



Title	RC部材のせん断耐力に与える載荷条件の影響に関する研究
Author(s)	古内, 仁
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	乙第6152号
Issue Date	2003-12-25
DOI	https://doi.org/10.14943/doctoral.r6152
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/21937
Type	doctoral thesis
File Information	uruuchi.pdf



RC部材のせん断耐力に与える載荷条件の影響に関する研究

平成15年12月

古内 仁

論文目次

R C部材のせん断耐力に与える载荷条件の影響に関する研究

第1章 緒論	1
1. 1 本研究の背景	1
(1) 鉄筋コンクリート部材のせん断問題	1
(2) 鉄筋コンクリートはりのせん断に関する研究と設計法の変遷	3
(3) 鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断に関する研究と設計法の変遷	5
(4) せん断に対する解析的研究の変遷	9
1. 2 本研究の目的	11
1. 3 本論文の概要	12
1. 4 記号一覧	13
参考文献	16
第2章 組合せ荷重を受ける鉄筋コンクリート棒部材のせん断耐力	17
2. 1 まえがき	17
2. 2 一点载荷および対称二点载荷されたRCはりのせん断耐力の検討	19
(1) 実験概要	19
(2) せん断耐力の検証	24
2. 3 多点荷重を受けるRCはりのせん断耐力の検討	27
(1) 実験概要	27
(2) せん断耐力算定法の考察	28
2. 4 支点モーメントを有するRCはりせん断耐力の検討	37
(1) 実験概要	37
(2) せん断耐力算定法の考察	46
2. 5 支点モーメントを有し多点荷重を受けるRCはりのせん断耐力の検討	53
(1) 実験概要	53
(2) せん断耐力算定法の考察	58
2. 6 まとめ	65
参考文献	67
第3章 自由縁の影響を受ける鉄筋コンクリート面部材の押抜きせん断耐力	69
3. 1 まえがき	69
3. 2 示方書による鉄筋コンクリートスラブの設計法について	70
(1) スラブの曲げモーメントに対する検討	70
(2) スラブのせん断力に対する検討	70
3. 3 既往の研究による押抜きせん断試験の概要	72
3. 4 自由縁付近に载荷されたRCスラブに対する示方書による押抜きせん断耐力の評価	81

3. 5	曲げ破壊するRCスラブに対する評価	85
3. 6	押抜きせん断破壊するRCスラブに対する評価	85
	(1) 寸法効果に対する検討	85
	(2) 鉄筋比の影響に対する検討	86
	(3) 載荷面周長の影響に対する検討	86
	(4) コンクリート圧縮強度の影響に対する検討	86
	(5) 設計断面の大きさに対する検討	87
	(6) 寸法効果, 鉄筋比および載荷周長の影響の再検討	91
	(7) 押抜きせん断耐力式の提案	92
	(8) 提案式の適合性について	95
3. 7	はりとしてのせん断耐力による評価	97
	(1) 載荷位置を中央に固定してスラブ幅を変化させたときのせん断耐力	98
	(2) 載荷位置を自由縁付近に固定してスラブ幅を変化させたときのせん断耐力	100
	(3) スラブ幅固定して載荷位置を変化させたときのせん断耐力	102
3. 8	RCスラブのせん断破壊に対するせん断スパン比の影響について	105
3. 9	RCスラブのせん断破壊に対する安全性の検討方法について	107
3. 10	まとめ	108
	参考文献	109
第4章	鉄筋コンクリートディープスラブのせん断耐力	111
4. 1	まえがき	111
4. 2	示方書による鉄筋コンクリートフーチングのせん断力に対する検討方法	112
4. 3	示方書による鉄筋コンクリートコーベルの設計法	113
4. 4	実験概要	114
	(1) 供試体	114
	(2) ディープスラブの破壊性状	115
	(3) たわみ性状	118
	(4) コンクリート腹部のひずみ性状	119
	(5) 鉄筋のひずみ性状	122
4. 5	せん断耐力に対する有効幅の検討	127
4. 6	他の実験結果に対する検証	132
4. 7	ディープスラブにおけるせん断耐力と押抜きせん断耐力の比較	135
4. 8	ディープスラブのせん断耐力算定法の提案	136
4. 9	まとめ	137
	参考文献	138
第5章	鉄筋のダウエル作用と付着作用がせん断耐力に与える影響について	139
5. 1	まえがき	139
5. 2	代表的な既往の研究	141
	(1) ダウエル作用に関する研究	141
	(2) 付着割裂強度に関する研究	144
5. 3	斜め引張破壊に与えるダウエル作用の影響の解析的考察	147
	(1) 斜め引張破壊の実験概要	147
	(2) 解析概要	150

(3) 実験結果と解析結果の比較	159
(4) 解析のまとめと課題	164
5. 4 ダウエル作用と付着割裂作用のモデル化	165
(1) 実験概要	165
(2) 実験結果	167
(3) ダウエル作用のモデル化	171
(4) ダウエル作用と付着作用の相互作用	181
5. 5 まとめ	188
参考文献	190
第6章 総括	193
謝辞	197
本研究に関する著者の公表論文	198

第 1 章

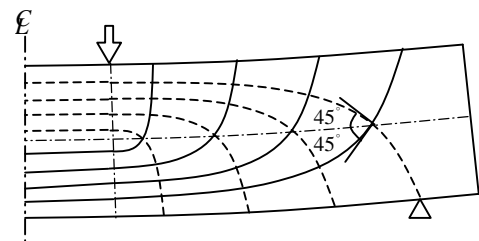
緒 論

1.1 本研究の背景

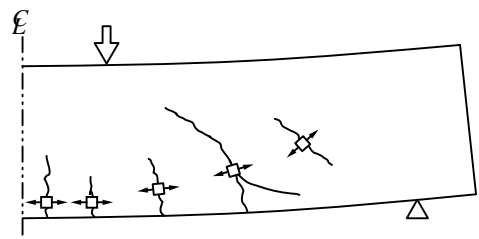
(1) 鉄筋コンクリート部材のせん断問題

コンクリート構造物の設計では、その構造物の耐用期間内に想定されるあらゆる破壊モードに対して安全性が保証されなければならない。防止されなければならない破壊モードの一つとして「せん断破壊」があげられる。せん断破壊は、はり、柱、壁、スラブ、片持ちばり等様々な部材においてみられるが、その破壊形式はいくつかの異なった種類のものに分類される。鉄筋コンクリート部材は、柱・はり等の棒部材とスラブ・壁等の面部材に大別できる。棒部材においてはせん断ひび割れが断面を貫通することによる破壊であり、面部材においては面外への局所的な荷重によってコーン状に押し抜ける破壊となる。これらは総称してせん断破壊と呼ぶことができるが、実際にはせん断力と曲げモーメントとの（ときには軸力やねじりモーメントをも伴う）組合せ応力下の破壊である。せん断破壊は、鉄筋の降伏が先行するような曲げ引張破壊に比して、ねばりが無く脆性的である。したがって、耐震設計のように部材のじん性が特に重要な場合には、せん断破壊に対する安全度を大きくとらなければならない。

せん断補強鉄筋の無い棒部材におけるせん断耐荷挙動は、一般に腹部に発生する斜めひび割れと関連づけて検討する必要がある。ひび割れの無いはり部材に展開する応力分布を例として取り上げると、**図-1.1(a)**に示すような主応力線図が描ける。はりの荷点間の



(a)主応力線図



(b)ひび割れパターン

図-1.1 はり部材の応力分布とひび割れ

純曲げ区間では圧縮と引張の直応力のみ作用するが、せん断スパン（载荷点から支点まで）ではこれらに加えてせん断応力が作用するため、主応力方向が変化する。したがって、曲げとせん断を受けるコンクリートは斜め引張力と斜め圧縮力の相互作用で抵抗することとなる。通常、コンクリートは圧縮強度に比べて引張強度が小さいため、はりにおいては主引張方向に対してひび割れが生じることとなる（**図-1.1(b)参照**）。最初にひび割れが生じるのは、スパン中央部下縁であり、その方向は部材軸方向である。いわゆる曲げひび割れである。この状態ではコンクリートが受け持っていた引張応力は鉄筋が肩代わりしてくれるので、応力状態に大きな変化は見られない。さらに荷重が増加すると、既に生じている曲げひび割れは上方へ進展していくとともに左右のせん断スパンにも曲げひび割れが発生するようになる。これらの曲げひび割れは、主応力線に沿ってその先端が傾斜していき、曲げせん断ひび割れに発達していく。さらに、せん断スパン中央付近では曲げせん断ひび割れから斜めひび割れへと発達することとなる。斜めひび割れが発達すると、いままでコンクリートが受け持っていた斜め方向の引張力は開放されるので、この引張力を受け持つような鉄筋が配置されていなければ、部材内部の応力状態は急激に変化する。新たな応力状態へと移行したとき、部材断面の各部分が耐えられない場合はただちに破壊に至ることがあるが、このような破壊は「斜め引張破壊」と呼ばれており、せん断スパン比の大きなはりで見ることができる（**図-1.2参照**）。せん断スパン比が小さいはり（ディーブーム）では、斜めひび割れが生じて、さらに大きな荷重に耐えることができる。この場合は、ひび割れより外側の健全なコンクリートにおいて、強固な圧縮ストラットがアーチ状に形成されており、軸方向鉄筋がたなぎ材としての機能をはたしている。このような抵抗機構を、タイドアーチ作用（tied arch action）と言う。この場合の破壊は、**図-1.3**に示すように载荷点近傍のコンクリートが圧縮破壊するために「せん断圧縮破壊」と呼ばれている。

kaniは、はりのせん断耐力を**図-1.4**に示すように破壊時のモーメント M とせん断スパン比 a/d の関係で表した。この図に見られるように、 a/d が大きい細長いはりの場合には断面の曲げモーメントに対する耐力（曲げ耐力）に達して、曲げ破壊するので破壊時の M は一定となる（領域A）。はりの a/d がいくぶん小さくなると、はりの曲げ耐力に達する前にせん断力による斜めひび割れが腹部に生じて、急激に破壊する（領域B）。なぜなら、対称二点集中荷重を受けるとき、せん断力 V と支間中央のモーメント M との関係は $M=Va=Vd \cdot a/d$ であるので、 a/d が小さくなれば一定の曲げ耐力に達する V は必然的に大きくなり、曲げ破壊に至る前にせん断力の影響を受けて破壊する可能性をもつのである。 a/d がさらに小さくなって2.5程度以下となると、前述のタイドアーチ的機構によって斜めひび割れ発生後も耐力が保持されるので、 V は斜め引張破壊荷重よりも増大する（領域C）。このタイドアーチ機構を残存アーチ機構とも呼んでいる。この機構は、はり機構からアーチ機構への移行によって生じるもので、移行後ははり

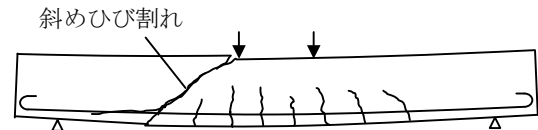


図-1.2 斜め引張破壊

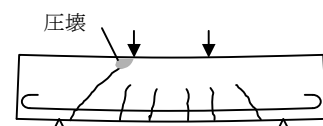


図-1.3 せん断圧縮破壊

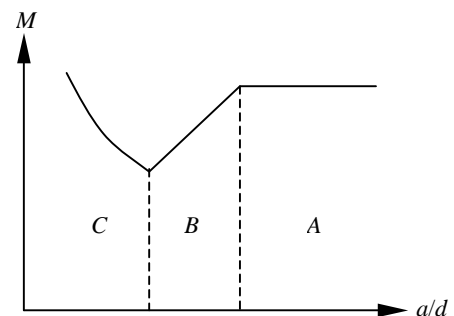


図-1.4 破壊時モーメントと a/d の関係

機構の基本である断面の平面保持の仮定も成立しないこととなる。残存アーチ機構は、はりの a/d が大きくなるほど、すなわち細長いはりになるほど扁平なアーチとなるためにその耐力は低下する。 a/d が1程度以下の場合、モーメントに比してせん断力の影響が大きくなるが、残存アーチ耐力も大きくなるので、せん断耐力は大幅に増大する。

以上に述べたように、せん断補強鉄筋が配置されていない鉄筋コンクリートのはりのせん断耐力は、破壊時のモーメントと a/d の関数として表すと、一般にV字形の谷を形成する。この谷のことをせん断の谷 (shear valley) と呼ぶことがある。

鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断破壊は、平面上に拡がるスラブに面外にコーン状に押し抜いた破壊を示し、せん断補強が施されていないければ極めて脆性的な終末となる。これは、はり部材のせん断破壊と同様のメカニズムで説明できるが、軸対称の三次元的な破壊面を呈するため、その定量的評価はより困難である。そのため、諸外国の設計指針においては押抜きせん断に対して異なる規定となっている(後述(3)参照)。スラブの押抜きせん断の力学的な機構の解明が困難である理由としては、曲げモーメントの分布が複雑となること、はりのように断面に働く力のつりあいを簡単に求めることができないこと、スラブ内の弾性領域内の拘束によって面内力の大きさが推定できないことがあげられる。

(2) 鉄筋コンクリートはりのせん断に関する研究と設計法の変遷

欧米におけるのせん断に対する設計の歴史をたどると、1956年までは公称せん断応力の考えに基づいていた。これは、Morschの考えに基づくものであるが、斜め引張の尺度として公称せん断応力 $v=V/bjd$ としてコンクリートの円柱圧縮強度のみと関連づけられていた。1955年に起こった米国オハイオ州 ShelbyのWilkins航空連隊本部での貯蔵庫の破壊事故により、それまでのはりの斜め引張強度を評価するために用いられた設計手法の見直しを余儀なくされた。

Talbotは、既に1909年にコンクリート強度のみを関連づけた手法は間違いであること指摘していた。すなわち、公称せん断応力は、コンクリート強度のみならず、鉄筋量、はりの相対長さ、はりの剛性などが影響を及ぼすことを示していた。スターラップによりせん断補強されたはりについては、既に20世紀初頭には設計の概念的なツールとしてトラスモデルが用いられていた。Ritterは、斜め引張応力によりひび割れた後の鉄筋コンクリートはりは、部材軸と 45° で傾いた圧縮斜材を持つ平行弦トラスで理想化できると仮定した。1906年にM.O.Witheyは、Ritterのトラスモデルが実験結果に対して安全側の結果であることを示した。以来、米国におけるせん断に対する設計では、 45° の平面トラスモデルにコンクリートの分担せん断力 V_c を加算してきた。指針では、 V_c は先に述べた公称せん断応力に対応する。1960年以降では、Nielsen (1975年) やThurlimann (1977年) による修正トラスモデル、MitchellとCollinsによる圧縮場理論 (1981年)、VecchioとCollinsによる修正圧縮場理論 (1986年)、Schlaichらによるストラット・タイモデル (1987年) 等のマクロモデルを主とした研究が展開された。

我が国においては、1931年に欧米の設計体系を導入して初めて「鉄筋コンクリート標準示方書」(土木学会)が制定された。せん断に対する設計は欧米の手法を踏襲しており、コンクリート圧縮強度に関連づけられた許容せん断応力度が用いられた。1986年、示方書の設計体系は限界状態設計法に移行したが、このときに我が国独自の研究成果が大いに盛り込まれた。せん断に対する設計においても精

度の良い耐力算定式が示された。最初に構築された棒部材のせん断耐力算定式は、はりの実験に基づいて1980年に岡村・楢貝によって提案された。この式は、その後大型ばりの載荷実験の結果についても検証が行われ、1986年に二羽らによって書き改められた。

以下では、国内外の代表的な指針・示方書に採用されているせん断補強されていない鉄筋コンクリートはりのせん断耐力算定式について紹介する。

① ACI Building Code 318-95

曲げとせん断を受けるはりにせん断補強されている場合のコンクリートが受け持つせん断分担力として次式が用いられている。

$$V_c = \left(1.9 \sqrt{f'_c} + 2500 \rho_w \frac{V_u}{M_u} d \right) b_w d \quad (\text{上限値 } 3.4 \sqrt{f'_c} b_w d) \quad (1.1)$$

ここに、 f'_c : コンクリート強度 ρ_w : 鉄筋比
 V_u / M_u : モーメントせん断力比 b_w : 腹部の幅
 d : 有効高
ただし、 $\sqrt{f'_c}$ の単位は、MPaとする。

上記の式は、1977年にACI-ASCE委員会によって、スターラップを持たないはりについては軸方向鉄筋量を過小評価しているとの理由で用いないようにすることを推奨した。代替式として次式が示されている。

$$V_c = (2 \sqrt{f'_c}) b_w d \quad (1.2)$$

ACI Code においては、背の高いはりのせん断設計に対して特別な規定が設けられており、支間と有効高の比 (l/d) が5以下の場合に適用にされる。 l/d が2以下の場合には以下の値を上限値とする。

$$V_u \leq 8 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (1.3)$$

$2 \leq (l/d) \leq 5$ のときは次式による。

$$V_u = \frac{2}{3} \left(10 + \frac{l}{d} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (1.4)$$

背の高いはりに対して、より詳細な検討を行う場合は、式 (1.1) を修正した次式を用いることもできる。

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} \right) \left(1.9 \sqrt{f'_c} + 2500 \rho_w \frac{V}{M} d \right) b_w d \quad (\text{上限値 } 6 \sqrt{f'_c} b_w d) \quad (1.5)$$

ただし、第1の () 内の値は2.5を越えてはならない。

② Eurocode 2 and Model Code 90

EC2.Part1は、主として1978年のCEB-FIP Model Code を参考としている。せん断に対する設計では、特に三つのせん断抵抗値 V_{Rd1} , V_{Rd2} , V_{Rd3} を基礎としている。このうち、 V_{Rd1} はせん断補強鉄筋のない部材のせん断抵抗で実験式に基づくものである。CEB-FIP Model Code 1990 では、全てのタイプの構造解析が示され、十分なじん性が達成される場合は塑性解析も網羅している。部材設計の規定は、曲げモーメントと軸力、せん断力とねじりモーメントの種々の影響に対して個別の断面設計をする代わりに「ストラット&タイモデル」を用いることに基本を置いている。

③ 土木学会コンクリート標準示方書（2002年制定）

せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力式は、次式のとおりである。

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (1.6)$$

ここに、 $f_{vcd} = 0.20 f'_{cd}{}^{1/3}$ (f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度)

$$\beta_d = (1000/d)^{1/4} \quad \text{ただし、} \beta_d \leq 1.5$$

$$\beta_p = (100 \cdot p_v)^{1/3} \quad \text{ただし、} \beta_p \leq 1.5$$

β_n : 軸力の影響による補正係数

b_w : 腹部の幅, d : 有効高さ, p_v : 引張鉄筋比, γ_b : 部材係数

ディープビームの設計せん断耐力式は、次式のとおりである。

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (1.7)$$

ここに、 $f_{dd} = 0.19 f'_{cd}{}^{0.5}$

$$\beta_a = \frac{5}{1+(a_v/d)^2} \quad (a_v : \text{荷重作用点から支承前面までの距離})$$

(3) 鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断に関する研究と設計法の変遷

スラブの押抜きせん断に関する研究は、はりと同様に20世紀初頭に始まるとされており、その後今日に至るまで数多くの研究が報告されている。これらの既往の研究は、スラブの押抜きせん断に関する実験報告、影響因子の検討、破壊機構の考察あるいは耐力算定式の提案が行われている。スラブは面的な拡がりをもつことから高次元の不静定のシステムであるため、押抜きせん断破壊は影響する因子が使用材料や断面諸元等の部材条件から荷重の作用状況（載荷条件）やスラブ周辺の支持方法（支持条件）に至るまで飛躍的に増大する。したがって、はりのせん断破壊に比べて、スラブの押抜きせん断破壊は複雑であり説明の度合いははるかに及んでいない。

スラブは、一般にスパンに比べて有効厚が小さく、荷重の作用位置が限定されている場合（柱から力が伝達される場合等）を除くとせん断補強は行われず、押抜きせん断に対するせん断補強効果は破壊時の延性の増加を期待できることが知られている。また、プレストレスのような面内力が押抜き

せん断破壊に与える効果についてもいくつかの研究が行われている。せん断補強効果および面内力の影響は本論文の対象範囲外として、ここではその紹介を省略する。

従来から、せん断補強されていないスラブの耐力算定式は、影響を及ぼす因子を取り上げせん断応力の限界値として示されていた。しかしながら、研究が発展するにつれて、押抜きせん断破壊が一定限界せん断応力値で生じるものではなく、応力表示が単なるパラメータ表示であることが明らかにされてきた。現在でも、各国の示方書に採用されている耐力算定式は、これらの研究がもととなっており、載荷領域周辺の設計断面あたりの公称せん断応力度の表示となっている。したがって、公称せん断応力度は設計断面の設定方法により大きく影響を受け、物理的な意味が存在しないこととなる。

最初に押抜きせん断破壊の検討を行ったTalbotは、柱の面からスラブの有効厚さ d だけ離れた断面を用いることを提案した。HognestadはRichartのフーチングに関する実験結果を基に設計断面を柱の周辺にとるのがよいとしている。Moelは、斜めひび割れ発生荷重の算定は柱面から $d/2$ の位置で、破壊耐力は柱面で計算すべきであるとしている。一方で、Reganはスラブとはりとの単位限界せん断応力を同一するため、設計断面として $1.75d$ とすることを提案している。なお、公称せん断応力を計算するための限界断面の高さ寸法は、米国ではTalbotの研究以来モーメントのアーム長である jd が用いられてきたが、欧州ではスラブ全厚の h が用いられてきた。その後、公称せん断応力が実応力と異なることが認識されてから、計算を単純化するためWhitneyにより j を省略して有効厚 d を用いるのが一般的となった。我が国では、角田ら(1974年)の研究により耐力算定式が初めて示されたが、設計断面は $1.5d$ 離れた位置にとることとしている。

以下では、国内外の代表的な指針・示方書に採用されているせん断補強されていない鉄筋コンクリートスラブに垂直力が作用する場合の最新の押抜きせん断耐力算定式について紹介する。

① Model Code 90 and FIP-Recommendations 1996

1970年のCEB-FIP Model Codeでは、限界断面を載荷領域から $d/2$ 離れた位置にとることとしていたが、1978年に $2.0d$ 離れた位置にとることに変更され(図-1.5参照)、次式のように算定式が書き改められた。

$$P_{Sd,EF} = \tau_{Rd} \cdot u_1 \cdot d \quad (1.8)$$

ここに、 $P_{Sd,EF}$: 設計押抜きせん断耐力

$$\tau_{Rd} = 0.12 \xi (100 \rho f_{ck})^{1/3} \quad \xi = 1 + \sqrt{200/d}$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \quad (\rho_x \text{ および } \rho_y : \text{二方向の鉄筋比})$$

d : 有効高さ (mm)

u_1 : 設計断面の周長で、載荷面から $2d$ 離れた位置で算定するものとする。

f_{ck} : コンクリートの設計圧縮強度で、単位は N/mm^2 である。

$$\text{押抜きせん断耐力の上限値} \quad P_{Sd,EF} / u_1 < 0.5 \alpha_2 f_{cd} \quad (\alpha_2 = 0.7 \times 0.85 (1 - f_{ck} / 250))$$

