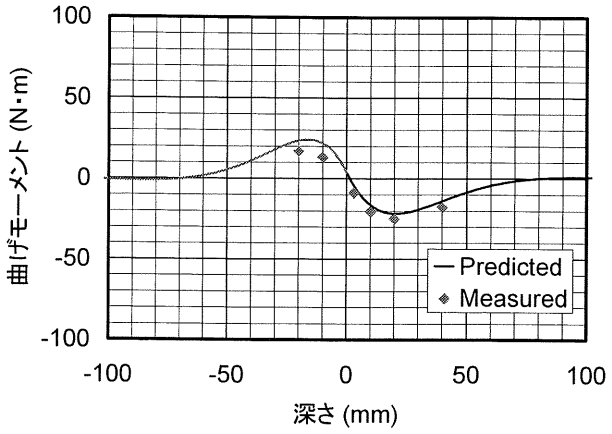
これと同様に，Type-D，Type-P の結果をそれぞれ図-7.7.3～4 に示す。Type-D の場合もあてはめの結果の傾向は Type-W と同様であった。しかし，Type-P については，完全ずれ発生前からあてはめがよくなかった。Type-P の場合，載荷位置が接合面から偏心しており，完全ずれが生じた時点でずれ止め鉄筋の軸方向ひずみ(平均ひずみ)が降伏点を超えていたこと(前掲図-5.2.1)，接合面付近のコンクリートの主応力図において，上段のひずみがほとんど生じていなかったこと(前掲図-5.3.1)と合わせて考えると，Type-P の接合面の力の伝達機構は Type-W，D と異なっていた可能性がある。



(a) P_d と実測ずれ変位の関係

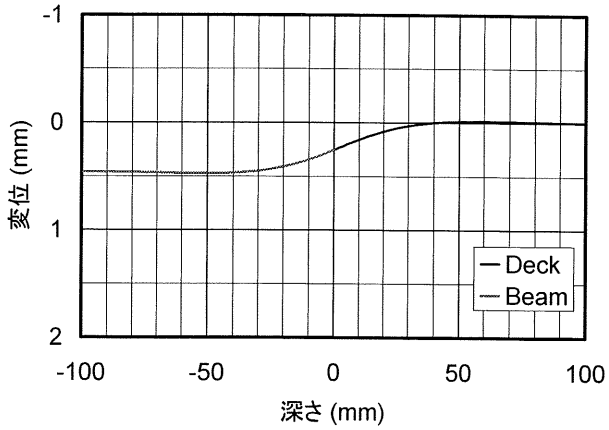


(b) ずれ止め鉄筋の相対変位 Δ と実測ずれ変位の比較

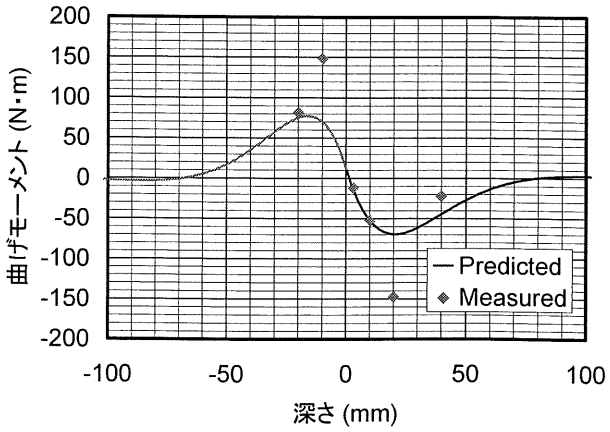


(c) 曲げモーメントあてはめ例(ずれ変位 0.25 mm 時)

※この次の測定データからあてはめが悪くなる

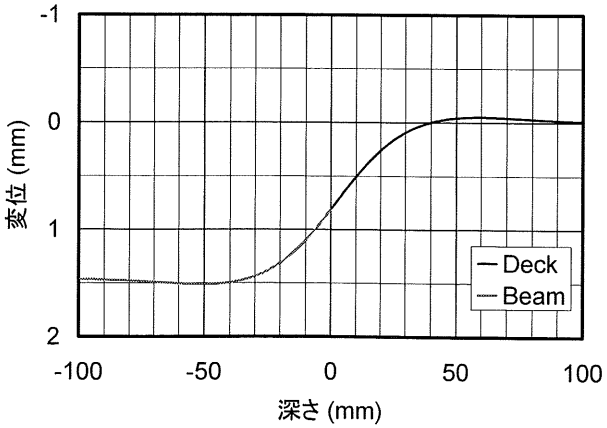


(d) 図(c)のときの変位



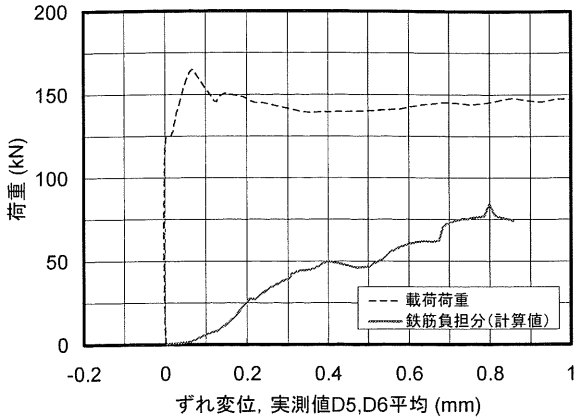
(e) 曲げモーメントあてはめ例(ずれ変位 0.40 mm 時)

※鉄筋の部分降伏のためあてはめが悪い

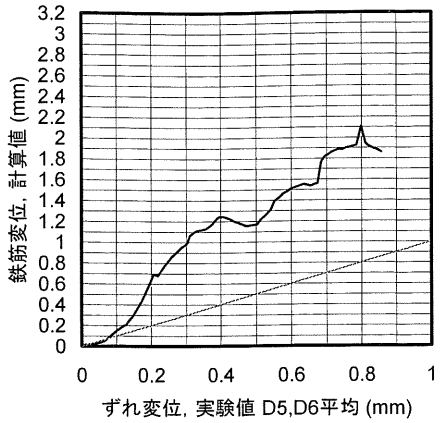


(f) 図(e)のときの変位

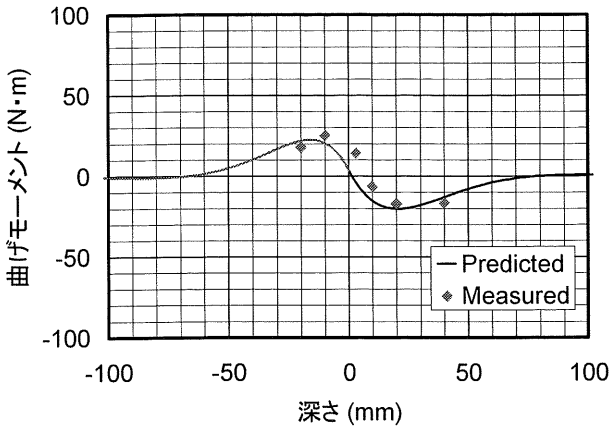
図-7.7.2 Type-W のずれ止め鉄筋の挙動 (BEF によるずれ止め鉄筋負担荷重の算定結果)



(a) P_d と実測ずれ変位の関係

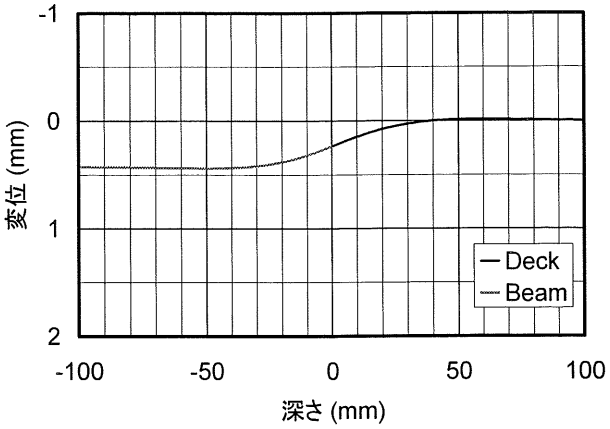


(b) ずれ止め鉄筋の相対変位 Δ と実測ずれ変位の比較

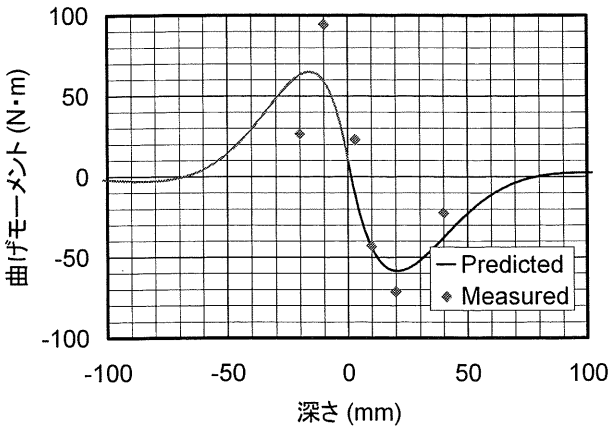


(c) 曲げモーメントあてはめ例(ずれ変位 0.17 mm 時)

※この次の測定データからあてはめが悪くなる

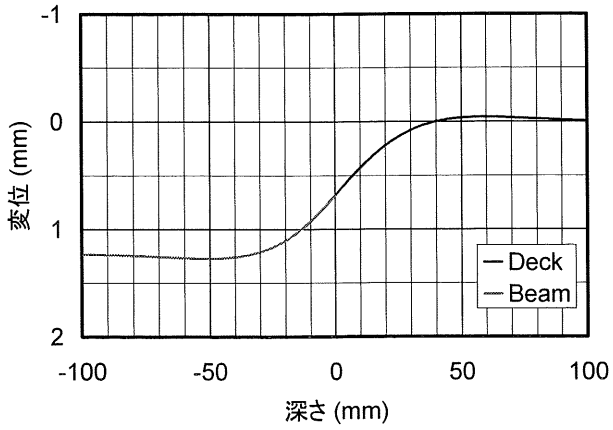


(d) 図(c)のときの変位



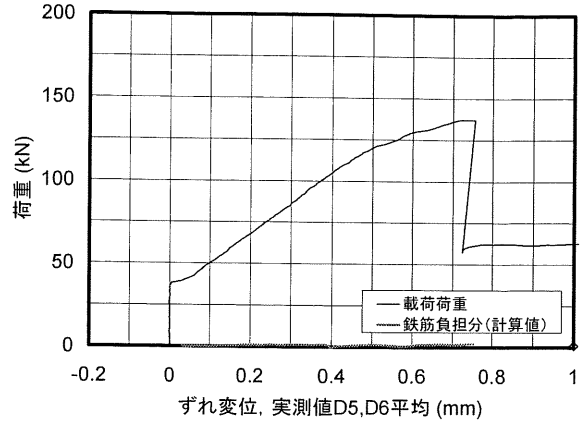
(e) 曲げモーメントあてはめ例(ずれ変位 0.39 mm 時)

※鉄筋の部分降伏のためあてはめが悪い

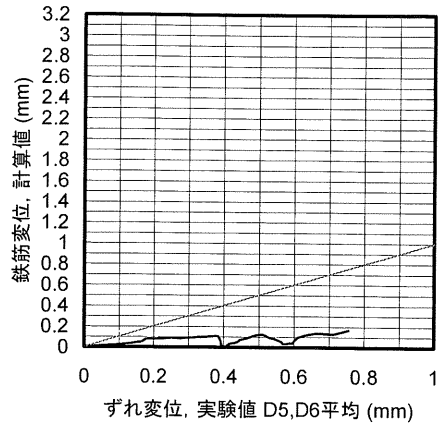


(f) 図(e)のときの変位

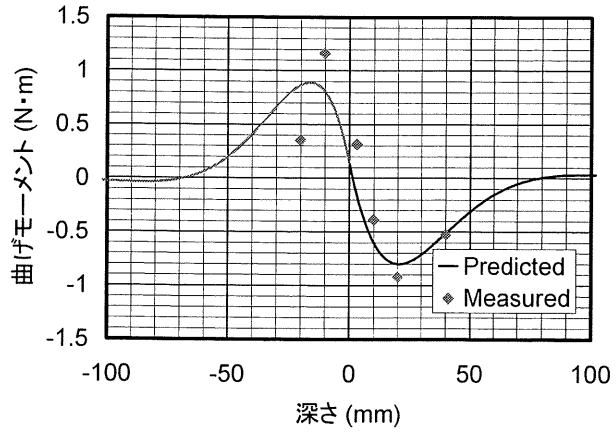
図-7.7.3 Type-D のずれ止め鉄筋の挙動 (BEF によるずれ止め鉄筋負担荷重の算定結果)



(a) P_d と実測ずれ変位の関係

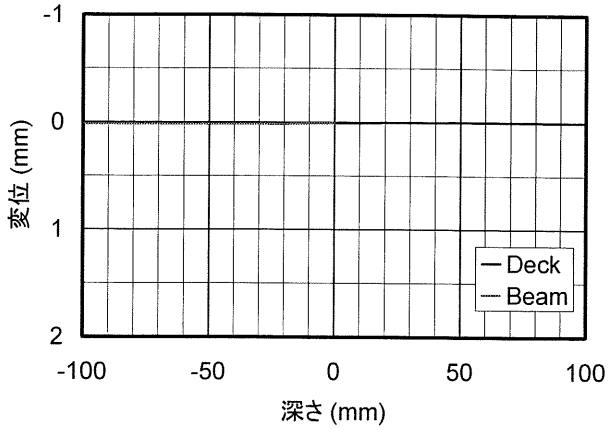


(b) ずれ止め鉄筋の相対変位 Δ と実測ずれ変位の比較

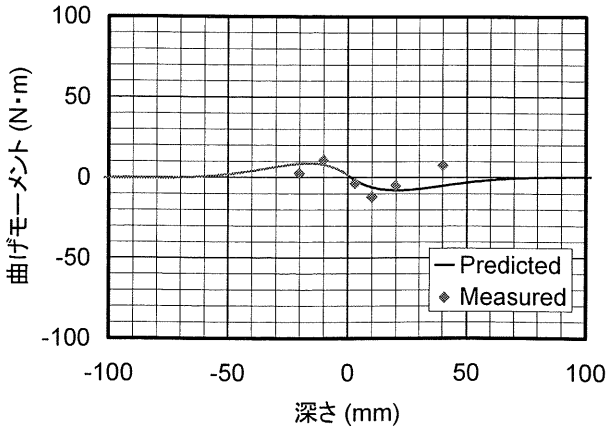


(c) 曲げモーメントあてはめ例(ずれ変位 0.06 mm 時)

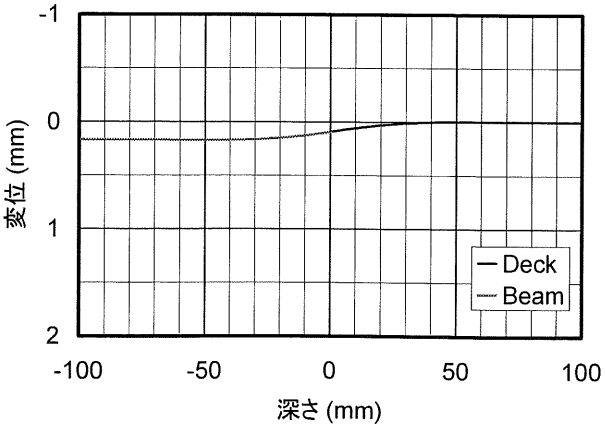
※この時点で既にあてはめが悪い



(d) 図(c)のときの変位



(e) 曲げモーメントあてはめ例(ずれ変位 0.75 mm 時)



(f) 図(e)のときの変位

図-7.7.4 Type-P のずれ止め鉄筋の挙動 (BEF によるずれ止め鉄筋負担荷重の算定結果)

7.8　ずれ止め鉄筋のダウエル効果と接合面の摩擦の分担

図-7.8.1 に，Type-W，Type-D について，載荷荷重及び P_d とずれ変位の関係を再掲する(前掲図-7.7.2(a)，同図-7.7.3(a)と同じ)。ここでは，ずれ止め鉄筋の実測曲げモーメント分布について BEF のあてはめが良好であったのはずれ変位が 0.17～0.25 mm までであったことと，ダウエル試験における鉄筋の荷重－変位の関係を踏まえて，P_d とずれ変位の関係は次式で表されるものと仮定した。

$$P_d = A \cdot B^{\exp(-C \cdot \Delta)} \qquad (a)$$

ここに，A，B，C：定数(A はずれ止め鉄筋のダウエル耐力の最大値に相当)

Δ：接合面のずれ変位

あてはめの結果は各図中に示したとおりである。ずれ止め鉄筋のダウエル耐力を $1.2\ d^2\ (f_c \cdot f_y)^{0.5}$ で算定して 6 本分合計すると 89 kN であり，あてはめの結果から得られた定数 A はダウエル耐力に概ね一致した。

図-7.8.1において，載荷荷重から P_d を差し引いた分が接合面の付着・摩擦の負担分と考えられる。Type-W，D の供試体では，付着の寄与はずれ変位 0.07～0.1 mm 程度での第 1 ピーク時までと考えられ(付着の寄与については 7.9 節で検討する)，それ以降の変位では，主として P_d 以外の荷重は摩擦により負担していたものと考えられる。

前掲図-5.2.1 に Type-W，D のずれ止め鉄筋の軸方向ひずみを示した。このひずみに鉄筋の弾性係数と断面積を乗じて鉄筋の軸力を算定した結果を接合面のずれ変位との関係で図-7.8.2～3 に示す。両供試体ともにずれ止め鉄筋は 3 段に配置されていたので，上中下各段の鉄筋の軸力の変化を示した。部分的な降伏の影響によりみかけ上軸力が増加している部分が見られるが，それを除けば，上中下各段の鉄筋の軸力は概ね均等に生じていたものと考えられる。これを踏まえて，図-7.8.4 のとおり，中段のずれ止め鉄筋で，接合面のずれに伴う曲げの影響が小さかった，床版側 4d(d:鉄筋径)の位置における結果を参考に次式で表すこととした。

$$P_n = \alpha \cdot f_y \cdot A_s\,(1-\exp(-\Delta / 0.08)) \qquad (b)$$

$$\alpha = f_{su} / f_y = 0.75\,\{1-10\,(p \pm 1.7\,\sigma_n / f_y)\} \qquad (c)$$

ここに，P_n：鉄筋に作用していた軸力 (kN)

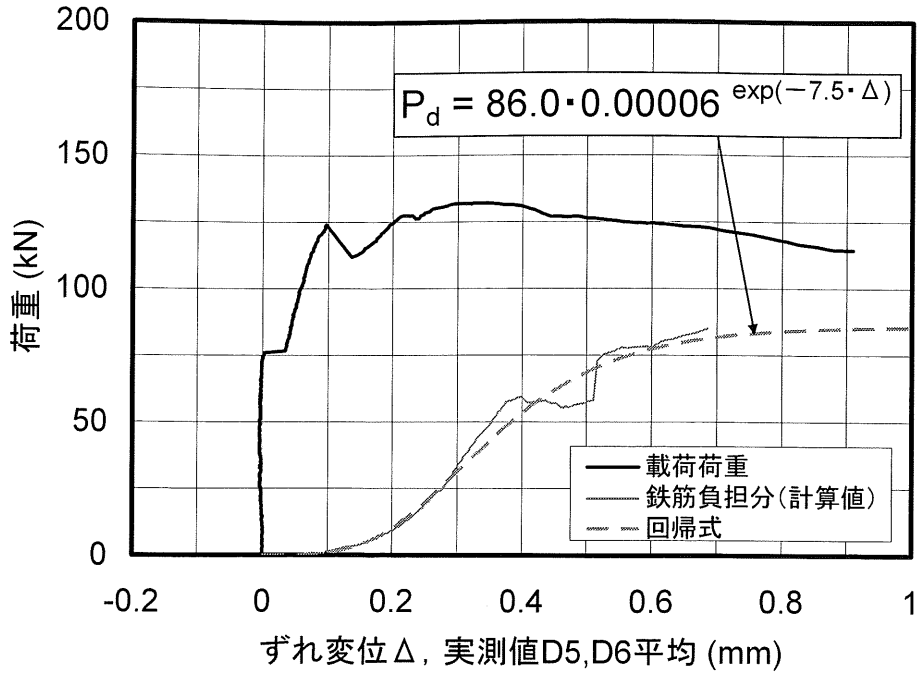
α：鉄筋軸方向剛性の低減係数(式(2.16)より)

σ_n：せん断面に垂直に作用する平均応力度（本文では σ_n の圧縮側を正とする，ここでは $\sigma_n = 0$)

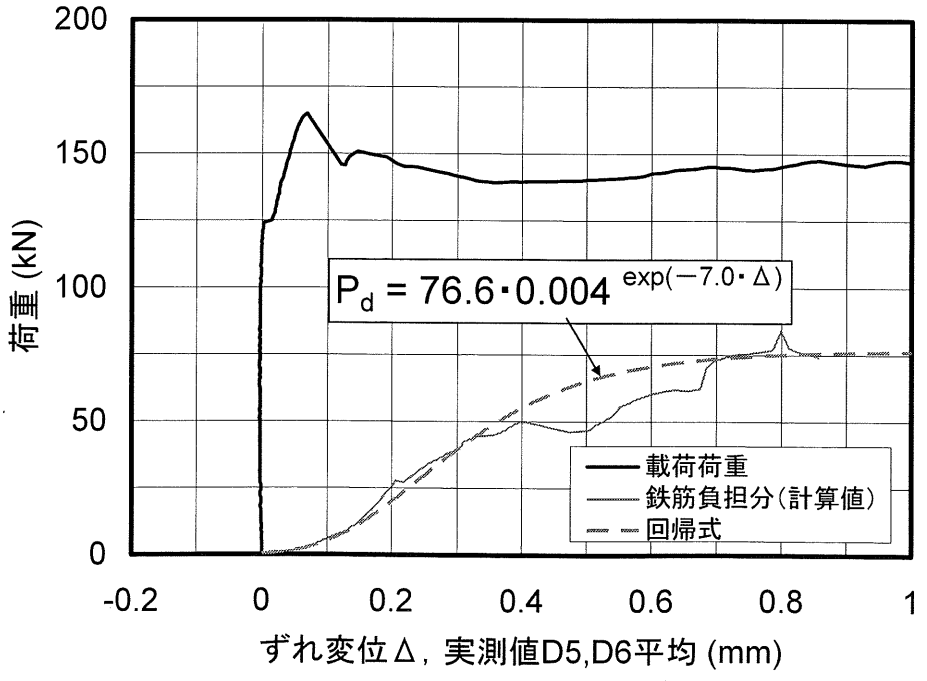
α は，曲げの影響により直接的な引張試験における最大荷重までには至らず，α により低減した値に漸近するという既往の知見[7.11]に基づいており，Type-W，D の結果でもよく一致した。同式は，鉄筋 1 本当りの軸力の最大値が $\alpha \cdot f_y \cdot A_s$ に漸近することを表しており，両供試体への当てはめから(1-exp(-Δ / 0.08))を求めた。

図-7.8.1 に示した摩擦の負担荷重(同図の載荷荷重からダウエル効果による鉄筋負担分を差し引いた荷重)を上式(b)により算出した 6 本分の軸力で除した値を，接合面の平均的な摩擦係数(みかけの摩擦係数)として算定した。その結果を図-7.8.5 に示す。このうち摩擦係数 μ が概ね 1.5～2 以上の領域は主として付着に依存していた範囲と考えられる。鉄筋の降伏開始時で μ は 1.2～1.5，全断面降伏時で 0.8～1.1 であった。全断面降伏の後，Type-D の μ は 0.68 に漸近する傾向が見られたが，Type-W の μ はその後も緩やかに低下した。

以上の結果より，各ずれ変位の段階と付着，摩擦，ダウエル効果の分担状況を表-7.8.1 に整理した。



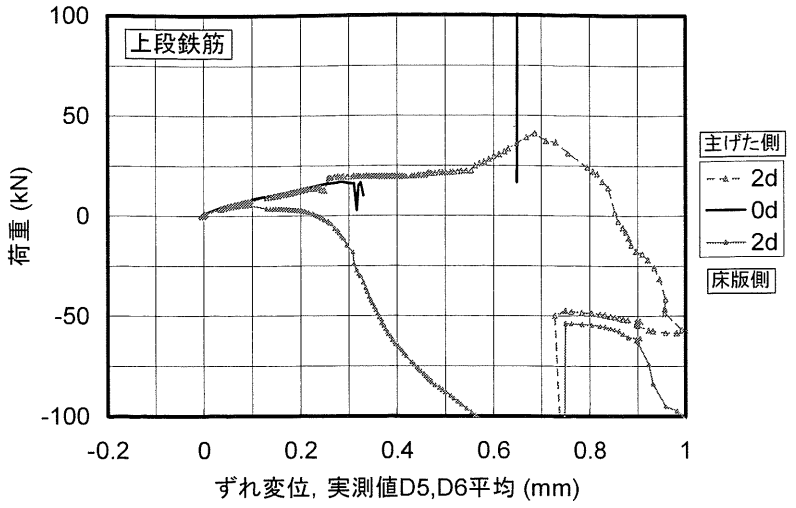
(a) Type-W



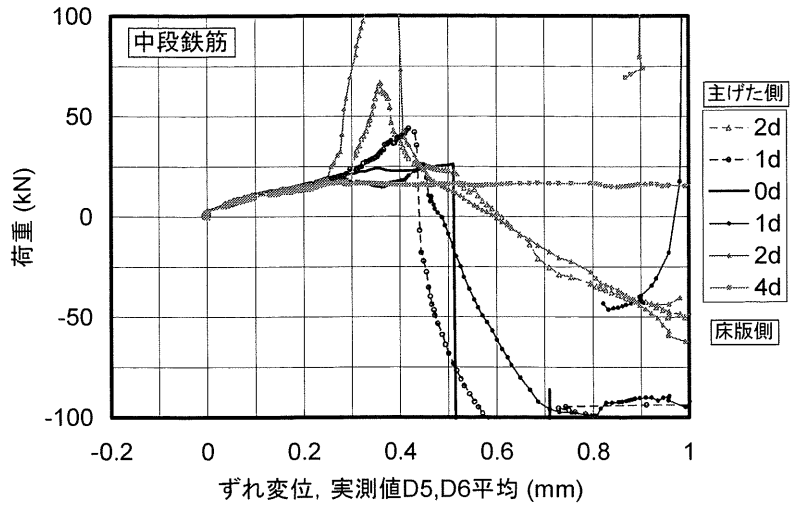
(b) Type-D

図-7.8.1 ずれ止め鉄筋のダウエル効果と付着・摩擦の分担

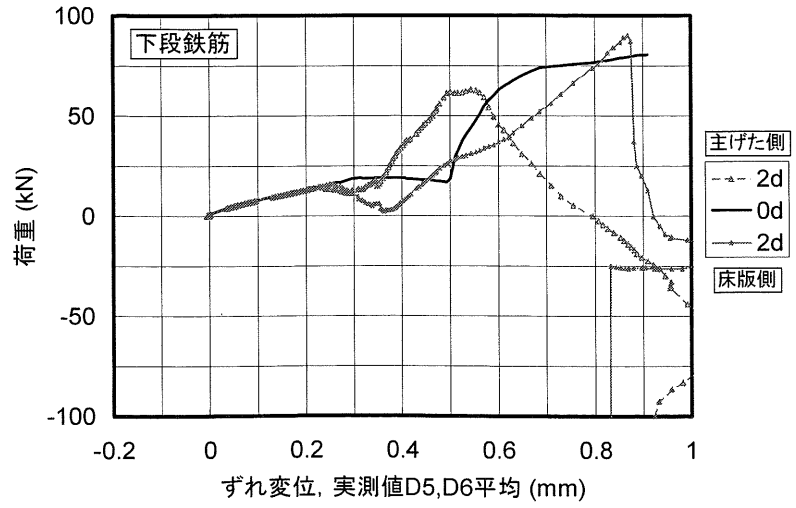
注) 図中に示す「鉄筋負担分」とは，ずれ止め鉄筋のダウエル効果による負担分のみである。