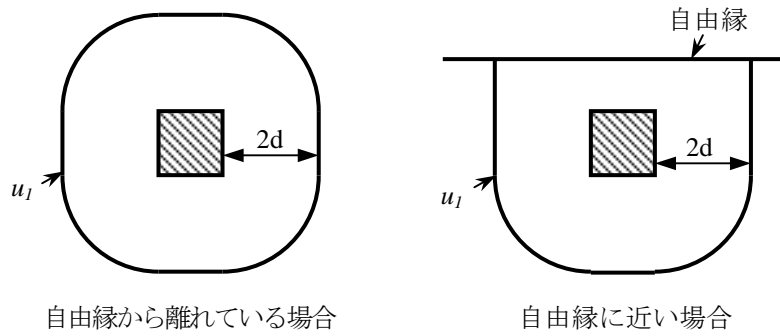


図-1.5 Model Code 90における設計断面の取り方

② ドイツ設計コード DIN1045 (88)

せん断補強のない押抜き抵抗に対する設計モデルでは、コンクリート強度と曲げ補強鉄筋比によってせん断耐力を考慮する。設計断面周長の直径は、柱の直径に有効高さを加えることによって与えられる。許容せん断応力度 τ_{011} と τ_{02} は、一軸せん断強度を考慮して決定されている。辺長比が1.5以下の矩形柱の設計断面は円形に変換させることができる(図-1.6参照)。

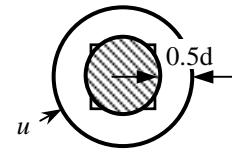


図-1.6 DIN 1045 による設計断面

$$V_c = \tau_c \cdot f_\rho \cdot u \cdot d \tag{1.9}$$

ここに、 $\tau_c = \gamma_c \cdot \tau_{011}$ (γ_c : 安全係数 (=2.1))
 $\tau_{011} = 0.056 \cdot f_c^{2/3}$ (f_c : コンクリートのキューブ圧縮強度)
 $f_\rho = 1.3 \cdot \eta_s \cdot \sqrt{\mu_g}$ (μ_g : 引張鉄筋比, $0.5\% \leq \mu_g \leq 1.5\%$, $\mu_g \leq 25 \cdot f_c$)
 $\eta_s = 0.7 \cdot (1 + f_y / 500)$
 f_y : 鉄筋の降伏強度
 u : 設計断面の周長
 d : 有効高さ

押抜きせん断耐力の上限値

$$V_{\max} = \gamma_c \cdot k_2 \cdot \tau_{02} \cdot u \cdot d$$

ここに、 $\tau_{02} = 0.21 \cdot f_c^{2/3}$
 $k_2 = \eta_s \cdot 0.45 \cdot \sqrt{\mu_g}$

③ British Standard 8110, Part 1, 1997

BS 8110-97は、model Code 90と同じパラメータが考慮されている。1985年のBSでは、せん断ひび割れ角度を 45° として考慮されていたが、新たな式では 33° に修正された。

$$V_c = \tau_c \cdot k \cdot f_p \cdot u \cdot d \quad (1.10)$$

ここに、 $\tau_c = 1.5(a_v / d) \cdot 0.27 \cdot f_c^{1/3}$

a_v : 柱前面から設計断面までの距離

$$k = \sqrt[4]{400 / d}$$

$$f_p = (100 \rho_l)^{1/3} \quad (\rho_l \leq 0.03)$$

ρ_l : 鉄筋比

u : 設計断面の周長

d : 有効高さ

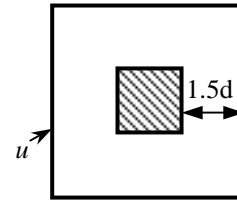


図-1.7 BS 8110 による設計断面

④ ACI Building Code 318-95

ACI 318-95 は、ACI 318-89から変更が行われていない。押抜きせん断抵抗は、コンクリート強度、柱の幾何学的形状、柱の設計断面の長さのみを考慮しており、押抜きせん断耐力は以下の3つの式による算定値のうち最も小さいものを採用することとなっている。

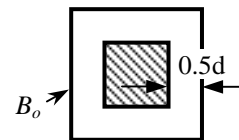


図-1.8 ACI / 318 による設計断面

$$V_c = 0.33 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d \quad (1.11)$$

$$V_c = 0.083 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \cdot b_0 \cdot d \quad (1.12)$$

$$V_c = 0.083 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} \right) \cdot b_0 \cdot d \quad (1.13)$$

ここに、 V_c : 設計押抜きせん断耐力

β_c : 載荷面長辺 / 載荷面短辺

α_s : 内柱は40とする。

b_0 : 設計断面の周長で、載荷面から $d/2$ 離れた位置で算定するものとする。

d : 最外縁圧縮縁から軸方向引張鉄筋の図心までの距離 (mm)

f_c' : コンクリートの設計圧縮強度で、単位は N/mm^2 である。

⑤ 土木学会コンクリート標準示方書 (2002年制定)

示方書における設計式は、限界状態設計法が導入された1986年からの大幅な変更は行われていない。ただし、設計断面の取り方については、自由縁の影響を適切に評価し得ないことから1996年改定時に **図-1.9**におけるcase2およびcase3の設計断面は削除され、かわりに有効幅をもつはりとしてのせん断耐

力による評価をもちいることになった。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b \tag{1.14}$$

ここに、 $f_{pcd} = 0.19\sqrt{f'_{cd}}$ (N/mm²)

$\beta_d = (1000/d)^{1/4}$ (d:mm) ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は1.5とする。

$\beta_p = (100p)^{1/3}$ ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は1.5とする。

$\beta_r = 1 + 1 / (1 + 0.25 u / d)$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度で、単位はMPaである。

u : 載荷面の周長

u_p : 設計断面の周長で、載荷面からd/2離れた位置で算定するものとする。

d および p : 有効高さおよび鉄筋比で、二方向の鉄筋に対する平均値とする。

γ_b : 一般に1.3としてよい。

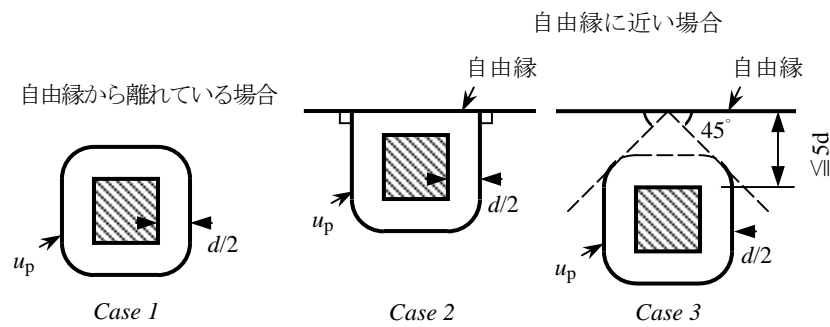


図-1.9 土木学会標準示方書における設計断面 (1986~1995年)

以上にみられるように、各国基準におけるスラブの押抜きせん断に対する因子についてはほぼ同じ認識となっているものの、設計断面の取り方については様々で共通の認識が得られていないのが現状である。これは、先に述べたように公称せん断応力が実応力を表しておらず、設計断面が実際の破壊面を表しているわけではないことによるものである。

(4) せん断に対する解析的研究の変遷

1967年にNgoとScordelisによって、初めて鉄筋コンクリートはりの解析に有限要素法 (FEM) が用いられた。Ngoらは、異種の材料物性を有する鉄筋とコンクリートを別々の要素として離散化を行い、両者の界面の付着を相対すべりの関数として2つの直交バネで表されるボンドリンク要素により表現した。また、ひび割れの進展経路をあらかじめコンクリート要素の境界に沿って設定し、鉄筋コンクリート特有の挙動を表現した。彼らの研究は、以後のこの分野の発展に大いに貢献していた。

鉄筋コンクリートはりのせん断に対するFEM解析の研究を概観すると、表-1.1のようである。黎明

期である1970年代から1980年代前半においては、材料挙動のモデル化、すなわち、構成則の定式化に関する基礎的な研究と鉄筋コンクリート部材の非線形挙動を明らかにすることを目的とした応用研究を中心として進められてきた。1980年代から1990年代に入ると、国内外で専門の委員会が立ち上がり活発に議論されるようになった。FEMに関する最初の国際会議としてはIABSEコロキウム（1981年、オランダ）であるが、ここでは材料挙動について活発に議論が行われた。国内では、「RC構造のせん断強度研究委員会」（1981～1983年、岡村甫委員長）において、せん断問題におけるマクロ（トラス理論、塑性理論等）とミクロ（FEM解析）の立場から討論されている。1983年に公表された「RC平板のせん断挙動予測に関する国際コンペ」（Collins）では、解析モデルの信頼性評価とモデル化の出発点である基礎実験の重要性が再認識された。1985年に開催された「第1回RC構造のFEM解析に関する日米セミナー」（東京）では、将来展望として①FEM解析の実務設計への直接応用、②FEM解析によるマクロモデルや設計式の開発を指摘した。この指摘を活動目標として、1986年から1988年に「RC構造のFEM解析と設計法委員会」（JCI、野口博委員長）が立ち上げられ、その成果は「RC耐震壁のマクロモデルとFEMミクロモデルに関するパネルディスカッション論文集」（1988年）と「RC構造のせん断設計法に関する解析的研究論文集」（1989年）にまとめられた。

表一.1 鉄筋コンクリートはりのせん断に対する有限要素解析の代表的な研究

年	研究者	特色
1967	Ngo and Scordelis	離散ひび割れモデルの導入、鉄筋の付着をボンドリンク要素で表現
1970	Franklin	分散ひび割れモデルの適用
1971	磯畑	直交異方性材料として解析
//	黒正・滝口	DruckerとPragerの降伏条件に基づく塑性理論を適用
//	Valliappan	von Misesの降伏条件式に基づく塑性理論の適用
1972	武藤・宮下ら	繰り返し載荷時の解析
1973	Suidan	三次元解析（完全付着、ひび割れ要素の剛性一定）
1974	小野・安達	ひび割れ面の骨材のかみ合わせ考慮
//	Salem	八面体せん断降伏条件に基づく塑性理論の適用
1981	Saouma	要素の再分割化
//	Blaauwenoraad	ひび割れの局所化
//	二羽・岡村・前川	ディープビームの解析、全ひずみ理論に基づくひずみ軟化と直交異方性を考慮

今日、鉄筋コンクリート構造のFEMは、柱や梁の棒部材、耐震壁、フーチング基礎、床スラブの面部材から、骨組、ボックス構造、円筒形構造、橋梁、シェル構造、PC原子炉格納容器等に拡大されてきた。外力については、静的荷重に始まり、クリープ・収縮、温度応力のような時間依存型の長期荷重下の問題にも適用されている。しかしながら、非線形解析の設計実務への応用は線形解析に比べれば極めて少なく、特殊な場合に限定されているようである。その理由として、研究者と設計実務者との連携が不足していること、解析モデルおよび用いた構成則の妥当性に対する判断が高度な専門的知識を有することが挙げられる。近年における構造形式の多様化、大規模化、複雑化の傾向を考えれば、設計の自由度を高め、安全性・信頼性を高める上でも高度な解析手法の要求がされている現状にあると言える。

1.2 本研究の目的

鉄筋コンクリート構造のせん断に対する研究は、前節で紹介したようにおおよそ100年の歴史をもつ。歴代の研究者により早くからせん断破壊が材料特性や構造特性が複雑にからむことが定性的に示されていたものの、実設計においてはコンクリートの強度のみに関連づけられた公称せん断応力度を指標とする方式が長きにわたり採用されていた。このような長い歴史から見れば、せん断破壊に与える影響因子の定量的評価あるいは抵抗機構の力学的な解明が行われるようになったのは、おおよそ40年前からとみることができる。現在、各国の示方書・指針には、それらの精力的な研究成果が反映されており、せん断設計の信頼性が高められた。

しかしながら、実構造物では、様々な支持条件・载荷条件の組合せにより荷重作用を受けている。例えば、連続はりでは支点モーメントが作用し支間内に反曲点を有する。また、作用する荷重が、分布荷重や多点荷重の形態をなす場合も少なくない。地中に埋設されたボックスカルバート構造が地震による荷重を受ける場合はその典型であり、反曲点を有し分布荷重が作用する。フーチングやコーベルのように棒部材と面部材の遷移領域にある構造は、局所的な支持により他の部材とは異なる荷重が作用することがしばしばある。フーチングは杭反力が、コーベルは上載荷重が局所的な荷重として作用する。スラブに作用する荷重が自由縁付近に作用した場合の押抜きせん断耐力については明確となっていない。本論文では、これらのような構造のせん断設計について、破壊に対する安全性をより正確に、より合理的に検討するための手法を提示することを目的とし、以下の3つの課題とその目標を設定した。

1) 組合せ荷重下におけるはりのせん断耐力の算定法

分布荷重あるいは多点荷重を受けるはり、反曲点を有するはり、および反曲点を有し多点荷重を受けるはりに対する合理的なせん断耐力算定法を提案する。

2) 自由縁の影響を受けるスラブの押抜きせん断耐力の算定法

自由縁の影響により低下する押抜きせん断破壊に対して、その影響を考慮した耐力算定法を提案する。

3) ディープスラブ構造のせん断耐力の算定法

フーチングやコーベル等のディープスラブ構造に対して、統一的なせん断設計手法の検討を行う。

また、上記部材における破壊形態の基本の一つをなしている斜め引張破壊に対しては、別途課題として取り上げた。すなわち、斜めひび割れが発生してからの耐荷機構において、軸方向鉄筋に沿った水平ひび割れ発生の影響を解明することである。この問題に対しては、4つ目の課題として以下のよう設定した。

4) 鉄筋のダウエル作用と付着作用がせん断破壊に与える影響の解明

鉄筋に沿って生じる水平ひび割れの発生が斜めひび割れの挙動およびせん断破壊（主として斜め引張破壊）に与える影響を検討するとともに、鉄筋に作用するダウエル力と引張力の相互作用による水平ひび割れ発生メカニズムを明らかにする。

1.3 本論文の概要

本論文は、全6章から構成されている。第1章では、鉄筋コンクリート部材のせん断に対する国内外の研究と指針等による設計法について歴史的背景を概説した上で、設計における応用面での諸課題を掲げた。続いて、それら諸課題に対処すべき設定した4つの目的を示すとともに、本論文の概要、すなわち具体的な検討項目とそれを解決するべく手法について述べる。第2章から第5章までの各章の研究内容を要約すれば以下のとおりである。

第2章では、組合せ荷重を受ける鉄筋コンクリートはり部材のせん断耐力について検討を行う。対象は、連続はりのように正と負の曲げモーメントが混在するような構造、複数の集中荷重が作用する構造、さらには地中ボックスカルバートのような分布荷重を受け負曲げと正曲げが混在する構造である。本章ではこれらの構造に対する耐力算定法を検討するため、①示方書の耐力算定式の原式の適合性、②多点荷重を受けるはりに対する耐力算定式の適用性、③正曲げと負曲げが混在するはりに対する耐力算定式の適用性、④多点荷重を受け正曲げと負曲げが混在するはりに対する耐力算定式の適用性の4つの項目について実験的検証を行う。その結果を基にせん断耐力の算定方法を示す。

第3章では、鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断耐力に与える自由縁の影響について、既往の実験結果を基として検討を行う。土木学会コンクリート標準示方書の押抜きせん断耐力式は、破壊に与えるパラメータの影響を精度良く取り入れており、実験結果に対して適合性が良いことが認められている。しかしながら、設計断面を載荷面から有効高さの1/2だけ離れた位置に設定することとしており、その弊害として荷重が自由縁に近づいた場合には危険側の評価となる。本章では、主として載荷位置を変数とした実験結果から、設計断面の取り方について検討を行い、実設計における自由縁の影響を含む押抜きせん断の安全性に対する検討方法を提案する。

第4章では、鉄筋コンクリートディープスラブのせん断破壊における基本的な破壊性状とその耐力の実験的情報を収集する。対象とする構造は、フーチングやコーベル等で、棒部材と面部材の遷移領域の構造に位置づけられる。現在の設計では、これらのせん断破壊はその構造特有のものとして、個々に耐力の評価方法が示されている。本章では、これらの類似した構造部材の統一的なせん断耐力評価法を見出すことである。実験では、主として圧縮側支持板（載荷板）長さとし引張側支持板（支承板）長さを変数として行い、それらのパラメータが破壊に与える影響を検討する。また、本章の実験の範囲内で、ディープビームの耐力算定式の適用を試みたときの有効幅の設定方法についても検討を行う。

第5章では、脆性的破壊の一つである斜め引張破壊の耐荷機構の検討を行う。この章の前半においては、鉄筋に沿って生じる水平ひび割れが斜め引張破壊に与える影響に対して、有限要素解析を用いて調査を行う。解析モデルでは、曲げひび割れおよび斜めひび割れは離散モデルで表現し、コンクリート要素および鉄筋要素は材料非線形性が考慮された要素が用いられている。水平ひび割れについては、予備解析によりダウエル作用の変形を考慮した離散要素としてモデル化し、水平ひび割れを取り入れたモデルと取り入れていないモデルの比較により実験結果の検証を行う。本章の後半では、解析結果を踏まえた上で、鉄筋に作用するダウエル力と引張力を変数とした実験を行い、非線形性を考慮した力学的モデルの構築を行う。

第6章においては、第2章から第5章までの各章の主な結果をまとめる。

1.4 記号一覧

本論文で用いられた記号の一覧を以下に示す.

A_s	: 引張鉄筋の断面積
A_t	: 単位ひび割れ面積内に存在する全表面積 または 主鉄筋一組の横補強鉄筋断面積
A_{st}	: 一組の横補強鉄筋全断面積
a	: せん断スパン, フーチングの柱または壁前面から荷重作用点までの距離 または 斜めひび割れ位置から支点までの距離
a'	: 人工ひび割れ面からの支点までの距離
a_1	: ディープビームにおける実際のせん断スパン
a_2	: //
a_n'	: 反曲点を有するはりのせん断耐力算定式に用いるせん断スパン (負モーメント側)
a_p'	: // (正モーメント側)
a_v	: 荷重作用点から支承前面までの距離
a_{v1}	: ディープビームをはりとして検討する場合に用いるせん断スパン
a_{v2}	: //
BS	: はり型のせん断破壊 (破壊形式の記号)
BM	: 曲げ破壊 (破壊形式の記号)
b	: 断面幅
b_e	: 有効幅
$b_{e.test}$: 実測されたせん断耐力から求められる有効幅
b_n	: コンクリートの純幅
b_w	: 腹部の幅
c	: 集中荷重の分布幅の端からスラブ自由縁までの距離, 載荷点から支点までの距離 または 底面かぶり厚さ
c_b	: 底面かぶり厚さ
c_s	: 側面かぶり厚さ
c_{min}	: 最小かぶり厚さ
D	: 累積損傷度 または 鉄筋径
D_u	: ダウエル破壊強度
d	: 有効高さ
d_b	: 鉄筋径
E_s	: 鉄筋の弾性係数
E_c	: コンクリートの弾性係数
El	: 仮想ばりの曲げ剛性
El_1	: 弾性域における曲げ剛性
El_2	: 塑性域における曲げ剛性
E_o	: 定数
E_p	: 等価ひずみ
F_c	: コンクリート強度

- f_c : コンクリート引張強度 または コンクリート圧縮強度
 f_c' : コンクリート圧縮強度
 f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度
 f_{dd} : ディープビームの設計せん断強度
 f_p : 押抜きせん断強度
 f_{pcd} : 押抜きせん断強度
 f_{sp} : 付着割裂強度
 f_t : 一軸引張強度 または 最大引張強度
 f_{ty} : 横補強鉄筋降伏強度
 h : 断面高さ
 I_i : 仮想合成ばりの断面二次モーメント
 K : バネ定数, 接触面積有効率 または 破壊パラメータ
 k : 割裂パターンの相違による横補強鉄筋効果の差異を表現する係数
 L : 付着長さ
 l : 支間長 または 重ね合わせ長さ
 l_s : 付着長さ
 l_z : コンクリートの垂直方向の引張力に対する分布長さ
 M_x : 位置 x の作用曲げモーメント
 N : 主鉄筋の本数
 n : 弾性係数比 ($= E_s / E_c$)
 PS : 押抜きせん断破壊 (破壊形式の記号)
 p, p : 引張鉄筋比
 p_v : //
 p_w : //
 q_{cr} : 降伏したバネの力 ($= K y_{cr}$)
 R : 支点反力 または 鉄筋の周長
 r : 支圧板幅
 S : 等価応力 または すべり量
 S_{uo} : 引張力のみが作用したときの終局すべり変位 ($= 0.1518 \text{ mm}$)
 s : ひび割れすべり変位, 正規化したすべり ($= S / D$) または 横補強鉄筋間隔
 T : 鉄筋に作用している引張力
 U : 重ね継手の付着強度 (kgf/cm^2)
 u : 載荷面の周長
 u_p : 設計断面の周長で, 載荷面から $d/2$ あるいは $2.5d$ 離れた位置で算定するものとする.
 $u_{p,trial}$: 試算に用いる設計断面の周長
 V : 支点反力
 V_1 : ダウエル力
 V_d : 鉄筋に作用しているダウエル力
 V_i : 任意の位置 x において, 荷重 P_i によって生じるせん断力
 $V_{Ri\beta}$: ダウエルひび割れ発生荷重
 V_{ui} : 任意の位置 x におけるせん断耐力

- v : 荷重の分布幅
 v_1 : 載荷板幅
 w : ひび割れ開口変位
 w/w_0 : クラック開口変位と $w = 0$ におけるクラック開口変位の比
 x : 有効幅を算定する位置, 集中荷重作用点から最も近い支点までの距離 または 人工ひび割れ面からの任意の点までの距離
 y : 仮想ばりの変位 (たわみ) または 断面内の圧縮合力点から引張鉄筋までの距離
 y_1 : 中立軸深さ
 y_2 : 中立軸から鉄筋中心までの距離
 y_{br} : 弾性限界時の付着割裂作用による変位
 y_{cr} : ダウエル作用における弾性限界変位
 y_{uo} : ダウエル力のみが作用したときの終局ダウエル変位
 α : 押抜きせん断耐力式中的実験定数 または コンクリートの打設状況, 締め固めの程度, 空気量等に依存する係数で, 0.47
 β_a : ディープビームの設計せん断耐力式におけるせん断スパン比の影響を考慮した係数
 β_d : せん断耐力または押抜きせん断耐力に与える寸法効果の影響を考慮した係数
 $\beta_{d,test}$: 実測値から逆算される寸法効果に対する係数
 β_n : 軸力の影響による補正係数
 β_p : せん断耐力または押抜きせん断耐力に与える引張鉄筋比の影響を考慮した係数
 $\beta_{p,test}$: 実測値から逆算される鉄筋比の影響に対する係数
 β_r : 押抜きせん断耐力に与える載荷面周長の影響を考慮した係数
 $\beta_{r,test}$: 実測値から逆算される鉄筋比の影響に対する係数
 β_z : コンクリート引張強度
 γ_b : 部材係数
 Δ_{cr} : ダウエル作用の力学モデルにおける弾性限界変位
 δ : 鉄筋のすべり
 ε : 鉄筋のひずみ
 $\varepsilon_{s,cal}$: 鉄筋のひずみ (計算値)
 $\varepsilon_{s,test}$: 幅の中央部における鉄筋のひずみ (実測値)
 θ_s : ひび割れ面法線からの接触力の角度
 λ : フーチングの設計における荷重低減係数
 ξ : 反曲点のシフトを考慮するための係数
 ρ : 自由縁近傍に載荷された場合の低減係数
 ρ_v : 横補強鉄筋比
 σ : ひび割れ進行領域内の閉口応力
 σ_1 : 最大主応力
 σ_{con} : 接触直往力
 τ : 鋼-コンクリート界面でのせん断応力 (付着応力)
 τ_{co} : 横補強鉄筋の無い場合の付着強度
 τ_{st} : 横補強鉄筋による付着強度の増分
 ϕ : 伝達される斜め圧縮応力の供試体幅方向の膨らみ または 鉄筋径

参考文献

- [1] 池田尚治, 小柳洽, 角田與史雄: 鉄筋コンクリートの力学, 土木学会編新体系土木工学32, 技報堂, 1982
- [2] 吉川弘道: 鉄筋コンクリートの解析と設計 限界状態設計法の考え方と適用, 丸善, 1995
- [3] Report of ACI-ASCE 445 on Shear and Torsion, State of the Art Report, Journal of Structural Engineering, 124, 1998
- [4] Fritz Leonhardt: コンクリート構造物におけるせん断に関する諸問題(上), 橋梁と基礎, 77-4, 1977
- [5] Fritz Leonhardt: コンクリート構造物におけるせん断に関する諸問題(下), 橋梁と基礎, 77-5, 1977
- [6] 池田尚治: 無筋および鉄筋コンクリート標準示方書・設計編の一部改訂について, コンクリートライブラリー, 第46号, pp.23-32, 1980
- [7] 小柳洽: 鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断とその設計上の取扱い, コンクリート工学, Vol.19, No.8, pp.3-13, 1981
- [8] Punching of structural concrete slabs, Technical Report, fib bulletin 12, 2001
- [9] 野口博, 井上範夫: 有限要素法による鉄筋コンクリート構造のせん断解析手法, RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, JCI-C1, pp.77-98, 1982
- [10] コンクリート構造物の設計手法としてのFEM解析, コンクリート工学, Vol.30 (No.4) ~Vol.31 (No.5), 1992~1993

第 2 章

組合せ荷重を受ける鉄筋コンクリート棒部材のせん断耐力

2.1 まえがき

せん断補強鉄筋をもたない鉄筋コンクリートはりの斜めひび割れの発生により引き起こされるせん断破壊（斜め引張破壊）は、従来は弾性論に基づき公称せん断応力度が限界応力に達することにより生じるとの考え方が一般的であった。しかし、近年になって、はりにおける斜めひび割れ発生時の公称せん断応力度は、コンクリート強度のみによって異なるだけでなく、せん断スパンとはりの高さとの比、引張鉄筋比および有効高さ等にも影響を受けることが明らかとなってきた。斜め引張破壊は、せん断スパンの中央付近の曲げせん断ひび割れが斜めのひび割れに発達すると同時に起こることが多い。せん断破壊における抵抗機構として、曲げせん断ひび割れが発生した後の断面において、圧縮側のコンクリート、ひび割れ内面における骨材のかみ合わせ、引張鉄筋のダウエル作用によって分担されることが広く認められるようになった。このような背景のもと、1980年には、単純支持されたはりで1点集中荷重あるいは2点対称集中荷重が作用したはりのせん断破壊実験のデータを収集し、せん断スパン比、鉄筋比、コンクリート強度、有効高さをパラメータとするせん断強度算定式の提案が岡村と楢貝によって行われた。その6年後には、このせん断強度式をもととして二羽らによって、大型鉄筋コンクリートはりのせん断破壊実験のデータを用いて再評価が行われ、強度式は書き改められた。一方で、せん断スパン比が小さい鉄筋コンクリートはり、すなわち鉄筋コンクリートディープビームのせん断破壊は、通常のはりとは異なり大きな耐力をもたらすせん断圧縮型の破壊となる。これは、タイドアーチ的な抵抗機構であることが知られていたが、二羽によって有限要素解析結果から内部応力伝達機構が明らかにされマクロなせん断耐荷力算定式が提案された。

土木学会のコンクリート標準示方書〔設計編〕は、1986年に許容応力度による設計体系から限界状態設計法による設計体系を中心とする記述に書き改められた。これに伴い、「終局限界状態に対する検討」における「せん断に対する安全性の検討」では、棒部材の設計せん断耐力が与えられた。2002年には、設計編は「構造性能照査編」に改訂されたが、照査の方法についてはほとんど変更が行われていない。棒部材の設計せん断耐力式は、先の岡村・楢貝による耐力算定式が再評価された式、すな

わち二羽らによって提案された耐力算定式を安全近似して用いている。また、ディープビームの設計においても二羽の提案した耐力式を設計用に変形させた式が示されている。

しかし、これらのせん断問題に関する研究成果や照査方法への反映においては、主として単純支持されたはりに一点あるいは二点の集中荷重を作用させた場合の実験に基づくものが中心である。実構造物を考えれば、様々な支持条件、载荷条件の組合せにより荷重作用を受けることが少なくない。例えば、連続はりでは、支点到負の曲げモーメントを有し隣接する支間には反曲点が存在する。また、作用する荷重も、多点荷重や分布荷重の形態をなす場合もある。地中に埋設されたボックスラーメン構造が地震による荷重を受ける場合はその典型であり、反曲点を有し分布荷重が作用する。

本章では、これらのことに鑑み、以下の4つの構成により、組合せ荷重下におけるはりのせん断破壊に対する検討方法を考察する。

- (1) 一点载荷および二点载荷されたRCはりのせん断耐力の検討
- (2) 多点荷重を受けるRCはりのせん断耐力の検討
- (3) 支点モーメントを有するRCはりのせん断耐力の検討
- (4) 支点モーメントを有し多点荷重を受けるRCはりのせん断耐力の検討

項目(1)は、二羽らによって提案された鉄筋コンクリートはりのせん断強度再評価式、およびディープビームのせん断耐荷力算定式の適用性について、実験的に検証を行う。項目(2)は多点荷重を受ける鉄筋コンクリートはりのせん断破壊に対して、上記2つの耐力式の適用方法を検討する。項目(3)は支点モーメントを有する場合の鉄筋コンクリートはりのせん断破壊に対して、上記2つの耐力式の適用方法を検討する。項目(4)は、(2)と(3)組合せである。

2.2 一点荷重および二点荷重されたRCはりのせん断耐力の検討

せん断補強鉄筋の無いRCはりのせん断耐力については、第1章で述べたように二羽らによって提案された棒部材のせん断耐力評価式とディープビームのせん断耐力評価式が有名である。ここでは、これらの評価式の妥当性を確認するため、1点荷重されたはりと2点荷重されたはりの実験結果を用いて検証を行う。

(1) 実験概要

検討に用いる供試体は、断面高さ250mm、幅150mmの矩形断面のRCはりである。また、断面の底面かぶり厚は50mm（鉄筋中心まで）で有効高さは200mmとしている。断面形状および寸法についてはこの後で検討を行う多点荷重された場合の実験、支点モーメントを有する場合の実験および支点モーメント有し多点荷重された場合の実験に用いる供試体も同じとしている。

シリーズAは、1点荷重による実験で、変数は表-2.1に示すようにせん断スパン長である。供試体8712のみ引張鉄筋にはD16を2本配置し、その他の供試体はすべてD25を2本配置している。供試体501Aから501Gは圧縮鉄筋がなく、供試体8712および901Aから909Aは圧縮鉄筋（引張鉄筋と同量）を配置している。なお、901Aから909Aの供試体においては、片側のせん断スパンにスターラップを配してせん断補強が行われた。シリーズBは、対称2点荷重による実験で、表-2.2に示すようにシリーズAと同様にせん断スパン長を変数としている。シリーズBの供試体は、引張鉄筋、圧縮鉄筋ともにD25を2本ずつ配置している。コンクリート圧縮強度、破壊荷重および破壊形式（目視による判定）は、表-2.1および表-2.2に示した。また、破壊状況を表すひび割れは、図-2.1(a)から図-2.1(e)に示した。

表-2.1 1点荷重試験結果

No.	支間 l (mm)	せん断スパン		鉄筋比 p (%)	圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	破壊荷重 P_B (kN)	破壊形式	備考
		a_1 (mm)	a_2 (mm)					
501A	1600	160	1440	3.38	30.0	303.8	せん断圧縮	
501B	1600	320	1280	3.38	30.0	220.5	せん断圧縮	
501C	1600	480	1120	3.38	30.0	88.2	せん断圧縮	
501D	1600	640	960	3.38	27.0	91.1	斜め引張	
501E	1600	800	800	3.38	27.0	98.0	斜め引張	
501F	1600	400	1200	3.38	27.0	169.5	せん断圧縮	
501G	640	320	320	3.38	23.9	213.6	せん断圧縮	
8712	1500	750	750	1.06	29.6	78.4	斜め引張	
901A	900	450	450	3.38	39.1	229.3	せん断圧縮	a_2 側はせん断補強
902A	800	500	300	3.38	29.8	225.4	せん断圧縮	//
903A	600	400	200	3.38	28.8	280.3	せん断圧縮	//
904A	900	600	300	3.38	32.1	167.6	混合型	//
905A	1050	700	350	3.38	32.3	172.5	斜め引張	//
909A	600	300	300	3.38	29.7	329.3	せん断圧縮	//

表-2.2 2点载荷試験結果

No.	支間 l (mm)	载荷点間 e (mm)	せん断スパン a (mm)	鉄筋比 p (%)	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	破壊荷重 P_B (kN)	破壊形式
8701	600	200	200	3.38	35.9	507.6	せん断圧縮
8702	800	160	320	3.38	35.2	352.8	せん断圧縮
8703	1000	200	400	3.38	35.2	269.5	せん断圧縮
8704	1200	240	480	3.38	35.9	235.2	せん断圧縮・曲げ圧縮
8702A	800	160	320	3.38	26.8	346.4	せん断圧縮
8704A	1200	240	480	3.38	29.5	174.0	せん断圧縮・曲げ圧縮
8720	1400	280	560	3.38	30.5	127.4	斜め引張

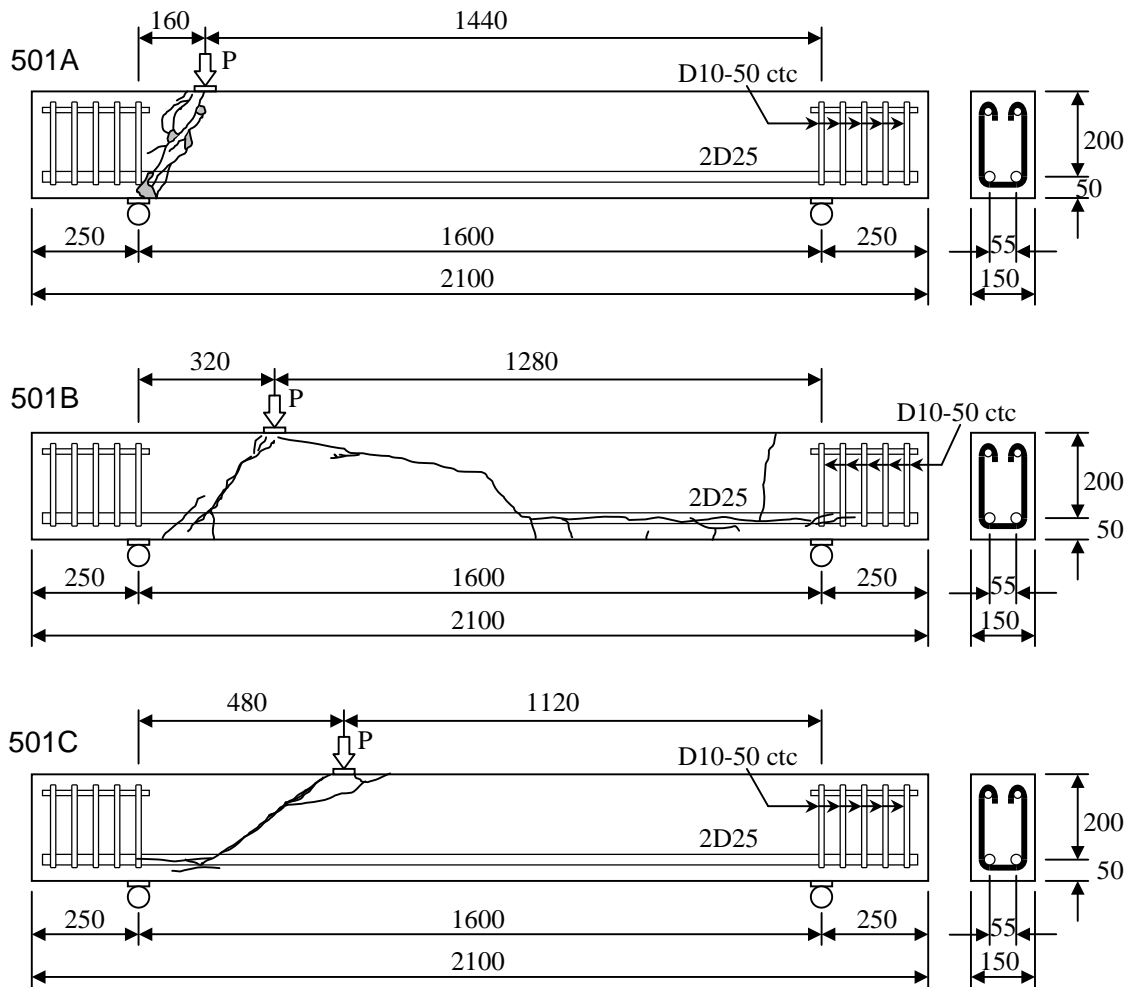


図-2.1(a) 供試体破壊状況 (その1)

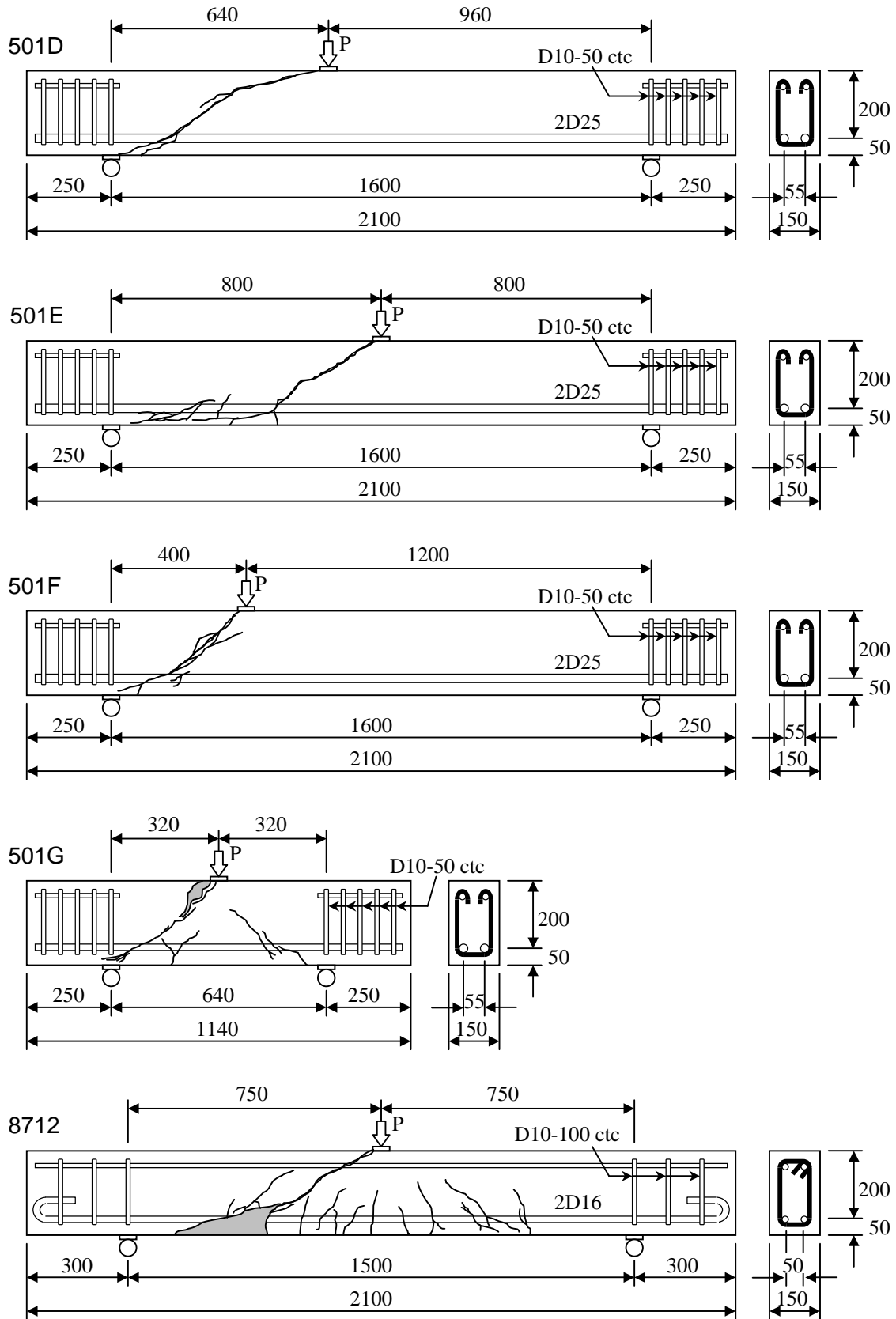


図-2.1(b) 供試体破壊状況 (その2)

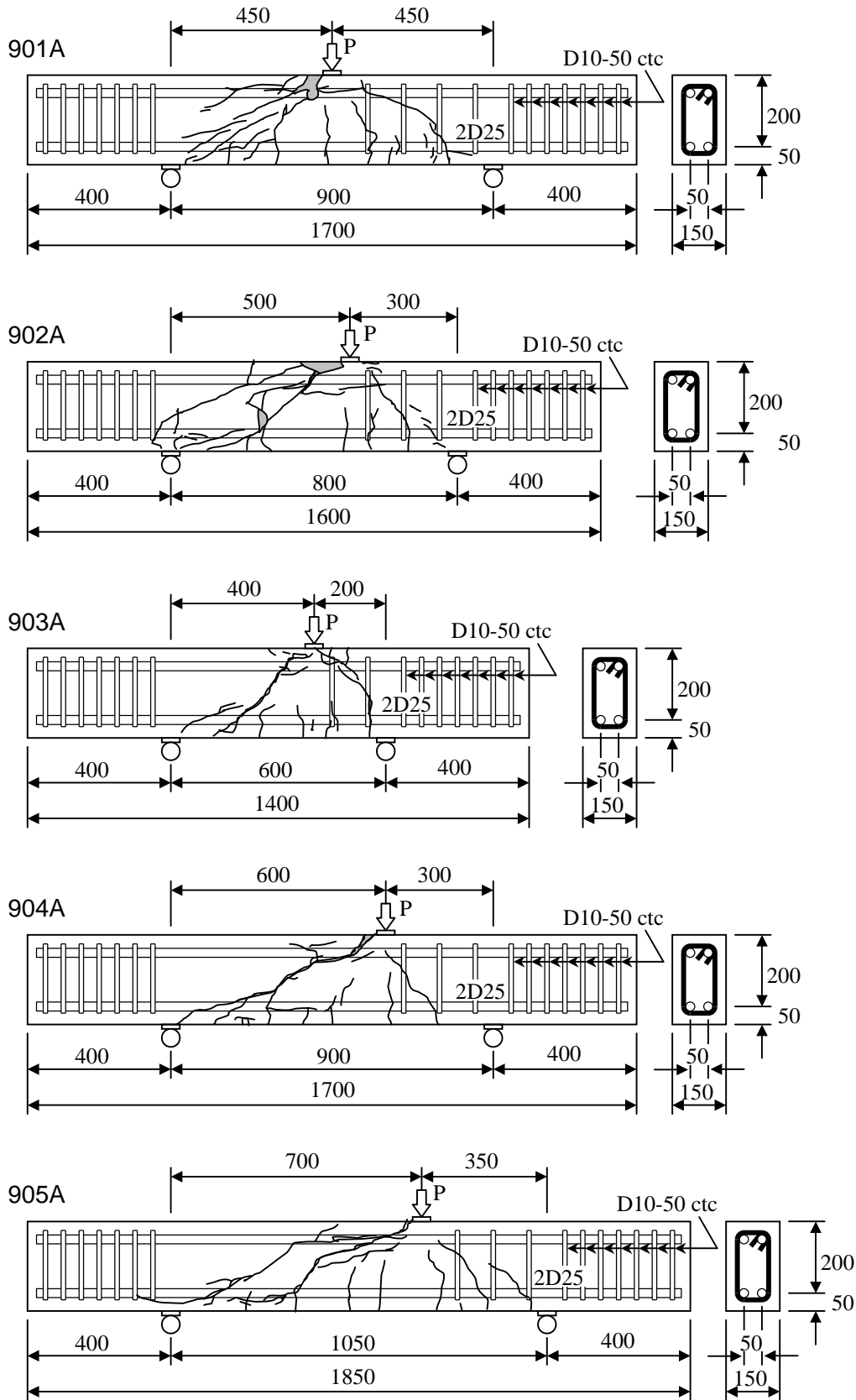


図-2.1(c) 供試体破壊状況 (その3)

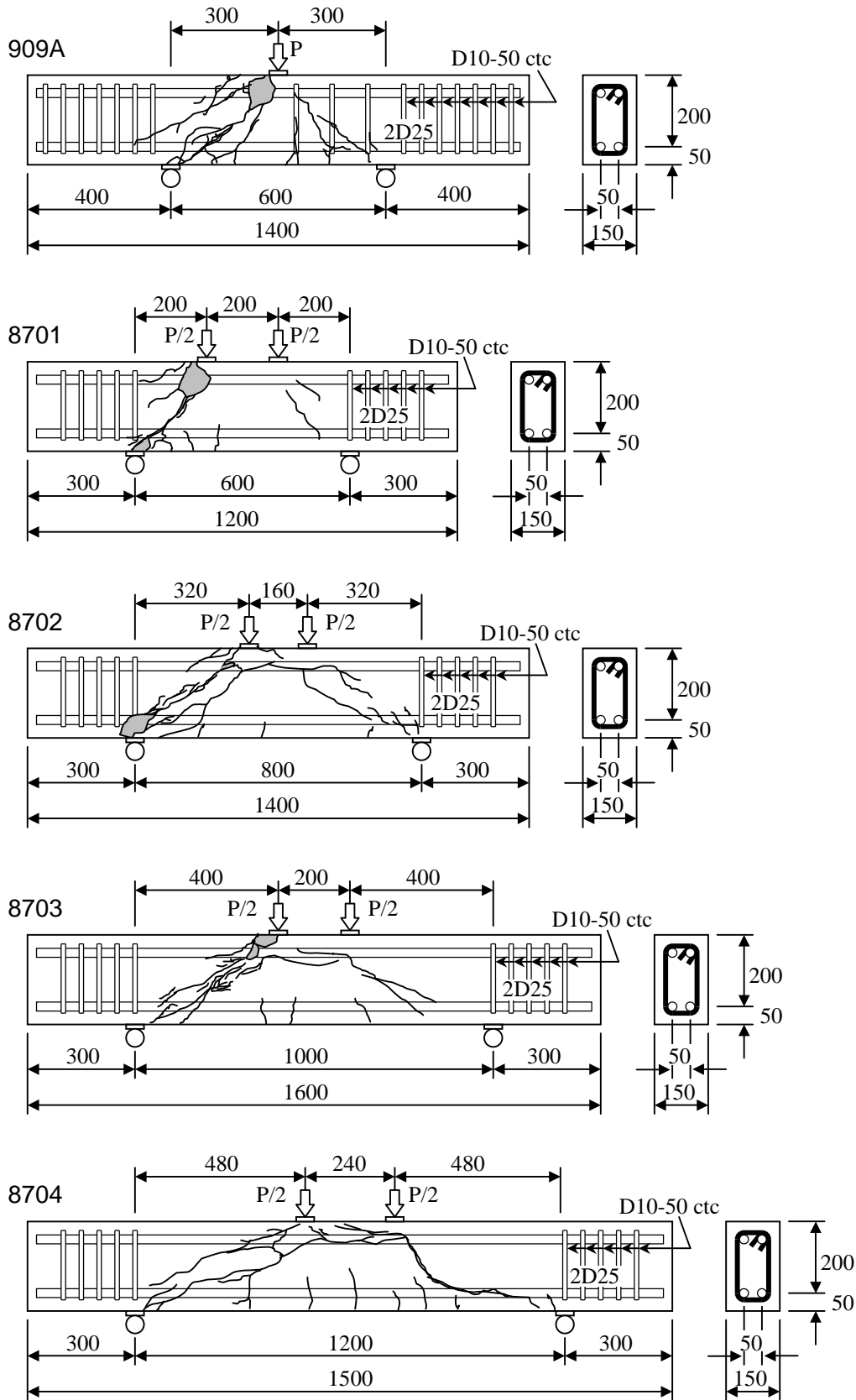


図-2.1(d) 供試体破壊状況 (その4)