(a)　上段鉄筋

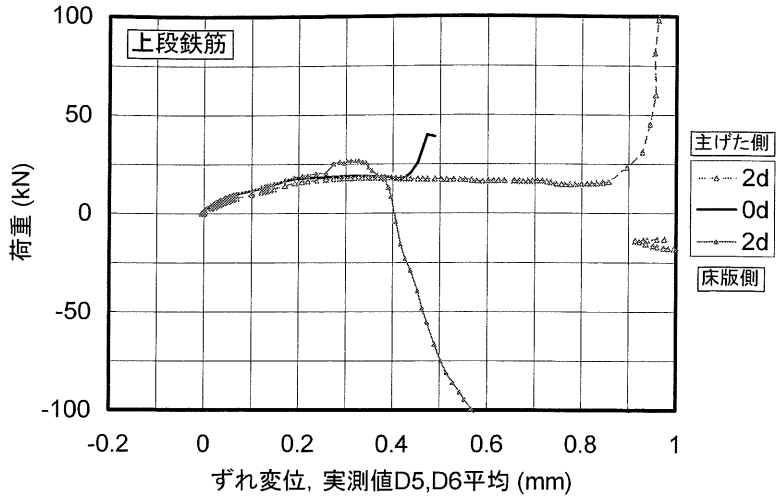


(b)　中段鉄筋

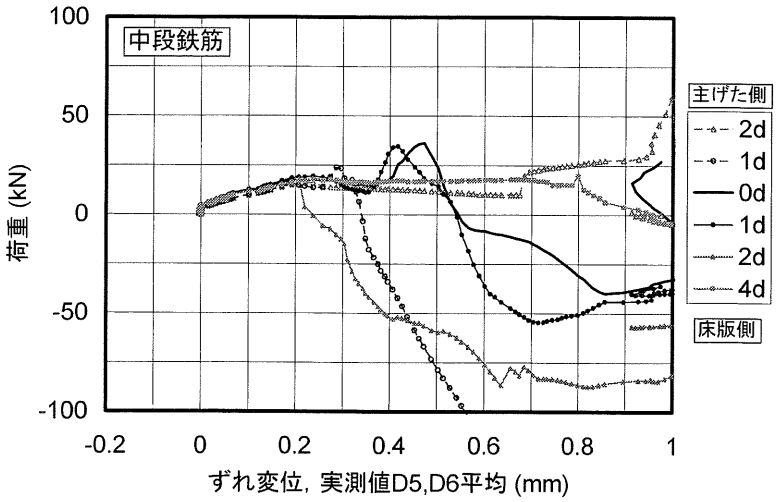


(c)　下段鉄筋

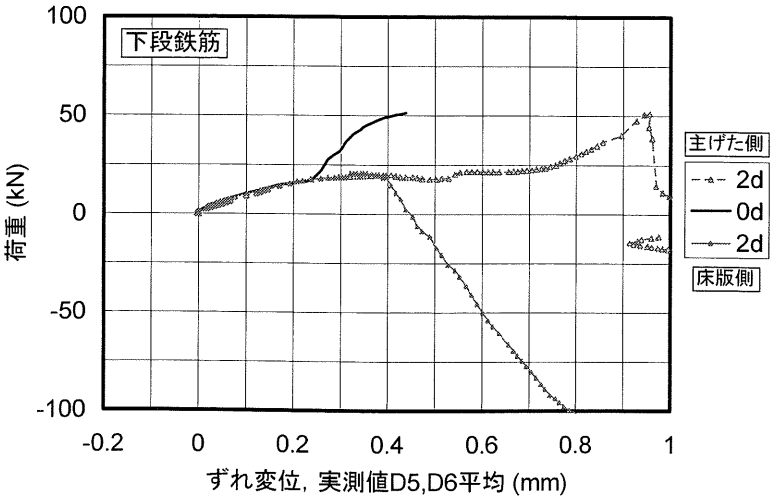
図-7.8.2　Type-W のずれ止め鉄筋の軸力の推移



(a)　上段鉄筋

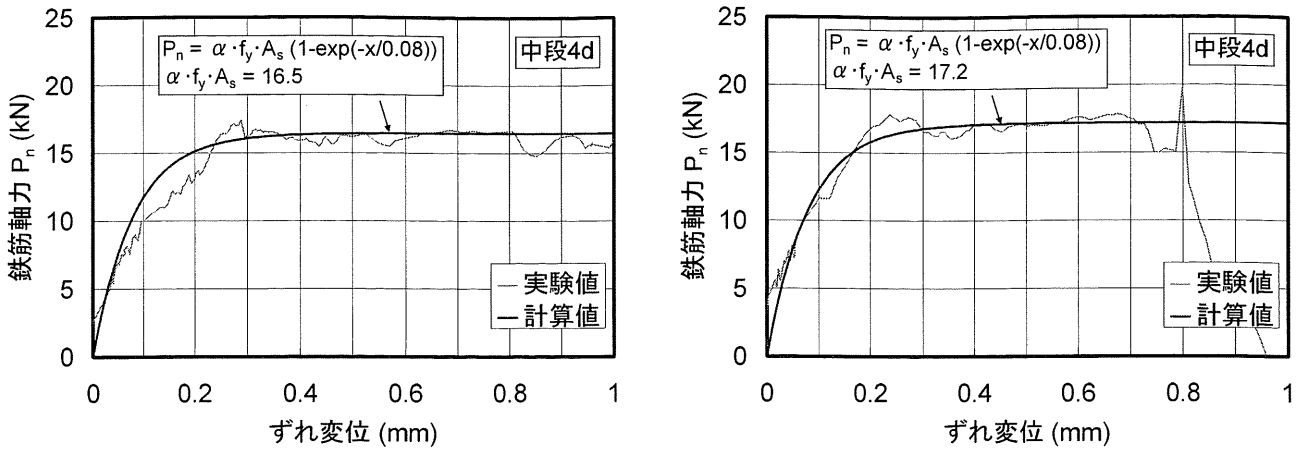


(b)　中段鉄筋



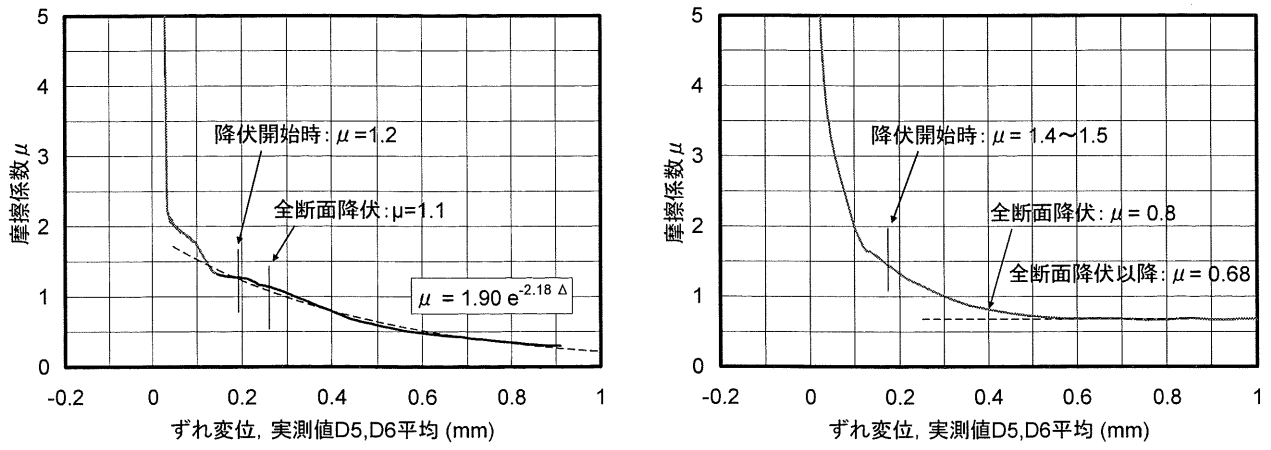
(c)　下段鉄筋

図-7.8.3　Type-D のずれ止め鉄筋の軸力の推移



(a) Type-W　　(b) Type-D

図-7.8.4　鉄筋軸力推移のあてはめ



(a) Type-W　　(b) Type-D

図-7.8.5　摩擦係数*の推移

*) ずれ変位が小さい領域ではμに摩擦係数以外のものも含まれていたと考えられるが，ここでは便宜的に摩擦係数として示した。

表-7.8.1　供試体 Type-W, D のせん断伝達における付着，摩擦，ダウエル効果の分担状況

ずれ変位	付着，摩擦，ダウエル効果の分担状況
0 mm	付着が支配的である。
ずれ発生	付着切れが生じ，それとともに鉄筋の軸力が急激に増加するとともに接合面の摩擦が機能し始める。
0.08～0.1 mm 程度	完全な付着切れが生じ，Type-W，D ともに荷重が低下する。付着切れに伴うずれ変位の増加とともに，P_d の増加が大きくなり始めた。この時点ではまだ鉄筋の軸力も増加傾向にある。
0.2～0.4 mm 前後	鉄筋が部分的な降伏から全断面降伏(引張側)に進展し，鉄筋の軸力の増加は概ね最大に達する。P_d の増加はダウエル耐力の半分程度であり，まだ増加が続いている状態にある。Type-W では，これらの効果により，完全な付着切れが生じた時よりもさらに荷重が上昇した。
0.8 mm 程度以上	鉄筋の軸力，ダウエル耐力ともに概ねピークに達した。載荷荷重は，摩擦係数の低下とともに徐々に低下していく傾向が見られるが，この段階でも摩擦の効果が消失していなかった。

7.9 接合面の付着とせん断伝達耐力の関係

プッシュオフ試験の供試体のうち，鉄筋比 1.33 %の Type-W は，完全な付着切れが発生した後，再び荷重が上昇して最大荷重に達した。一方，鉄筋比 0.95 %の Type-D の場合，完全な付着切れ発生後に，その荷重を再び超えるような荷重上昇は見られなかった。報告書 I で実施したプッシュオフ試験では，鉄筋比は 0.1～0.2 %で，やはり Type-D と同様に完全ずれ発生後に再びその荷重を超えることはなく，かつ完全ずれ発生後は急激に荷重が低下した後，ほぼ横ばいかやや上昇が見られる程度であった。一方，乙藤ら[7.7]や岡田[7.12]の試験で鉄筋比が比較的大きい場合，付着切れによるずれ発生後にずれの増加を伴う荷重上昇がさらに見られたものや，初期の付着切れによるずれが明確でないものが見られた(荷重－ずれ変位図のスケールの取り方にもよる)。荷重－ずれの関係において見られたこれらの幾つかのパターンは，付着，摩擦，ダウエル効果のそれぞれの発生のタイミングとピーク荷重の組み合わせの違いによって生じているものと考えられる。Birkeland ら[2.13]や Mast[7.14]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[7.14]。上記の検討から PC 合成げた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。特に，PC 合成げたのようにずれ止め鉄筋比が約 0.5 %に満たない場合では，せん断伝達耐力(ずれ発生)は接合面の付着に大きく依存していると考えられる(後に図-7.9.8 で説明)。

ここでは，接合面の付着とせん断伝達耐力の関係について検討を行うが，その前に，コンクリートの引張強度がせん断破壊に及ぼす影響について確認しておく。図-7.9.1 に，コンクリートのせん断強度 v_u とせん断面に直角に作用する軸力 σ_n の関係を示す。図中のデータは，伊東らが実施したコンクリート(一体のもの)のせん断破壊に関する試験結果[7.15]を用いた。また，図中に示した破壊推定値(太い実線)は Zia[7.16]，Hofbeck ら[7.17]が示した修正 Cowan 理論を参考にして求めたが，OA の勾配は供試体の形状に関係なく $\tan^{-1}(1/2)$一定と仮定した。作図方法は Hofbeck らの一体打ちのせん断試験結果の考察のために示されたが，その後，Mattock らはこれを訂正して，新たな考察を示した[7.18](一体打ちの場合はせん断力によって斜めひび割れが発生して小さいトラス機構を形成するなど，対象とする破壊モードが異なるので，打継目がある場合と区別する必要がある)。同図を拡大し，一部データを追加プロットしたものを図-7.9.2 に示す。伊東らの結果はこの破壊推定値とよく一致することがわかる。同図には，後藤ら[7.19]が実施した別の形状の供試体，載荷方法でのせん断試験結果を示す。同文献で既に伊東らの結果と一致することを述べているとおり，この図上でもよく一致しており，同破壊推定値で試験結果をよく表せていることがわかる。

この破壊推定値では，比較的軸力が小さい領域では主としてコンクリートの引張強度に依存した破壊となり，軸力が大きくなると圧縮強度に依存した破壊になることを表している。

同図にはさらに，伊東らが同文献で示していたモルタルによる打継ぎを設けた場合の結果も合わせて示した。この結果もばらつきはあるものの，同線上から大きく逸脱していない。ただし，伊東らの打継ぎは，コンクリート打設から約 24 時間後に，打継面を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[7.20]によれば，この打継方法により，打継面の引張強度は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。

接合面の仕上げ方法と付着，せん断耐力の関係を把握するため，図-7.9.3 に報告書 I に示したプッシュオフ試験の結果(完全ずれ発生前に治具の鉄筋が破断した供試体 No.16 を除く)を図-7.9.1～2 と同様の図上に示す。これらの供試体は軸力が 0 であることから，v_u / f'_cの軸上にある。打継ぎのない一体のコンクリートの場合，v_u / f'_c(同図中，破壊推定値の線の切片)は 0.14～0.16 程度となるが，打継ぎがある場合は引張強度が低下して破壊推定値(切片)が低下する。これらの供試体のずれ発生は付着切れによると考えられ，その発生荷重は打継面の引張強度を考慮した破壊推定値で表せるものと考えた。供試体 No.11～17 の打継目の引張強度 f_t^*は実測していないことから(コンクリート単体の引張強度ではない)，上記の考えの下で，供試体 No.11～17 の v_u / f'_cから逆に接合面の引張強度比 f_t^* / f'_cを推定した。その結果を表-7.9.1 及び図-7.9.4 に示す。国分によれば，レイタンスを残して打ち継いだ場合，打継面の引張強度はコンクリート単体の引張強度の 43～47 %であったとされているが，供試体 No.11～17 の打継目の引張強度 f_t^*はそれと同等以下であった。接合面を洗い出し処理した供試体 No.11 及び 12 では，接合面に骨材が露出していて，その引張強度はレイタンス処理しないほうき目仕上げよりも改善されるものと考え，式のあてはめではこの供試体 No.11，12 の結果を除いた。また，f_t^* / f'_cの上限は一体打ちの場合の f_t / f'_cに相当すると考えた。このとき，計算に用いた f_t / f'_cは供試体 No.11～17 に合わせて 0.0731 とした(主げた側，床版側両コンクリートの平均引張強度及び平均圧縮強度を用いた)。

$$f_t^* / f'_c = f_t / f'_c \, (1 - \exp(-0.5 \, R_{zj}^{0.5})) \tag{7.22}$$

図-7.9.5 に，表-7.9.1 に基づき，f_t^*/f'_cと v_u / f'_cの関係を示す。この図から次の関係が得られる。

$$v_u / f'_c = 2.33 \, f_t^* / f'_c \tag{7.23}$$

式(7.22)，式(7.23)を用いて，v_u / f'_cと表面粗度 R_{zj}の関係を図-7.9.6 に示す。式(7.23)は上記の破壊推定値の仮定の下で算定された近似式である。これら式(7.22)，(7.23)を他の試験結果と比較するため，図-7.9.7 に，既往のプッシュオフ試験結果のうち，付着切れが最大荷重となっ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 R_zの関係を示す。ここで引用した試験データの表面粗度 R_zは，仕上げ方法を踏まえて表-7.9.2 のとおりとした。また，関係式は f_t / f_cが 1/12～1/15 の範囲で示した(3mm 以上の範囲は外挿)。この図から，関係式の傾向は既往の試験結果の概ね上限に相当する。なお，乙藤らの木ごて仕上げの結果は R_{zj}を 0.2 mm と想定したが明らかに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，木ごて仕上げとはいうものの伊東らと同様にかなり丁寧な仕上げが行われた可能性がある。表面粗度が付着強度に影響することは明らかであるが，付着強度に及ぼす接合面の仕上げの影響は，その影響因子が単に表面粗度だけでないこともあり，現時点ではある程度の幅があることを認識して評価する必要があると考えられる。

図-7.9.7 では，ずれ止め鉄筋比が 0.5 %以下の場合に付着切れでピークが決まると仮定して，データを整理したが，表面処理の程度によって限界となるずれ止め鉄筋比が異なると考えられる。図-7.9.8(a)～(c)に，Hanson[7.21]，乙藤ら[7.7]及び岡田[7.12]の試験における v_u / f'_cとずれ止め鉄筋比の関係を示す。これらの範囲では，せん断伝達耐力が付着に依存していたと考えられるずれ止め鉄筋比は 0.4～0.6 %程度以下であった。

図-7.9.9 に，岡田[7.12]が実施した，接合面に傾斜を付けたプッシュオフ試験により得られた軸力とせん断

強度の関係を示す(ずれ止め鉄筋比が0.5%以下のデータ，両側のコンクリート圧縮強度は同程度)。図中の破壊推定値は上記と同様の考えに基づき，岡田の試験の目粗し5 mm程度の結果に相当するf_t*を推定した後，作図したものである。実験値は破壊推定値と概ね一致しており，この結果より上記の打継目を有するコンクリートのせん断破壊の考え方が妥当であったと考えられる。なお，この考え方によれば，σ_n / f_cが0.2以上となる軸力が作用していた場合に，打継目の引張強度f_t*がたとえ0であっても(すなわちひび割れていても)圧縮強度に依存した破壊モードとなることから一体打ちのコンクリートと同等のせん断強度が得られることが示唆される(図-7.9.10)。

図-7.9.11に，旧土研・PC建協で実施したPC合成げたを想定したプッシュオフ試験[7.22)]から得られたv_u / f'_cと表面粗度R_{zj}の関係を式(7.22)，式(7.23)とともに示す。国内の道路橋に適用されるPC合成げた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，いずれもばらつきが大きいことがわかる。それらの上限は概ね図示した関係式で表されるが，実務的には平均や下限を把握しておく必要がある。図中の関係式はほうき目仕上げの結果に基づいているが，関係式に考慮しなかった旧土研・PC建協の共同研究[7.22)]で「ほうき目1」とした場合の結果や，報告書Iの供試体No.6のv_u / f'_c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[7.22)]。このことはほうき目仕上げのv_u / f'_cのばらつきが大きい要因の一つであると考えられる。

報告書Iの「洗い出し」のv_u / f'_cはほうき目の結果よりもやや大きい傾向が見られたが，旧土研・PC建協の共同研究では，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に差が生じる可能性があるが，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の下限値は標準ほうき目仕上げのそれよりは大きい傾向にあった。

同図には，供試体Type-P, W, Dの結果(最初のずれ発生時)も合わせて示した。Type-Dは供試体No.11～17と同程度の結果であり，Type-Wはずれ発生がやや小さい傾向であった。Type-Pについては，載荷位置の偏心曲げの影響(モデルとしたHansonや乙藤らの試験よりも偏心量が大きく，コーベルに近い状況であったと考えられる)により，ずれ発生荷重が大きく低下したものと考えられる。

以上の検討を踏まえて，図-7.9.12に，供試体Type-Wについて，せん断伝達における付着，摩擦，ダウエル効果の分担を荷重－ずれ変位の関係で示す。ここでは式(7.22)，式(7.23)に基づき付着切れの最大荷重のみを示した(図中最大荷重をわかりやすくするため，最大荷重のところでずれ変位が生じた形とした)。摩擦分担荷重の算定における摩擦係数は，前掲図-7.8.5(a)に示した回帰式を用い，鉄筋の軸力は7.8節の式(b)を用いた。ダウエル効果の分担荷重は，前掲図-7.8.1(a)の式によった。図-7.9.12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，Type-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-7.9.12 を基本ケースとして，付着，摩擦，ダウエル効果の分担におけるコンクリート接合面積及び鉄筋本数の影響をみるため，それらの値を変化させたものを図-7.9.13 に示した。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ずれ変位が比較的大きくなる。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。Type-W の場合は，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)の場合は供試体 Type-D と同様に，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。同図(c)は，鉄筋本数を 6 本から 4 本に減らしたときのイメージ図であるが，ずれ止め鉄筋比は図(b)と同じであり，図(b)の荷重を 2/3 とした場合と一致する。さらにずれ止め鉄筋を 2 本に減らすと(図(d))，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る。報告書 I で示したプッシュオフ試験(ずれ止め鉄筋比 0.1～0.2 %)のうち，ほうき目仕上げの供試体はいずれもこのパターンであった。ここで用いた鉄筋軸力，摩擦係数，ダウエル効果の算定式は供試体 Type-W 限定のものであるが，これらの図は付着，摩擦，ダウエル効果の分担を含めて，コンクリートの打継目におけるせん断伝達の概念をよく表していると考えられる。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(d))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。

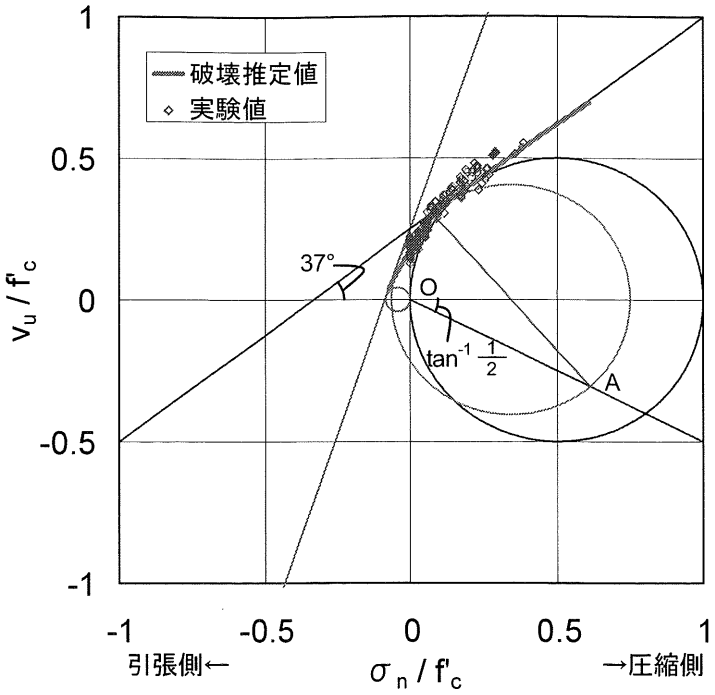


図-7.9.1　コンクリート破壊時におけるせん断応力度 v_u と軸力 σ_n の関係

(試験データは伊東らの結果[7.15])

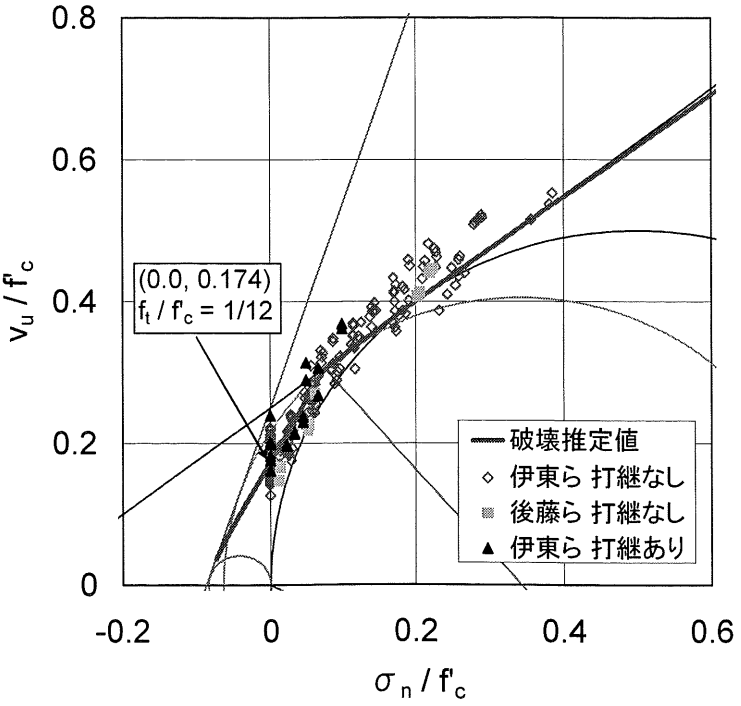


図-7.9.2　コンクリート破壊時におけるせん断応力度と軸力の関係の検証

(試験データは伊東ら[7.15]，後藤ら[7.19]の結果)

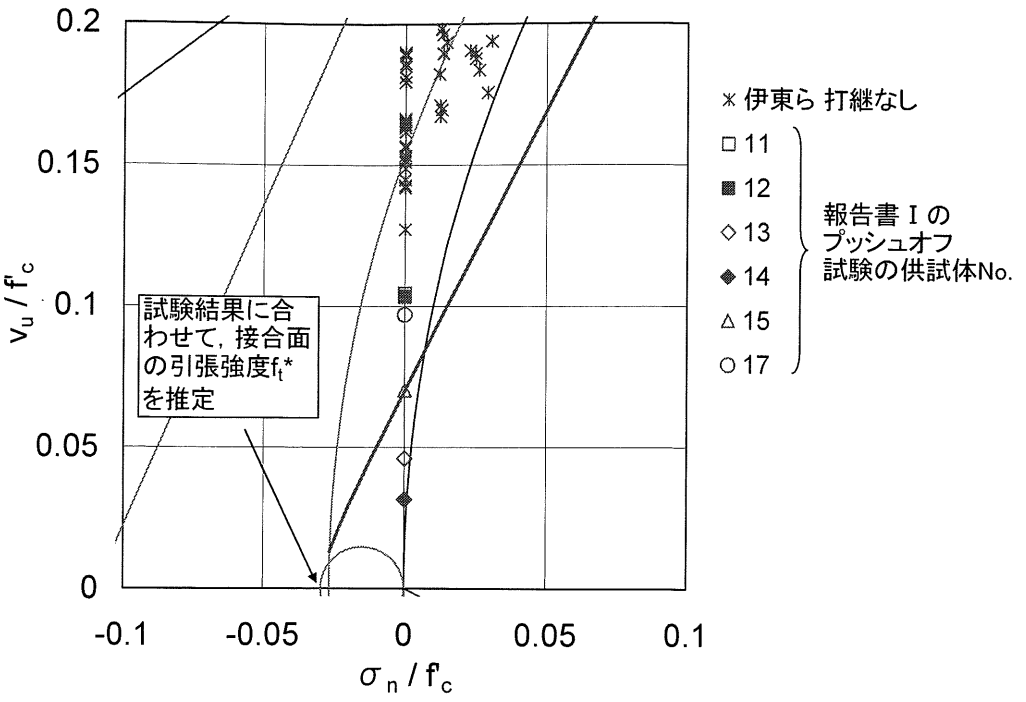


図-7.9.3　報告書Ⅰのプッシュオフ試験の結果から各表面粗度に対応した接合面の引張強度の推定方法
(その他の試験データは伊東らの結果[7.15])

表-7.9.1　接合面の引張強度 f_t*の推定結果

供試体 No.	接合面処理の種類	接合面の表面粗度 R_{zj} (mm)	試験結果 v_u / f_c	接合面の推定引張強度 f_t* (N/mm²)	床版側コンクリート引張強度 f_{tf} (N/mm²)	f_t*/f_{tf}
11	洗い出し	1.4	0.105	2.2	2.8	0.79
12	洗い出し	1.2	0.103	2.2	2.8	0.78
13	細かいほうき目	0.4	0.046	0.9	2.8	0.33
14	細かいほうき目	0.3	0.032	0.6	2.8	0.23
15	標準ほうき目	0.8	0.070	1.4	2.8	0.52
17	粗面	1.7	0.097	2.1	2.9	0.72

注)　f_c：床版側コンクリートの圧縮強度

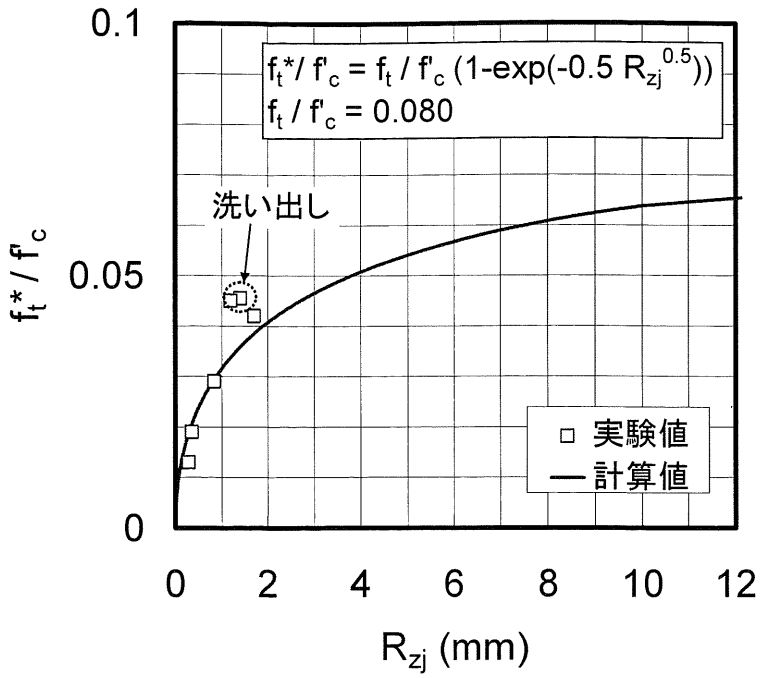


図-7.9.4　表面粗度 R_{zj} と f_t^*/f'_c の関係

(試験データは報告書Ⅰのプッシュオフ試験の結果)