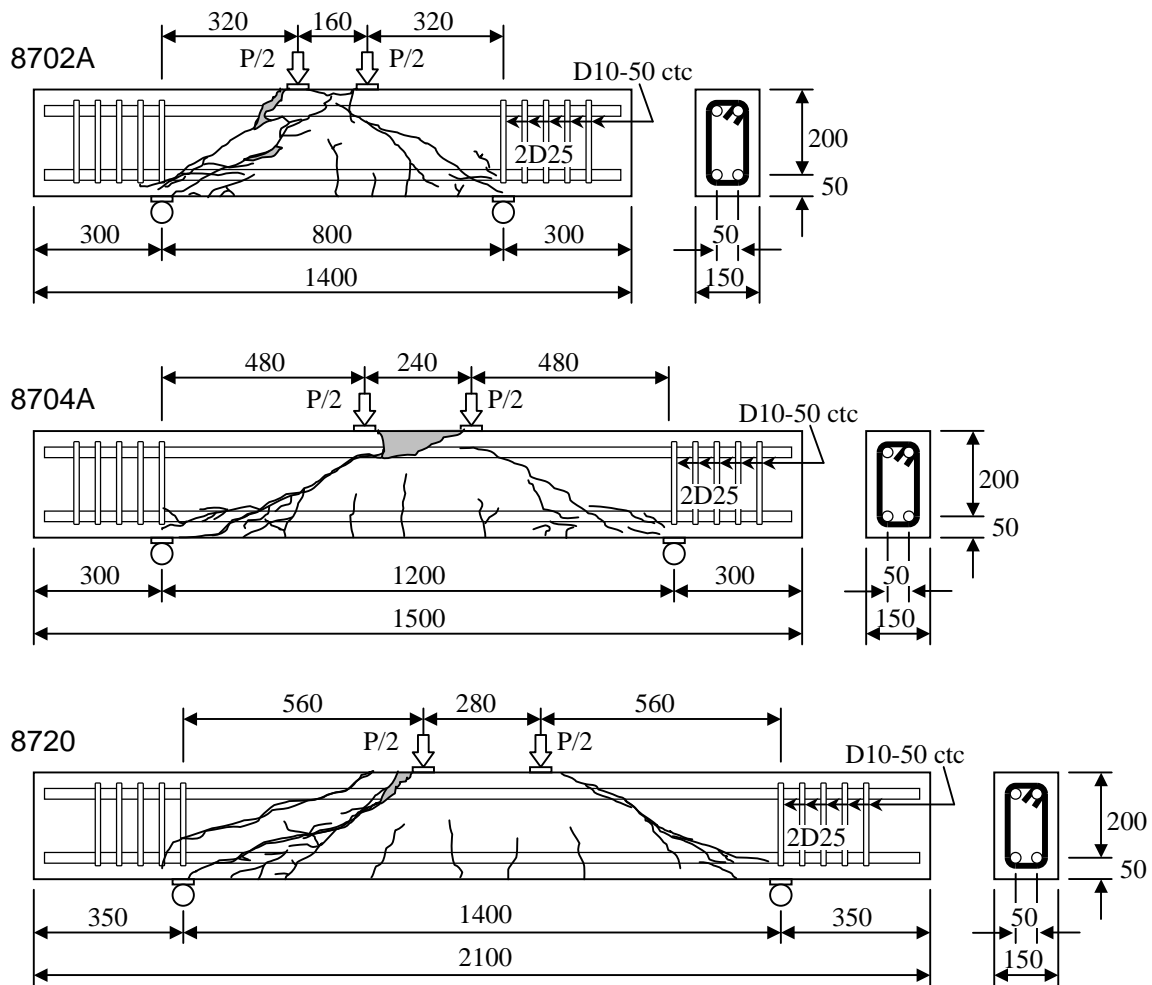


図-2.1(e) 供試体破壊状況 (その5)

(2) せん断耐力の検証

はりのせん断破壊に対する耐力算定式として、示方書における設計せん断強度式の原式である式(2.1)と式(2.2)を用いる。前者の式は、二羽らによって軸方向鉄筋比の影響と寸法効果の影響とを再評価された鉄筋コンクリートはりのせん断耐力式で、斜め引張破壊する場合について整理されたものである。後者の式は、二羽によってタイドアーチモデルを基本として形づくられたものでディープビームのせん断耐力を表している。

$$V_c = 0.20 (p_w \cdot f_c')^{1/3} (1000/d)^{1/4} \left(0.75 + \frac{1.4}{a/d}\right) b_w \cdot d \quad (\text{N}) \quad (2.1)$$

$$V_w = \frac{0.24 f_c'^{2/3} (1 + \sqrt{p_w}) (1 + 3.33 r/d)}{1 + (a/d)^2} b_w \cdot d \quad (\text{N}) \quad (2.2)$$

ここに、 b_w : 部材幅 (mm)
 $p_w = 100 \cdot A_s / (b_w \cdot d)$

d : 有効高さ (mm)
 A_s : 引張鉄筋の断面積 (mm^2)

f_c' : コンクリート圧縮強度 (N/mm²) r : 支圧板幅 (mm)

RCはり部材のせん断破壊は、一般に斜め引張破壊とせん断圧縮破壊に大きく分けられる。斜め引張破壊ははり腹部から発達する斜めひび割れの発生により急激に耐力を失う脆性的な破壊である。せん断圧縮破壊の場合も斜めひび割れの発生が契機となるが、はり圧縮縁のコンクリートの圧縮破壊が主要因となる破壊である。前者は、せん断スパン比が2.5程度以上のはりに多く見られ、後者はせん断スパン比が概ね1.0~2.5のはりに多く見られる。せん断耐力の計算においては、両者の破壊に対応する算定値を比べたとき、いずれか大きい方がそのはりのせん断耐力となる。この意味するところは、斜めひび割れ発生後にそのひび割れに沿って形成されるコンクリートアーチ（引張鉄筋がタイの役目をもつ）による残存耐力があるか否かをあらわしている。

計算結果を表-2.3に示す。シリーズAにおいては、左右のせん断スパン比が異なるが、それぞれのせん断スパンで実験値/計算値をとり小さい方を表に掲げた。図-2.1のひび割れ図では全供試体が左側のせん断スパンで破壊しているが、計算で得られた結果に符合する。なお、計算では、いずれの耐力もコンクリート強度を30N/mm²として計算し、実験値の方をコンクリート強度に応じて換算した。

表-2.3 せん断耐力の計算結果

No.	a/d	V_c (kN)	V_w (kN)	V_{cal} (kN)	V_{test} (kN)	V_{test} / V_{cal}	計算値による破壊形式の判定
501A	0.80	104.6	220.5	220.5	273.4	1.24	せん断圧縮
501B	1.60	68.0	101.6	101.6	176.4	1.74	せん断圧縮
501C	2.40	55.8	53.5	55.8	61.7	1.11	斜め引張
501D	3.20	49.7	32.2	49.7	56.6	1.14	斜め引張
501E	4.00	46.0	21.3	46.0	50.8	1.10	斜め引張
501F	2.00	60.7	72.3	72.3	136.4	1.89	せん断圧縮
501G	1.60	68.0	101.6	101.6	124.3	1.22	せん断圧縮
8712	3.75	47.0	24.0	47.0	39.4	0.84	斜め引張
901A	2.25	57.4	59.6	59.6	96.1	1.61	せん断圧縮
902A	2.50	54.8	49.9	54.8	84.7	1.55	斜め引張
903A	2.00	60.7	72.3	72.3	96.0	1.33	せん断圧縮
904A	3.00	50.9	36.2	50.9	54.6	1.07	斜め引張
905A	3.50	48.1	27.3	48.1	56.1	1.17	斜め引張
909A	1.50	70.4	111.3	111.3	165.8	1.49	せん断圧縮
8701	1.00	90.0	180.8	180.8	225.2	1.25	せん断圧縮
8702	1.60	68.0	101.6	101.6	158.6	1.56	せん断圧縮
8703	2.00	60.7	72.3	72.3	121.1	1.67	せん断圧縮
8704	2.40	55.8	53.5	55.8	110.8	1.99	斜め引張
8702A	1.60	68.0	101.6	101.6	186.7	1.84	せん断圧縮
8704A	2.40	55.8	53.5	55.8	87.5	1.57	せん断圧縮
8720	2.80	52.3	40.9	52.3	63.3	1.21	斜め引張

注) V_{test} は、計算上の破壊形式がせん断圧縮破壊と判定された場合は $(30 / f_c')^{2/3}$ を乗じ、斜め引張破壊と判定された場合は $(30 / f_c')^{1/3}$ を乗じた。

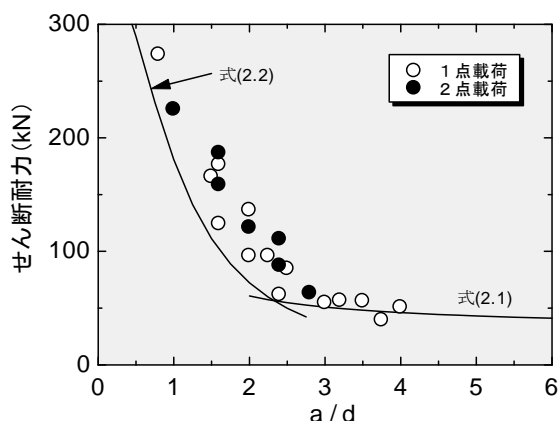


図-2.2 せん断スパン比とせん断耐力の関係

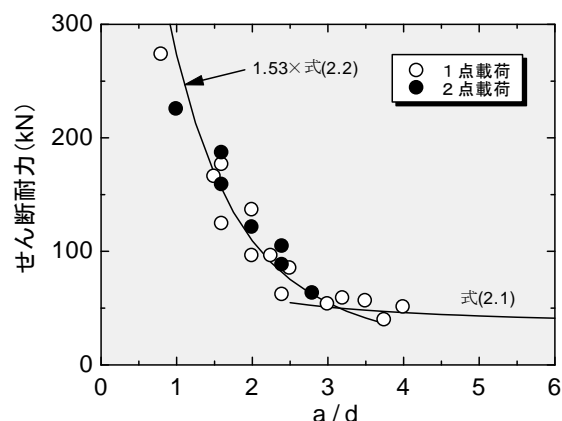


図-2.3 せん断圧縮耐力の補正

上記の計算結果をせん断スパン比で整理すると図-2.2のようになる。この図によれば、計算上において、斜め引張破壊からせん断圧縮破壊に転ずるせん断スパン比は2.3付近である。実験値に目を転ずれば、斜め引張破壊については適合性が良いと思われるが、せん断圧縮破壊についてはせん断スパン比の減少に伴う耐力の増加傾向が良い対応を示しているものの実験値が計算値を大きく上回っている。これは、せん断圧縮破壊の抵抗機構であるタイドアーチの特性に与える影響として支承部の構造が挙げられる。二羽によれば、支承部を水平方向に拘束している場合は拘束していない場合に比べて部材剛性が大きく、耐力は少なくとも30%以上の増加があることを言及している。本章で用いた実験では、支承部は棒球座に鋼製支圧板（幅50mm）を組み合わせた簡便な構造となっており、支承部の水平反力を完全に排除するには不十分だったと思われる。

せん断圧縮破壊と判定された供試体について計算値との比をとれば、平均で1.53倍となり、50%程度の増加があることとなる。ここで、算定値 V_w に1.53を乗じて図を書き直すと図-2.3が得られる。このとき、斜め引張破壊からせん断圧縮破壊に転ずるせん断スパン比は、やや大きくなり3.2程度となる。また、目視によって判定された破壊形式（表-2.1および表-2.2参照）は、せん断圧縮耐力として $1.53 \times V_w$ を用いた方が良く一致することとなった。結果的には、斜め引張破壊と判定される供試体は4体となり、これらの供試体について実験値/計算値の比をとれば平均で1.06が得られることから、斜め引張耐力の算定値についても適合性の向上が得られた。

次節以降の実験においても同じ支持方式を用いているので、せん断圧縮破壊に対する検討を行う実験供試体については、ディーブームのせん断耐力算定式として次式を用いることとする。

$$V_w = 1.53 \times \frac{0.24 f_c^{1/3} (1 + \sqrt{P_w}) (1 + 3.33 r/d)}{1 + (a/d)^2} b_w \cdot d \quad (2.3)$$

2.3 多点荷重を受けるRCはりのせん断耐力の検討

分布荷重が作用したRCはりのせん断耐力については、合理的な算定方法が確立されていないのが現状である。一般に、分布荷重が作用したはりでは、集中荷重が作用したはりに比べてせん断耐力が増加することが知られている。

岩崎・丸山らの研究によれば、多点荷重を受けるRCはりのせん断耐力は、これら荷重の合力作用位置と等しい位置に1個の集中荷重（対称2点载荷）を受けるはりのせん断耐力とほぼ等しいことを示した。井畔・塩屋らは、大型RCはりを用いて、水圧による等分布荷重を作用させた実験を行い、支間長の1/4の位置に集中荷重を受ける場合のせん断スパンと等価であると見なしている。このときの照査せん断力は、さらにその半分の位置、すなわち支間長の1/8の位置におけるせん断力としている。一方で、二羽らは等分布荷重を多数の仮想上の集中荷重に分割し、個々の集中荷重が単独で作用した場合の作用せん断力（破壊位置に起因する低減が行われている）とせん断耐力との比の総和を用いて累積損傷をとる評価方法、いわゆるマイナー則の適用を試みている（図-2.4参照）。また、桧貝らや石橋らの研究においても、破壊位置の影響を取り入れたマイナー則を適用した耐力算定法を提案している（詳細は後述）。

以上が代表的な分布荷重・多点荷重を受けるRCはりの研究であるが、単純な方法からやや複雑な方法まで様々であり決めてとなるような提案には至っていない。本節では、2.2で用いられた同一断面のRCはりによる多点载荷の実験結果と他の研究者らによって行われた実験結果を用いてせん断耐力算定法を検討するものである。

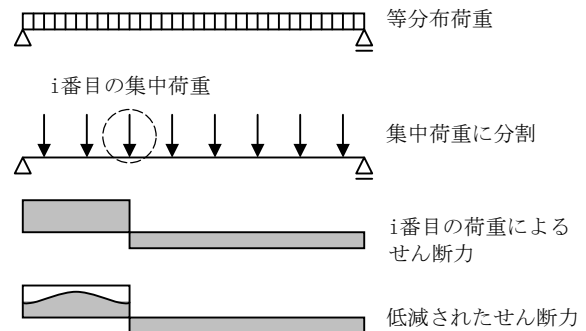


図-2.4 荷重分割法の手順（二羽らの研究）

(1) 実験概要

供試体は、図-2.5に示すように100kN油圧ラム（理研精機）を1系統の油圧ポンプ（大阪ジャッキ）に接続し、パスカルの原理により完全に均等な油圧が作用する装置を用いて载荷が行われた。

供試体一覧を表-2.4に、破壊状況を図-2.6に示す。破壊形式は目視により判

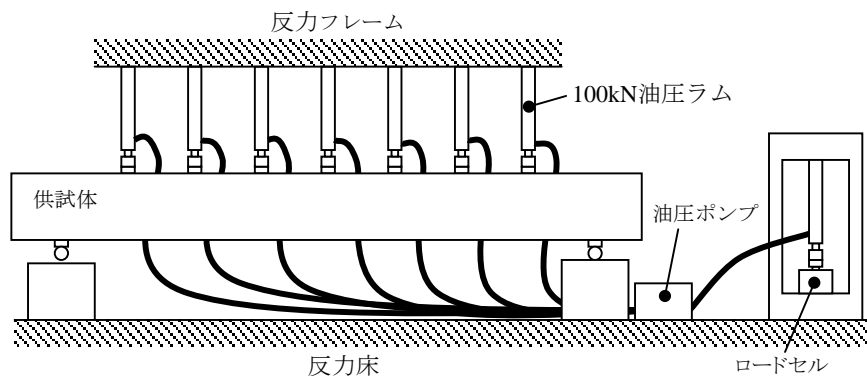
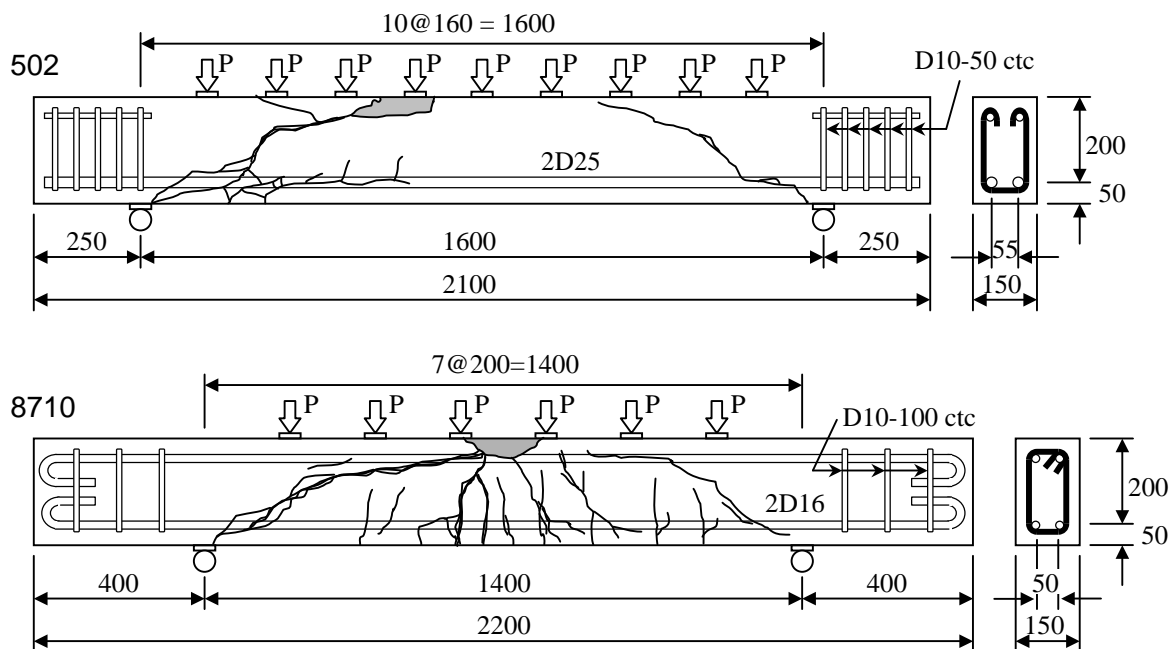


図-2.5 载荷システム

定されたものである。供試体502は斜め引張破壊で、供試体8710は曲げ破壊と斜め引張破壊の混合型である。

表一2.4 多点载荷試験結果

No.	支間 l (mm)	支間内荷重		主鉄筋	鉄筋比 p (%)	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	破壊荷重 P_B (kN)	破壊形式
		点数	間隔(mm)					
502	1600	9	160	2D25	3.38	27.0	21.6×9	斜め引張
8710	1400	6	200	2D16	1.06	27.8	25.5×6	曲げ, 斜め引張



図一2.6 供試体の破壊状況（多点载荷試験）

(2) せん断耐力算定法の考察

同一断面で同一スパンのはりでは、多点载荷された場合（供試体502）と1点载荷された場合（供試体501E）を比較すると、実験により得られた破壊荷重は前者が194.4kN、後者が98.0kNである。両者の破壊荷重の差は、コンクリート圧縮強度が同一であることから、純粋に多点荷重と1点集中荷重の違いによるものである。破壊形式はいずれも斜め引張破壊と考えられるが、結果的には多点荷重のはりは1点集中荷重のはりに比べてほぼ2倍の耐力となっている。

ところで、はりにおけるせん断スパン比 a/d は、耐力算定式に見られるように、はりのせん断耐力に対する主要な影響因子の1つである。分布荷重や多点荷重などの任意荷重状態のせん断耐力を推定

しようとする場合、最も簡単な方法として、せん断耐力式中の a/d を $M/V \cdot d$ に置き換える方法がある。なぜならば、1点または対称2点荷重の場合、載荷点の曲げモーメントを M と置くと、 a/d は $M/V \cdot d$ と等しいからである。しかしながら、この方法はせん断破壊が起こる位置と断面力を算定する位置との関係が不明確であること、およびせん断スパン比が小さい場合のアーチ効果における幾何学的な意味での a/d の影響が不明瞭になること等の問題が生じる。そこで、前述の桧貝らの研究および石橋らの研究では、それぞれ具体的な内容は異なるものの、ほぼ共通した考え方として以下のような仮定をとっている。

- 1) 通常の耐力式における a/d の影響は、せん断スパン a の中で最も弱い位置で破壊するときに対応しており、より一般的には荷重位置と破壊位置の両者の関係で耐力が定まる。
- 2) 組合せ荷重によるせん断破壊に対して、線形被害則が成り立つ。すなわち、荷重 P_1, P_2, \dots, P_n が作用するとき、それぞれの荷重によって任意点 x に作用するせん断力を V_1, V_2, \dots, V_n とし、また特定の荷重 P_i のみが単独で作用するときの x 点のせん断耐力を V_{ui} とするとき、次式の値が 1 に達したときに破壊が生じる。

$$D = \sum_{i=1}^n (V_i / V_{ui}) \tag{2.3}$$

ここに、 D : 累積損傷度

V_i : 任意の位置 x において、荷重 P_i によって生じるせん断力

V_{ui} : 任意の位置 x におけるせん断耐力

上記の考え方にしたがうとき、荷重位置 a と破壊位置 x を指定したときのせん断耐力の算定方法を定める必要がある。代表的な方法として、石橋らの提案を紹介すると、**図-2.7**に示すようにせん断耐力算定式中の a/d を $2x/d$ に置き換えて計算された耐力と $2(a-x)/d$ に置き換えて計算された耐力の平均をとるというものである。この手法によれば、せん断スパンの中央付近での破壊 ($x=a/2$ のとき) による耐力が最も小さくなり、破壊位置が支点寄りあるいは載荷点寄りにずれると耐力が増加することとなる。これは、桧貝らによって行われた破壊位置を制御する実験（予定破壊位置以外をせん断補強したはりの実験）でも確認された性状を表すものであり、この手法の有効性が認められる。