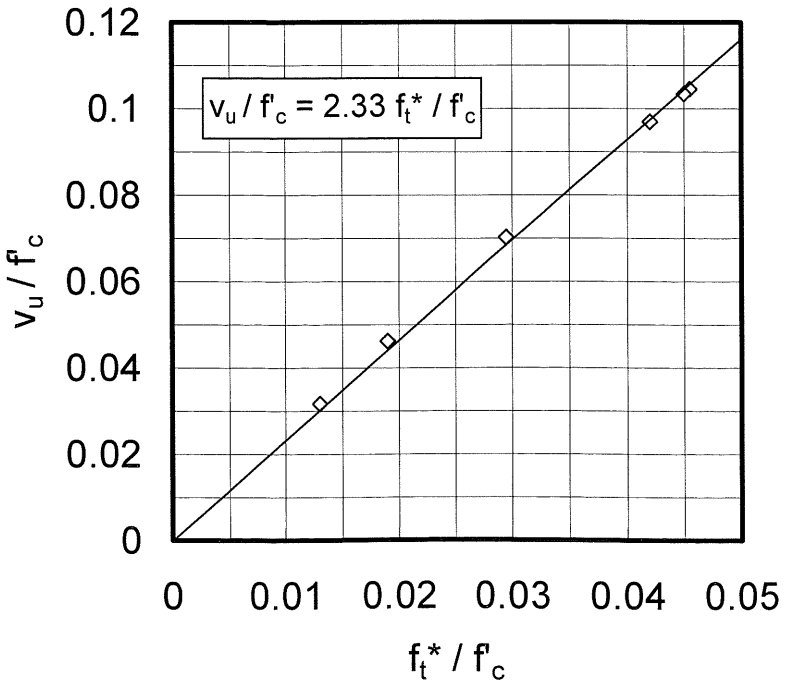


図-7.9.5　f_t^* / f'_c と v_u / f'_c の関係

(報告書Ⅰのプッシュオフ試験の結果)

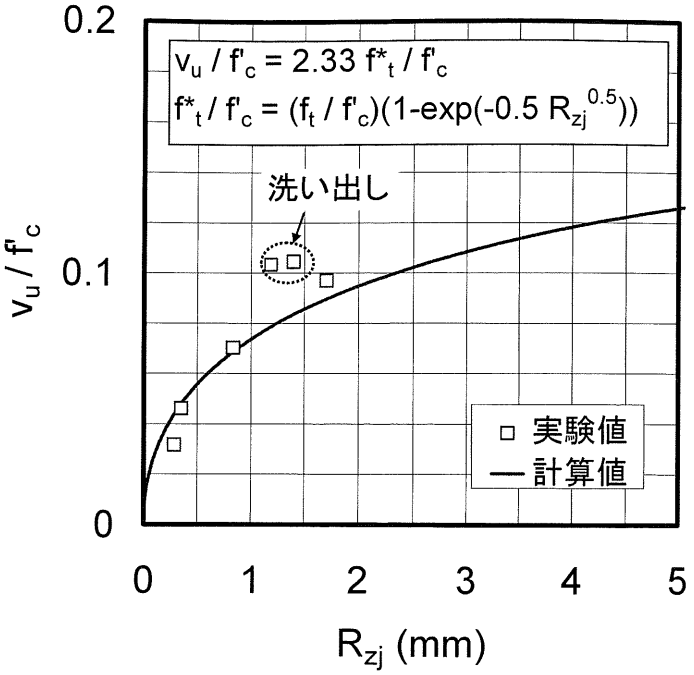


図-7.9.6　表面粗度 R_{zj} と v_u / f'_c の関係

(報告書Ⅰのプッシュオフ試験の結果)

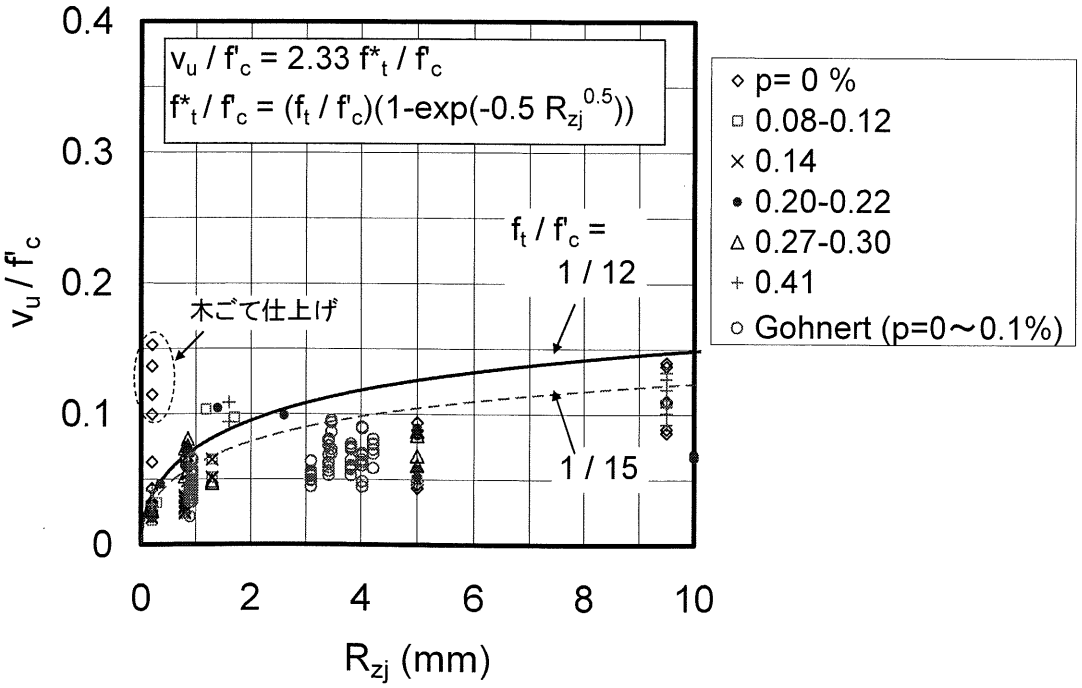


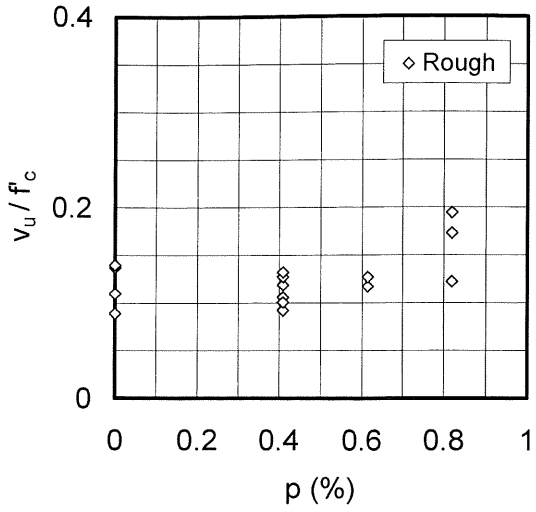
図-7.9.7　表面粗度 R_{zj} と v_u / f'_c の関係における他の試験データとの比較

(試験データは Hanson[7.21], 乙藤ら[7.7], 岡田[7.12], 土研・PC 建協[7.22], Gohnert の結果[7.23], いずれも垂直応力がない場合の試験結果)

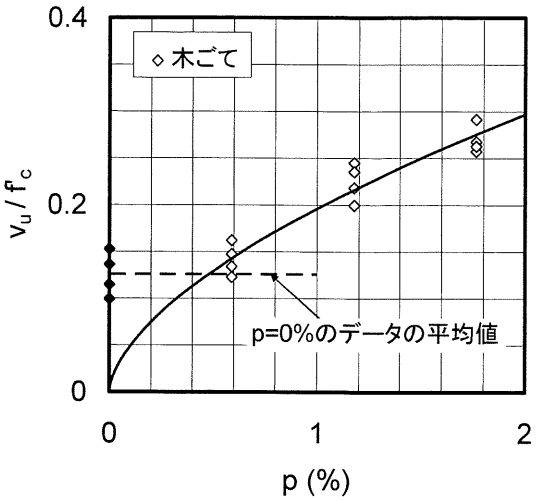
表-7.9.2　本節で引用した主要な試験における接合面の仕上げ方法・状態

文献	仕上げ方法	表面粗度の実測	推定表面粗度 R_{zjis}
伊東ら [7.15]	上面を木ごてで軽くならしたので旧コンクリートの打継面は平らで，砂利は突出していない。打ち込み後，約 24 時間たってからワイヤブラシを用いて打継面を入念に削って水でよく洗った。水洗いした打継面にモルタルをワイヤブラシにつけてこすりつけ，上部型枠を組んでモルタルを約 15mm の厚さに敷き，新コンクリートを打ち込んだ。	なし	—
Hanson [7.21]	Smooth：比較的平らになるようにこてで仕上げた。 Rough：鋼製シートの端で接合面を引っかいた。処理後の凹凸は平均面に対して±約 9.5 mm であった。 いずれも旧コンクリート打設から 24 時間後に打ち継いだ。	なし	Smooth：0.2 mm Rough：9.5 mm
乙藤ら [7.7]	けた部コンクリート打設後接合面を木ごて仕上げして 1 週間後に床版部を打設した。	なし	木ごて：0.2 mm
岡田 [7.12]	R：先打部コンクリート打設後 5 日目に目粗し機で 10 mm 程度の凹凸に目粗しして水洗いした。 I：同様に 5 mm 程度の凹凸に目粗しした。 SH：ベニヤ型枠に打設して目粗しをまったく行わなかった。 いずれも旧コンクリート打設から 7 日後に打ち継いだ。	なし	R：10 mm I：5 mm SH：0.2 mm
土研・PC 建協 [7.22]	金ごて：打設後 2 時間以内に金ごてで平坦に仕上げた。 ほうき目 1：打設後 2 時間後にほうき目を付けた。この場合，ほうき目を入れた後もブリージングは上昇するものと考え，レイタンスが残っている状態とした。 ほうき目 2：打設後 3.5 時間後にほうき目を付けた。ブリージングの後に仕上げすることにより，表面のレイタンスを掻き出すような処理を行った。 洗い出し：接合面に遅延剤を塗布し，コンクリート硬化後に水洗いすることで完全にレイタンスを除去するとともに，骨材を露出させた。	なし	金ごて：0.2 mm ほうき目 1：0.8 mm ほうき目 2：0.8 mm (図上は，ほうき目 1 と区別するため 0.85 とした) 洗い出し：1.3 mm
Gohnert [7.23]	粗面の形成は硬いワイヤブラシまたはレーキにより行った。	あり ただし，平均高さと平均低さの差を R_z とした。	実測した R_z の値とした。
報告書 I	ほうき目(細かいほうき目，標準ほうき目)：打設後 2 時間後にほうき目を付けた。旧コンクリート打設から約 7 日後に打ち継いだ。道具の種類によって粗度を変えた。 粗面：くしで表面を引っかいた。 金ごて：金ごてで仕上げた。 洗い出し：表面処理剤を用いて洗い出しを行い表面のモルタル部分を取り除いた状態とした。	あり ただし，No.1～10 は実測しなかった。	実測したものは実測値を用いた。 実測していないものは実測した供試体を参考に次のとおりとした。 金ごて：0.2 mm ほうき目：0.8 mm 洗い出し：1.3 mm
Type-P, W, D	ほうき目：報告書 I の標準ほうき目仕上げ程度とした。接合面積が小さいことから，はけを用いて，旧コンクリート打設から約 2 時間後に仕上げを行った。	あり	実測値を用いた。

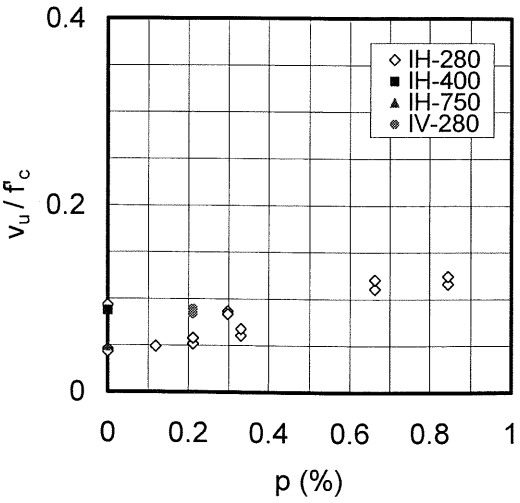
注 1)　Gohnert の表面粗度 R_z は旧 JIS における十点平均粗さ R_{zj} と概ね同程度と考えられる。
注 2)　Hanson 及び岡田の試験では，他の表面仕上げも記載されているが，ここでは本項で引用したデータの範囲で記載した。
注 3)　本報告書の考察では，接合面の表面粗度として十点平均粗さ R_{zj} を指標として用いた。



(a) Hanson[7.21)]の結果



(b) 乙藤ら[7.7)]の結果



(c) 岡田[7.12)]の結果

I：打継目の目粗しが 5 mm 程度

H：打継目に平行に打設

V：打継目に垂直に打設

280～750：コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)

図-7.9.8 鉄筋量 p と v_u / f'_c の関係

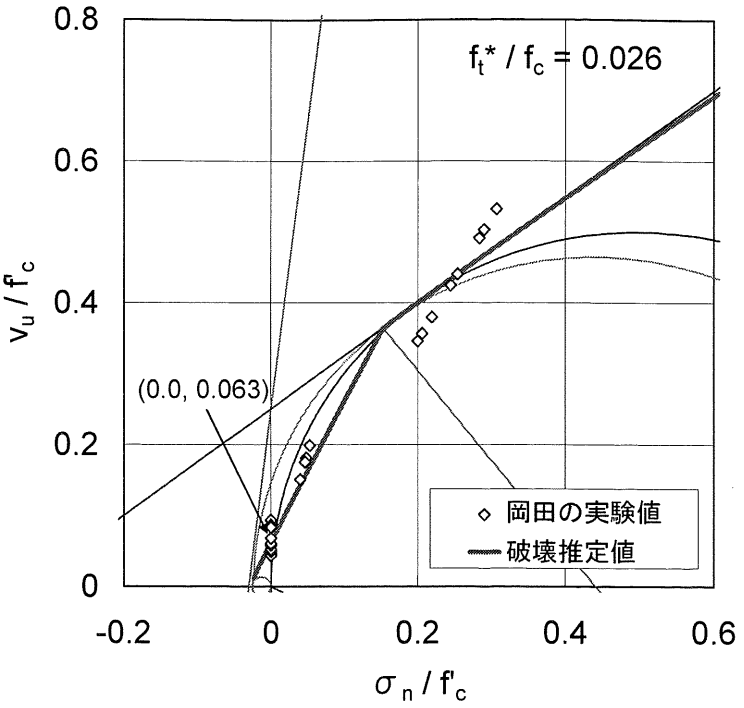


図-7.9.9　打継目があるコンクリートへの破壊推定値の適用性の検証
(試験データは岡田の結果 7.12))

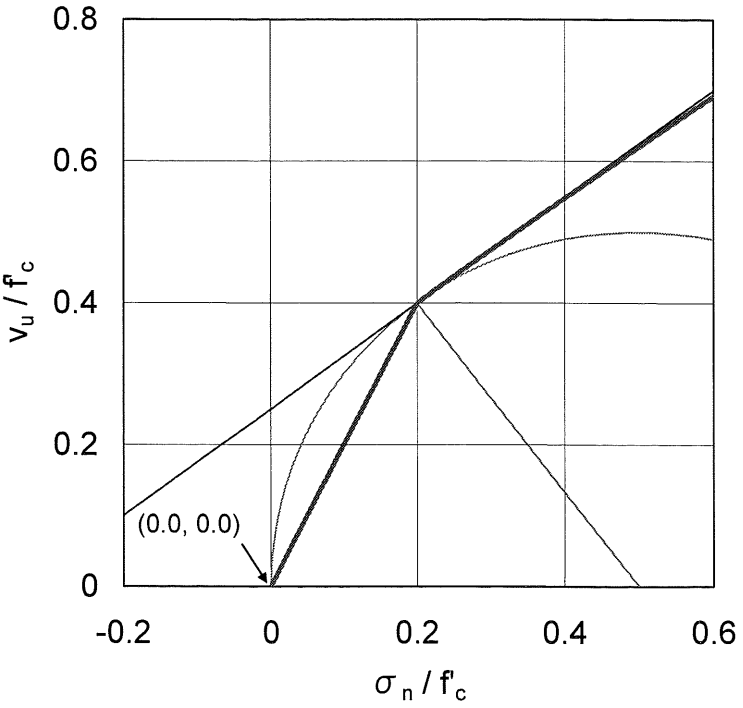


図-7.9.10　打継目の引張強度 f_t^*を 0 としたときの破壊推定値

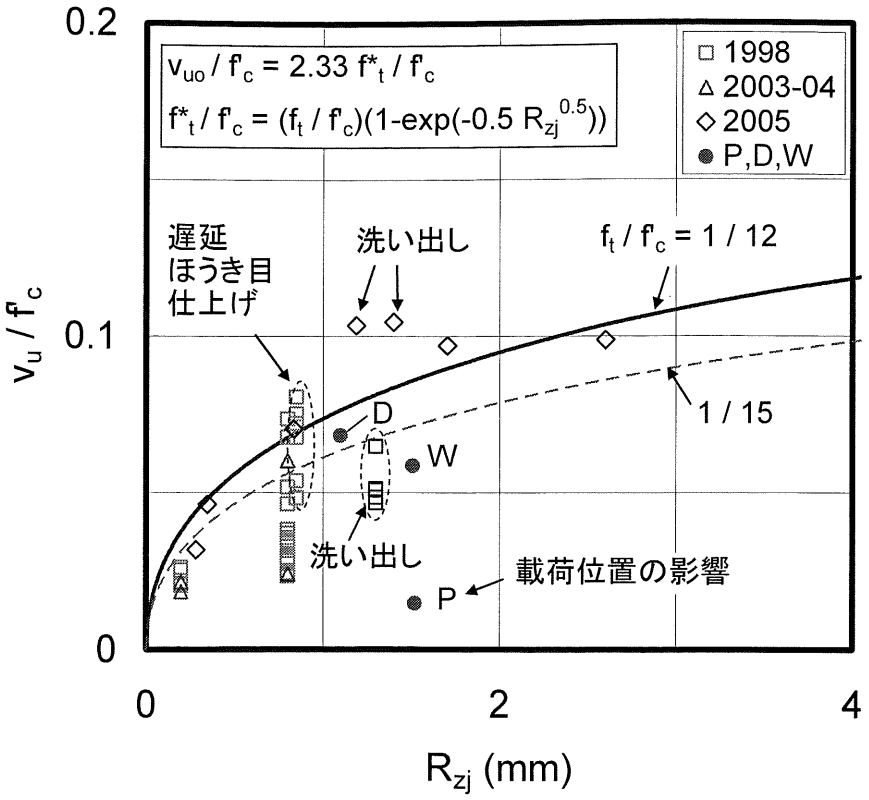


図-7.9.11　土研・PC 建協の共同研究における結果

注)　PC1998：文献 2.22)より，PC2003-4 及び PC2005：報告書 I より

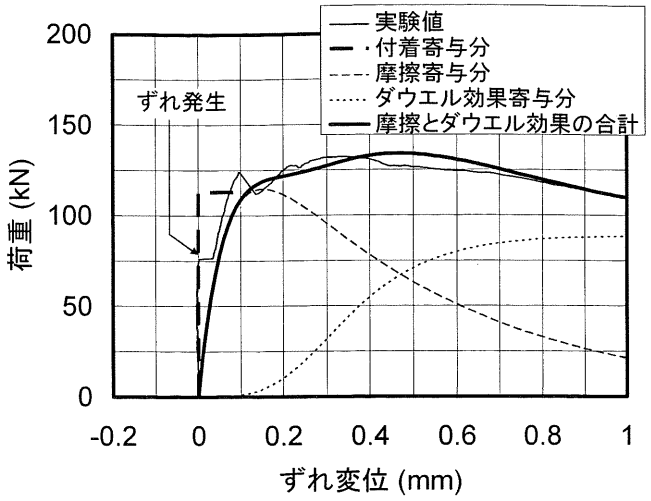
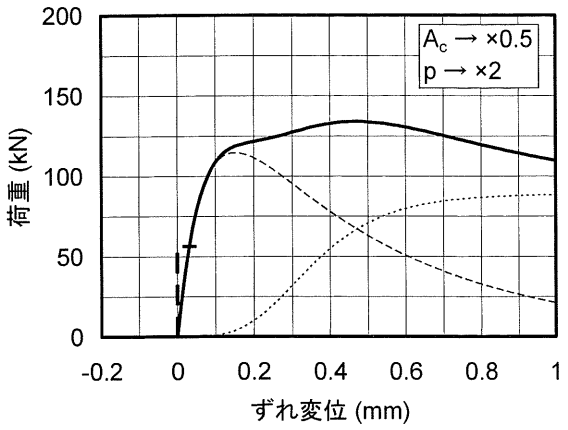
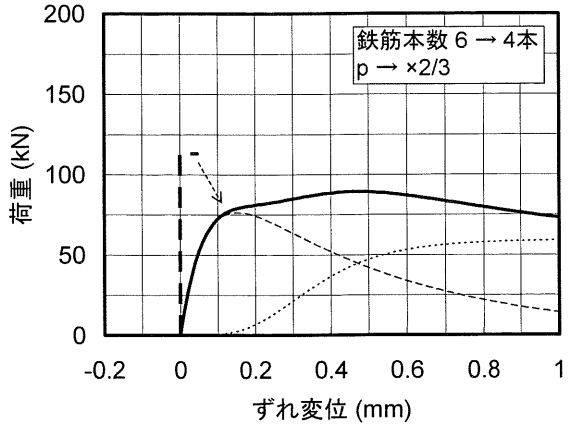


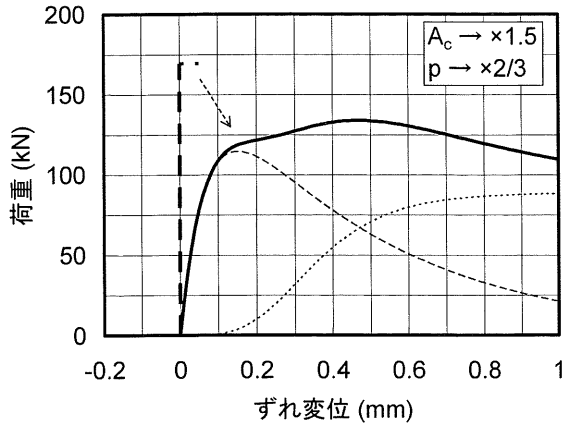
図-7.9.12　供試体 type-W の荷重－ずれ変位の関係における付着，摩擦，ダウエル効果の分担



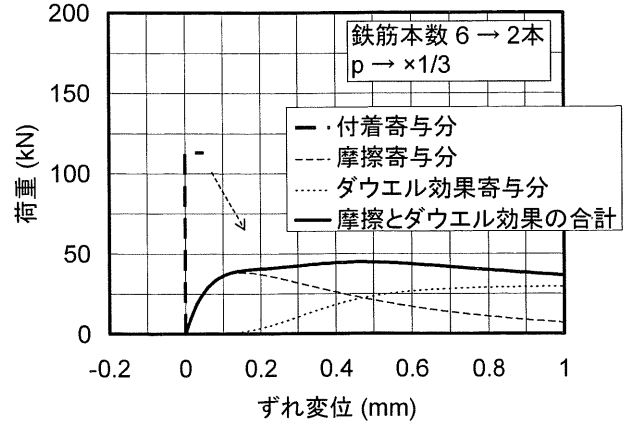
(a)　接合面積を 1/2 とした場合



(c)　鉄筋本数を 4 本とした場合



(b)　接合面積を 1.5 倍とした場合



(d)　鉄筋本数を 2 本とした場合

図-7.9.13　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
(接合面積及び鉄筋本数の影響)

7.10　ずれ止め鉄筋下の水平鉄筋の影響

シリーズNのうち，N3013Aのみはずれ止め鉄筋直下，かぶり30 mmの位置に水平鉄筋を配置していたが(図-7.10.1)，N3013と比べて明確な差は見られなかった。前掲図-7.4.17より，N3013Aの$d\ (f_y / f'_c)^{0.5}$は40.8 mmであり，全塑性モーメントの位置L'_pが水平鉄筋の手前(表面から22 mm)であったことから，水平鉄筋による変形や耐力などへの影響が見られなかったと考えられる。水平鉄筋の配置がL'_pよりも手前であった場合は何らかの影響を示すものと考えられる。また，図-2.2.3(d)に示した鉛直方向のひび割れが発生する条件の場合は，鉄筋下の割裂強度の抑制に貢献する[7.23]とされているが，N3013Aでは最大荷重が小さく，鉄筋下のコンクリートの鉛直ひび割れが見られなかったため，そのような効果も認められなかった。

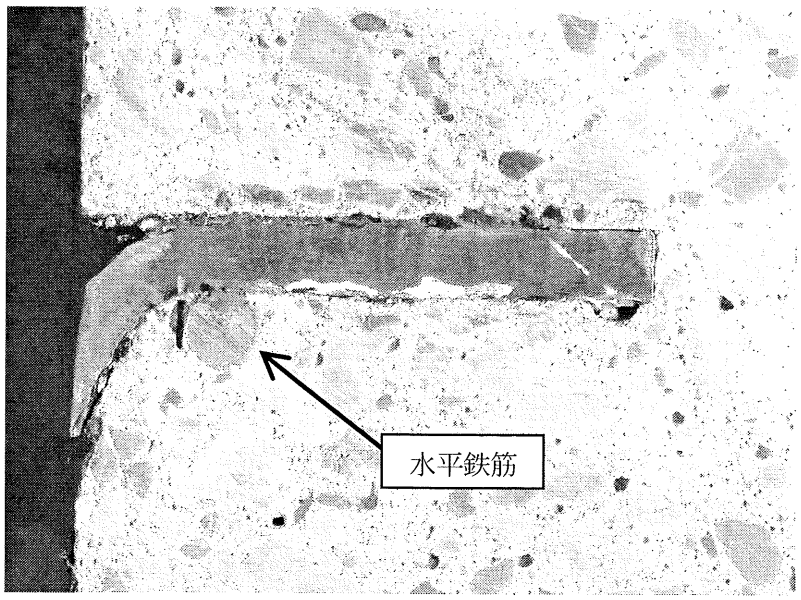


図-7.10.1　N3013Aの解体断面における水平鉄筋の位置の破壊状況

7.11 ひずみゲージコーティングの影響

(1) ダウエル試験

ダウエル試験におけるずれ止め鉄筋のひずみ測定のためには，ゲージ貼り付けに伴うコーティング材の影響が課題となり，既往の研究では避けられてきたところであるが[7.3),7.24)]，今回はあえてひずみゲージによるずれ止め鉄筋の挙動確認を試みた。

A面側はひずみゲージの枚数が多く，より影響が大きいと思われたことから，その影響をみるため，B面側では測定点を少なくするとともに，コーティングを軽微なものとしていた。しかし，上記7.2，7.4のいくつかの図(図-7.2.1～2，図-7.4.2，同3,5,8,10,11,15,17)で見られたように，A面，B面の両結果にコーティングの影響と思われる明確な差は見られなかった。ここでは，コーティングの影響があったと考えられる点について整理しておく。

図-7.11.1に，ダウエル供試体シリーズNの供試体について，A面側のずれ止め鉄筋が降伏した際の，2dにおけるずれ止め鉄筋のひずみを，A面とB面を対比させて示す。この結果，A面側が降伏に達したときにB面側がまだ降伏していない事例が多くを占めた。

図-7.11.2に，ずれ止め鉄筋降伏時のコンクリート表面位置の鉄筋変位の計算値と実測値の比較を示す。図中の実測値は，A面とB面それぞれの結果を記号を変えて示す。この結果でも，A面側の方がやや変位が先行する傾向が見られた。また，表面変位の実測値は，ひずみから算出したK値に基づき算定した表面変位の2倍程度のものが見られた。特に表面位置での変位は，鉄筋のひずみに比べて，ひずみゲージのコーティングの影響を大きく受けていた可能性が高く，その差が同図における実測値と計算値の差に含まれていると考えられる。

図-7.11.3に，もう一つのA面とB面の比較として，ずれ止め鉄筋下に貼り付けたコンクリートのひずみゲージの読み値を示す。コンクリートのひずみ値は粗骨材の影響を受けてばらつきが大きいが(ゲージ長 10 mmはコンクリート用としては短い)，B面側の値の方が大きい場合が多かったことがわかる。

(2) 打継目のプッシュオフ試験

供試体Type-P, W, Dにおいても，ダウエル試験と同様に接合面付近のずれ止め鉄筋に多数のひずみゲージを貼り付けていた。これら3体の試験結果と報告書Iのプッシュオフ試験の結果を見比べたときに，前者では完全なずれが生じるよりも荷重がかなり低い段階で微細なずれが生じた点が異なっていた。供試体の形状やそれに伴う載荷方法(1面せん断と2面せん断の違い)があるので一概に比較し難いが，原因の一つとして，ひずみゲージのコーティングの影響が考えられる。例えば，Type-Pでは，ひずみゲージを貼り付けていた側のみで微細なずれが先行していた(前掲図-5.1.5(a))。

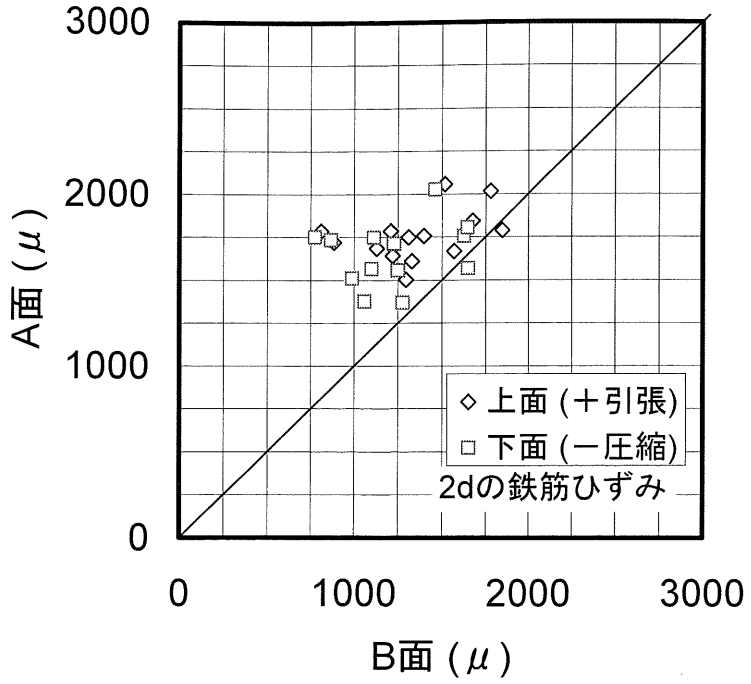


図-7.11.1　ダウエル供試体シリーズＮのＡ面ずれ止め鉄筋降伏時，2d における
ずれ止め鉄筋のひずみのＡ面とＢ面の比較

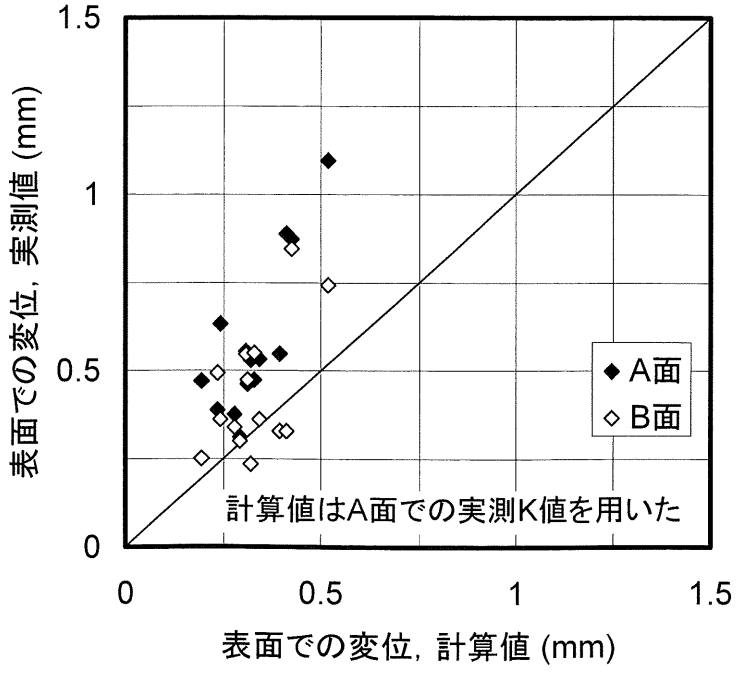


図-7.11.2　ずれ止め鉄筋降伏時の表面位置の変位

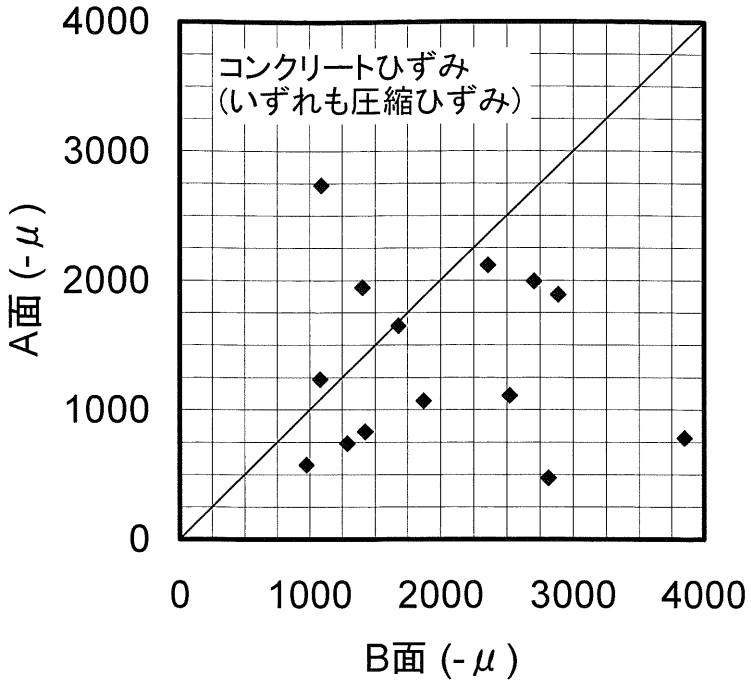


図-7.11.3　ダウエル供試体シリーズNの鉄筋下コンクリートひずみのA面とB面の比較

8．まとめ

(1) ダウエル試験の結果

プレキャストPC部材の接合部のせん断伝達における，ダウエル作用を受ける鋼棒・コンクリートそれぞれの破壊までの挙動と各段階での耐力について把握するため，最も単純なダウエル試験であるRasmussenの試験の再現試験を実施した。本検討では，スタッドの供試体を追加するとともに，試験中はひずみゲージを用いて鉄筋の曲げ挙動を測定し，試験後は切断してコンクリートの剥離深さ，鉄筋曲げ深さを測定した。これらの試験より，次の結果が得られた。

1) コンクリート中でダウエル作用を受ける鋼棒の挙動を把握するために必要となる，BEFにおけるコンクリートの反力係数K値について，シリーズNの鉄筋ひずみから求め，コンクリートの圧縮強度f_c，鉄筋径dとの関係を整理した。その結果は，Poliらの提案式(2.8)や，Qureshi・前川が用いた式(2.9)による計算値と概ね同程度であった。

2) ダウエル試験における破壊に至る過程において，ずれ止め鉄筋の降伏が必ず先行して生じ，続いて鉄筋直下のコンクリートの剥離，剥離直後における鉄筋の塑性ヒンジ形成(全断面降伏)が順に発生することがわかった。

3) 鉄筋の塑性ヒンジ形成後，耐力の増加に対して変位の増加の割合が大きくなるが，ずれ止め鉄筋の張り出し部がコンクリートの剥離したところに押し付けられ，載荷治具に対して折れ曲がった鉄筋がくさび状となって荷重は再び増加する傾向を示した。このため，シリーズNでは，任意に試験を終了したため，最大荷重は恣意的な部分を含み，終局限界が明確でなかった。その最大荷重は概ね$1.2\ d^2\ (f'_c \cdot f_y)^{0.5}$であり(相関の元データにはくさび状になって耐力の再増加が見られた段階まで含まれるものもある)，Rasmussenのダウエル耐力式$1.3\ d^2\ (f'_c \cdot f_y)^{0.5}$よりもやや小さかった。

4) ずれ止め鉄筋の降伏荷重P_y，コンクリートの剥離荷重P_{sp}については，いずれもダウエル指標$d^2\ (f'_c \cdot f_y)^{0.5}$と相関が見られ，それぞれ係数$c = 0.4$，0.76とすることで概略の値を推定できることがわかった。

5) ずれ止め鉄筋の降伏荷重P_yについて，BEFに基づき，既往のPoliらやQureshi・前川の算定式あるいは今回得られた式(7.1)によるK値を用いて算定した結果，いずれのK値算定式を用いても計算値は実験値とよく一致した。

6) コンクリートの剥離深さL_{sp}(実測値)は，第1変化点までの支圧応力分布の重心位置L_{cg}($= 0.283\ L$，L：支圧応力分布の第1変化点までの距離)と概ね一致した。これより，コンクリートの剥離は支圧応力分布の重心位置を起点に発生することがわかった。また，L_{cg}は，概ね$0.61\ L_m$で表せることがわかった(L_m：降伏前の最大曲げモーメント位置)。

7) コンクリートの剥離が発生するときの，BEFで得られる鉄筋下におけるコンクリートの支圧応力分布のうち第1変化点Lまでの合力Fは，コンクリートの引張強度f_tとコンクリートの剥離面積A_{sp}(実測値)の積とある程度の相関が見られた。

8) コンクリートの剥離後も，剥離面を仮の原点としてBEFがなお成立すると仮定して，剥離後の最大曲

げモーメント位置 L'_p を算定した結果，最大曲げモーメント発生位置はコンクリート表面から 1.27 L_m(剥離面から 0.66 L_m)の位置に移動することがわかった。また，L'_p は，実測した鉄筋曲げ深さ L_b(鉄筋の曲げ変形が見られた深さ)と概ね一致していた。

9) 剥離直後の剥離面及び L'_p における鉄筋には全塑性モーメントを超える高い曲げモーメントが作用して，剥離後直ちに鉄筋に塑性ヒンジが形成されていたものと推察される。これに加えて，剥離によって載荷位置からコンクリート表面(剥離面)までの距離が長くなったこと，鉄筋の曲げに伴う水平力によりコンクリートが三軸圧縮応力に近い状況になったことが，L'_p よりも深い位置でのさらなる剥離を抑制したものと考えられる。

10) ずれ止め鉄筋の塑性ヒンジの形成位置 L_p(Rasmussen の仮定における塑性ヒンジの位置 Z，図-2.3.1)は，実測した鉄筋曲げ深さ L_b(あるいは L'_p)に一致すると考えると，BEF による計算方法のほか，$0.54\,d\,(f_y / f'_c)^{0.5}$ でも近似的に表せることがわかった。

11) コンクリート中のスタッドの挙動を把握する際にも，シリーズ N の結果から得られた式(7.1)による K 値を適用できる可能性があることがわかった。

12) シリーズ B(当て板)の最大荷重 P_{max} は $2.5\,d^2\,(f'_c \cdot f_y)^{0.5}$ で概ね表され，Rasmussen の提案式と一致した。また，シリーズ S(スタッド)の場合も P_{max} の段階ではシリーズ B と同程度となることがわかった。

13) シリーズ S(スタッド)の場合，シリーズ N の鋼棒径及びコンクリート強度が同じ供試体の結果に比べて，荷重－変位の関係における初期の剛性が高く，また，破壊時の耐力が 2 倍程度となる。高い剛性は，鋼板との結合による鋼棒の回転拘束によって得られることが BEF による計算で確認できた。耐力の増加には，その回転拘束によって，コンクリートの支圧応力分布の第 1 変化点までの距離が大きくなり，コンクリートの支圧力(第 1 変化点までの合力)が大きくかつその合力の作用位置(重心)が深いこと，及びこの支圧力の増加と，鋼板で表面を覆っていることによりコンクリートの剥離が生じにくいことが影響したものと考えられる。シリーズ B(当て板)の場合は，シリーズ S とシリーズ N の中間程度の挙動を示して，シリーズ S ほどではないが，当て板による回転拘束の効果が見られた。

(2) プッシュオフ試験の結果

上記のダウエル試験で得られた知見を踏まえて，コンクリート打継目におけるずれ止め鉄筋の挙動を把握するため，さらに 5 体のプッシュオフ試験を実施するとともに，既往の試験データを再整理した。これらの検討より，次の結果が得られた。

1) 強度の異なるコンクリートの打継目におけるずれ止め鉄筋の挙動を BEF で表す式を示した。これによれば，打継面にせん断力が作用すると打継面のずれ(ひび割れ)に関係なく，コンクリートの K 値の違いに起因する曲げモーメントが打継目付近のずれ止め鉄筋に作用することがわかった。この場合，ずれ止め鉄筋の折れ曲がる位置は接合面に対して非対称となることが実験で確認されていたが，その位置は K 値の違いから生じる曲げモーメントに支配されることがわかった。

2) 供試体 Type-P, W, D のプッシュオフ試験において測定したずれ止め鉄筋の曲げひずみ分布を上記の式にあてはめることにより，ずれ止め鉄筋がダウエル効果により負担していたせん断力の推移を算定した。ま

た，この結果を用いて付着・摩擦が負担していたせん断力の推移も算定し，せん断伝達における付着・摩擦とダウエル効果の関係を荷重(またはせん断応力度)－ずれ変位の関係の中で把握した。その結果，ダウエル効果による寄与は付着切れに伴うずれ発生以降に徐々に増加していたことから，付着による寄与はダウエル効果による寄与とほとんど背反の関係にあることを確認した。また，摩擦による寄与はある程度のずれ変位から徐々に低下し始め，それを補うようにダウエル効果による寄与が増加する傾向があることがわかった。ずれ発生以降の最大せん断強度は，摩擦とダウエル効果の合計の最大値であるが，その時点ではずれ変位が大きく，合成げたなどのように接合面のずれ変位を小さく抑える必要がある場合にこれらの寄与は必ずしも十分に活かされない可能性があることがわかった。

3) PC 合成げたのように，ずれ止め鉄筋比が約 0.5 %より小さい場合，せん断伝達耐力はコンクリート間の付着に依存しており，設計においては付着切れ発生荷重を考慮することが重要であると考えられる。打継目の付着切れ発生荷重は，打継目の引張強度を考慮することによって，一般のコンクリートのせん断強度と同様に，修正 Cowan 理論による算定方法で推定できることがわかった。

参考文献

[1 章]

1.1) 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.

1.2) Rasmussen, B.H., Betonindstobte tvaerbelastede boltes og dornes baereevne, Bygningstatiske Meddelser, Kopenhagen, pp.39-55, 1963.

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

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

1.5) 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 章]

2.1) Paulay, T., Park, R. and Phillips, M.H., Horizontal construction joints in cast-in-place reinforced concrete, Shear in Reinforced Concrete, ACI SP-42, Vol.2, pp.599-616, 1974.

2.2) Birkeland, P.W. and Birkeland, H.W., Connections in precast concrete construction, Journal of ACI, pp.345-368, March 1966.

2.3) Mast, R.F., Auxiliary reinforcement in concrete connections, Proceedings of ASCE, ST6, pp.1485-1504, June 1968.

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

2.5) Friberg, B.F., Design of dowels in transverse joints of concrete pavements, Proceedings of ASCE, pp.1809-1828, November 1938.

2.6) Timoshenko, S., Strength of Materials, Part II, 3rd ed., 1956 (First published in 1930).

2.7) ACI Committee 325: Structural design considerations for pavement joints, Journal of ACI, 53-1, pp.1-28, July 1956.

2.8) Murcus, H, Load carrying capacity of dowels at transverse pavement joints, Journal of ACI, 48-2, pp.169-184, October 1951.

2.9) Yoder, E.J. and Witczak, M.W., Principles of Pavement Design (2nd edition), John Wiley & Sons, Inc., New York, 1975.

2.10) Shoukry, S.N. and William, G.W., Identification of critical stress concentration around dowel bars, Final, No. MUTC # 7, WVDOT, Feb. 2001.

2.11) Millard, S.G. and Johnson, R.P., Shear transfer across cracks in reinforced concrete due to aggregate interlock and to dowel action, Magazine of Concrete Research, Vol.36, No.126, pp.9-21, March 1984.

2.12) Poli, S.D., Prisco, M.D. and Gambarova, P.G., Shear response, deformations, and subgrade stiffness of a dowel bar embedded in concrete, ACI Structural Journal, 89-6, pp.665-675, 1992.

2.13) 前掲 1.2)と同じ

2.14) Dulacska, H., Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete, ACI Journal, Vol.69, pp.754-757, December 1972.

2.15) Qureshi, J. and Maekawa, K., Computational model for steel bar embedded in concrete under combined axial pullout and transverse shear displacement, Proc. of JCI, 15-2, pp.1249-1254, 1993.

2.16) Qureshi, J., Modelling of stress transfer across reinforced concrete interfaces, Thesis, Univ. of Tokyo, September 1993.

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

2.18) Ollgaard, J.G., Slutter, R.G. and Fisher, J.W., Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete, AISC Engineering Journal, pp.55-64, April 1971.

2.19) Smith, A.R. and Benham, S.W., Effect of dowel-bar misalignment across concrete pavement joints, Transactions of ASCE, Vol.103, pp.1133-1162, 1938.

2.20) Jimenez, R., White, R.N. and Gergely, P., Bond and dowel capacities of reinforced concrete, ACI Journal, pp.73-92, January 1979.

2.21) Vintzeleou, E.N. and Tassios, T.P., Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions, Magazine of Concrete Research, Vol.38, No.134, pp.13-22, March 1986.

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

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

2.24) Soroushian, P., Obaseki, K., Rojas, M.C. and Sim, J., Analysis of dowel bars acting against concrete core, ACI Journal, pp.642-649, July-August 1986.

2.25) Soroushian, P., Obaseki, K. and Rojas, M.C., Bearing strength and stiffness of concrete under reinforcing bars, ACI Materials Journal, pp.179-184, May-June 1987.

2.26) 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.

2.27) 前掲 1.3)と同じ

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

2.29) 前掲 1.4)と同じ

2.30) 前掲 1.5)と同じ

2.31) 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.

2.32) 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.

2.33) 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 合成げた橋(PC 合成床版タイプ)に関する研究－，共同研究報告書第 215 号，建設省土木研究所，PC 建協，1998.12.

2.34) 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.

2.35) 前掲 1.1)と同じ（報告書 I）

2.36) 道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，(社)日本道路協会，2002.

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

2.38) 奥田秋夫，高島春生，佐藤政勝，間瀬孝一：スタッドジベルの変位の一般式に関する実験的考察，第 24 回土木学会年次講演概要集第 1 部，pp.479-480，1969.

2.39) 赤尾親助，栗田章光，平城弘一：頭付きスタッドの押抜き挙動に及ぼすコンクリートの打込み方向の影響，土木学会論文集，No.380，pp.311-320，1987.4.

2.40) 新体系土木工学 45，基礎工(I)，土木学会，1980.

2.41) Chang, Y.L., Discussion on the paper "Lateral pile-loading tests" by Feagin, L.B., Transactions of ASCE, Vol.102, pp.272-278, 1937.

[3 章]

3.1) 頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状，JSSC テクニカルレポート No.35，(社)日本鋼構造協会，1996.11.

3.2) 前掲 1.2)と同じ

3.3) 前掲 1.3)と同じ

3.4) 前掲 2.28)と同じ

3.5) 前掲 1.4)と同じ

3.6) 前掲 1.5)と同じ

3.7) 前掲 2.31)と同じ

3.8) 前掲 1.1)と同じ

[7 章]

7.1) 前掲 1.2)と同じ

7.2) 池田尚治，大町武司，森章，山口隆裕：スタッドジベルによる鋼材とコンクリートとの応力の伝達について，第 3 回コンクリート工学年次講演論文集，pp.321-324，1981.

7.3) 前掲 2.12)と同じ

7.4) 前掲 2.9)と同じ

7.5) 前掲 2.21)と同じ

7.6) 前掲 2.37)と同じ

7.7) 前掲 2.23)と同じ

7.8) 前掲 2.1)と同じ

7.9) 前掲 2.15)と同じ

7.10) 前掲 1.5)と同じ

7.11) Maekawa, K., Mishima, T., Khan, J. and Qureshi, J., Reduced axial stiffness of deformed bars under shear slip along a crack in concrete, CEB Conference of Bond in Concrete, 1993.

7.12) 前掲 2.32)と同じ

7.13) 前掲 2.2)と同じ

7.14) 前掲 2.3)と同じ

7.15) 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.

7.16) Zia, P., Torsional strength of prestressed concrete members, Journal of ACI, pp.1337-1359, April 1961.

7.17) 前掲 2.28)と同じ

7.18) 前掲 1.4)と同じ

7.19) 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.

7.20) 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.

7.21) 前掲 1.3)と同じ

7.22) 前掲 2.33)と同じ

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

付　　録

付録 A.　スタッドのミルシート

頭付きスタッド製品検査成績書

納 入 先 :

納 入 数 量 :

納入年月日:

現 場 名 :

管 理 番 号 : JQA-M06K320

発行年月日 : 2006年10月31日

ロット番号	品　名（寸 法）	数 量(本)	鋼 種	鋼 番	ミルシート証明書番号	ミルシート発行年月日
MDG03188	SC19×100	49,980	CH16A	3-50223	R4-2671-1	2006年8月15日

1. 形状・寸法及び外観　　単位:mm

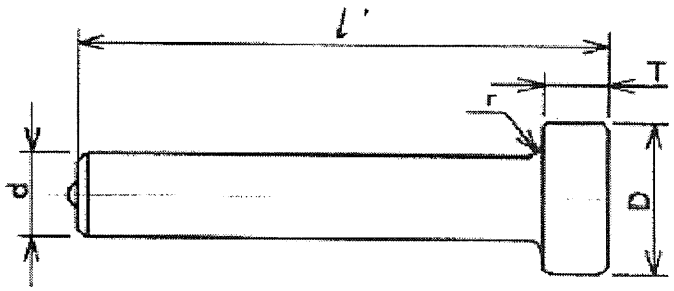
項目 / 規格 / 番号	d	D	T	r	l'	外観
	19	32	10	2	105	
	±0.4	±0.4	最小	以上	±0.5	
1	18.85	32.0	10.3	良	105.1	良
2	18.85	32.0	10.3	良	105.1	良
3	18.85	32.0	10.3	良	105.1	良

2. 機械的性質(4号試験片)

項目 / 規格 / 番号	降伏点 N/mm²	引張強さ N/mm²	伸び %
	235以上	400～550	20以上
1	310	455	34.5
2	305	449	34.0
3	314	458	35.0

3. 溶接部の試験及び検査

項目 / 番号	外観検査	寸法検査 (mm)	引張荷重(kN) 114～156	曲げ 30°
1	良		127.0	—
2	良		127.0	—
3	良		126.0	—
4	良		—	良
5	良		—	良
6	良		—	良

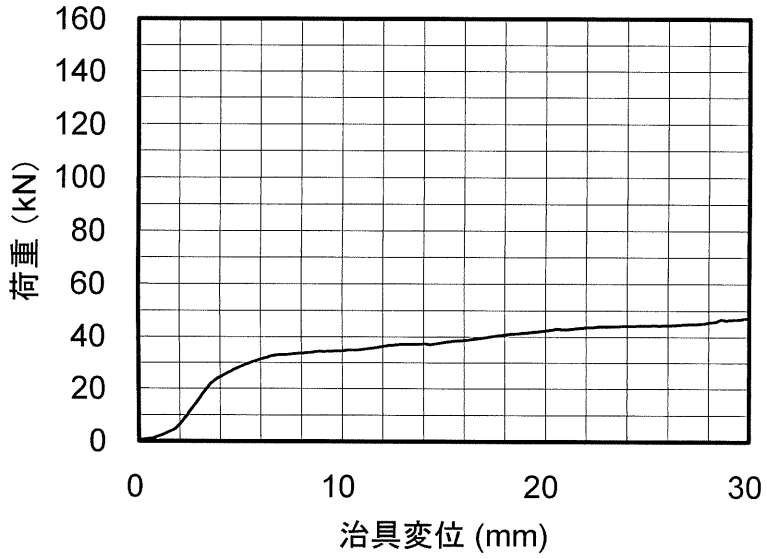


図—1. 頭付きスタッド形状・寸法

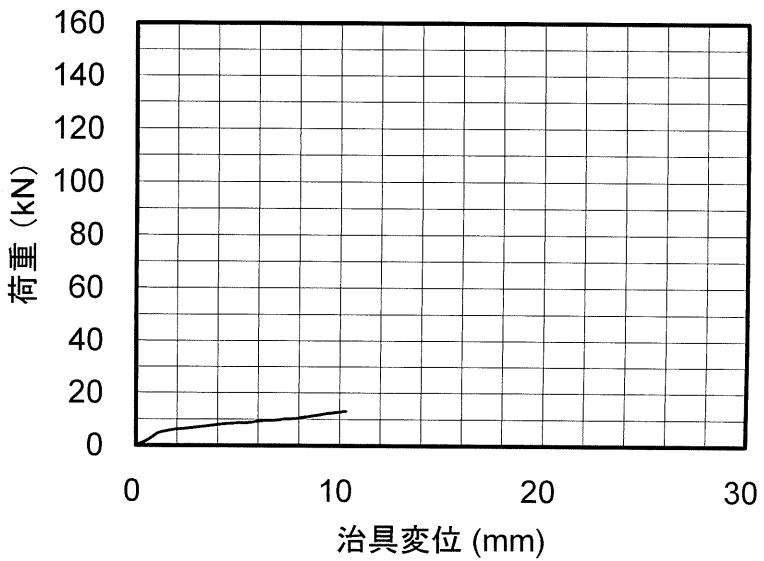
上記製品は検査の結果JIS B 1198規格に適合していることを証明します。

付録 B.　ダウエル試験における荷重－変位図
(治具変位，参考図)

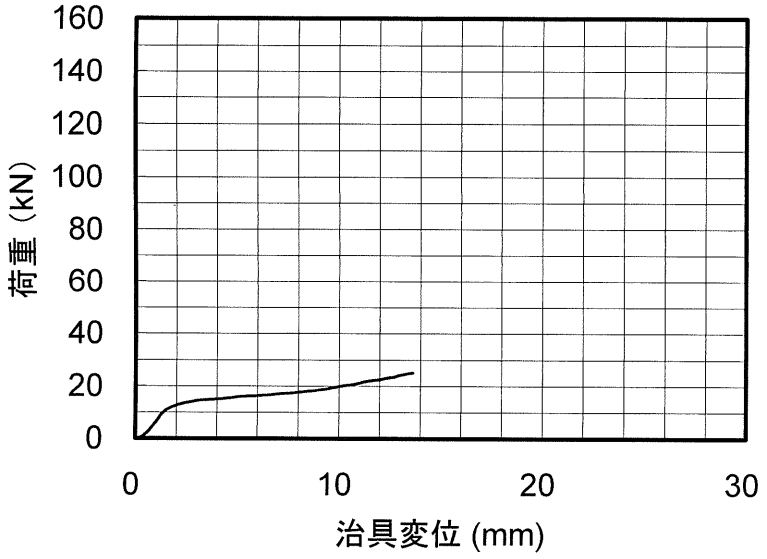
注）治具変位には，治具の変形分も含まれるが，試験中の全体挙動を監視するために計測した。本文で示したカンチレバー変位計による変位は測定限界である 5 mm 程度まで行ったが，その後の挙動を表すため，概略の値ではあるが，参考として治具変位を示すこととした。