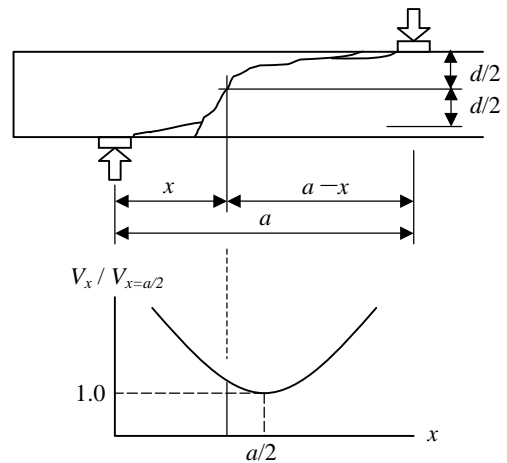
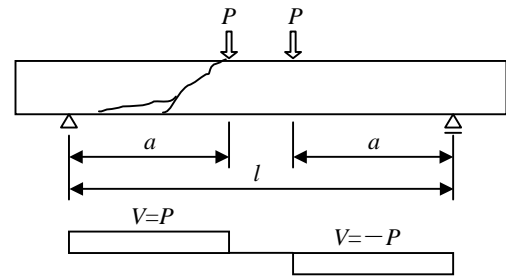


図-2.7 任意の位置におけるせん断耐力

従来の研究（二羽らの研究、桧貝らの研究および石橋らの研究）では、累積損傷をとる場合、前述のように各荷重が単独作用した場合のせん断力に対して損傷を求め累積をとっている。この方法によれば、例えば**図-2.8**に示すように対称2点荷重が作用しているはりでは、せん断スパン a をもつ場合で $V_1 = P(l-a)/l$ 、せん断スパン $(l-a)$ をもつ場合で $V_2 = Pa/l$ とに分けて考えることとなる。しかしながら、実際の作用力を考えればせん断スパン a を持つはりとして $V=P$ に対して照査すればよく、

個別に作用させた荷重に対して累積損傷をとると、異なるせん断スパン比に対して耐力を計算するため一致しないこととなる。したがって、照査に用いるせん断力は全荷重が作用しているときのせん断力成分を考える方が合理的かつ矛盾を生じさせないことは明らかである。

本章では、多点载荷されたRCはりに対して、せん断耐力算定方法として線形被害則による手法を用いることとするが、上記理由より照査する作用せん断力については全荷重作用時のせん断力成分を用いることとする。また、耐力の算定にあたり石橋らの提案による破壊位置を考慮する方法をA法とし、破壊位置を考慮しないで単に個々のせん断力成分のせん断スパン比のみを考慮する方法をB法として、試算を行う。



(荷重を単独作用させた場合の作用せん断力)

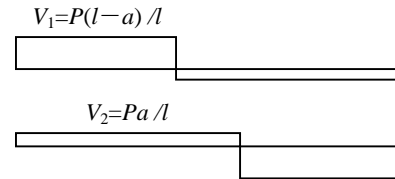


図-2.8 線形被害則（従来方式）

i) A法による評価

A法による各供試体の累積損傷度を図-2.9に示す。計算手順は、破壊位置 x の仮定を行い、個々のせん断力成分に対するせん断耐力を求め、せん断耐力の求め方は、支点から着目している荷重 P_i までの距離を a_i とし ($V_i = P_i$ となる)、せん断スパン比に $2x/d$ と $2(a_i - x)/d$ に用いて得られた2つのせん断耐力の平均ととる。せん断耐力式には、式 (2.1) と式 (2.3) を用い、算定値の大きい方がせん断耐力として採用される。個々のせん断力成分に対し得られたせん断耐力との比をとり、その総和をもって累積損傷度としてあらわす。累積損傷度が最も大きくなる位置が破壊位置となり、そのときの累積損傷度が破壊を表す指標となる。

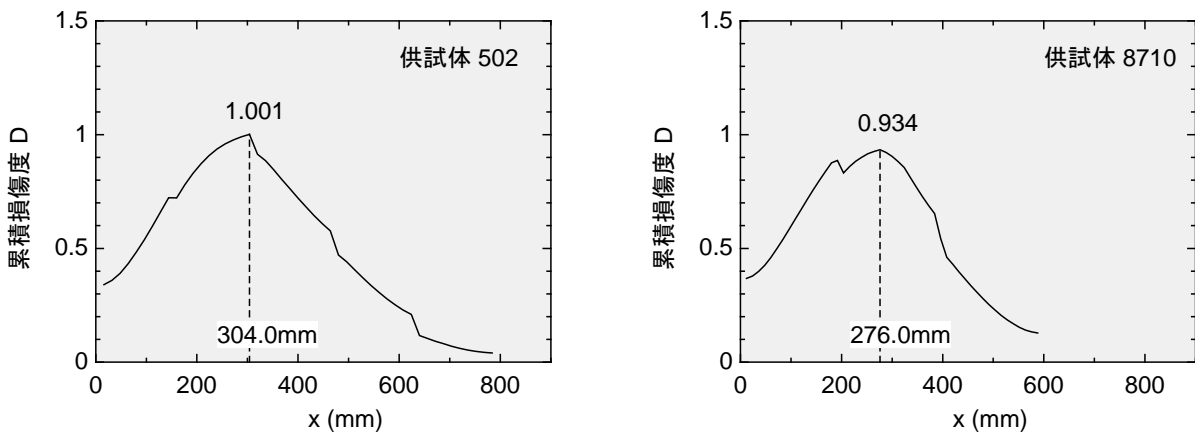


図-2.9 各供試体の累積損傷度

また、図-2.10および図-2.11に見られるように、破壊位置については石橋らが仮定しているように斜めひび割れがはりの上縁から $d/2$ の高さを横切る位置とほぼ一致することとなる。累積損傷度が最大となるときの具体的な算定値は以下のとおりであるが、最左端のせん断力成分は考慮されないこととなる。すなわち、破壊位置より左側の荷重は破壊に対して影響を与えない。なお、累積損傷度に

については、いずれの供試体も1.0付近となるが、実験データが少なく明確な定義付けを行うことは困難である。

供試体502

$x = 304 \text{ mm}$ において $\sum(V_i / V_{ui})$ が最大

$$\frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} + \frac{V_4}{V_{u4}} + \frac{V_5}{V_{u5}} = \frac{21.6}{276.6} + \frac{21.6}{88.1} + \frac{21.6}{48.7} + \frac{10.8}{46.0} = 1.001$$

$$V_{u2} = (50.4 + 502.8) / 2 = 276.6$$

$$V_{u3} = (50.4 + 125.9) / 2 = 88.1$$

$$V_{u4} = (50.4 + 47.1) / 2 = 48.7$$

$$V_{u5} = (50.4 + 41.7) / 2 = 46.0$$

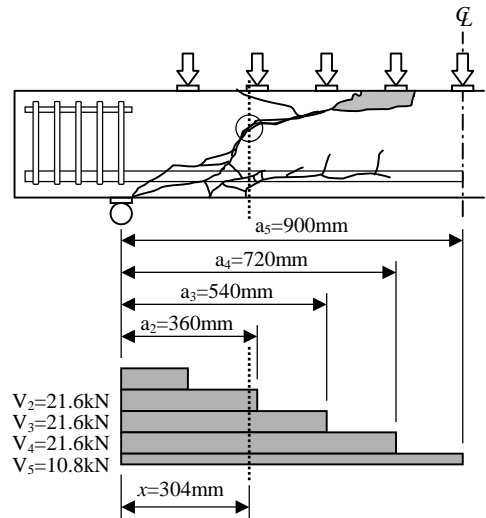


図-2.10 終局時せん断力分布（供試体502）

供試体8710

$x = 276 \text{ mm}$ において $\sum(V_i / V_{ui})$ が最大

$$\frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{25.5}{95.9} + \frac{25.5}{38.2} = 0.934$$

$$V_{u2} = (43.6 + 148.2) / 2 = 95.9$$

$$V_{u3} = (43.6 + 32.8) / 2 = 38.2$$

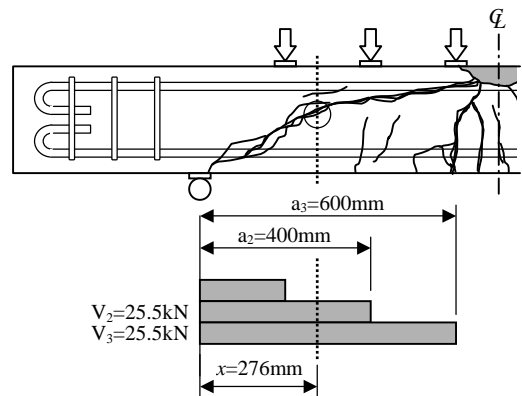


図-2.11 終局時せん断力分布（供試体8710）

岩崎・丸山らが行った実験は、本章の実験とほぼ同様であるが、荷重間隔を種々変化させて載荷を行っている。これらの実験データに対して、本章の実験供試体と同様に A法による評価方法の適用を試みることにした。

実験供試体は、**図-2.12**に示すように支間を2100mmとして断面諸元は同一の供試体である。実験変数は、**表-2.5**に示すように荷重点数（4または6点）および載荷位置としている。なお、荷重位置は支間中央を挟んで左右対称である。載荷には、本節の実験と同様に1系統油圧ポンプから各ジャッキには均等の圧力が作用するシステムを用いている。支圧板には幅100mmの鋼板が用いられている。

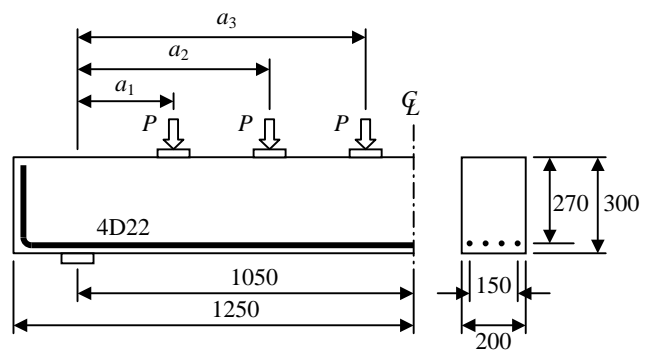


図-2.12 岩崎・丸山らの実験供試体

表-2.5 岩崎・丸山らの実験供試体

No	支間長 l (mm)	断面幅 b_w (mm)	有効高 d (mm)	載荷位置(せん断スパン)			鉄筋比 p (%)	強度 f_c' (N/mm ²)	破壊荷重 P_B (kN)
				a_1 (mm)	a_2 (mm)	a_3 (mm)			
N6	2100	200	270	150	450	—	2.87	30.4	176.4
N7	"	"	"	150	600	—	"	30.4	112.7
N8	"	"	"	150	750	—	"	30.4	88.2
N9	"	"	"	150	900	—	"	30.4	65.7
N10	"	"	"	300	450	—	"	30.4	156.8
N11	"	"	"	300	600	—	"	30.4	101.9
N12	"	"	"	300	750	—	"	30.4	79.4
N13	"	"	"	300	900	—	"	30.4	71.5
N14	"	"	"	450	600	—	"	36.7	76.4
N15	"	"	"	450	750	—	"	36.7	63.7
N16	"	"	"	450	900	—	"	36.7	61.7
N17	"	"	"	600	750	—	"	36.7	64.7
N18	"	"	"	600	900	—	"	30.4	42.1
N19	"	"	"	150	300	450	"	30.4	131.3
N20	"	"	"	150	300	600	"	30.4	122.5
N21	"	"	"	150	450	600	"	30.4	73.5
N22	"	"	"	150	450	750	"	30.4	72.5
N23	"	"	"	300	600	900	"	30.4	49.0
N24	"	"	"	300	450	600	"	30.4	73.5
N25	"	"	"	300	600	750	"	30.4	51.0
N26	"	"	"	450	600	900	"	30.4	39.2
N27	"	"	"	450	600	750	"	30.4	47.0
N28	"	"	"	600	750	900	"	30.4	29.4

注) 破壊荷重は最大荷重時におけるジャッキ1本あたりの荷重をあらわす。

試算結果を以下に示す。

$$\text{供試体N6} \quad x = 130 \text{ mm} \text{ において} \quad \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{176.4}{568.7} + \frac{176.4}{254.4} = 1.003$$

$$\text{供試体N7} \quad x = 300 \text{ mm} \text{ において} \quad \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{112.7}{127.9} = 0.881$$

$$\text{供試体N8} \quad x = 370 \text{ mm} \text{ において} \quad \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{88.2}{87.2} = 1.021$$

$$\text{供試体N9} \quad x = 450 \text{ mm} \text{ において} \quad \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{65.7}{77.7} = 0.845$$

$$\text{供試体N10} \quad x = 200 \text{ mm} \text{ において} \quad \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{156.8}{364.1} + \frac{156.8}{204.6} = 1.197$$

$$\text{供試体N11} \quad x = 280 \text{ mm} \text{ において} \quad \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{101.9}{443.2} + \frac{101.9}{129.0} = 1.020$$

供試体N12	$x = 370 \text{ mm}$ において	$\frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{79.4}{87.2} = 0.911$
供試体N13	$x = 450 \text{ mm}$ において	$\frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{71.5}{77.7} = 0.920$
供試体N14	$x = 270 \text{ mm}$ において	$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{76.4}{241.1} + \frac{76.4}{147.8} = 0.834$
供試体N15	$x = 350 \text{ mm}$ において	$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{63.7}{333.8} + \frac{63.7}{99.8} = 0.829$
供試体N16	$x = 410 \text{ mm}$ において	$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{61.7}{438.7} + \frac{61.7}{83.0} = 0.884$
供試体N17	$x = 350 \text{ mm}$ において	$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{64.7}{153.0} + \frac{64.7}{99.8} = 1.071$
供試体N18	$x = 380 \text{ mm}$ において	$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{42.1}{146.4} + \frac{42.1}{79.6} = 0.817$
供試体N19	$x = 130 \text{ mm}$ において	$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{131.3}{568.7} + \frac{131.3}{343.9} + \frac{131.3}{254.4} = 1.129$
供試体N20	$x = 280 \text{ mm}$ において	$\frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{122.5}{443.2} + \frac{122.5}{129.0} = 1.226$
供試体N21	$x = 270 \text{ mm}$ において	$\frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{73.5}{212.7} + \frac{73.5}{130.4} = 0.909$
供試体N22	$x = 360 \text{ mm}$ において	$\frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{72.5}{309.7} + \frac{72.5}{87.8} = 1.059$
供試体N23	$x = 380 \text{ mm}$ において	$\frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{49.0}{146.4} + \frac{49.0}{79.6} = 0.951$
供試体N24	$x = 260 \text{ mm}$ において	$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{73.5}{429.8} + \frac{73.5}{208.1} + \frac{73.5}{132.4} = 1.080$
供試体N25	$x = 280 \text{ mm}$ において	$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{51.0}{443.2} + \frac{51.0}{129.0} + \frac{51.0}{109.9} = 0.974$
供試体N26	$x = 340 \text{ mm}$ において	$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{39.2}{280.0} + \frac{39.2}{132.4} + \frac{39.2}{87.9} = 0.882$
供試体N27	$x = 330 \text{ mm}$ において	$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{47.0}{266.6} + \frac{47.0}{130.4} + \frac{47.0}{94.3} = 1.035$
供試体N28	$x = 380 \text{ mm}$ において	$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{29.4}{146.4} + \frac{29.4}{87.2} + \frac{29.4}{79.6} = 0.908$

岩崎・丸山らの実験供試体に対する試算結果について、累積損傷度に対する度数分布を表すと図-2.13のようである。このとき、全供試体の累積損傷度の平均値は0.973で、それに対する標準偏差は0.114である。

本節の実験供試体2体および岩崎・丸山らの実験供試体23体について、A法によるせん断耐力の評価を行った結果、累積損傷度はほぼ1.0と考えてよいと思われる。また、損傷度のばらつきは少なく、A法による評価方法の適用が十分に可能である。

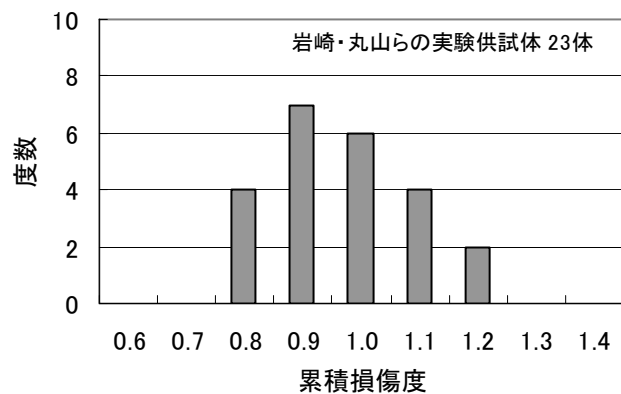


図-2.13 累積損傷度の度数分布 (A法)

ii) B法による評価

B法はA法に比べて、計算が簡便である。計算手順は、作用しているせん断力成分 $P_i (=V_i)$ のせん断スパン比 a_i/d をそのまま耐力式に用いて V_{ui} を算定し、 $\sum(V_i/V_{ui})$ をとる。耐力式にはA法と同様に式(2.1)と式(2.3)を用い、算定値の大きい方がせん断耐力として採用されるが、A法との大きな違いは、破壊位置を考慮しないので多くの計算を要しない点にある。試算結果を以下に示す。

供試体502

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} + \frac{V_4}{V_{u4}} + \frac{V_5}{V_{u5}} = \frac{21.6}{314.5} + \frac{21.6}{144.9} + \frac{21.6}{76.3} + \frac{21.6}{48.0} + \frac{10.8}{44.3} = 1.194$$

供試体8710

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{25.5}{188.0} + \frac{25.5}{75.2} + \frac{25.5}{37.6} = 1.153$$

破壊位置を考慮しないB法では、支점에近接したせん断力成分に対する損傷も加算されることとなる。結果的には、A法に比べて若干の安全側近似となる試算結果となった。同様に、岩崎・丸山らの実験供試体についてもB法による試算を行ってみると以下の結果が得られる。

$$\text{供試体N6} \quad \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{176.4}{580.4} + \frac{176.4}{201.1} = 1.181$$

$$\text{供試体N7} \quad \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{112.7}{580.4} + \frac{112.7}{127.9} = 1.075$$

$$\text{供試体N8} \quad \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{88.2}{580.4} + \frac{88.2}{87.1} = 1.164$$

$$\text{供試体N9} \quad \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{65.7}{580.4} + \frac{65.7}{77.7} = 0.958$$

$$\begin{aligned}
\text{供試体N10} \quad & \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{156.8}{339.9} + \frac{156.8}{201.1} = 1.241 \\
\text{供試体N11} \quad & \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{101.9}{339.9} + \frac{101.9}{127.9} = 1.096 \\
\text{供試体N12} \quad & \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{79.4}{339.9} + \frac{79.4}{87.1} = 1.145 \\
\text{供試体N13} \quad & \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{71.5}{339.9} + \frac{71.5}{77.7} = 1.130 \\
\text{供試体N14} \quad & \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{76.4}{228.0} + \frac{76.4}{145.0} = 0.862 \\
\text{供試体N15} \quad & \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{63.7}{228.0} + \frac{63.7}{98.8} = 0.924 \\
\text{供試体N16} \quad & \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{61.7}{228.0} + \frac{61.7}{82.8} = 1.016 \\
\text{供試体N17} \quad & \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{64.7}{145.0} + \frac{64.7}{98.8} = 1.101 \\
\text{供試体N18} \quad & \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{42.1}{127.9} + \frac{42.1}{77.7} = 0.871 \\
\text{供試体N19} \quad & \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{131.3}{580.4} + \frac{131.3}{339.9} + \frac{131.3}{201.1} = 1.266 \\
\text{供試体N20} \quad & \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{122.5}{580.4} + \frac{122.5}{339.9} + \frac{122.5}{127.9} = 1.529 \\
\text{供試体N21} \quad & \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{73.5}{580.4} + \frac{73.5}{201.1} + \frac{73.5}{127.9} = 1.067 \\
\text{供試体N22} \quad & \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{72.5}{580.4} + \frac{72.5}{201.1} + \frac{72.5}{87.1} = 1.317 \\
\text{供試体N23} \quad & \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{49.0}{339.9} + \frac{49.0}{127.9} + \frac{49.0}{77.7} = 1.157 \\
\text{供試体N24} \quad & \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{73.5}{339.9} + \frac{73.5}{201.1} + \frac{73.5}{127.9} = 1.156 \\
\text{供試体N25} \quad & \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{51.0}{339.9} + \frac{51.0}{127.9} + \frac{51.0}{87.1} = 1.134 \\
\text{供試体N26} \quad & \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{39.2}{201.1} + \frac{39.2}{127.9} + \frac{39.2}{77.7} = 1.006
\end{aligned}$$

$$\text{供試体N27} \quad \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{47.0}{201.1} + \frac{47.0}{127.9} + \frac{47.0}{87.1} = 1.141$$

$$\text{供試体N28} \quad \frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{29.4}{127.9} + \frac{29.4}{87.1} + \frac{29.4}{77.7} = 0.945$$

試算の結果、累積損傷度の平均値は1.108で、その標準偏差は0.148である(図-2.14参照)。A法に比べると、平均値で10%ほど増加しており、安全側の近似にシフトすることとなる。標準偏差はA法に比べると30%ほど大きくなるが、じゅうぶんに適用可能な範囲内であると判断できる。

以上のことより、多点荷重を受ける場合はりのせん断破壊に対する安全性の検討に、A法およびB法の有効性が確認できたと思われる。

等分布荷重を受けるはりに対しては、井畔らによって支間の1/4をせん断スパンとして耐力を算定し、支間の1/8点における作用せん断力に対して照査を行う方法が示されている(図-2.15参照)。本節で取り扱った実験供試体の中で、荷重点間隔が均等なもの3体について、この手法を適用すると以下の値が得られた。この結果によれば、3体とも照査用のせん断力に対して、せん断耐力がやや上回ることとなった。

- 1) 本節の実験 No.502 $l/8$ 点の照査せん断力 $V = 97.2kN$
(9点載荷) せん断スパンを $l/4$ としたときのせん断耐力 $V_u = 103.1kN$ ($V/V_u = 0.943$)
- 2) 本節の実験 No.8710 $l/8$ 点の照査せん断力 $V = 76.5kN$
(6点載荷) せん断スパンを $l/4$ としたときのせん断耐力 $V_u = 92.5kN$ ($V/V_u = 0.827$)
- 3) 岩崎・丸山ら N23供試体 $l/8$ 点の照査せん断力 $V = 147.0kN$
(6点載荷) せん断スパンを $l/4$ としたときのせん断耐力 $V_u = 158.9kN$ ($V/V_u = 0.925$)

井畔らの実験は水圧を利用した完全な分布荷重であるのに対し、本節の実験はジャッキによる多点載荷である。分布荷重から集中荷重に以降にするに当たって耐力が減少することを考えれば、妥当な結果であると言える。このことから、井畔らの手法は多点載荷に対して危険側の評価になることが示唆されたが、本節で提案した累積損傷による手法は、荷重の位置、大きさがランダムに作用しても対応できること、分布荷重に対しても等価な多点荷重に置き換えて対応できるところに利点がある。