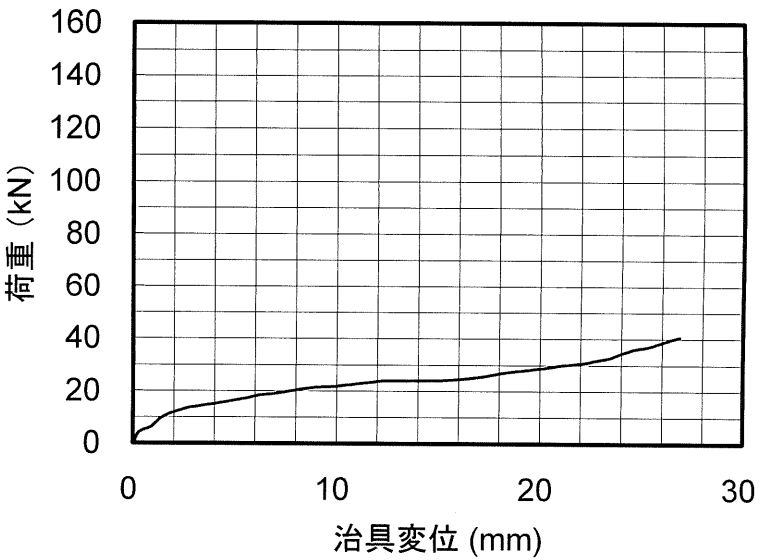
(a) N2419



(b) N3010

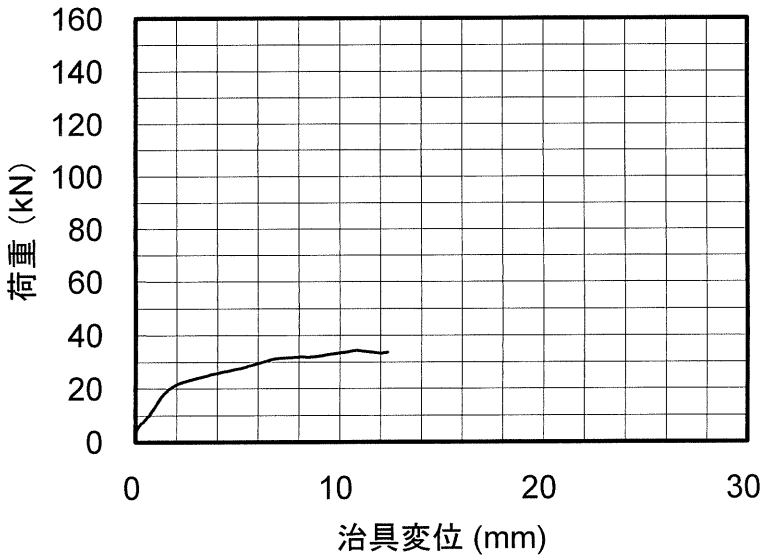


(c) N3013

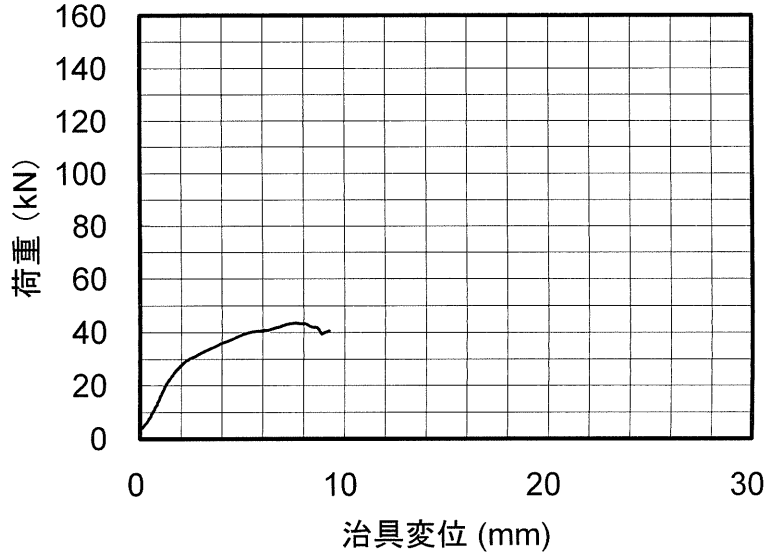


(d) N3013A

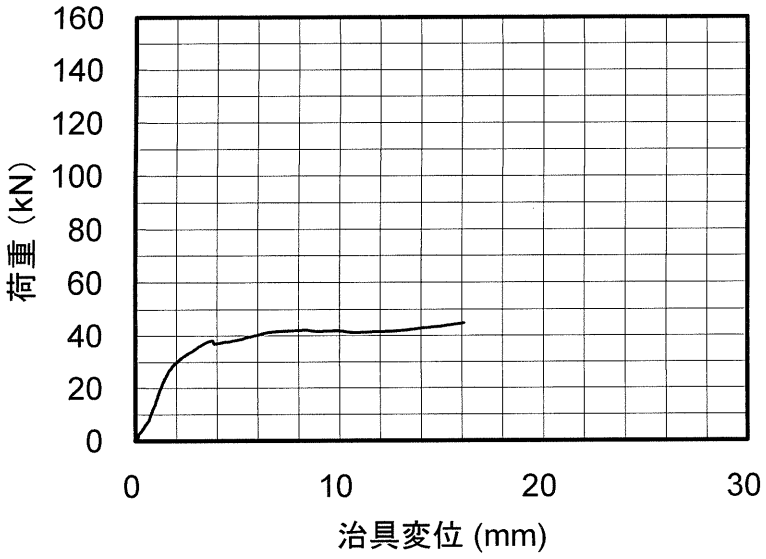
図-B1　ダウエル試験シリーズ N の鉄筋 1 本当り荷重と治具変位



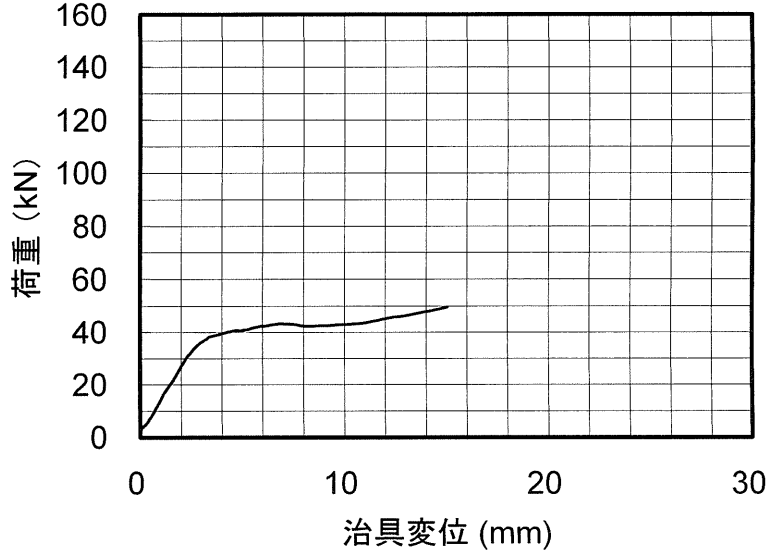
(e)　N3016



(f) N3019

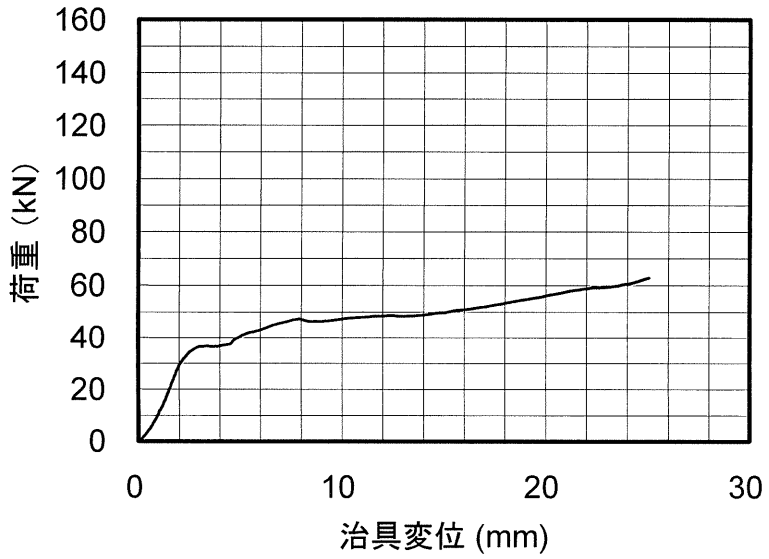


(g)　N3019-345

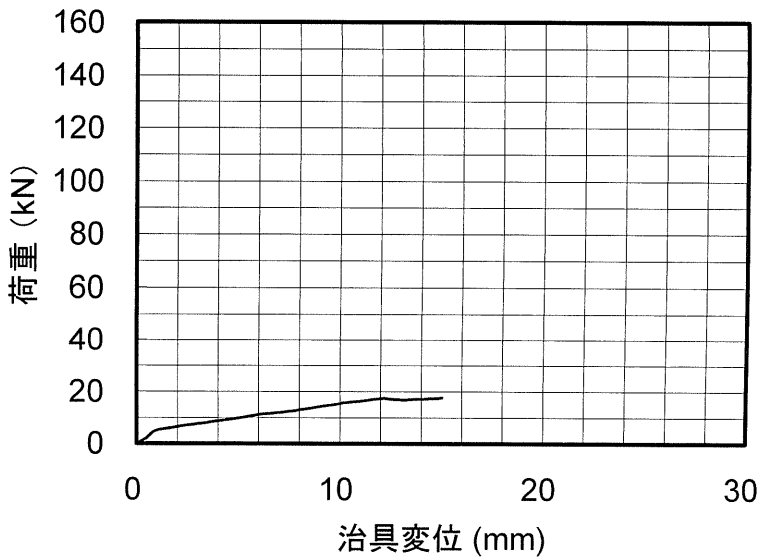


(h) N3019-390

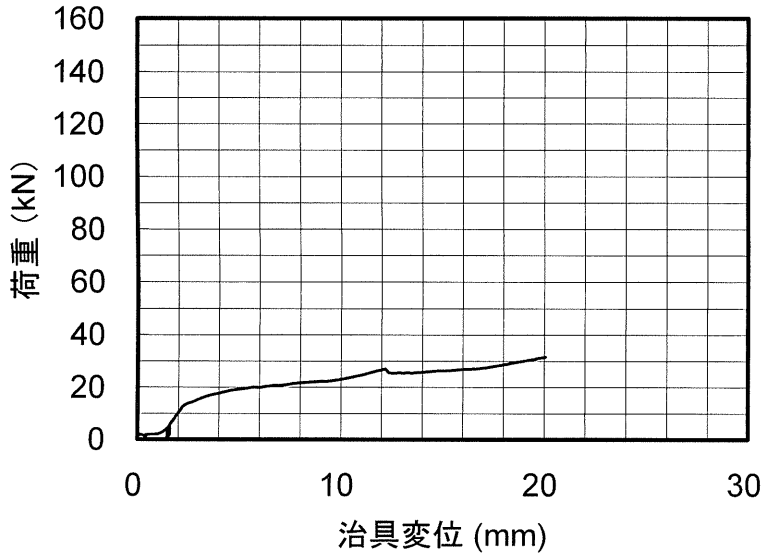
図-B1　ダウエル試験シリーズＮの鉄筋１本当り荷重と治具変位（続き）



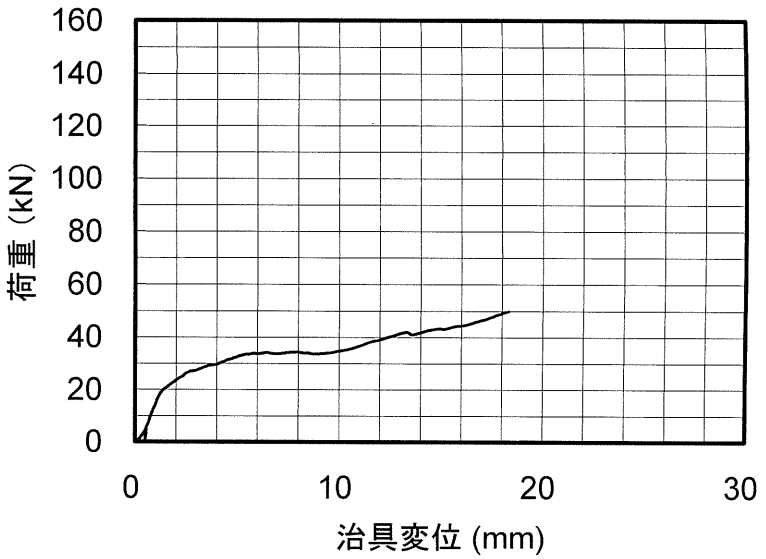
(i)　N4019



(j) N5010

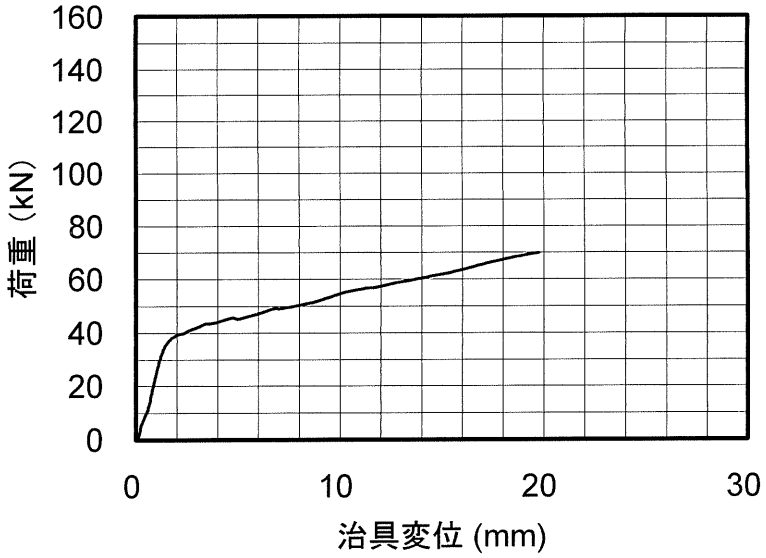


(j)　N5013

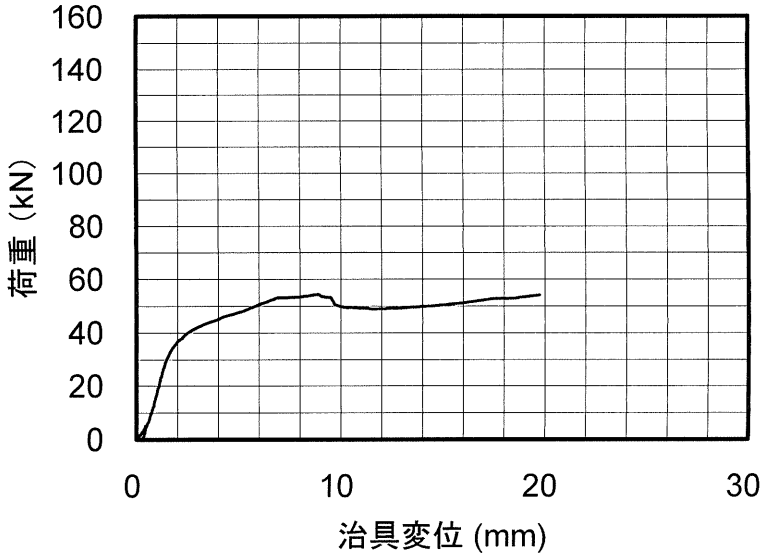


(k) N5016

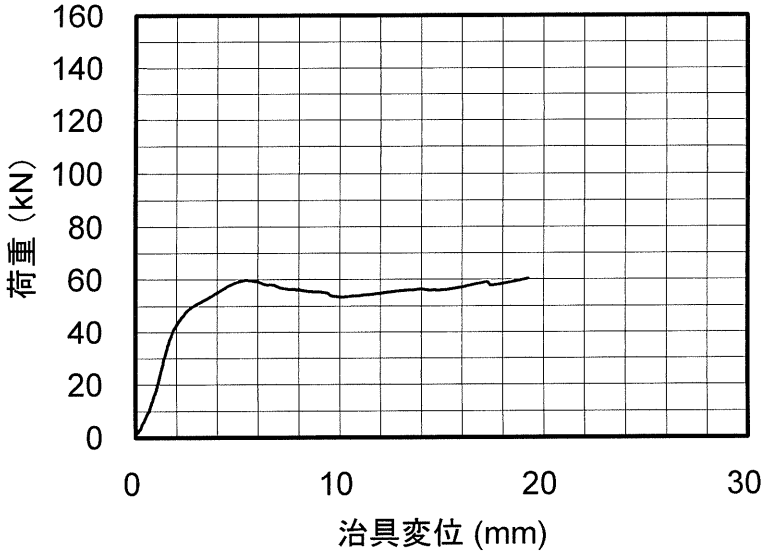
図-B1　ダウエル試験シリーズ N の鉄筋 1 本当り荷重と治具変位（続き）



(l) N5019

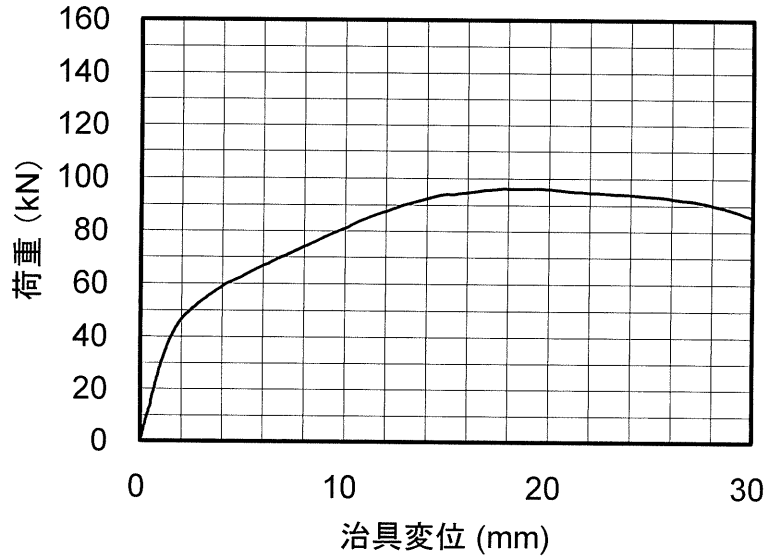


(m) N5019-345

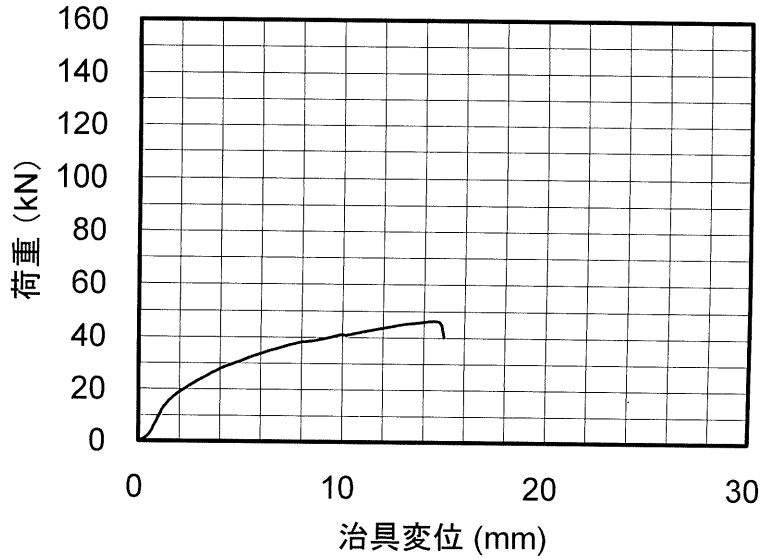


(n) N5019-390

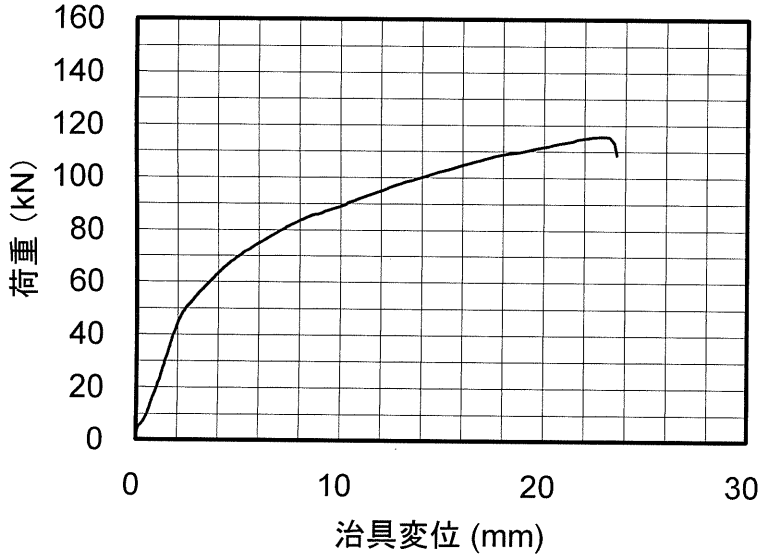
図-B1　ダウエル試験シリーズＮの鉄筋１本当り荷重と治具変位（続き）



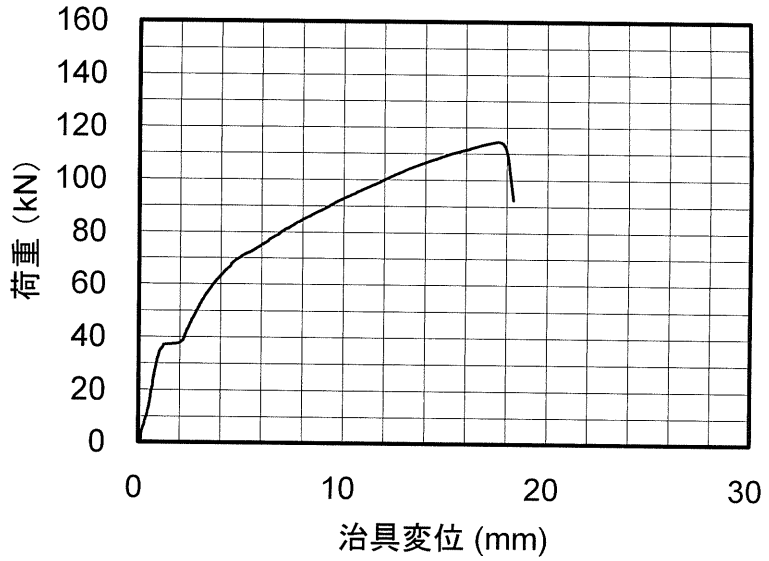
(a) B2419



(b) B3013

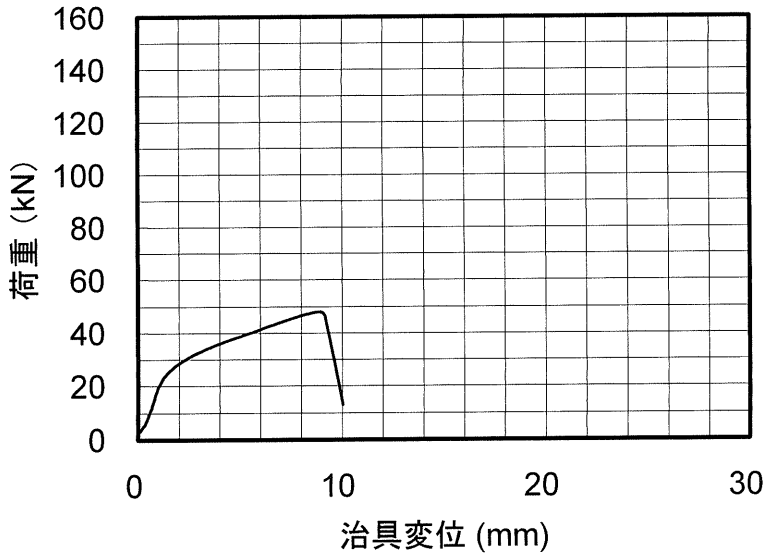


(c) B3019

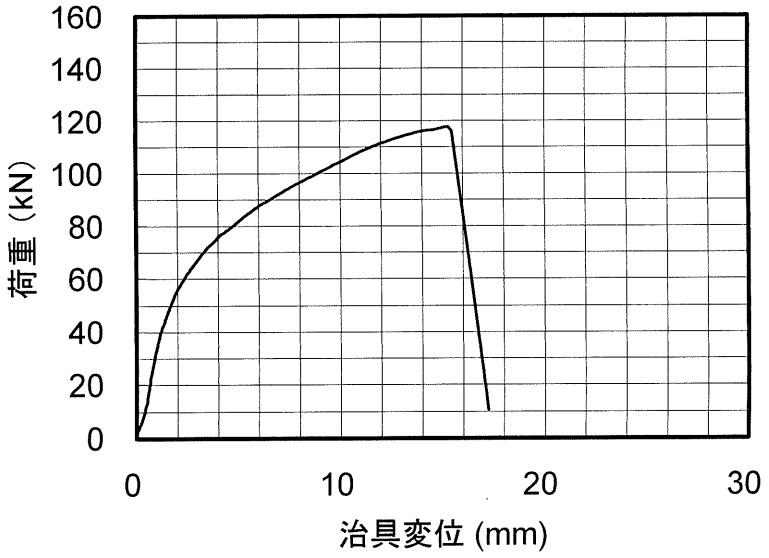


(d) B4019

図-B2　ダウエル試験シリーズＢの鉄筋１本当り荷重と治具変位

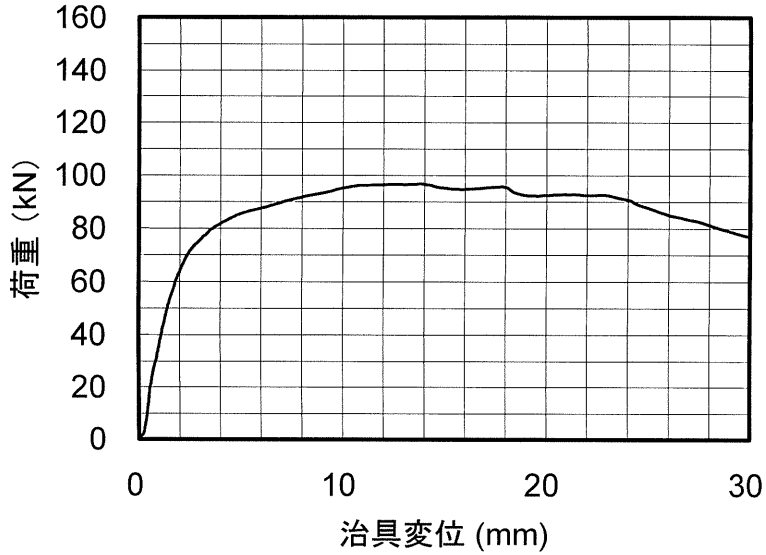


(e) B5013

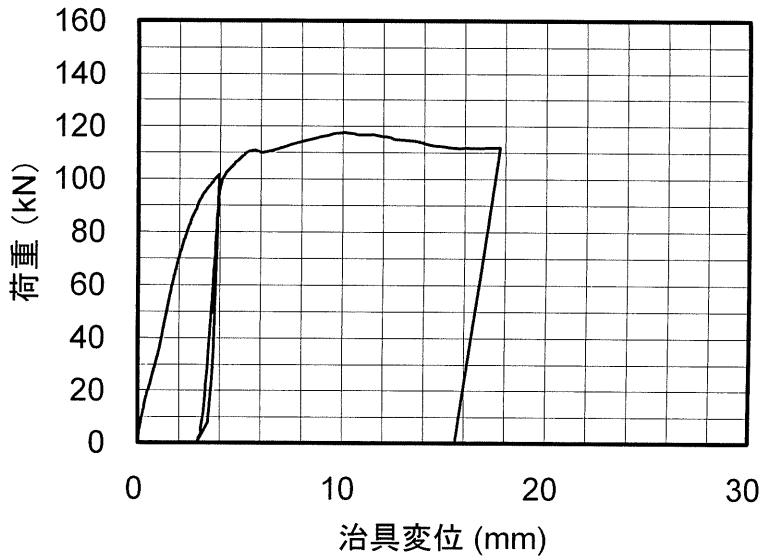


(f) B5019

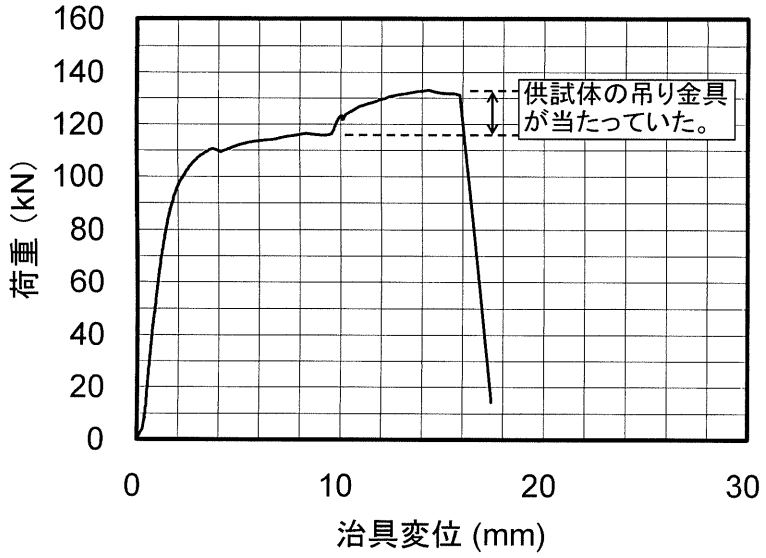
図-B2　ダウエル試験シリーズ B の鉄筋 1 本当り荷重と治具変位（続き）



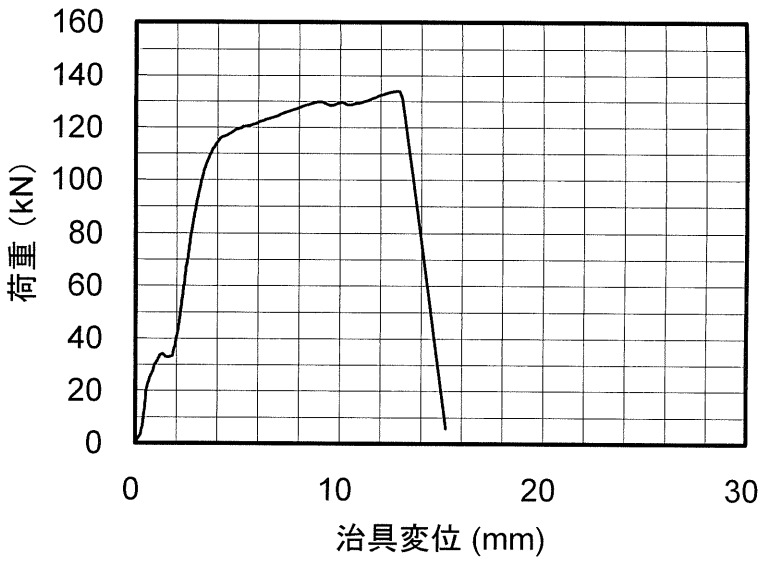
(a) S24



(b) S30



(c) S40

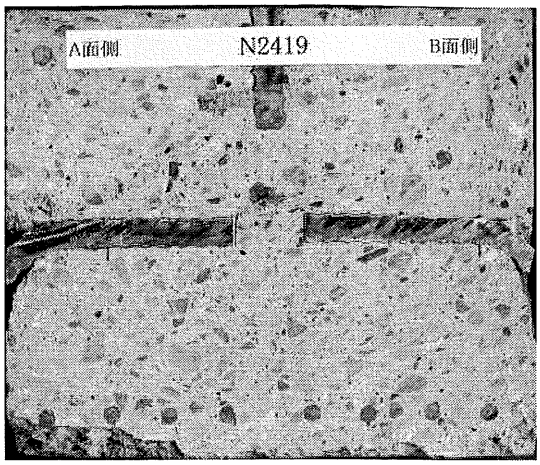


(d) S50

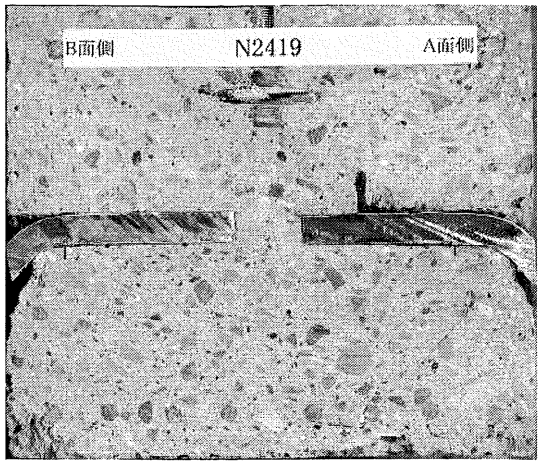
図-B3　ダウエル試験シリーズ S の鉄筋 1 本当り荷重と治具変位

付録 C.　ダウエル供試体解体調査写真

A 面側　　B 面側