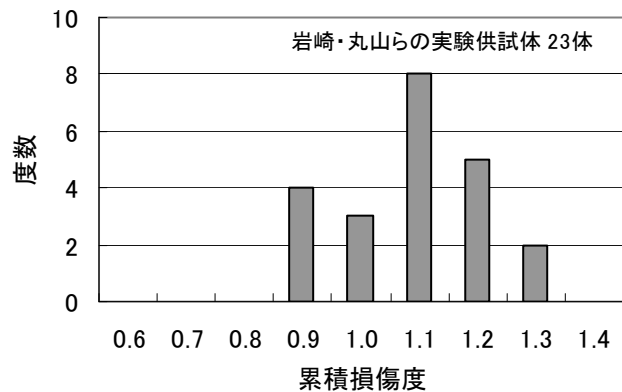


図-2.14 累積損傷度の度数分布 (B法)

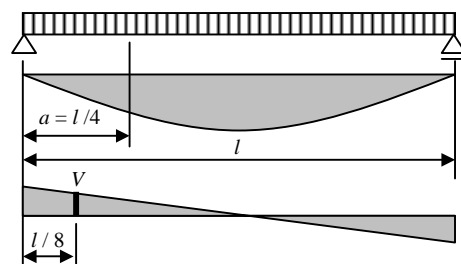


図-2.15 等分布荷重を受けるはりのせん断耐力

2.4 支点モーメントを有するRCはりのせん断耐力の検討

池田らは、**図-2.16**に示すように単純ばりの一端を張り出してその先端に一定荷重を作用させることにより支点上に端モーメントを与えて実験を行い、以下のことを明らかにしている。

- 1) 支点上に一定の端モーメントを有する単純ばりでは、端モーメントがはりのせん断耐力に顕著に影響している。
- 2) この場合のせん断抵抗の評価方法としては、せん断スパン比 a/d と同じ概念である $M/(Vd)$ (ここで、 M は支点上または支間内の最大モーメント、 V はせん断力、 d は有効高さ) で表すことができる。すなわち、 $M/(Vd)$ が概ね 2.5 以下では斜めひび割れ発生後の残存アーチ耐力によってせん断耐力が大きくなる。
- 3) 上記の事実は、単純ばりの場合に広く知られているせん断耐力と a/d の関係が、端モーメントを有するはりの場合にも適用できることを示すものである。ただし、この場合はせん断スパン a はモーメントのピーク点から反曲点までの距離である。
- 4) 端モーメントが負でなく正の場合には、せん断スパンに曲げひび割れが発生しやすいため、せん断耐力が低下することが考えられるが、その影響はそれほど顕著ではない。このことは、単純ばりで a/d が 3.0 以上になるとほとんどせん断耐力が一定になることに対応している。

本節では、上記のことを踏まえて、支点モーメントを有するRCはりに対するせん断耐力の算定法を確立することを目的とした。以下では、池田らと同様の実験を行うことにより検討を行う。

(1) 実験概要

実験供試体は、2.2節および2.3節で用いた供試体と同じ断面寸法である。主な実験変数は、せん断スパン比、正負モーメント比および鉄筋比とした。荷重方法を**図-2.17**に示す。荷重 P_1 と P_2 は荷重分配桁を介して作用させ、上載荷重 P の位置を変化させることにより、荷重比すなわち正負モーメント比を変化させることができる。なお、供試体は a_2 区間を試験範囲として、その他の区間はスタラップによりせん断補強を行っている。

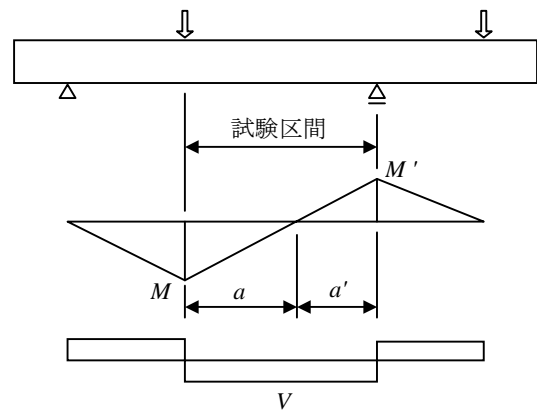


図-2.16 張り出しを有するはり

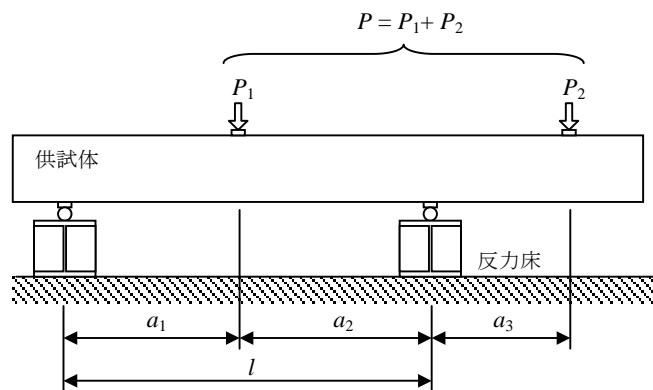


図-2.17 荷重方法

供試体の諸元および実験結果を表-2.6から表-2.8に示す。供試体は、すべて複鉄筋断面で、グループAは正負とも鉄筋比は3.38% (2D25)，グループBは正負とも鉄筋比は2.53% (2D22)，グループCは正鉄筋比が3.38%で負鉄筋比が1.91% (2D19) である。各供試体の破壊状況を図-2.18に示す。

表-2.6 張出し載荷試験結果 (グループA)

No.	支間 l (mm)	せん断スパン			荷重比 P_1/P	正鉄筋比 p_{wp} (%)	負鉄筋比 p_{wn} (%)	圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	破壊荷重 P_B (kN)
		a_1 (mm)	a_2 (mm)	a_3 (mm)					
504A	1600	800	800	534	0.666	3.38	3.38	27.8	135.2
504B	1600	800	800	534	0.571	3.38	3.38	27.8	168.6
504C	1600	800	800	534	0.769	3.38	3.38	24.7	97.0
504D	1600	640	960	534	0.660	3.38	3.38	24.7	127.4
504E	1600	640	960	534	0.556	3.38	3.38	24.7	151.9
504F	1600	960	640	534	0.689	3.38	3.38	25.4	171.5
504G	1600	960	640	534	0.604	3.38	3.38	25.4	186.2
504H	1600	640	960	534	0.597	3.38	3.38	26.4	166.6
504 I	1600	960	640	534	0.637	3.38	3.38	26.4	154.8
8507	1600	960	640	477	0.667	3.38	3.38	28.8	161.7
8513	1600	960	640	416	0.500	3.38	3.38	31.2	217.6
8514	1600	960	640	400	0.606	3.38	3.38	26.1	176.4
9201	450	150	300	150	0.667	3.38	3.38	35.5	480.2
9202	500	100	400	100	0.400	3.38	3.38	24.9	774.2
9203	600	100	500	200	0.500	3.38	3.38	26.1	501.8
9204	1000	200	800	200	0.400	3.38	3.38	28.0	415.5
9205	1350	300	1050	300	0.519	3.38	3.38	36.0	221.5
9206	1400	300	1100	300	0.571	3.38	3.38	29.5	292.0

表-2.7 張出し載荷試験結果 (グループB)

No.	支間 l (mm)	せん断スパン			荷重比 P_1/P	正鉄筋比 p_{wp} (%)	負鉄筋比 p_{wn} (%)	圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	破壊荷重 P_B (kN)
		a_1 (mm)	a_2 (mm)	a_3 (mm)					
8614	600	150	450	300	0.667	2.53	2.53	25.6	344.0
8615	900	300	600	300	0.500	2.53	2.53	22.3	156.8
8617	800	150	650	500	0.670	2.53	2.53	22.2	155.8
8618	1100	300	800	500	0.669	2.53	2.53	22.2	178.4
8620	1000	150	850	700	0.665	2.53	2.53	27.0	100.9
8621	1300	300	1000	700	0.665	2.53	2.53	27.4	98.0
8623	1200	150	1050	900	0.667	2.53	2.53	23.9	95.1
DG152	600	150	450	300	0.667	2.53	2.53	26.4	344.0
DG153	900	300	600	300	0.500	2.53	2.53	24.3	166.6
DG252	800	150	650	500	0.670	2.53	2.53	23.9	156.8
DG253	1100	300	800	500	0.669	2.53	2.53	23.9	196.0
DG352	1000	150	850	700	0.665	2.53	2.53	27.2	98.0
DG353	1300	300	1000	700	0.665	2.53	2.53	28.5	107.8
DG452	1200	150	1050	900	0.667	2.53	2.53	28.5	98.0

表-2.8 張出し載荷試験結果 (グループC)

No.	支間 l (mm)	せん断スパン			荷重比 P_1/P	正鉄筋比 p_{wp} (%)	負鉄筋比 p_{wn} (%)	圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	破壊荷重 P_B (kN)
		a_1 (mm)	a_2 (mm)	a_3 (mm)					
9106	340	100	240	100	0.588	3.38	1.91	31.1	658.6
9101	680	200	480	200	0.588	3.38	1.91	27.9	280.3
9105	850	250	600	250	0.588	3.38	1.91	33.4	289.1
9102	1020	300	720	300	0.588	3.38	1.91	32.9	156.8
9103	1360	400	960	400	0.588	3.38	1.91	34.3	176.4
9104	1700	500	1200	500	0.588	3.38	1.91	32.0	137.2