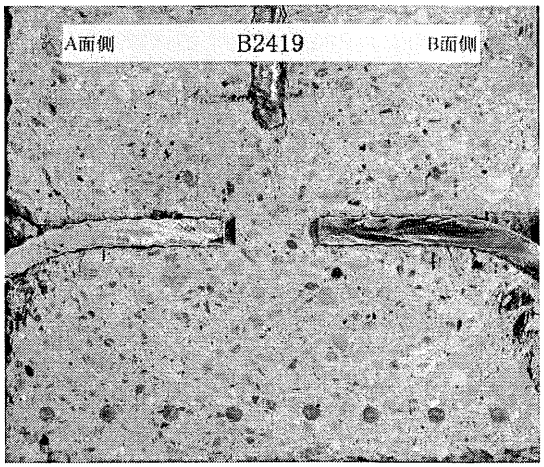


B 面側　　A 面側

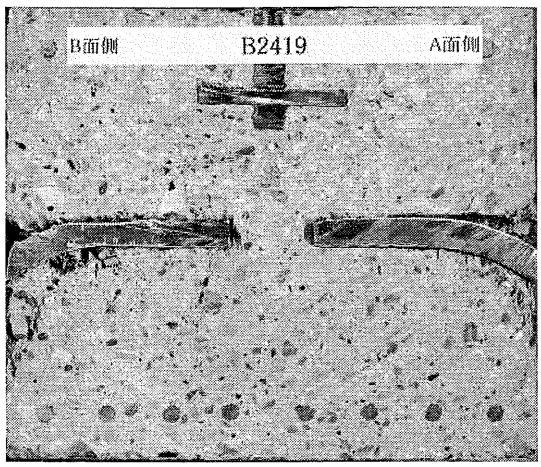


(a) N2419

A 面側　　B 面側

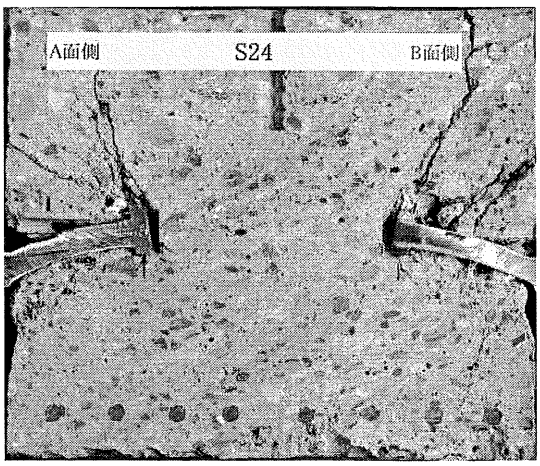


B 面側　　A 面側

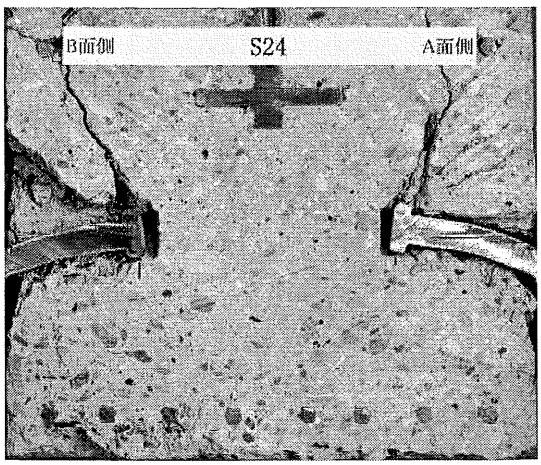


(b) B2419

A 面側　　B 面側

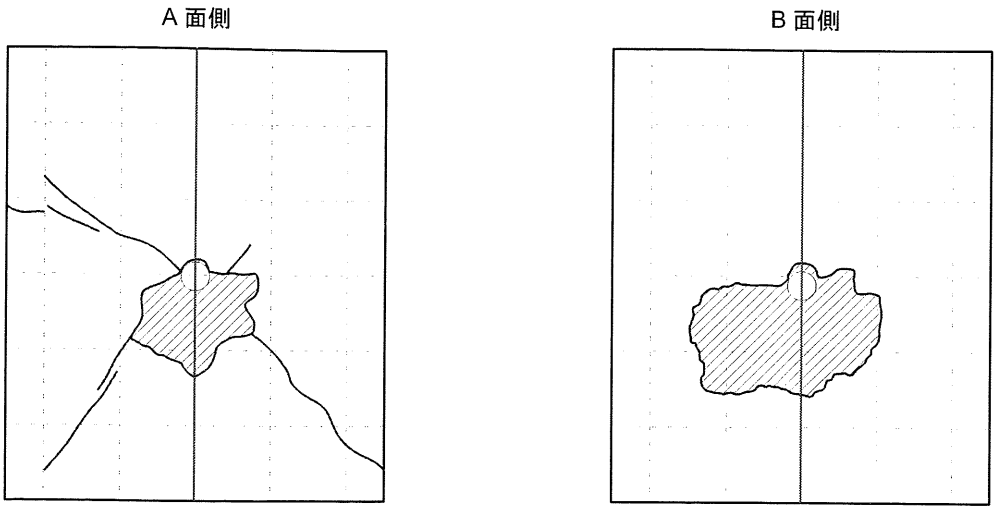


B 面側　　A 面側

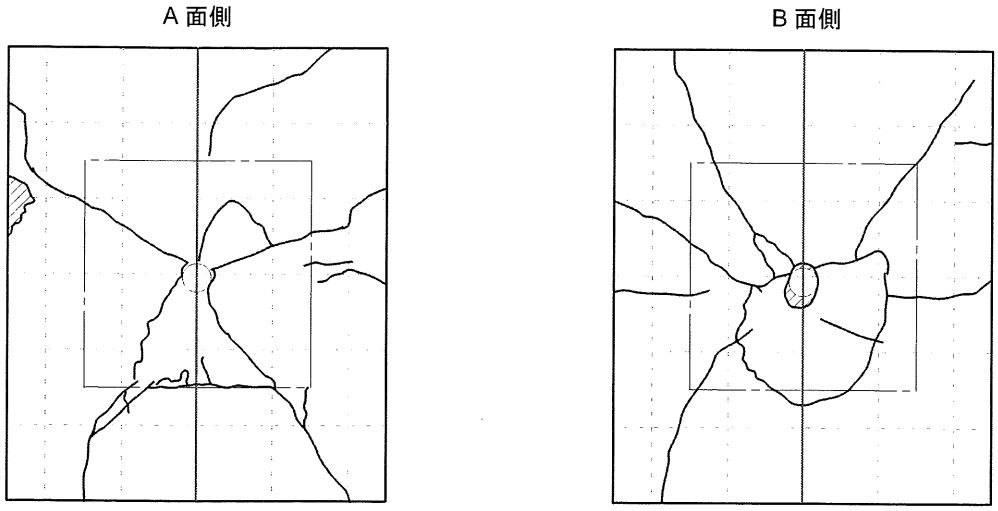


(c) S24

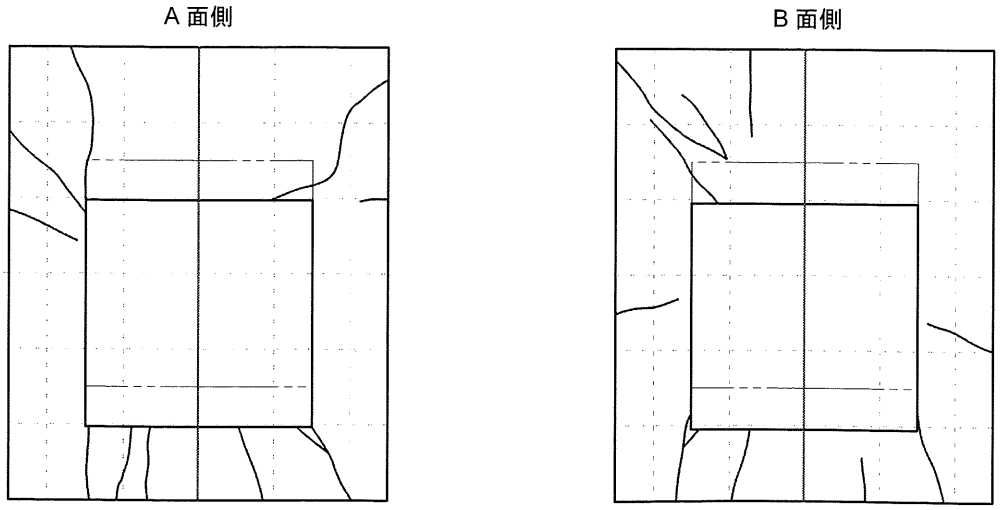
図-C1-1　切断面の写真



(a) N2419



(b) B2419

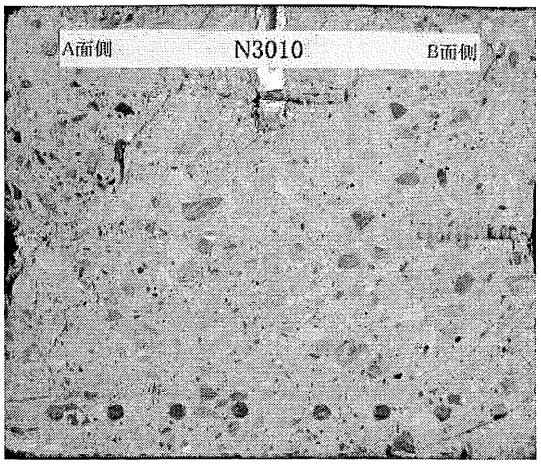


(c) S24

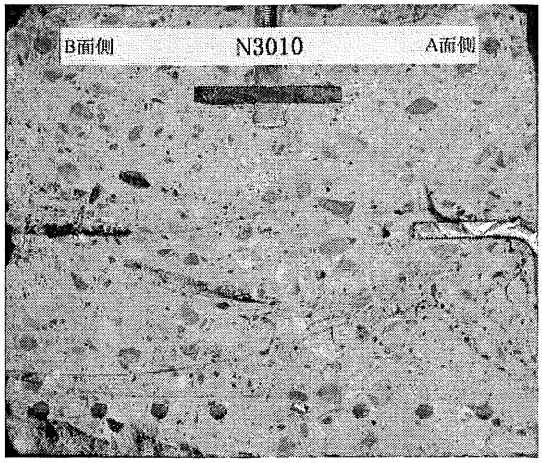
凡 例
太 線 ：ひび割れ
：コンクリート剥離範囲
：鉄筋

図-C1-2　ひび割れ状況

A 面側　　B 面側

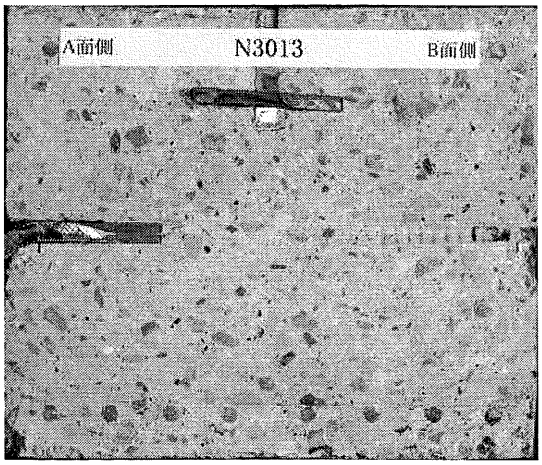


B 面側　　A 面側

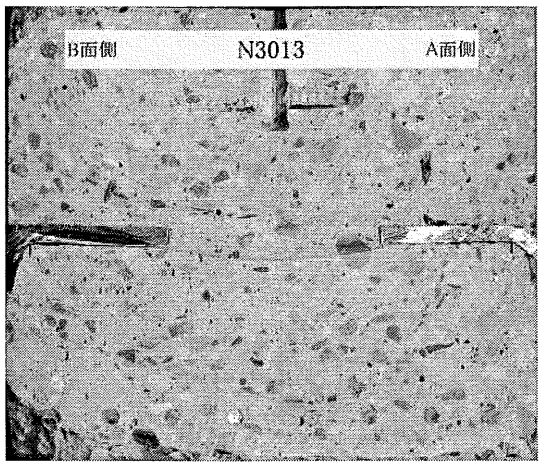


(a) N3010

A 面側　　B 面側

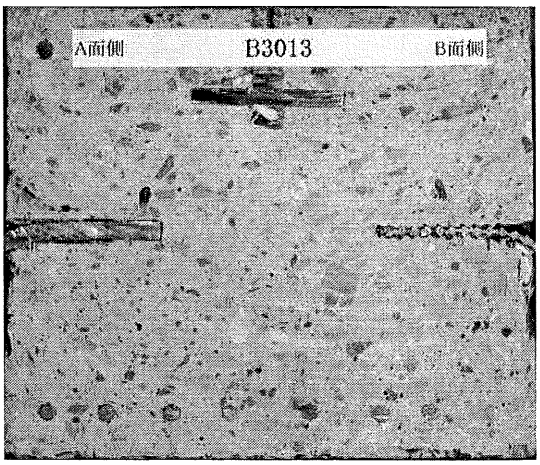


B 面側　　A 面側

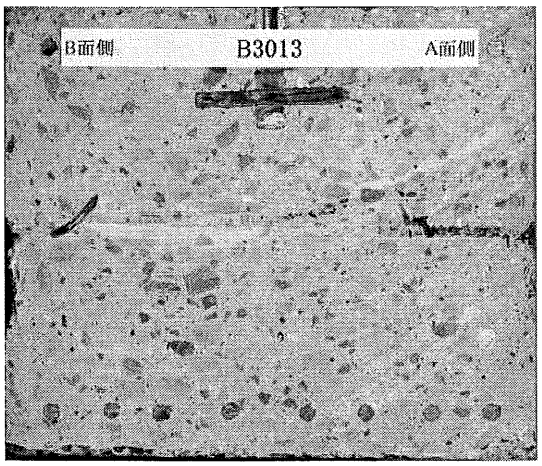


(b) N3013

A 面側　　B 面側

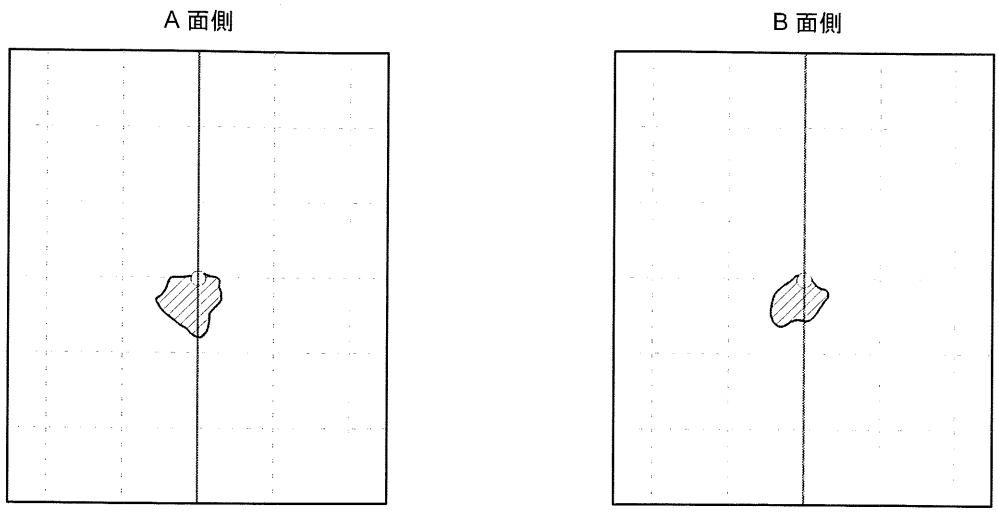


B 面側　　A 面側

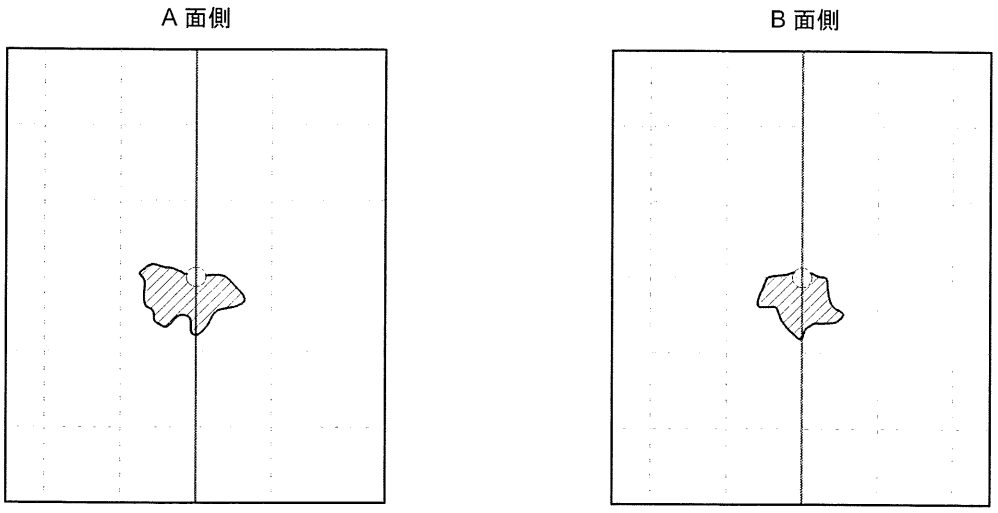


(c) B3013

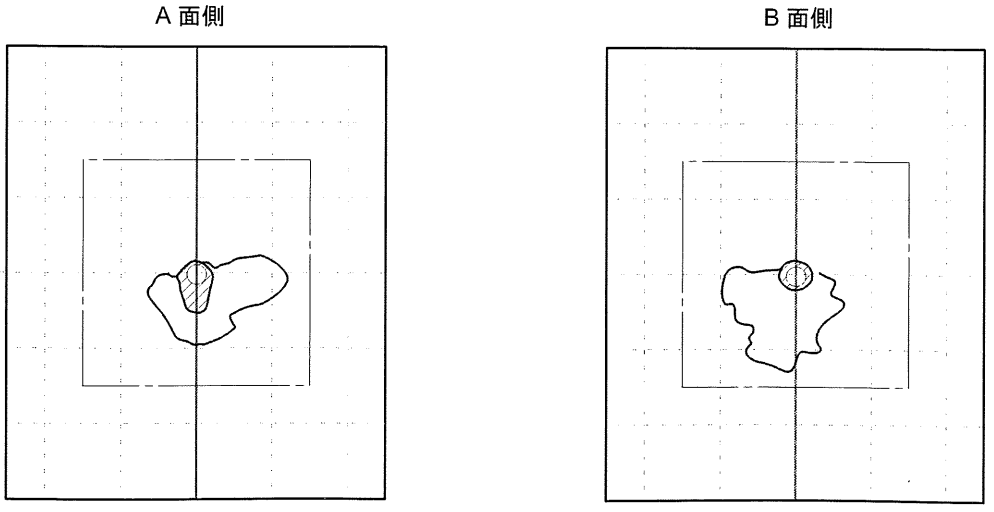
図-C2-1　切断面の写真



(a) N3010



(b) N3013



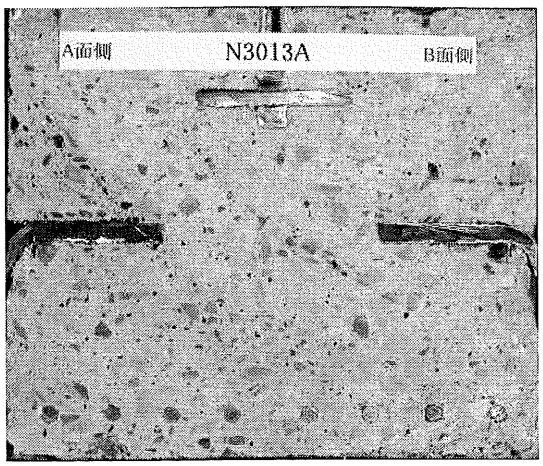
・A面鉄筋破断

(c) B3013

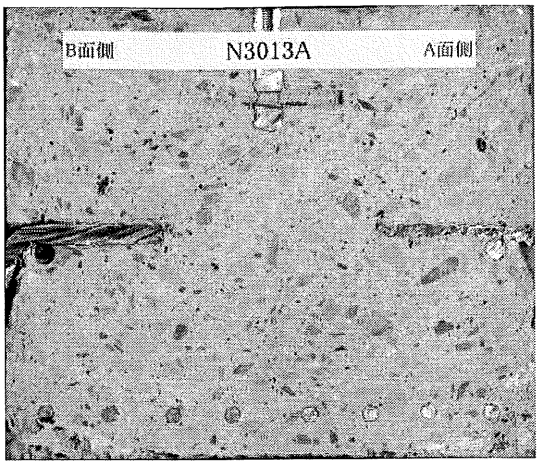
太　線　：ひび割れ
：コンクリート剥離範囲
：鉄筋

図-C2-2　ひび割れ状況

A 面側　　B 面側

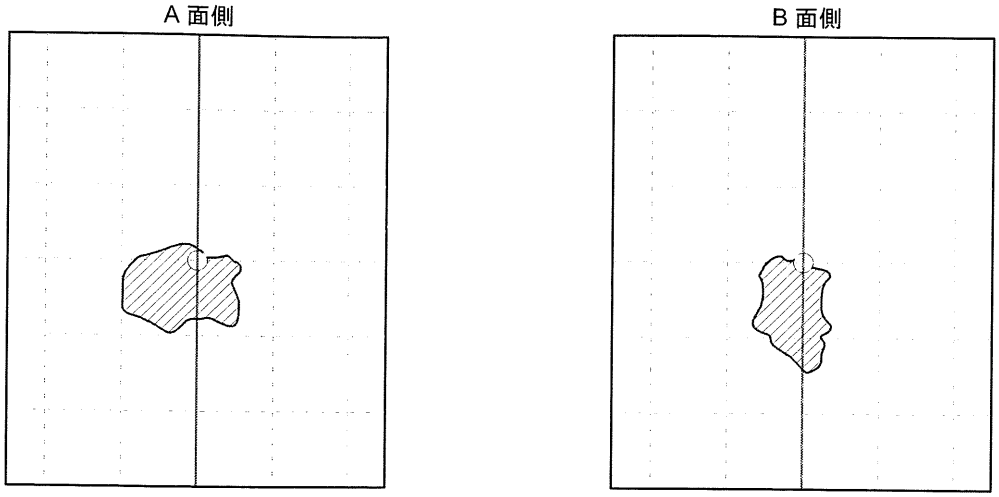


B 面側　　A 面側



(a) N3013A

図-C3-1　切断面の写真

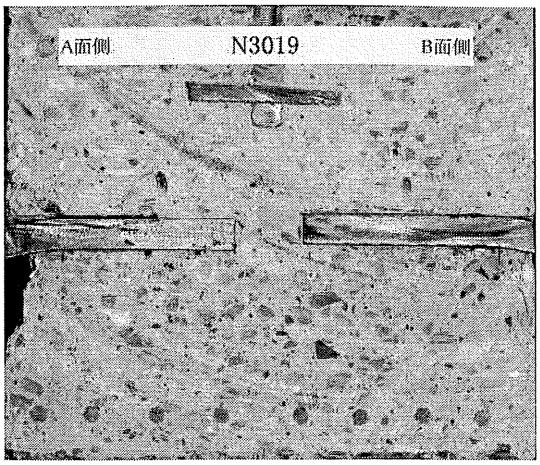


(a) N3013A

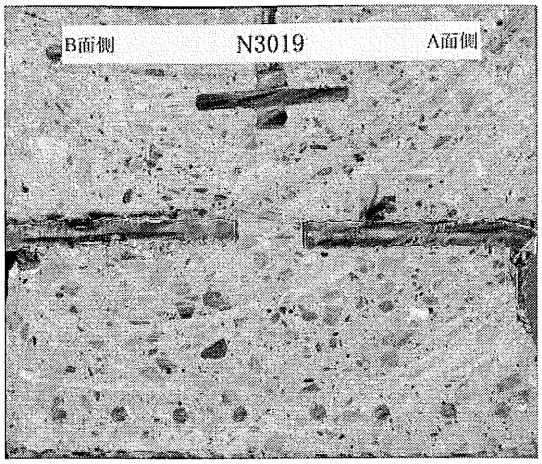
太　線　：ひび割れ
：コンクリート剥離範囲
：鉄筋

図-C3-2　ひび割れ状況

A 面側　　B 面側

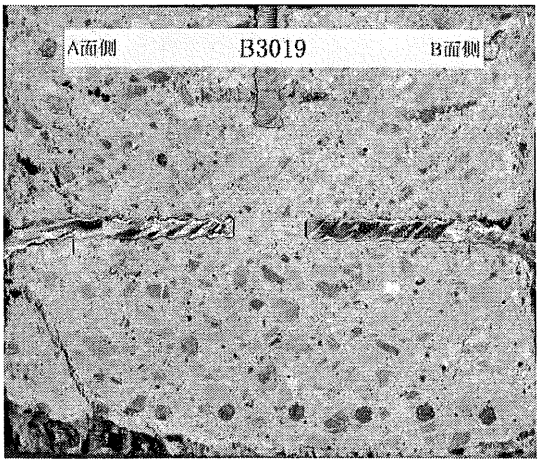


B 面側　　A 面側

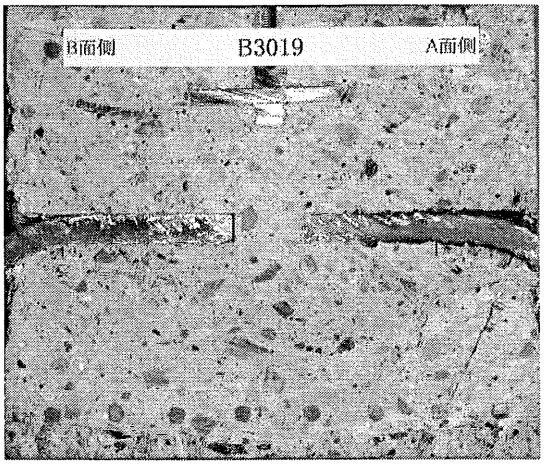


(a) N3019

A 面側　　B 面側

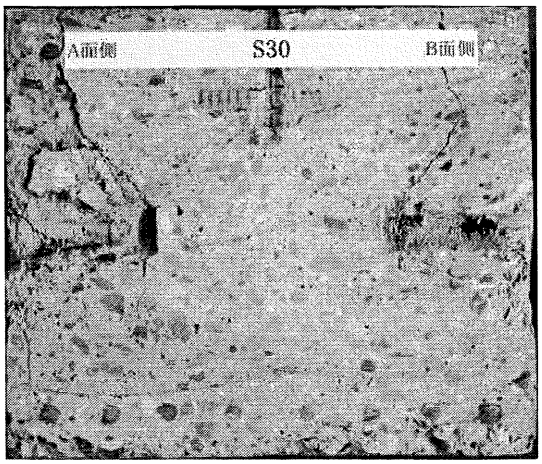


B 面側　　A 面側