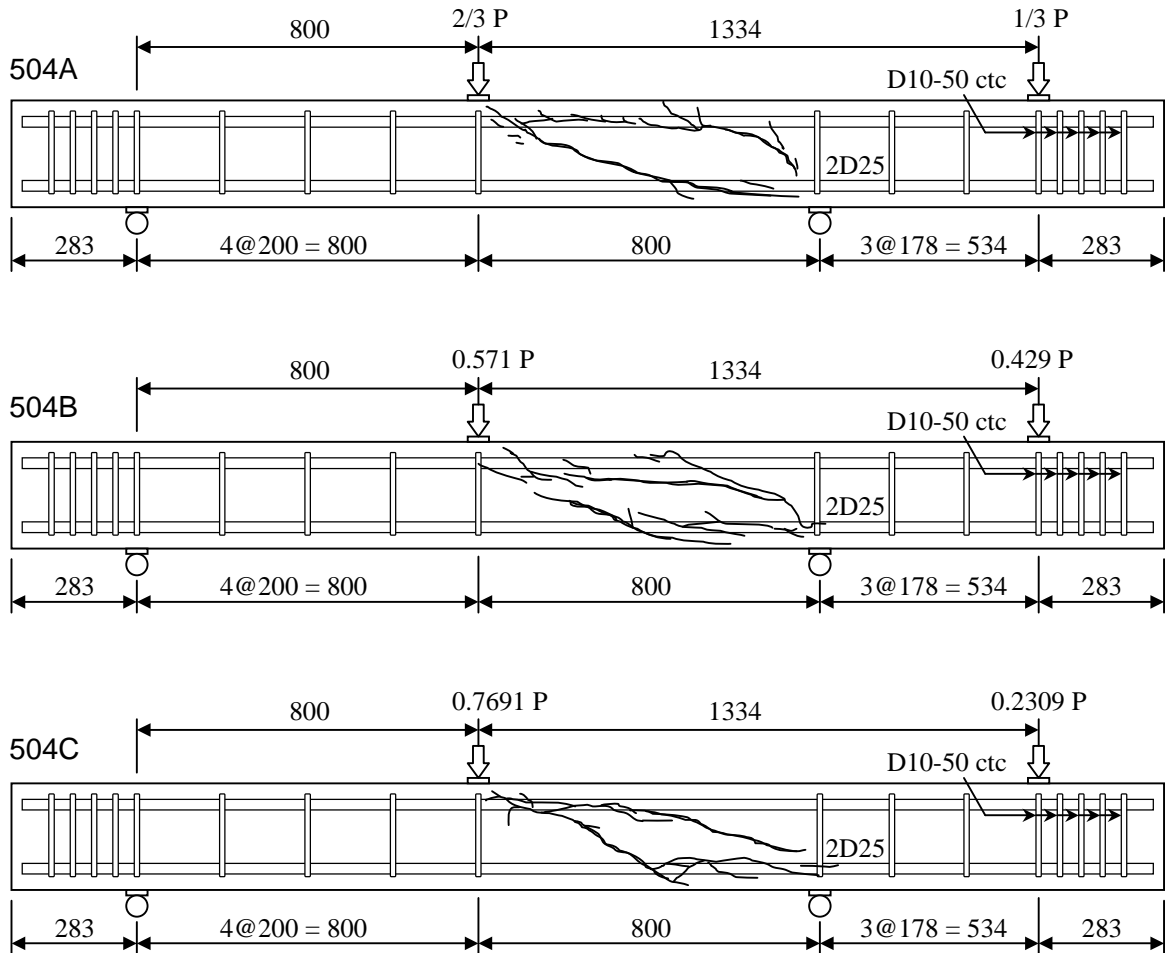


図-2.18 (1) 破壊状況

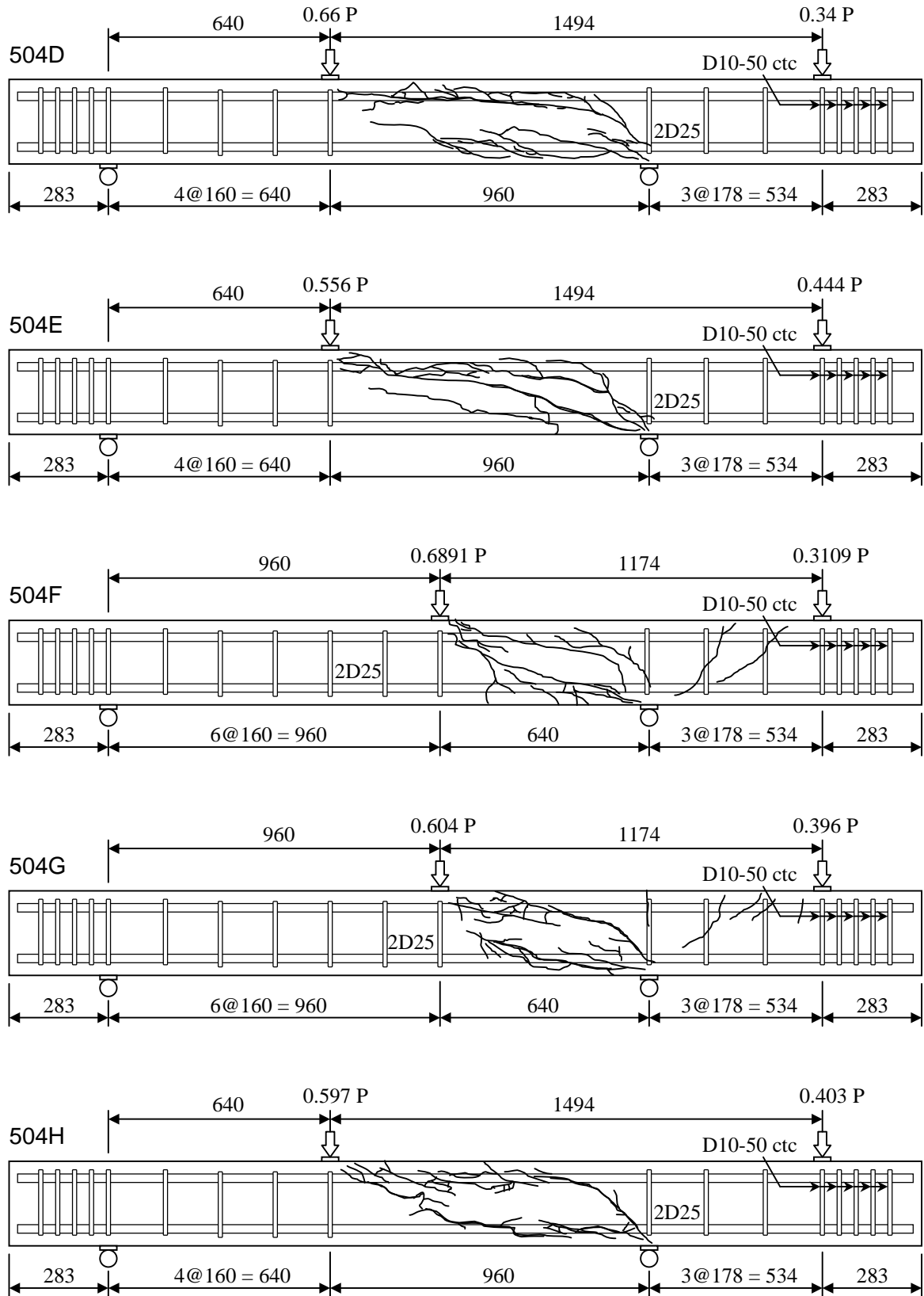


図-2.18 (2) 破壊状況

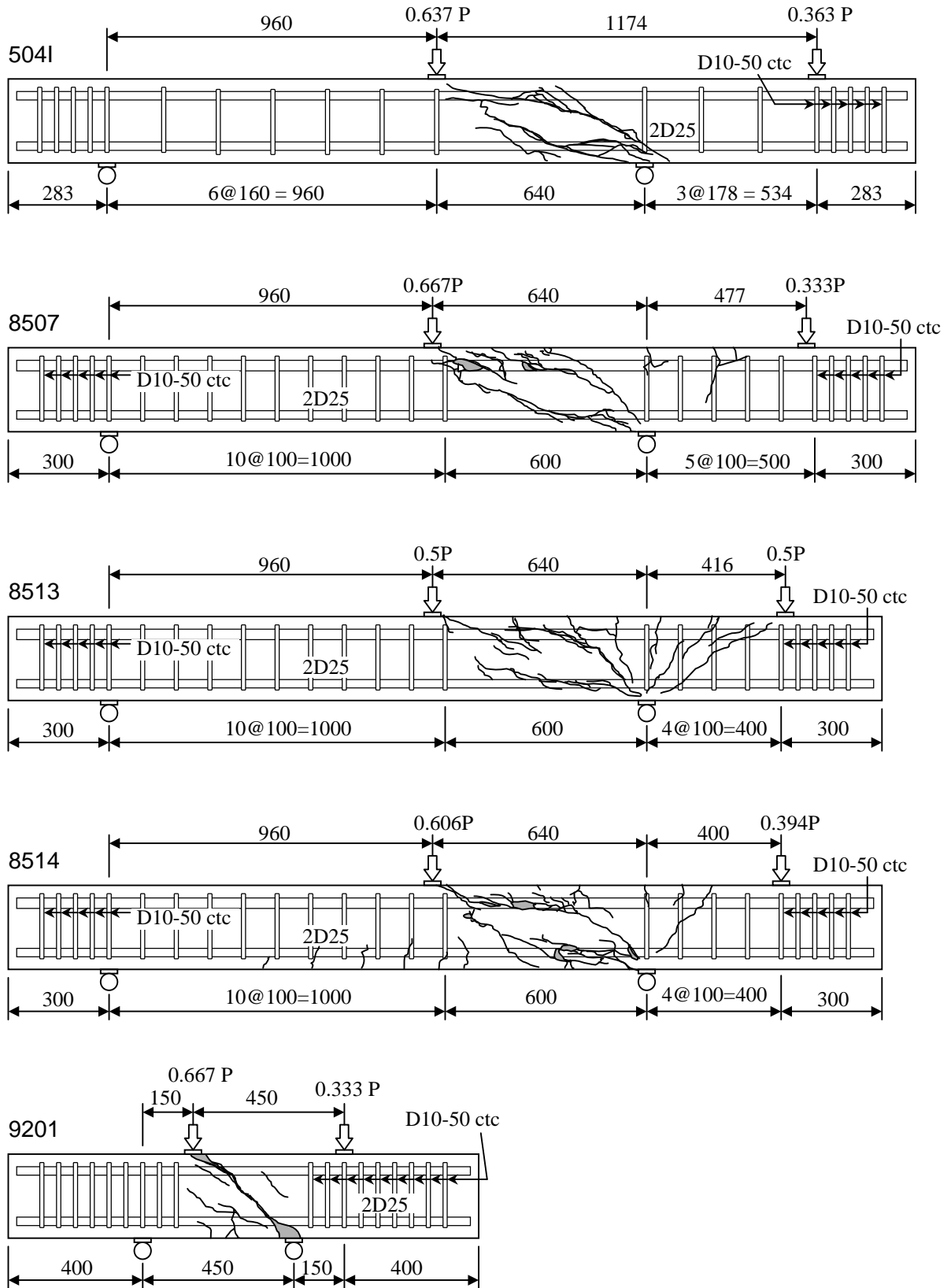


図-2.18 (3) 破壊状況

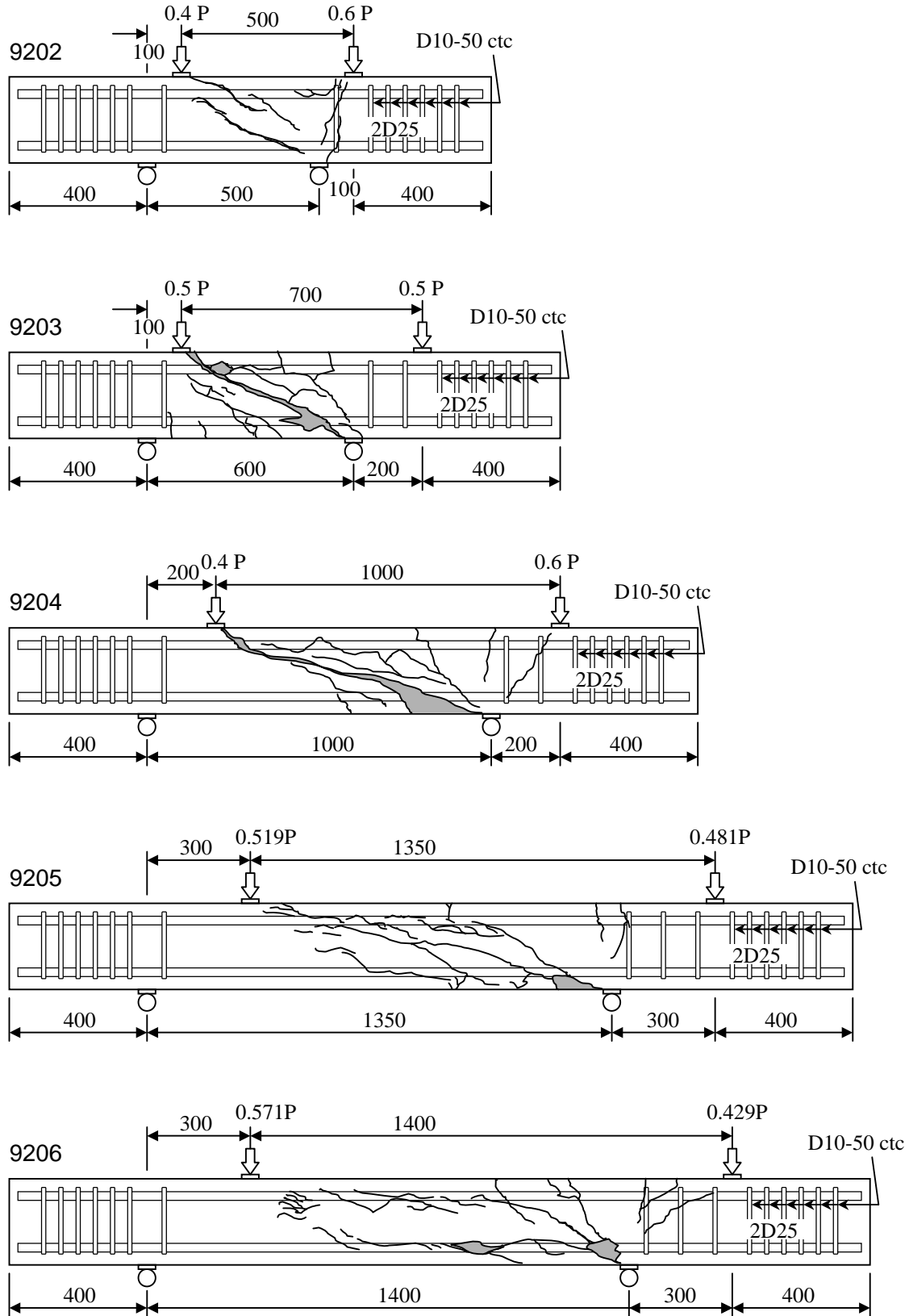


図-2.18 (4) 破壊状況

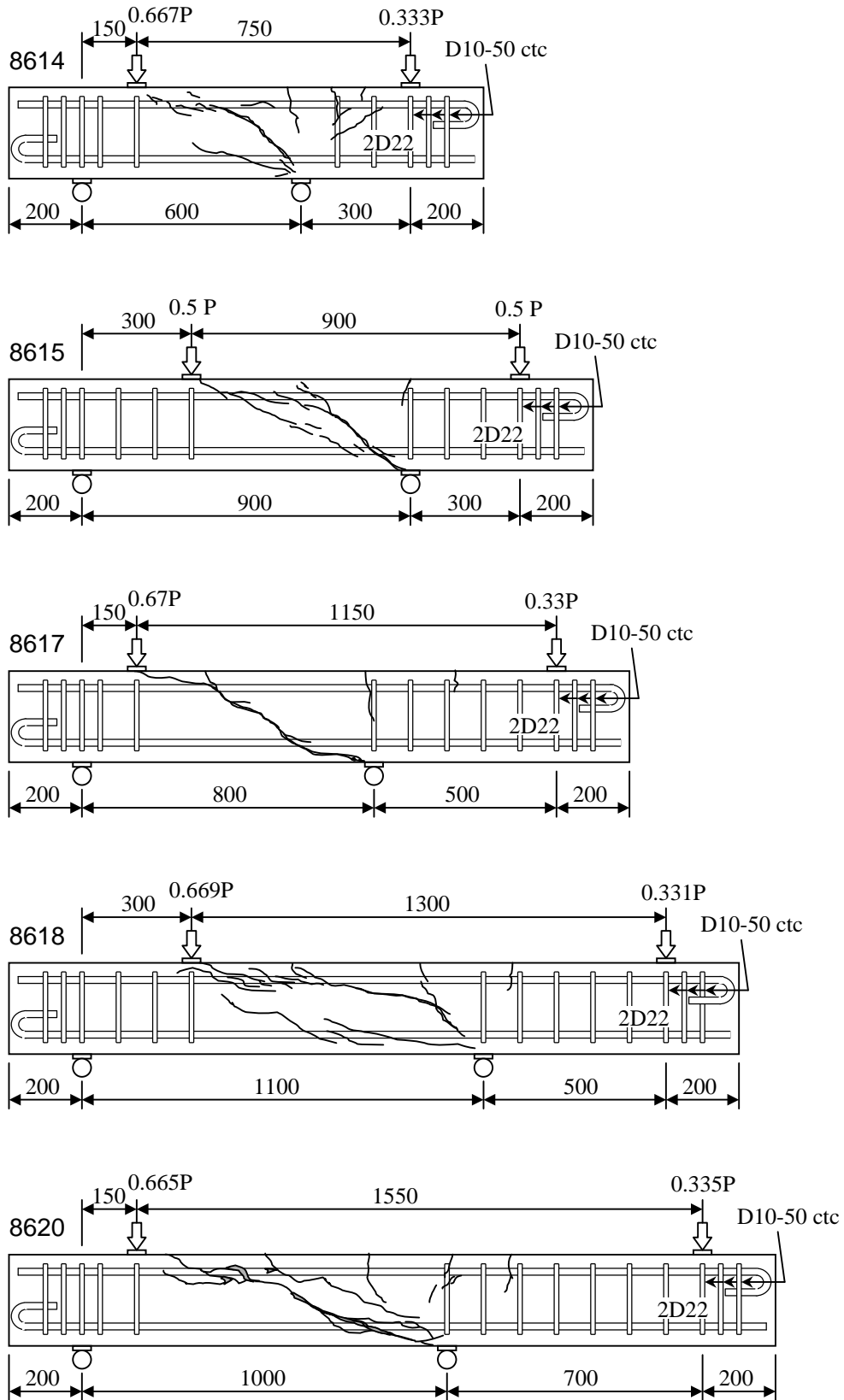


図-2.18 (5) 破壊状況

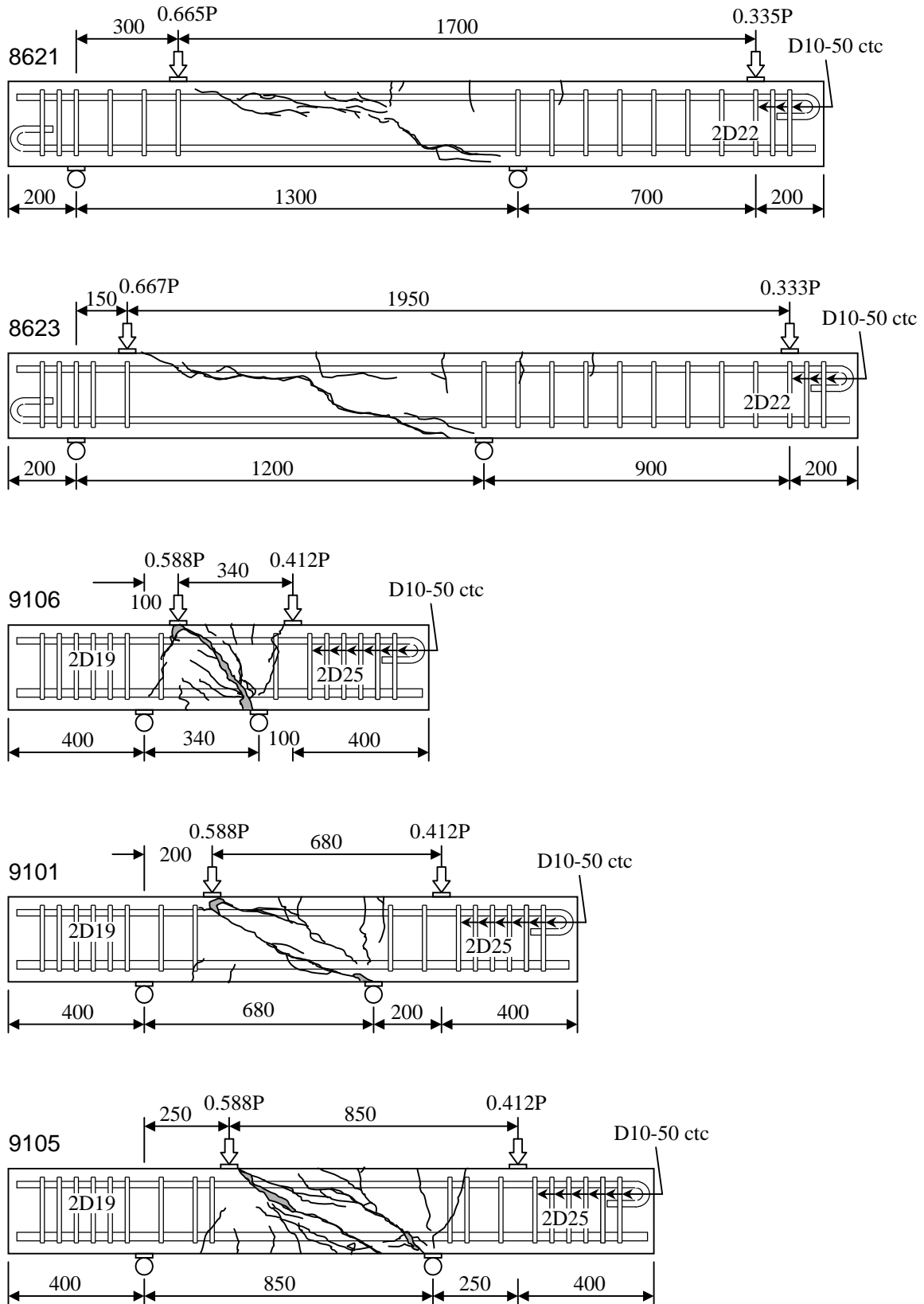


図-2.18 (6) 破壊状況

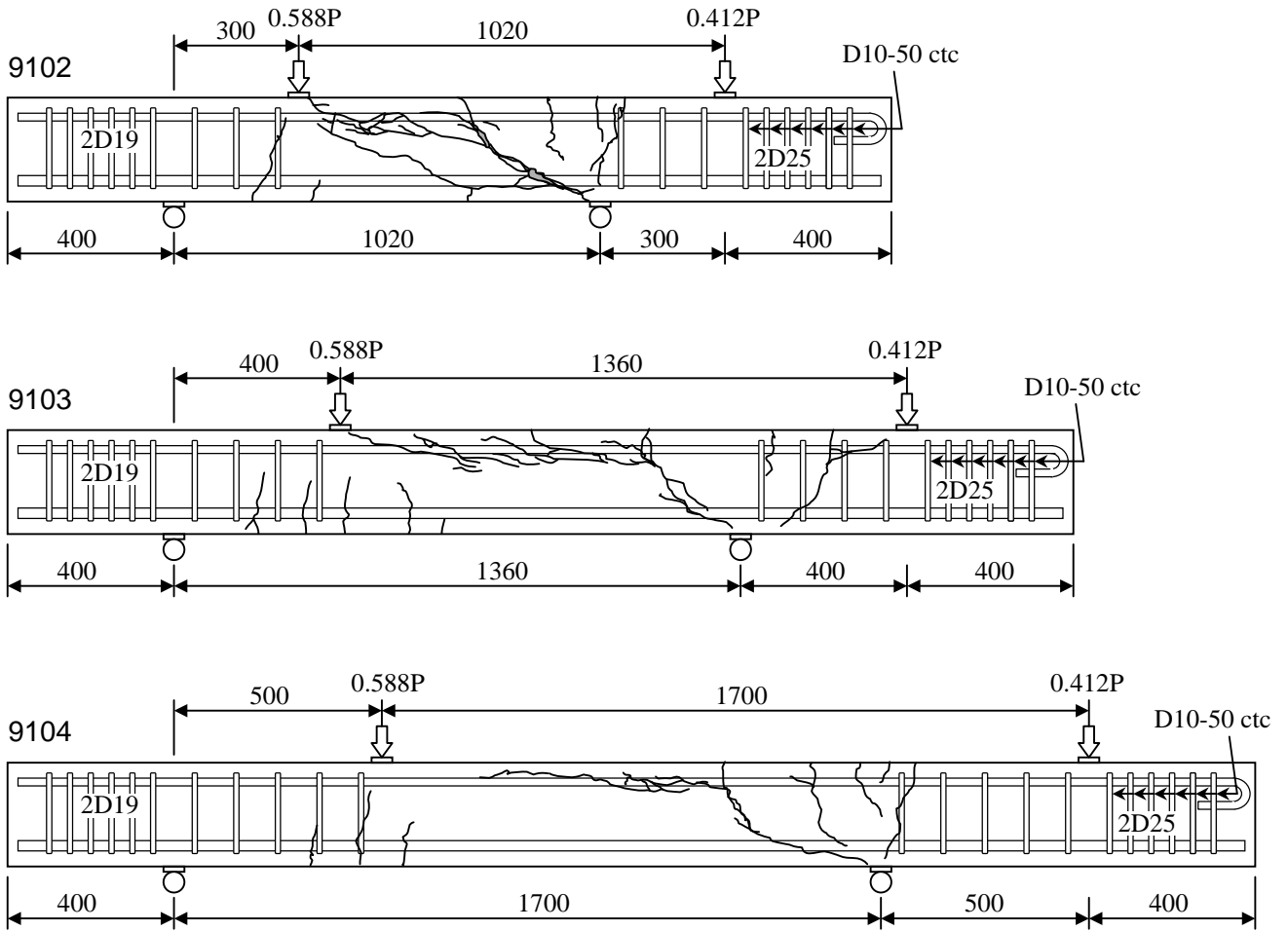


図-2.18 (7) 破壊状況

(2) せん断耐力算定法の考察

これらの载荷方式により各々の供試体における正の最大曲げモーメント位置から反曲点までの距離 a_p 、負の最大曲げモーメント位置から反曲点までの距離 a_n 、および試験区間における破壊時の作用せん断力 (=せん断耐力) V_{test} は、表-2.9から表-2.11 のようになる (a_p 、 a_n 、 V_{test} の定義は、図-2.19による)。なお、表中の V_{test}' はコンクリート強度が 30N/mm^2 のときに得られるせん断耐力として V_{test} に $(30/f_c')^{1/3}$ を乗じたものである。

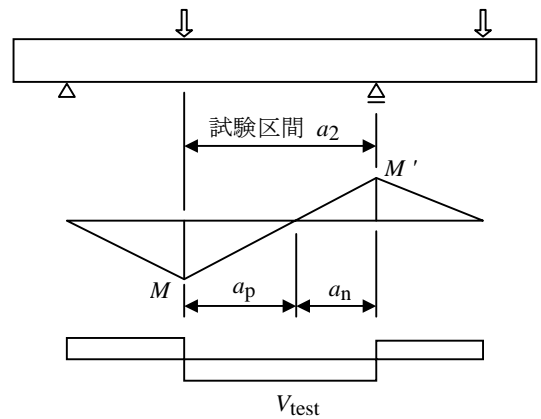


図-2.19 記号の定義

表-2.9 反曲点位置とせん断耐力 (グループA)

No.	a_2 (mm)	a_p (mm)	a_n (mm)	V_{test} (kN)	V_{test}' (kN)
504A	800.0	399.3	400.7	60.1	62.4
504B	800.0	265.9	534.1	72.3	75.1
504C	800.0	532.9	267.1	44.8	49.3
504D	960.0	479.0	481.0	48.1	53.0
504E	960.0	319.5	640.5	56.3	62.0
504F	640.0	319.0	321.0	88.7	96.4
504G	640.0	212.3	427.7	92.1	100.1
504H	960.0	383.6	576.4	62.2	66.3
504 I	640.0	255.1	384.9	77.9	83.1

No.	a_2 (mm)	a_p (mm)	a_n (mm)	V_{test} (kN)	V_{test}' (kN)
8507	640.0	321.9	318.1	80.8	82.4
8513	640.0	156.3	483.7	93.6	91.8
8514	640.0	298.7	341.3	81.5	87.4
9201	300.0	150.0	150.0	160.1	147.1
9202	400.0	100.0	300.0	154.8	170.0
9203	500.0	100.0	400.0	125.5	134.5
9204	800.0	200.0	600.0	83.1	86.0
9205	1050.0	400.0	650.0	49.2	44.9
9206	1100.0	500.0	600.0	62.6	63.1

表-2.10 反曲点位置とせん断耐力 (グループB)

No.	a_2 (mm)	a_p (mm)	a_n (mm)	V_{test} (kN)	V_{test}' (kN)
8614	450.0	150.0	300.0	114.7	124.1
8615	600.0	150.0	450.0	52.3	60.6
8617	650.0	152.5	497.5	51.7	60.1
8618	800.0	303.2	496.8	59.4	69.0
8620	850.0	148.0	702.0	33.8	35.6
8621	1000.0	297.2	702.8	32.7	34.2
8623	1050.0	150.0	900.0	31.7	35.5

No.	a_2 (mm)	a_p (mm)	a_n (mm)	V_{test} (kN)	V_{test}' (kN)
DG152	450.0	150.0	300.0	114.7	122.2
DG153	600.0	150.0	450.0	55.5	61.7
DG252	650.0	152.5	497.5	52.1	58.3
DG253	800.0	303.2	496.8	65.2	73.1
DG352	850.0	148.0	702.0	32.8	34.4
DG353	1000.0	297.2	702.8	36.0	36.9
DG452	1050.0	150.0	900.0	32.7	33.5

表-2.11 反曲点位置とせん断耐力 (グループC)

No.	a_2 (mm)	a_p (mm)	a_n (mm)	V_{test} (kN)	V_{test}' (kN)
9106	240.0	100.0	140.0	193.7	190.2
9101	480.0	200.0	280.0	82.4	85.5
9105	600.0	250.0	350.0	85.0	80.6

No.	a_2 (mm)	a_p (mm)	a_n (mm)	V_{test} (kN)	V_{test}' (kN)
9102	720.0	300.0	420.0	46.1	44.0
9103	960.0	400.0	560.0	51.9	48.5
9104	1200.0	500.0	700.0	40.4	39.1

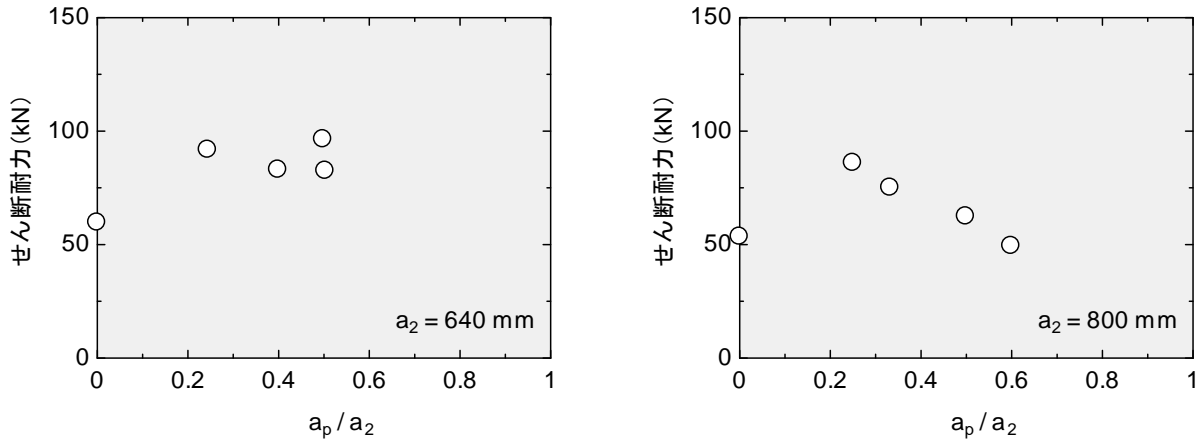


図-2.20 反曲点がない場合とある場合のせん断耐力の比較

これらの実験データを基に検討を進めるが、はじめに単純支持された1点荷重試験のはりと同じせん断スパンで反曲点がある場合のはりのせん断耐力を比較する。図-2.20は、せん断スパン比 a_2 を640mmと800mmに固定した場合の比較であるが、横軸に支間内の最大曲げモーメント位置から反曲点までの距離 a_p を a_2 で除した値をとった。すなわち、 a_p/a_2 が 0.0 あるいは 1.0 のときが単純支持で反曲点の無いはりをあらわし、その中間の値をとるものは反曲点のあるはりをあらわす。この結果によれば、 a_2 が640mmのはりについては反曲点が存在することにより、せん断耐力の増加が明確にあらわれている。 a_2 が800mmのはりについても、 a_p/a_2 が 0.6 付近で耐力増加が見られないものの、全般的には反曲点がある場合は無い場合に比べて耐力が大きくなっていると考えられる。

ここで、グループAとグループBの全供試体について、 a_2/d をせん断スパン比に用いてせん断耐力を算定した結果を図-2.21に示す。これは、反曲点の存在を無視して正の曲げモーメント（あるいは負の曲げモーメント）のみが作用した状態と同じであると想定した場合の試算である。これによれば、グループAではほとんどの供試体において実験値が計算値を上回っており、グループBにおいても明確ではないもののその傾向が見られる。したがって、反曲点のあるはりのせん断耐力については、無い場合のはりのせん断耐力に比べて明らかに増加していると判断できる。