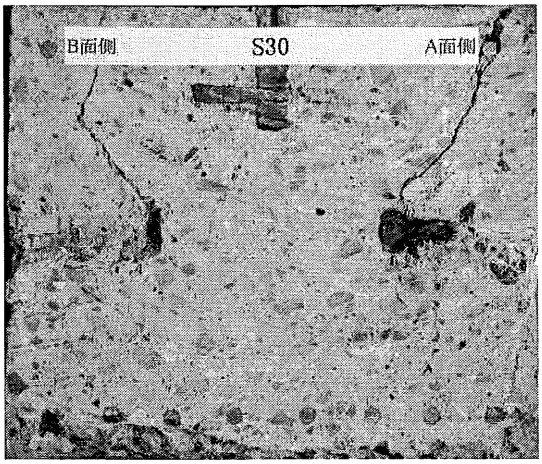


(b) B3019

A 面側　　B 面側

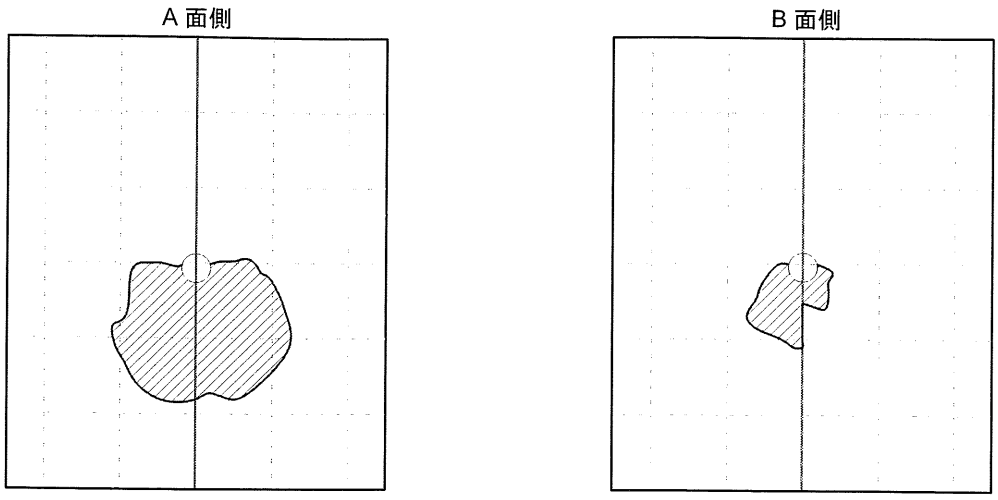


B 面側　　A 面側

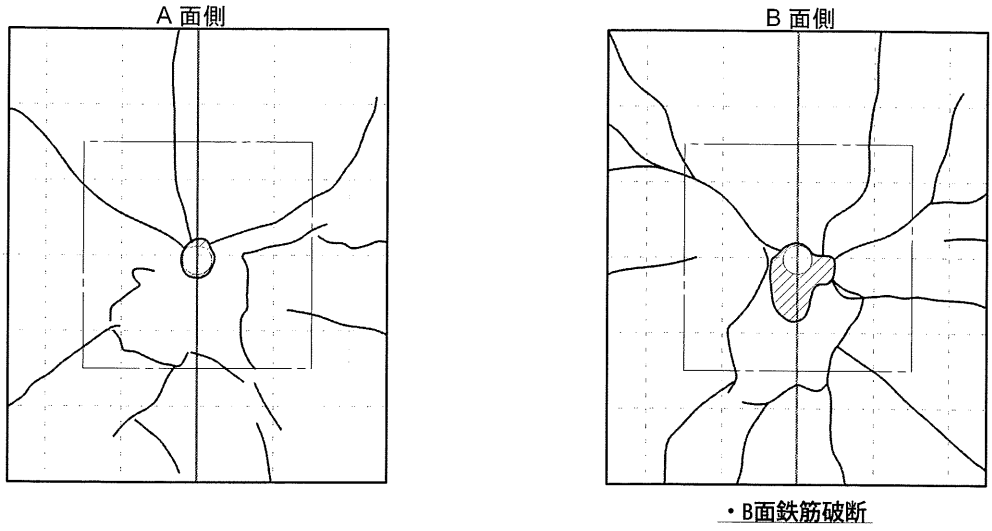


(c) S30

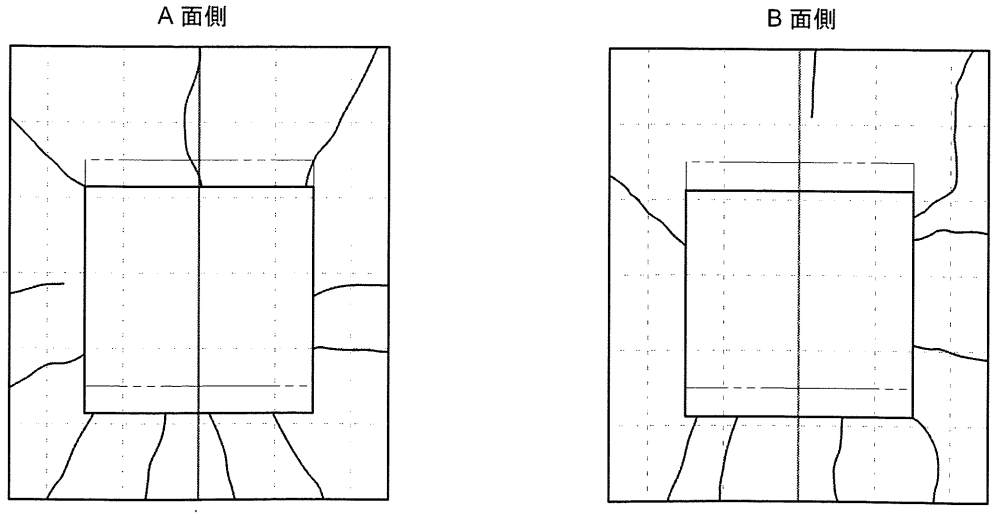
図-C4-1　切断面の写真



(a) N3019



(b) B3019

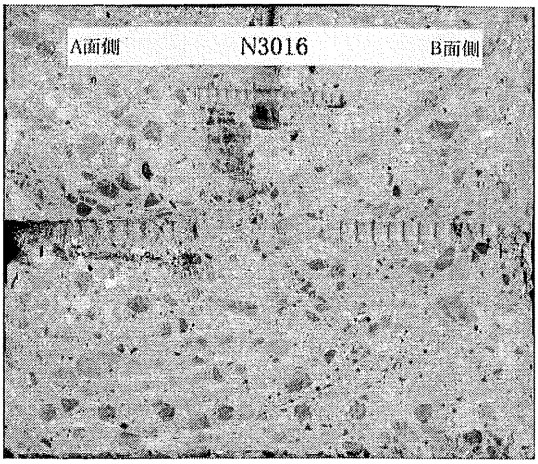


(c) S30

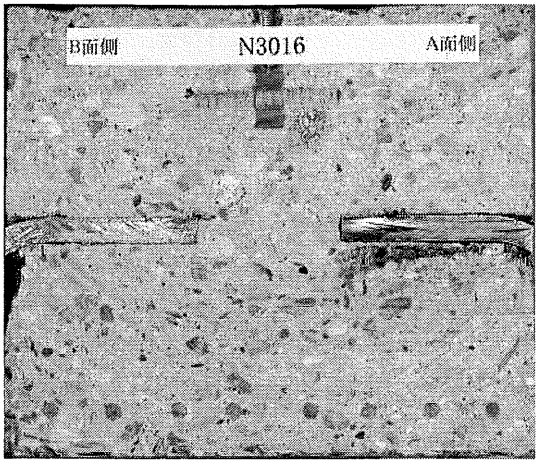
太　線　：ひび割れ
：コンクリート剥離範囲
：鉄筋

図-C4-2　ひび割れ状況

A 面側　　B 面側

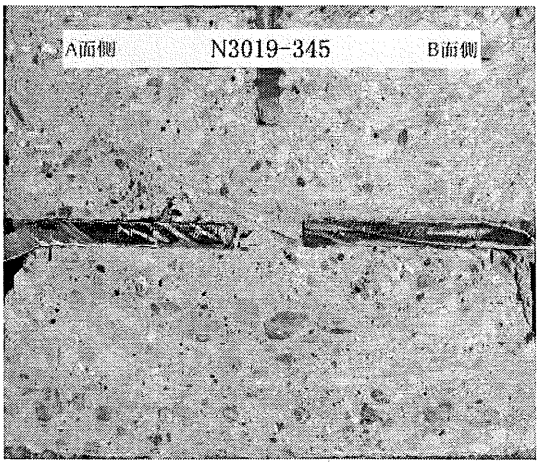


B 面側　　A 面側

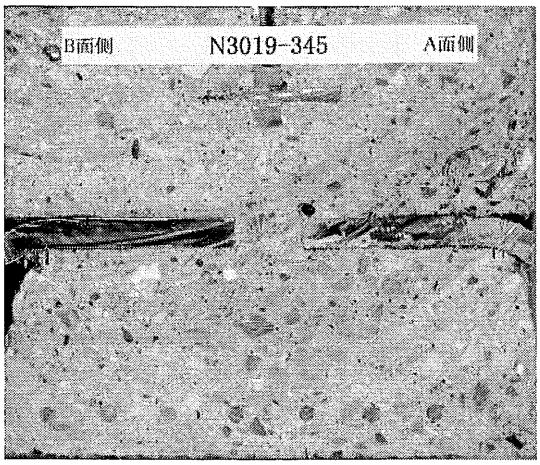


(a) N3016

A 面側　　B 面側

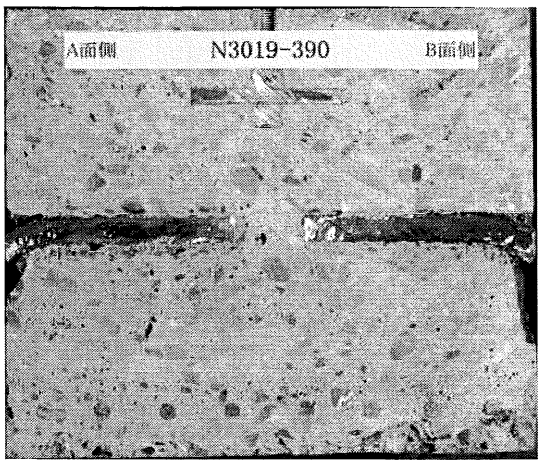


B 面側　　A 面側

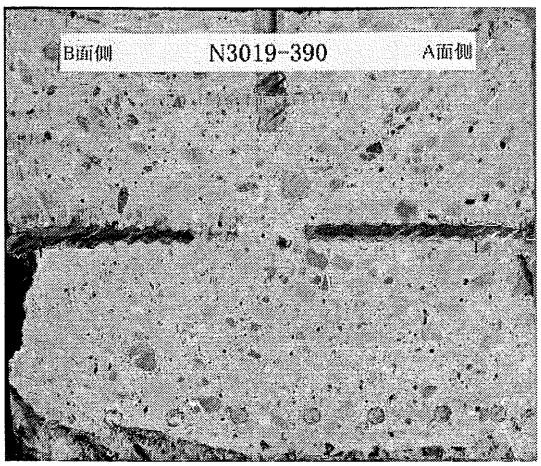


(b) N3019-345

A 面側　　B 面側

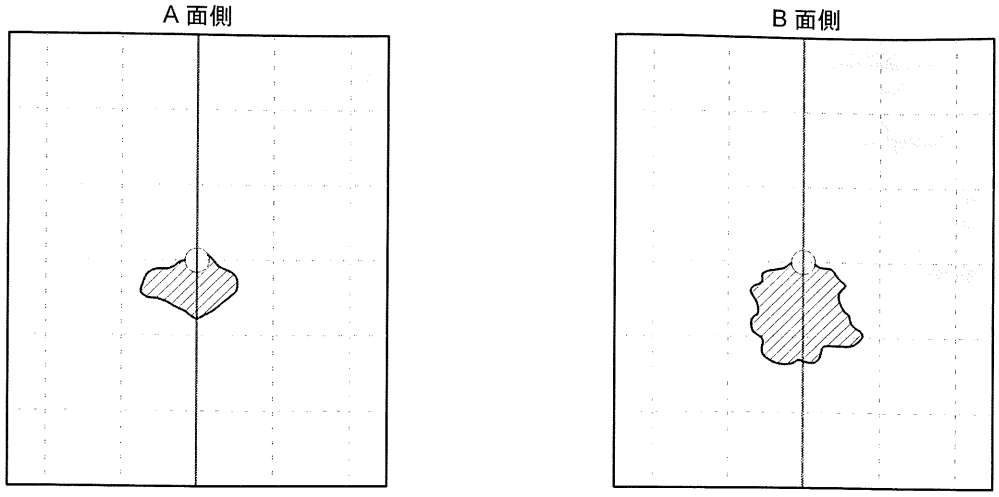


B 面側　　A 面側

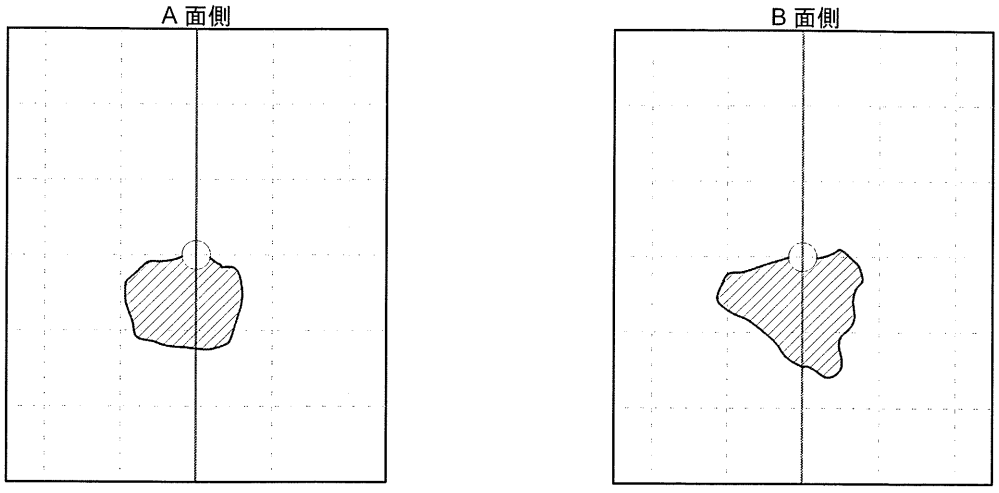


(c) N3019-390

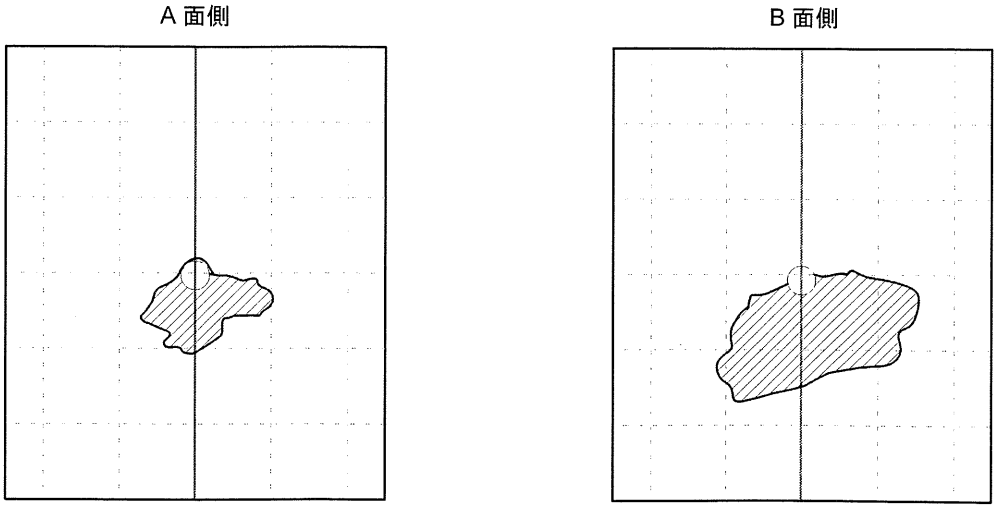
図-C5-1　切断面の写真



(a) N3016



(b) N3019-345

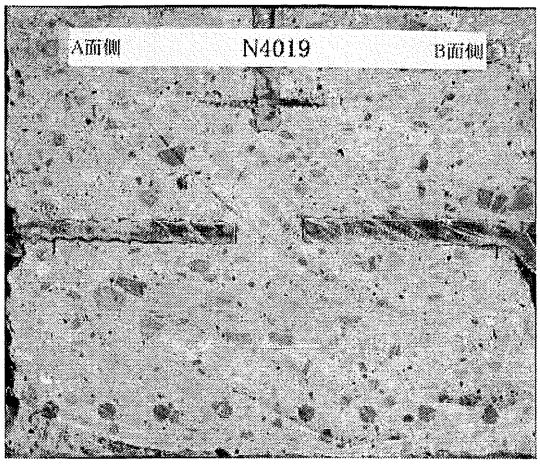


(c) N3019-390

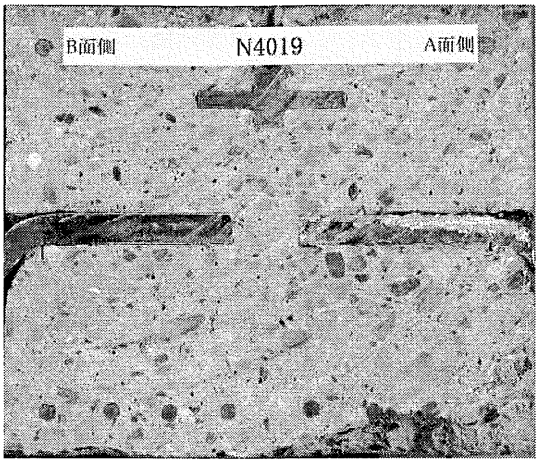
太　線　：ひび割れ
：コンクリート剥離範囲
：鉄筋

図-C5-2　ひび割れ状況

A 面側　　B 面側

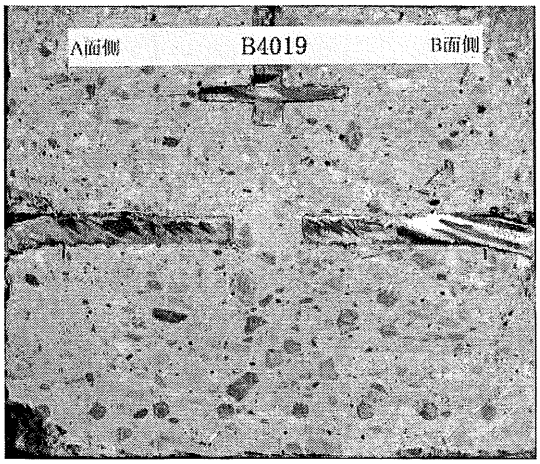


B 面側　　A 面側

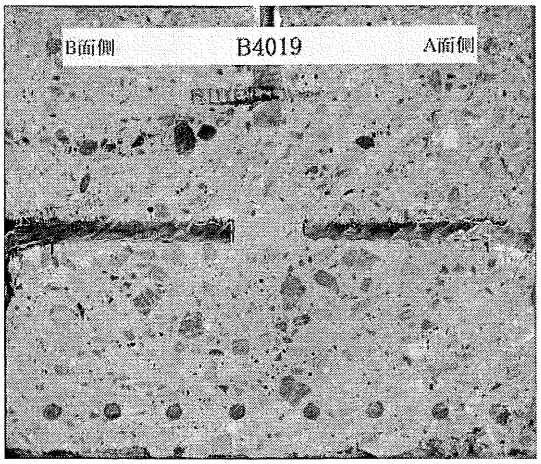


(a) N4019

A 面側　　B 面側

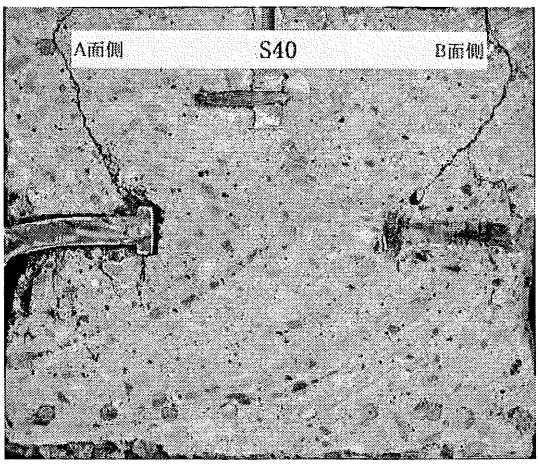


B 面側　　A 面側

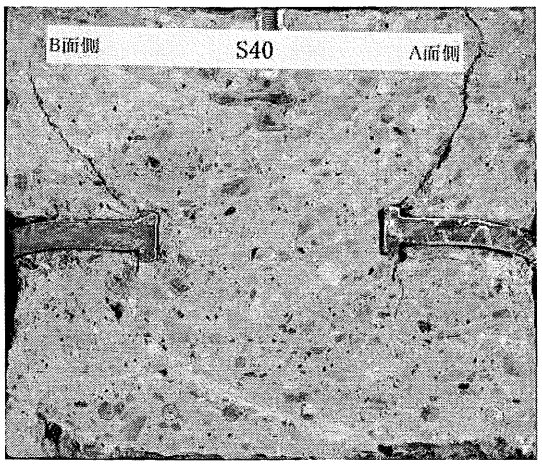


(b) B4019

A 面側　　B 面側

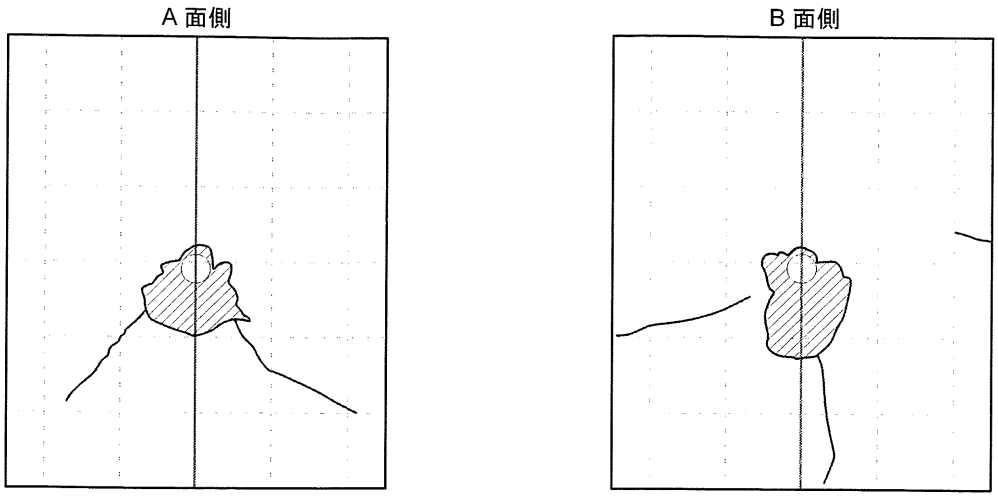


B 面側　　A 面側

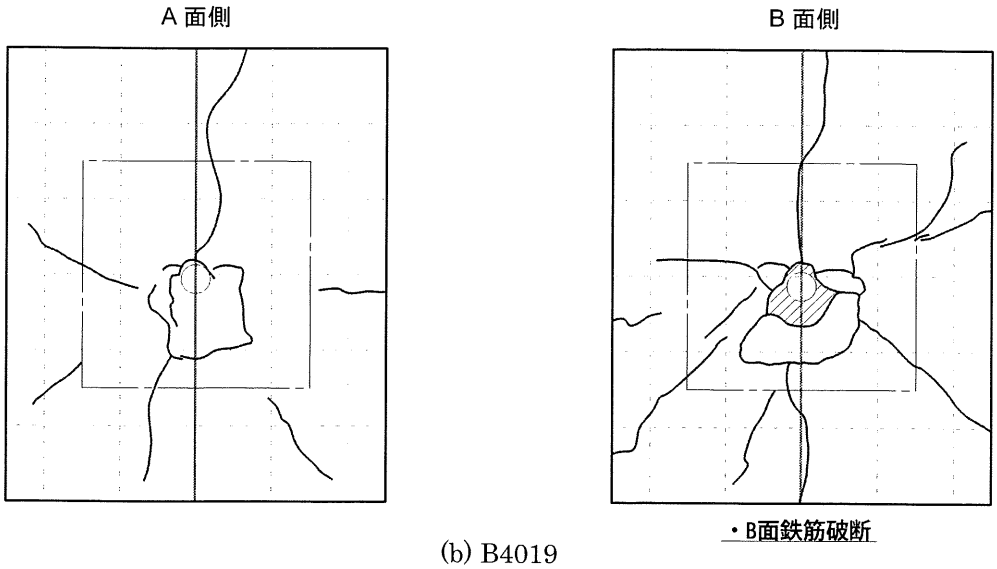


(c) S40

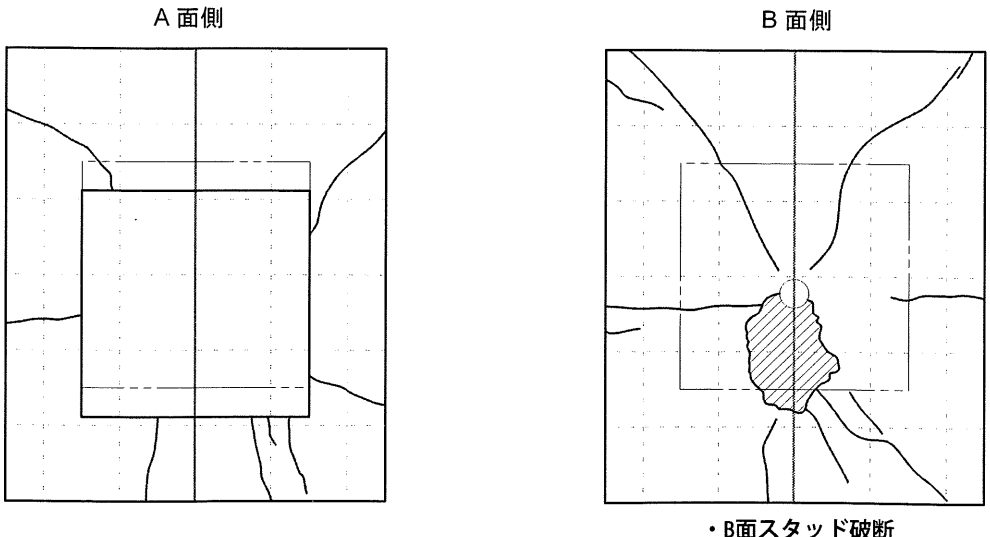
図-C6-1　切断面の写真



(a) N4019



(b) B4019

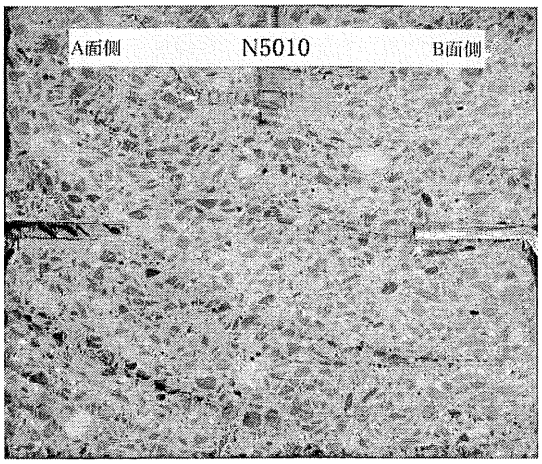


(c) S40

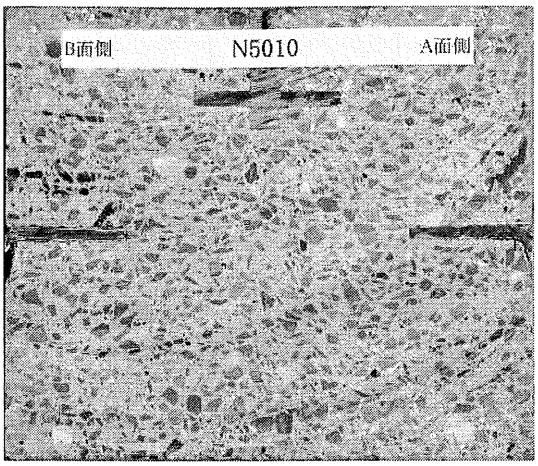
太　線　：ひび割れ
：コンクリート剥離範囲
：鉄筋

図-C6-2　ひび割れ状況

A 面側　　B 面側

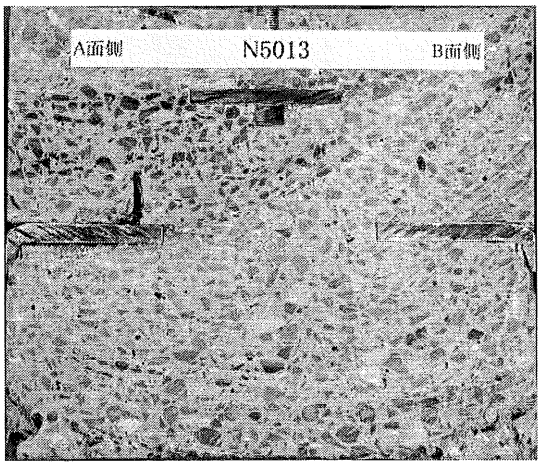


B 面側　　A 面側

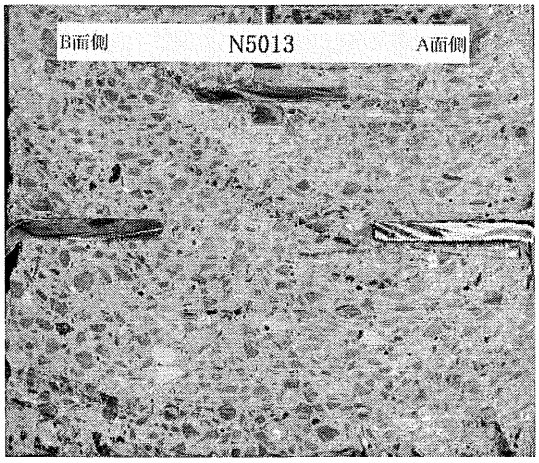


(a) N5010

A 面側　　B 面側

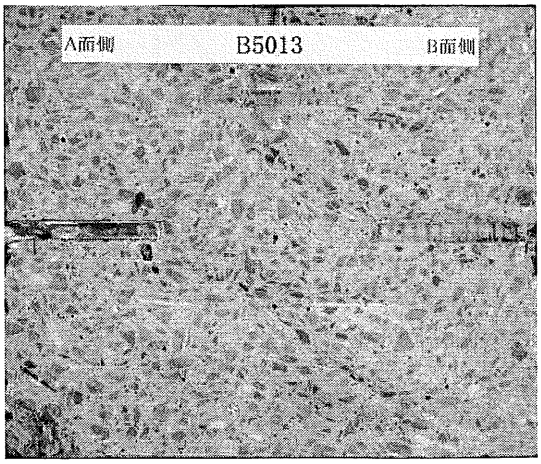


B 面側　　A 面側

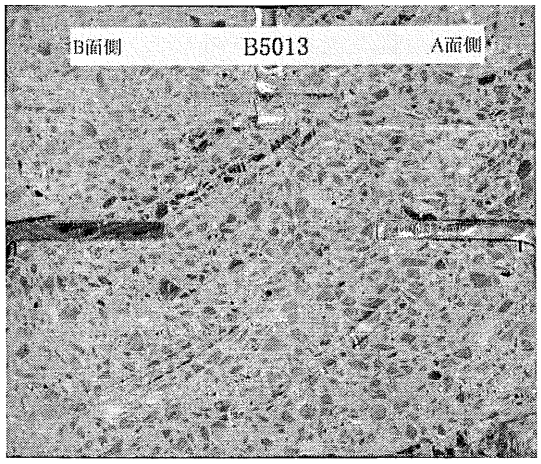


(b) N5013

A 面側　　B 面側

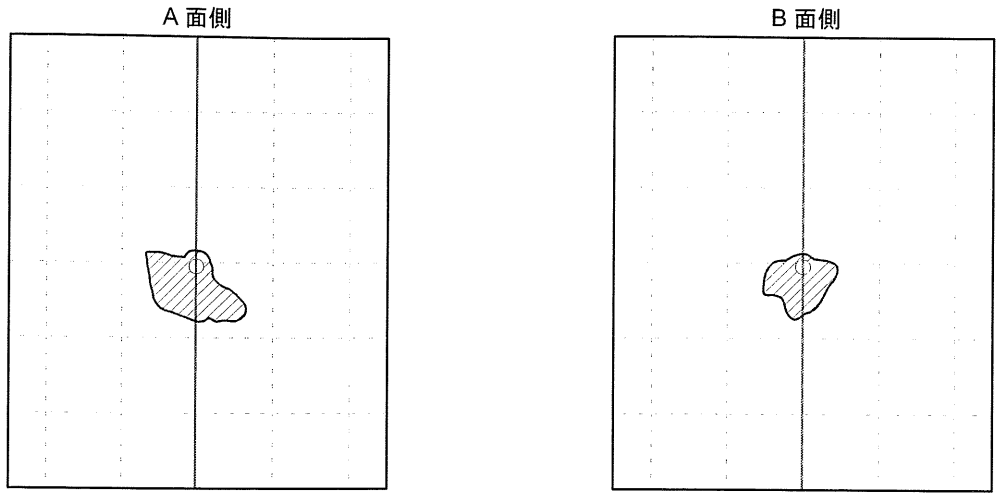


B 面側　　A 面側

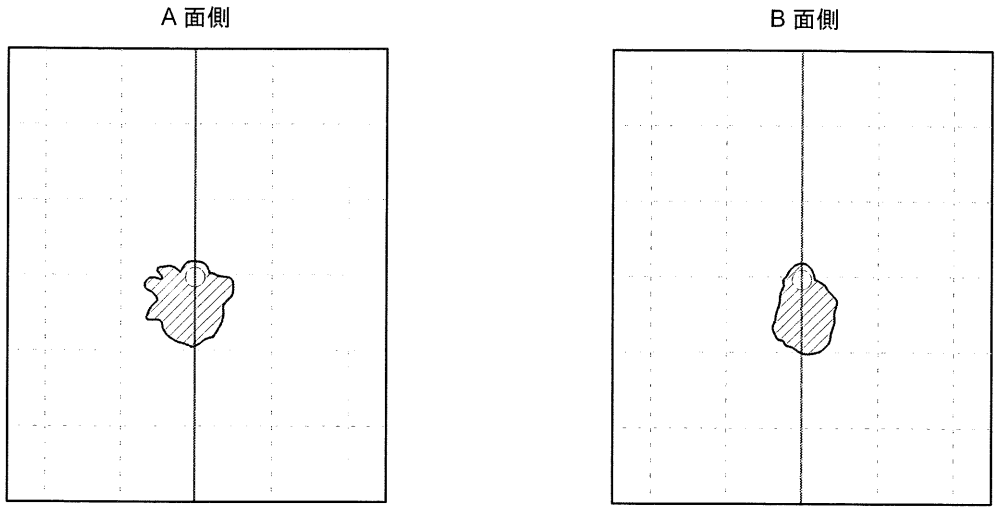


(c) B5013

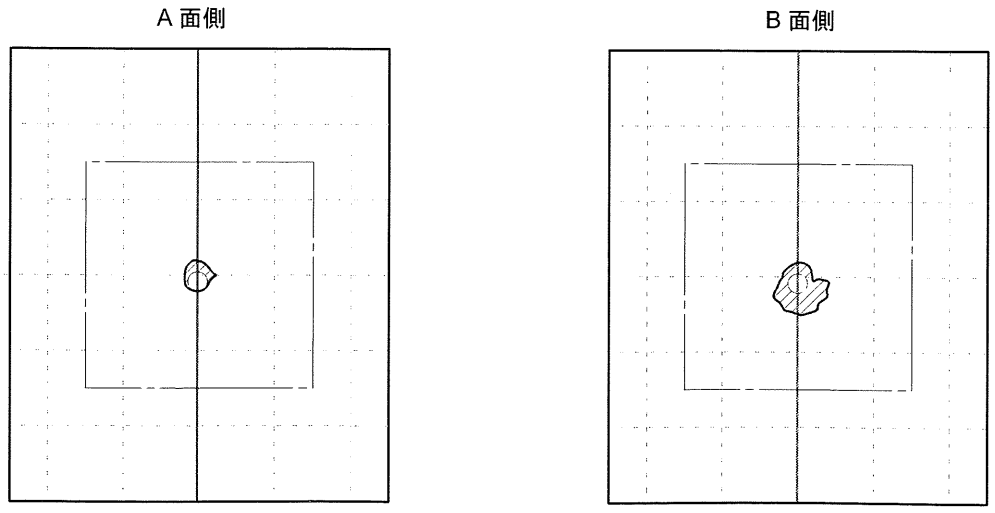
図-C7-1　切断面の写真



(a) N5010



(b) N5013

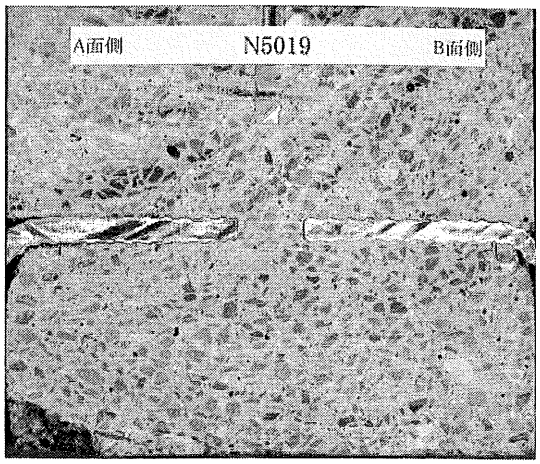


(c) B5013

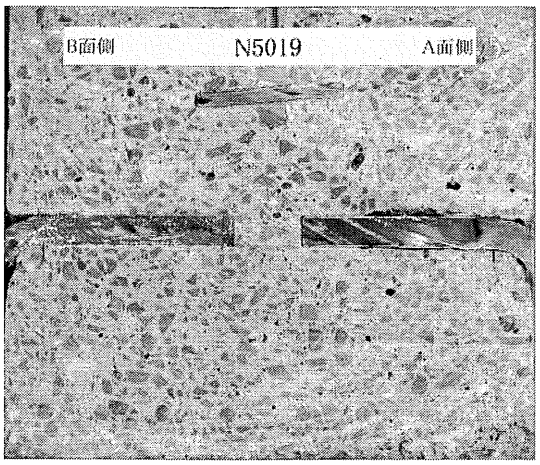
太　線　：ひび割れ
：コンクリート剥離範囲
：鉄筋

図-C7-2　ひび割れ状況

A 面側　　B 面側

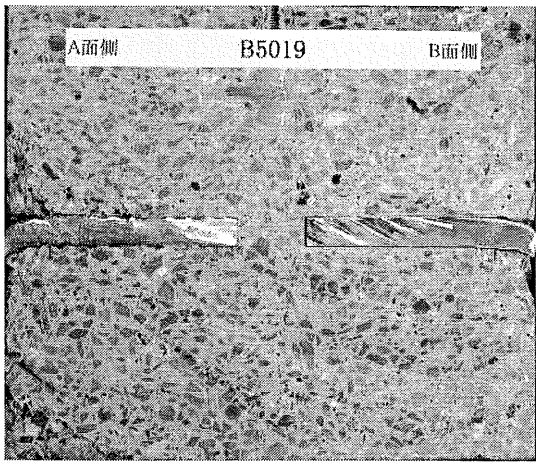


B 面側　　A 面側

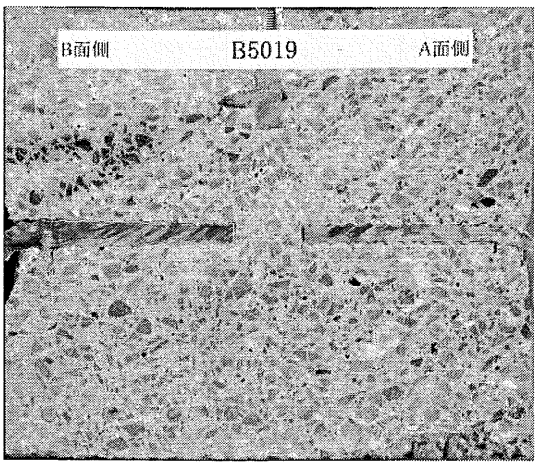


(a) N5019

A 面側　　B 面側

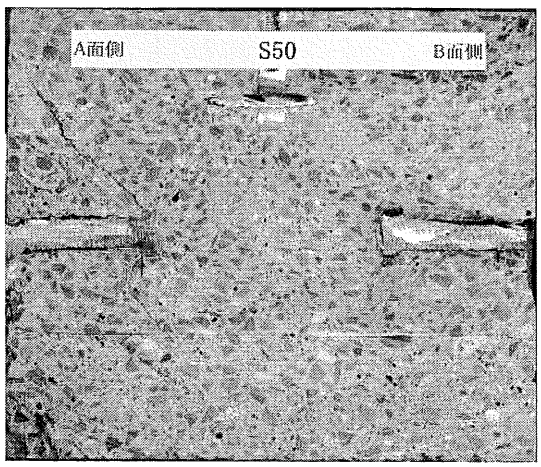


B 面側　　A 面側

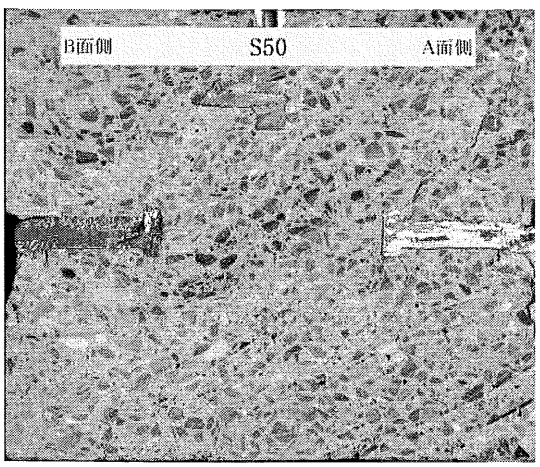


(b) B5019

A 面側　　B 面側

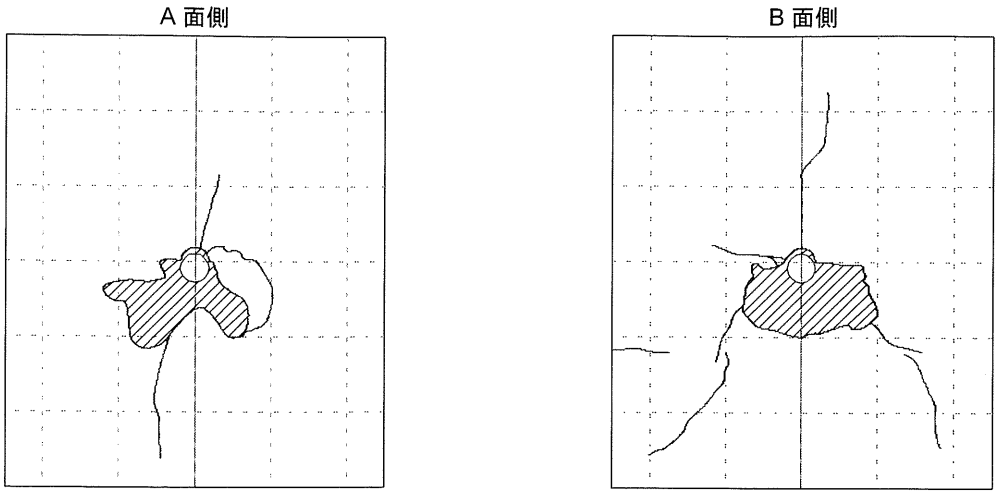


B 面側　　A 面側

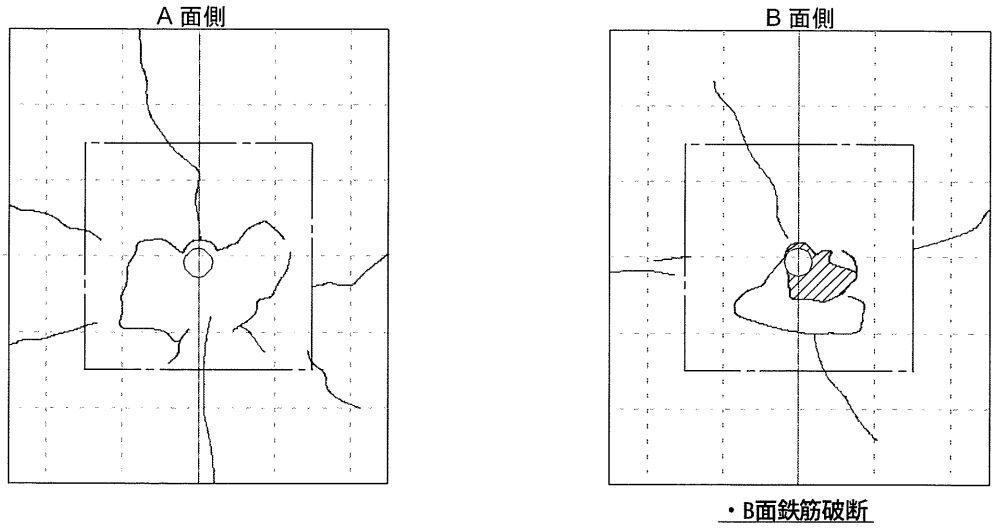


(c) S50

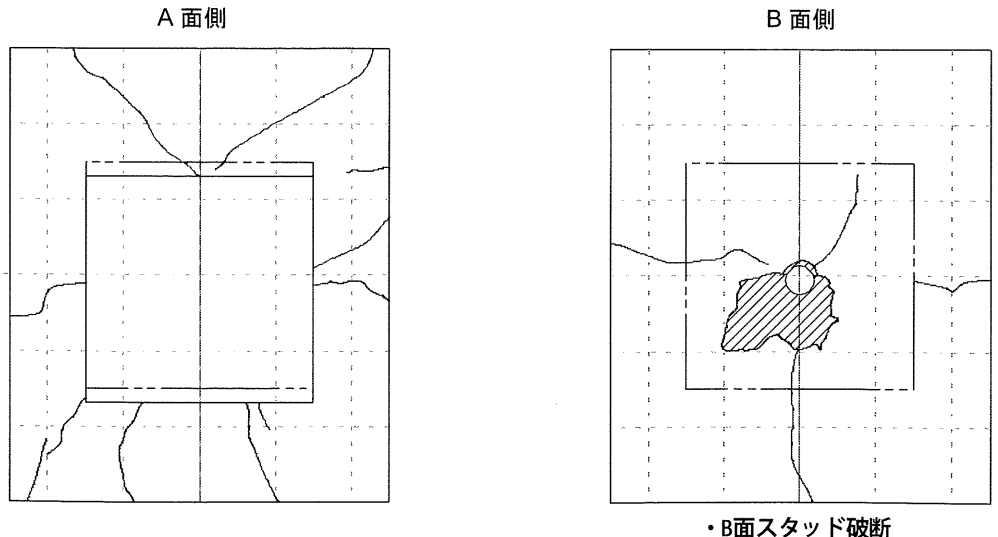
図-C8-1　切断面の写真



(a) N5019



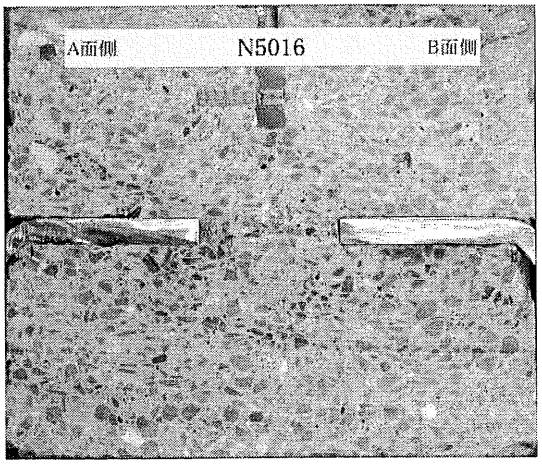
(b) B5019



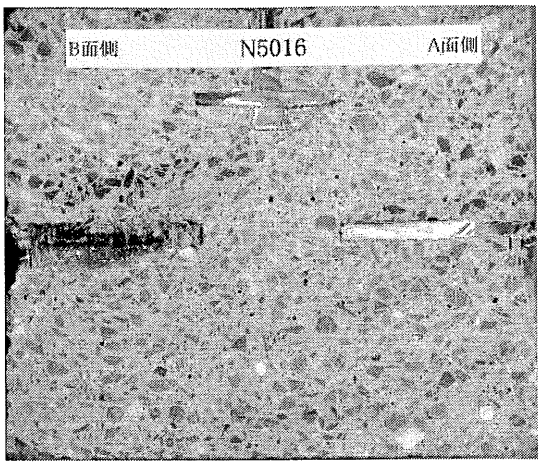
(c) S50

図-C8-2　ひび割れ状況

A 面側　　B 面側

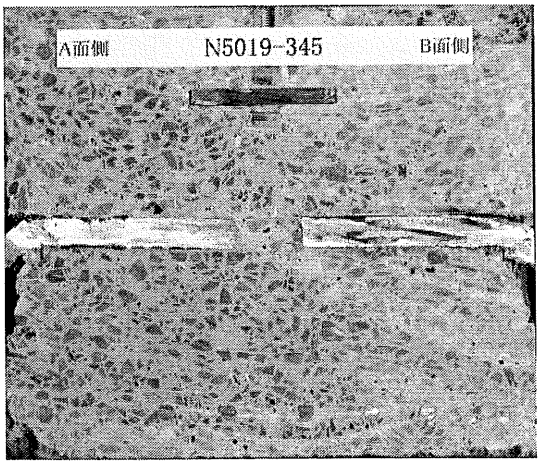


B 面側　　A 面側

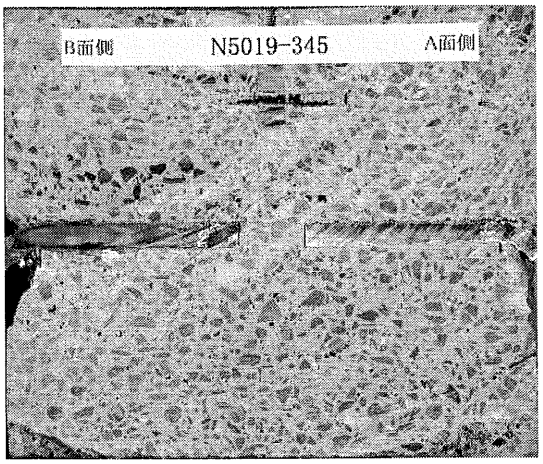


(a) N5016

A 面側　　B 面側

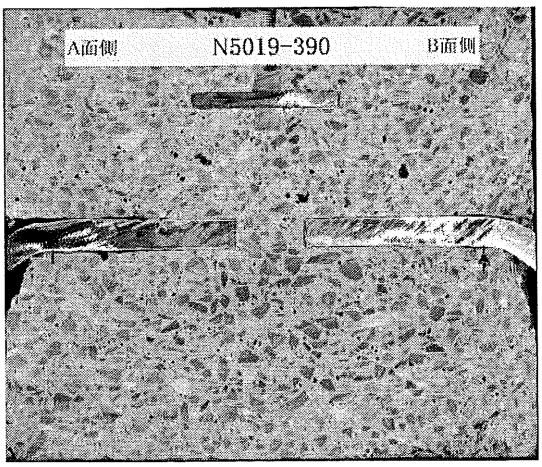


B 面側　　A 面側

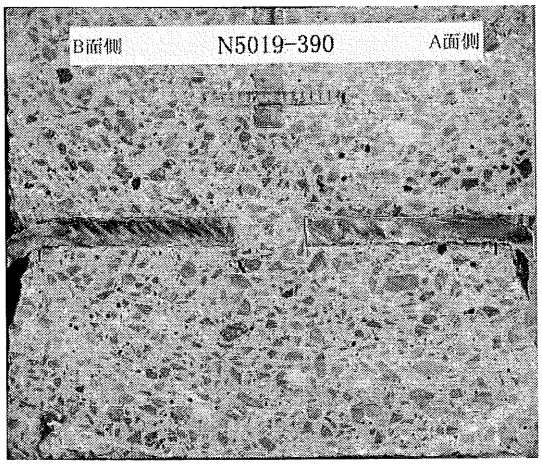


(b) N5019-345

A 面側　　B 面側

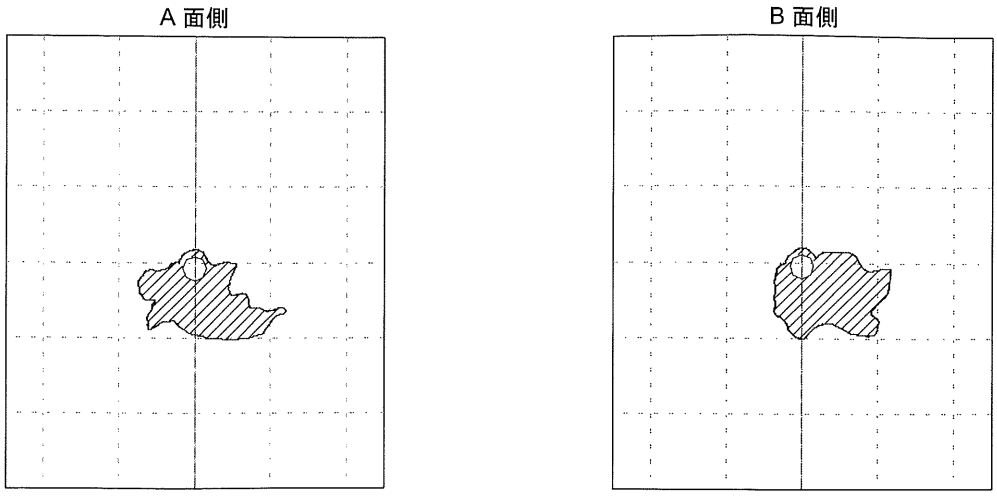


B 面側　　A 面側

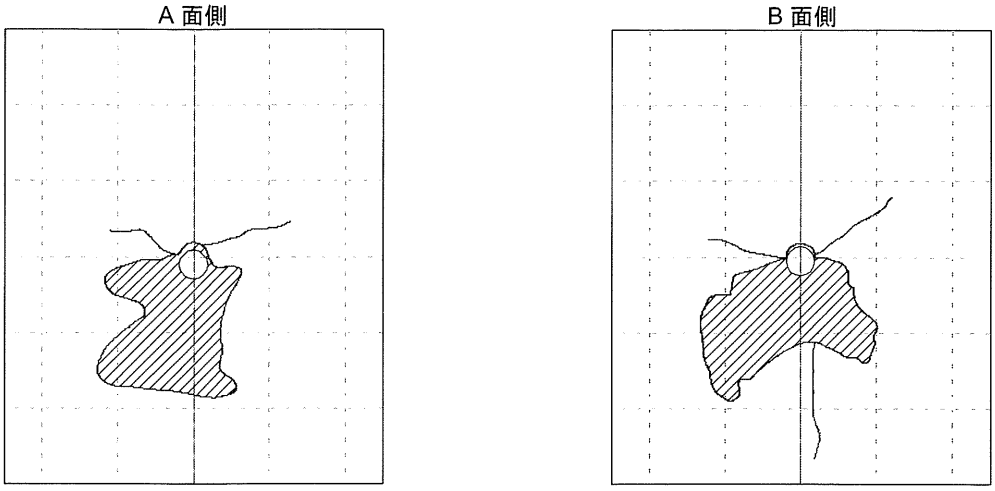


(c) N5019-390

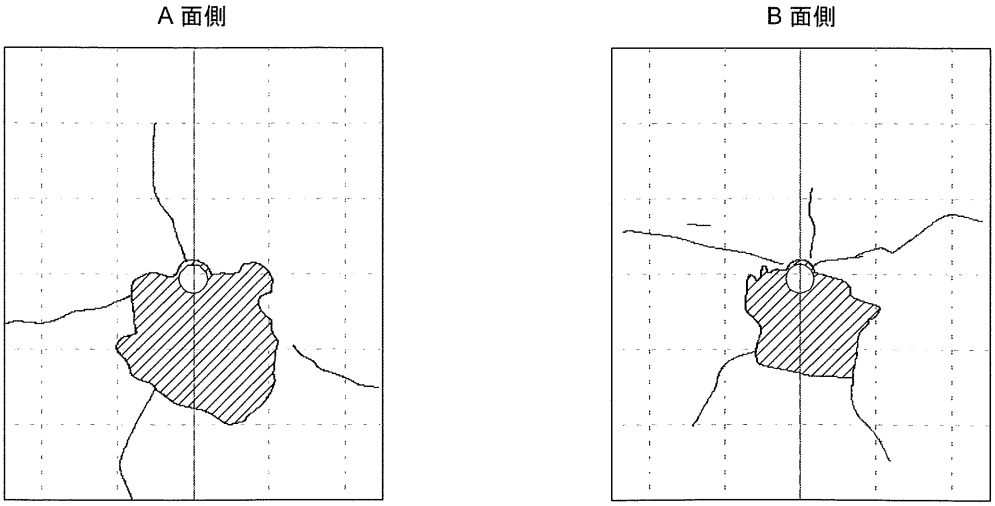
図-C9-1　切断面の写真



(a) N5016



(b) N5019-345



(c) N5019-390

太　線　：ひび割れ
：コンクリート剥離範囲
：鉄筋

図-C9-2　ひび割れ状況