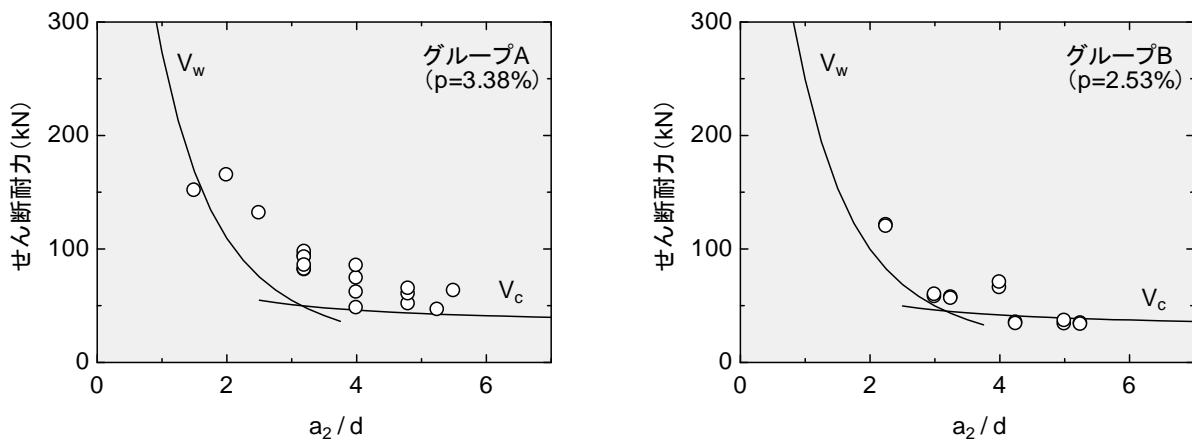


図-2.21 反曲点を無視したときのせん断耐力

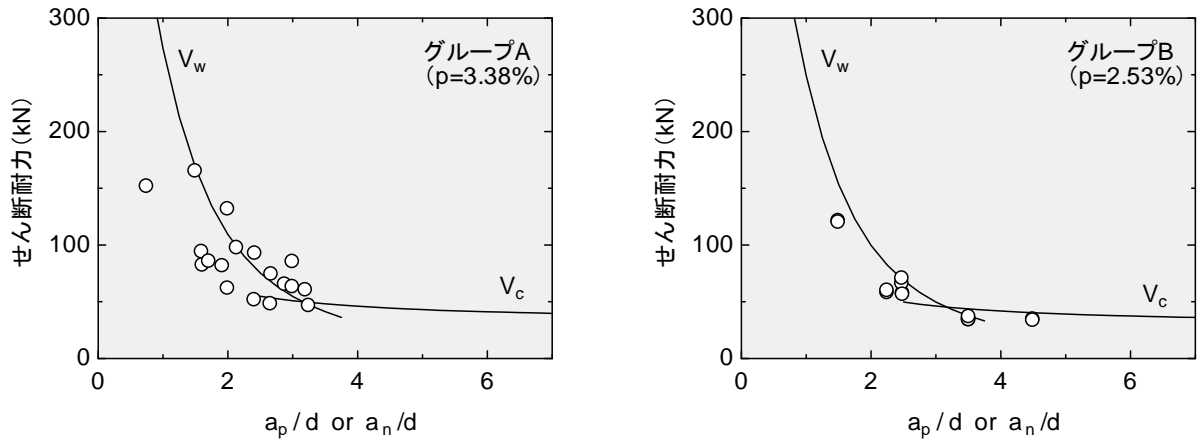


図-2.22 池田らの算定方法によるせん断耐力

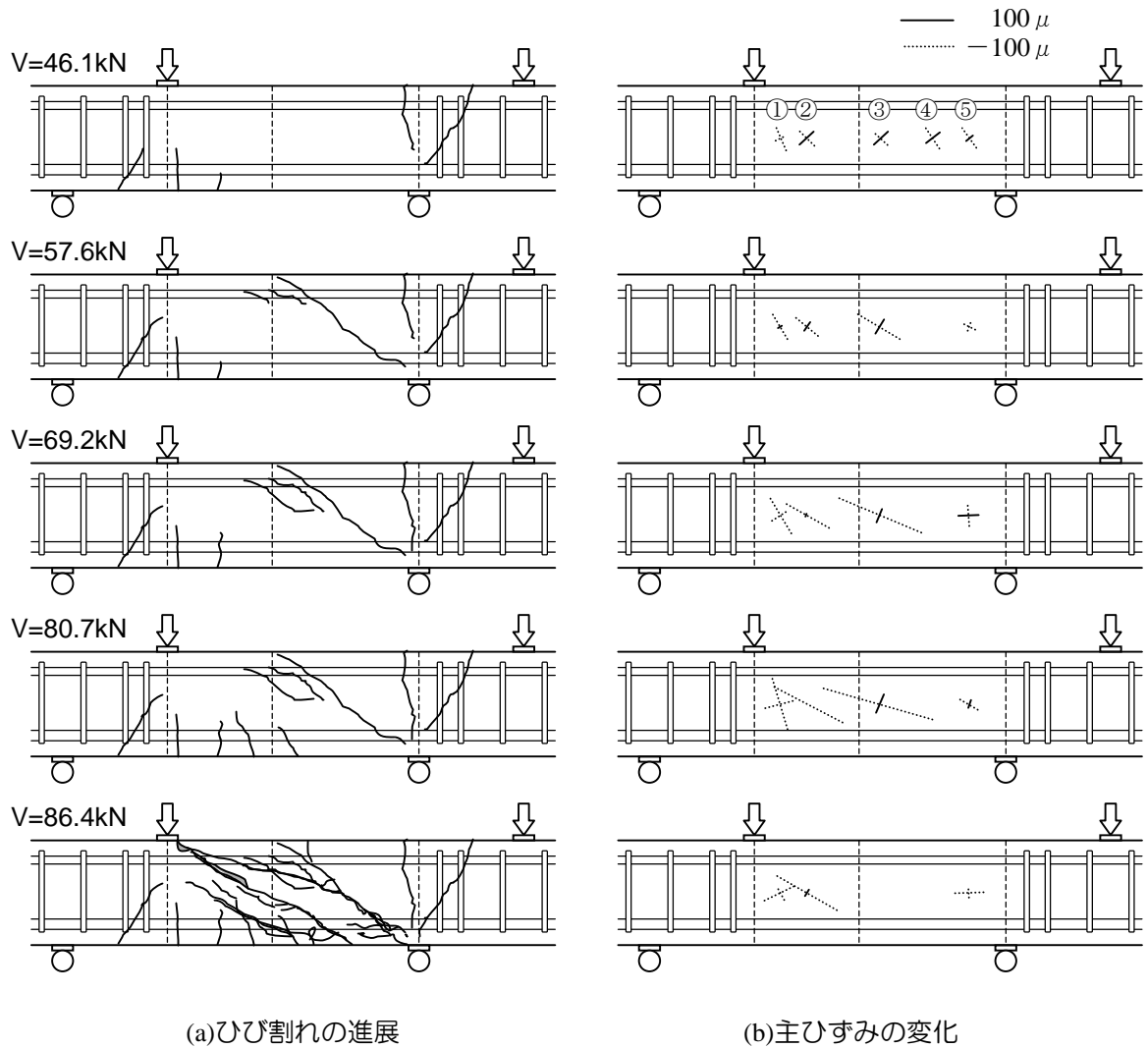


図-2.23 ひび割れの進展のしかたと主ひずみの分布 (供試体9105)

池田らのせん断耐力算定法は、先に述べたように正および負の最大曲げモーメント位置から反曲点までの距離をせん断スパンにとることにほかならない。次にこの方法によって、せん断耐力の試算を行う。計算では、 a_p/d と a_n/d をせん断スパン比と置いてせん断耐力を求め、両者のうち小さい方をそのはりのせん断耐力と仮定する。試算によれば、**図-2.22**に見られるようにこの方法による計算値は、反曲点を無視したときの計算値に比べかなり大きくなる結果となった。グループAおよびグループBの両方の実験値に対しては、一部の供試体では良い適合性を示すものも見られるが、大半の供試体に対しては、過大な評価となる傾向が得られた。

以上の試算結果によると、荷重位置から支点までの距離 a_2 をせん断スパンにとる方法では実験値に対し計算値が過度の安全側の評価となる場合があり、最大モーメント位置から反曲点までの距離 a_p または a_n をせん断スパンにとる方法では過度の危険側の評価となる場合があることが明らかとなった。

そこで、本実験から得られた破壊形式を参考として、せん断耐力の算定方法について再検討を行う。まず、ひび割れの発生のかたと、そのときのコンクリート腹部の主ひずみについて、一例として供試体9101の結果を**図-2.23**に示す。この供試体は、最終的に複数本の斜めひび割れが生じて破壊したものである。斜めひび割れが発生する前（作用せん断力が46.1kNのとき）では、中央部3箇所の位置（位置②、③および④）における主圧縮ひずみはほぼ同じ値で、その角度も約45°である。せん断力が57.6kNのときに a_n 側のせん断スパンに斜めひび割れが生じるが、その外側（位置⑤）ではひずみが減少し、内側（位置③）では増加してくる。また、主圧縮方向は、概ね荷重点と支点を結ぶ方向に変化していることから、応力の再分配が起こりその方向に圧縮ストラットの形成されたものと考えられる。また、 a_p 側のひずみも急激に増加しており、終局時には圧縮ストラット位置のひび割れとともに a_p 側のスパンにも新たな斜めひび割れが現れる。このことより、破壊に対しては最初に発達した a_n 側の斜めひび割れが支配的になっていると思われるが、ひび割れ発生後の応力再分配により、圧縮ストラットおよび a_p 側のひび割れ発生が a_n 側の伝達機構に影響を与えていると考えられる。

図-2.24は、供試体DG152における下側の軸方向鉄筋のひずみ分布を示したものである。横軸は試験区間をあらわしており、正の最大曲げモーメント位置から負の最大曲げモーメント位置までをとった。この供試体の反曲点位置は、正の最大曲げモーメント位置から150mmのところである。この図によれば、せん断力の小さいレベルでは、反曲点位置ではひずみがほぼゼロであり負の曲げモーメントに比例して圧縮のひずみが増加していることから、はり理論が成り立っていることがわかる。せん断力が増加して斜めひび割れが発生すると、鉄筋のひずみは図に見られるように圧縮から引張に転じる領域が現れる。供試体によっては、反曲点付近では上下鉄筋とも引張応力を受けているものもある。これは、斜めひび割れ面に沿って圧縮力と引張力が釣り合うモーメントシフトによるものと解釈することができる。通常の単純ばりにおいても、斜めひび割れが生じるとこのようなモーメントシフトが生じるが、設計等では一般に有効高さ程度のシフト長で表すが、DG152のケースでは350mm以上となっておりシ

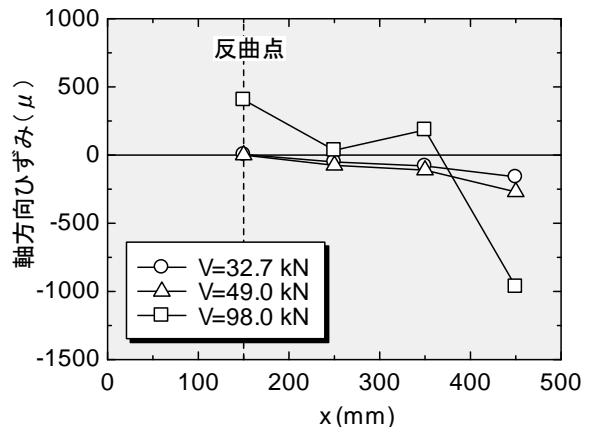


図-2.24 供試体DG152の鉄筋のひずみ

フト長は大きい。

一方、**図-2.25**は、せん断スパン比の大きさの違いによる代表的な破壊例を示したものである。供試体504Aは、試験区間内で反曲点位置がほぼ真ん中に存在する場合である。このときのひび割れは、反曲点をはさんで正モーメント側と負モーメント側に各々で発達しており、断面およびせん断スパン比がほぼ同一の条件であることを考えれば、どちらのひび割れで破壊してもおかしくない状況にある。供試体504Eは、反曲点位置が载荷側に近く、負モーメントの領域が大きい場合である。このときは、負モーメント側で発達したひび割れが卓越しており、正モーメント側ではひび割れが現れることなく、供試体は終局に至った。これは、せん断耐力がせん断スパン比の大きさとともに小さくなることに対応しており、脆弱な方のせん断スパンで破壊するという仮定の正当性を示すものである。供試体9201は、 a_2/d が非常に小さい場合であるが、正と負の曲げモーメントの領域で斜めひび割れが生じる兆候はあるものの、破壊に起因するひび割れは、反曲点の存在に関係がなく、载荷板と支持板を直線的に結ぶように発達したと考えられる。

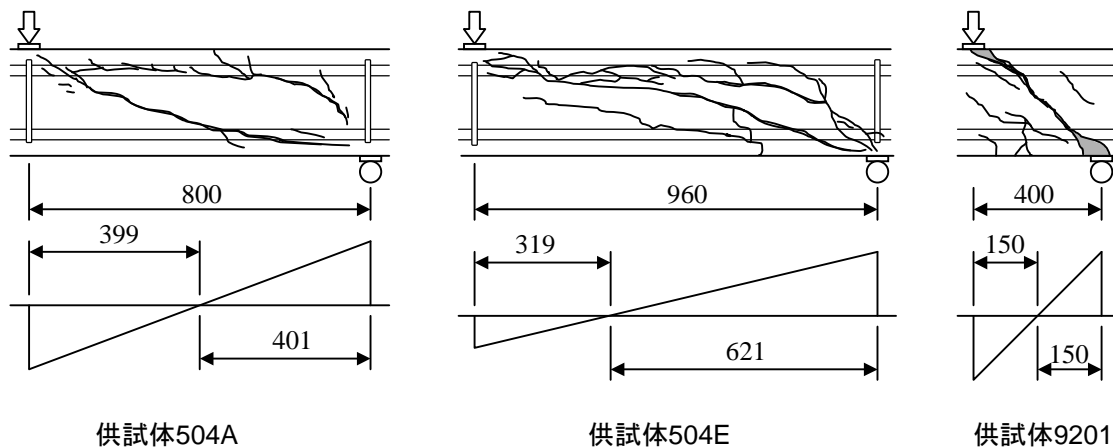


図-2.25 ひび割れパターンの代表例

以上のことは、大局的には池田らの方法の正当性をほぼ裏付けていると考えられる。しかしながら、一方のせん断スパンで斜めひび割れが発生することにより応力の再分配が生じること、反曲点付近で上下の鉄筋がいずれも引張応力に転じることを考えれば、破壊に至るまで次のような抵抗機構の変化があると推察される。

- i) 正モーメント側あるいは負モーメント側のせん断スパンに斜めひび割れが発生する前は、反曲点を境に、それぞれの作用曲げモーメントにしたがって曲げ変形が卓越している。このとき、作用しているせん断力との組合せにより、反曲点付近の腹部コンクリートの主応力の方向は概ね 45° である。
- ii) 荷重が増加すると、脆弱な方のせん断スパン（せん断スパン比の大きい方）において、腹部の主応力が限界に達し斜めひび割れが発達すると、その内側の腹部コンクリートでは応力の再分配が起こる。すなわち、反曲点付近の腹部では、主方向が载荷点と支点を結ぶ方向に一致し、圧縮ストラットが形成される。
- iii) 最初の斜めひび割れは、さらに軸方向鉄筋に沿って成長した後、大きく開口して破壊にいたるが、

同時に載荷板と支持板の間で形成されたストラットの破壊、もう一方のせん断スパンで斜めひび割れの出現、あるいは両者が伴う場合がある。

これらの挙動に対し、耐力算定式に用いるせん断スパンとして、反曲点から最大モーメント位置までの距離とすることは少なくともせん断スパンが小さい場合には不合理であると考えられる。なぜならば、最初の斜めひび割れは、**図-2.26**に示すように見かけ上反曲点位置に載荷点（あるいは支点）があるよう状況で発達しているが、応力の再分配により**図-2.27**のように仮定の載荷点（支点）はシフトするような挙動となることが想定されるからである。このとき、**図-2.27**中の破線であらわした円付近の軸方向鉄筋は圧縮から引張へと転じていくことになる。力学的には、はりを1次元材と見なしたときは反曲点は点としてしか与えられないが、はりの高さ方向を考慮した2次元の構造では、概念として図中の一点鎖線で示された反曲点が回転すると考えることができる。

この考えに基づけば、耐力の算定にあたっては、耐力式に用いるせん断スパンは反曲点から最大モーメント位置までの距離より少し大きめにとることとなり、その結果算定値は小さめに見積もることができる。また、供試体9201（**図-2.25**参照）のような有効高さに比べて試験区間の短い供試体では、 a_p および a_n の長さがシフトすることで a_2 の大きさに一致することとなり、破壊形式との整合をとることができる。以下では、仮定の載荷点および支点のシフト長を実験結果に基づいて決定することとする。シフト長は有効高さに関係づけられると仮定し、耐力式に用いるせん断スパンとして次式のように与える。

$$a_p' = a_p + \xi \cdot d \quad (2.4)$$

$$a_n' = a_n + \xi \cdot d \quad (2.5)$$

ここに、 a_p' および a_n' : せん断耐力算定式に用いるせん断スパン
 ξ : 係数

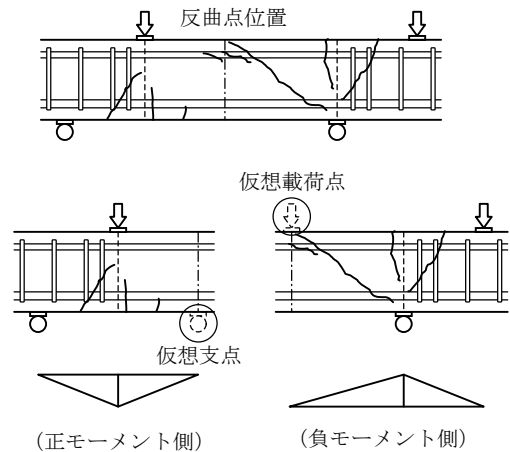


図-2.26 仮想上の載荷点および支点

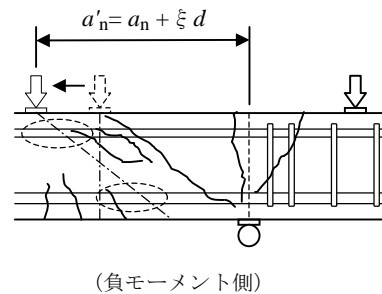


図-2.27 仮想載荷点の移動

表-2.12 シフト長の検討結果

ξ	実験値/計算値		
	平均値(a)	標準偏差(b)	(b)/(a)
0.1	0.866	0.237	0.274
0.2	0.916	0.244	0.266
0.3	0.966	0.249	0.258
0.4	1.016	0.256	0.252
0.5	1.068	0.265	0.248
0.6	1.109	0.266	0.240
0.7	1.151	0.272	0.236
0.8	1.181	0.275	0.233
0.9	1.204	0.278	0.231
1.0	1.227	0.286	0.233
1.1	1.246	0.292	0.234
1.2	1.262	0.301	0.238
1.3	1.276	0.308	0.241
1.4	1.286	0.312	0.243
1.5	1.295	0.319	0.246

ξ は、0.0 から 1.5 の間で変動させ、全実験供試体について耐力の算定を行った。なお、この試算においては、シフト長はもう一方のせん断スパンより大きくとることはできない(シフトされたせん断スパンが試験区間 a_2 の長さを越えることができない) こととしている。試算により得られた耐力値で実験値を除いた値の平均値および(標準偏差/平均値)を表-2.12に示す。

試算によれば、実験値/計算値の平均値が最も1.0に近いのは $\xi = 0.4$ のときである。標準偏差/平均値が最小となるのは $\xi = 0.9$ のときであるが、その他の値の場合と比べて特に整合性が高いというわけではない。ここでは、 ξ を0.4とするのが妥当であると考えられる。図-2.28は、 $\xi = 0.4$ のときのせん断耐力を比較した結果である。グループCは、正鉄筋比と負鉄筋比が異なる供試体である。部材のせん断耐力が、 a_p と a_n のうち小さい方の耐力で決まるとすれば、負モーメント側すなわち a_n 側の耐力が選択される。

この結果から、支点モーメントを有するはりのせん断耐力は、池田らが示したように反曲点を境に正の曲げモーメント側と負の曲げモーメント側の2つのせん断耐力のうち小さい方を採用することは妥当であると思われるが、耐力の算定に用いるせん断スパン比として、 $M / (V \cdot d)$ ではなくシフト長を加算したせん断スパンによる a_p'/d または a_n'/d を用いる方が実験値を適切に評価できることが明らかとなった。

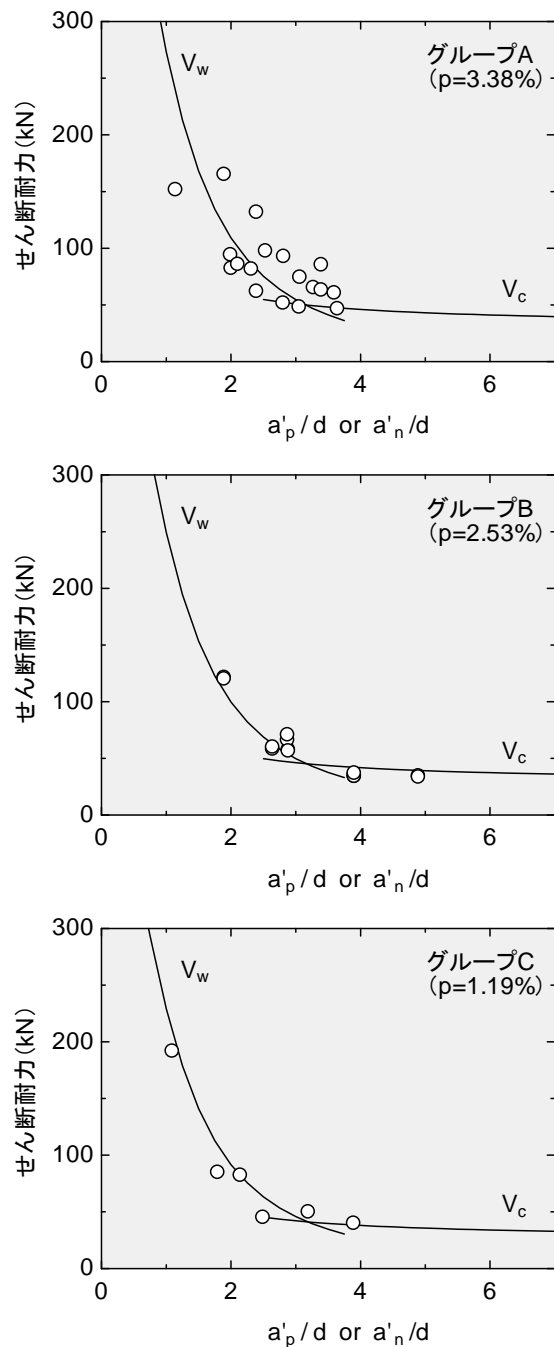


図-2.28 $\xi = 0.4$ としたときのせん断耐力

2.5 支点モーメントを有し多点荷重を受けるRCはりのせん断耐力の検討

多点荷重されたRCはりのせん断耐力，支点モーメントを有するRCはりのせん断耐力は，1点荷重あるいは対称2点荷重されたRCはりのせん断耐力に比べて，いずれも大きくなることが明らかとなった。まえがきで述べたように地中構造物などのボックス構造物では，土圧による分布荷重が作用するとことにより正負の曲げモーメントが混在する。本節では，これらを模擬した作用荷重下でのせん断耐力を検討する。

(1) 実験概要

本節の実験における荷重には，**図-2.29**に示すように2.4節における実験と同じシステムを用いた。実験変数は，**表-2.13**に示すように支間長，支間内の荷重点数および間隔，正負の曲げモーメント比（張出し部の荷重位置および荷重比を変化させる）である。また，一部の供試体は鉄筋比を小さくした。また，各供試体の破壊性状（ひび割れ）と終局時の曲げモーメントおよびせん断力を**図-2.30**に示す。

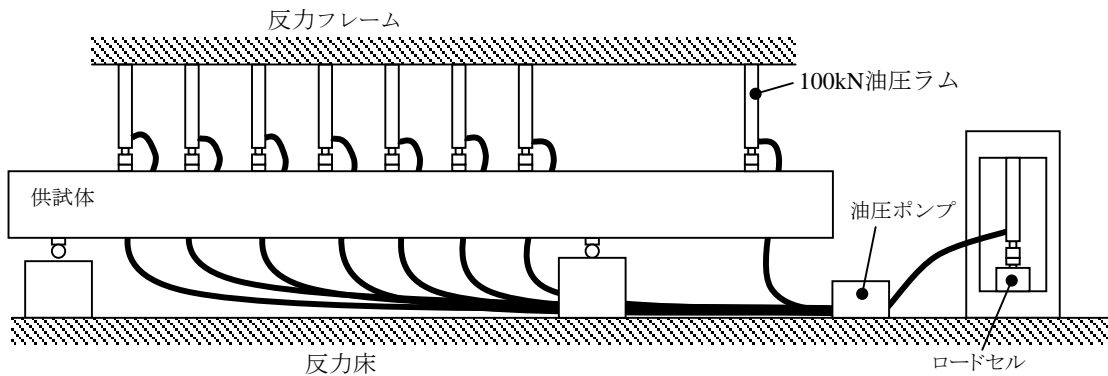


図-2.29 支点モーメントを有し多点荷重を受けるはりの載荷システム

表-2.13 支点モーメントを有し多点荷重を受けるはりの載荷試験結果

No.	全長 (mm)	支間 l (mm)	支間内荷重		張出し部		正鉄筋比 p (%)	負鉄筋比 p' (%)	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	破壊荷重 P_B (kN)
			点数	間隔(mm)	a_2 (mm)	荷重				
506A	2500	1600	4	320	344	2 P	3.38	3.38	28.0	47.0×6
506B	2700	1600	4	320	536	2 P	3.38	3.38	27.4	45.1×6
8501	2600	1600	4	320	344	2 P	3.38	3.38	28.6	56.8×6
8502	2700	1600	4	320	536	2 P	3.38	3.38	29.4	58.8×6
506C	3000	1600	5	240 ^{注1)}	720	3 P	3.38	3.38	29.8	21.6×9
506D	3000	1700	5	240 ^{注2)}	660	3 P	3.38	3.38	28.2	26.5×9
8713	3000	1540	6	220	770	2 P	1.06	1.06	33.1	18.9×8
9107	3380	1680	6	240	900	2 P	3.38	1.91	35.2	15.7×9

注1) 支間内最右端荷重と支点との距離は400mm

注2) 支間内最右端荷重と支点との距離は500mm

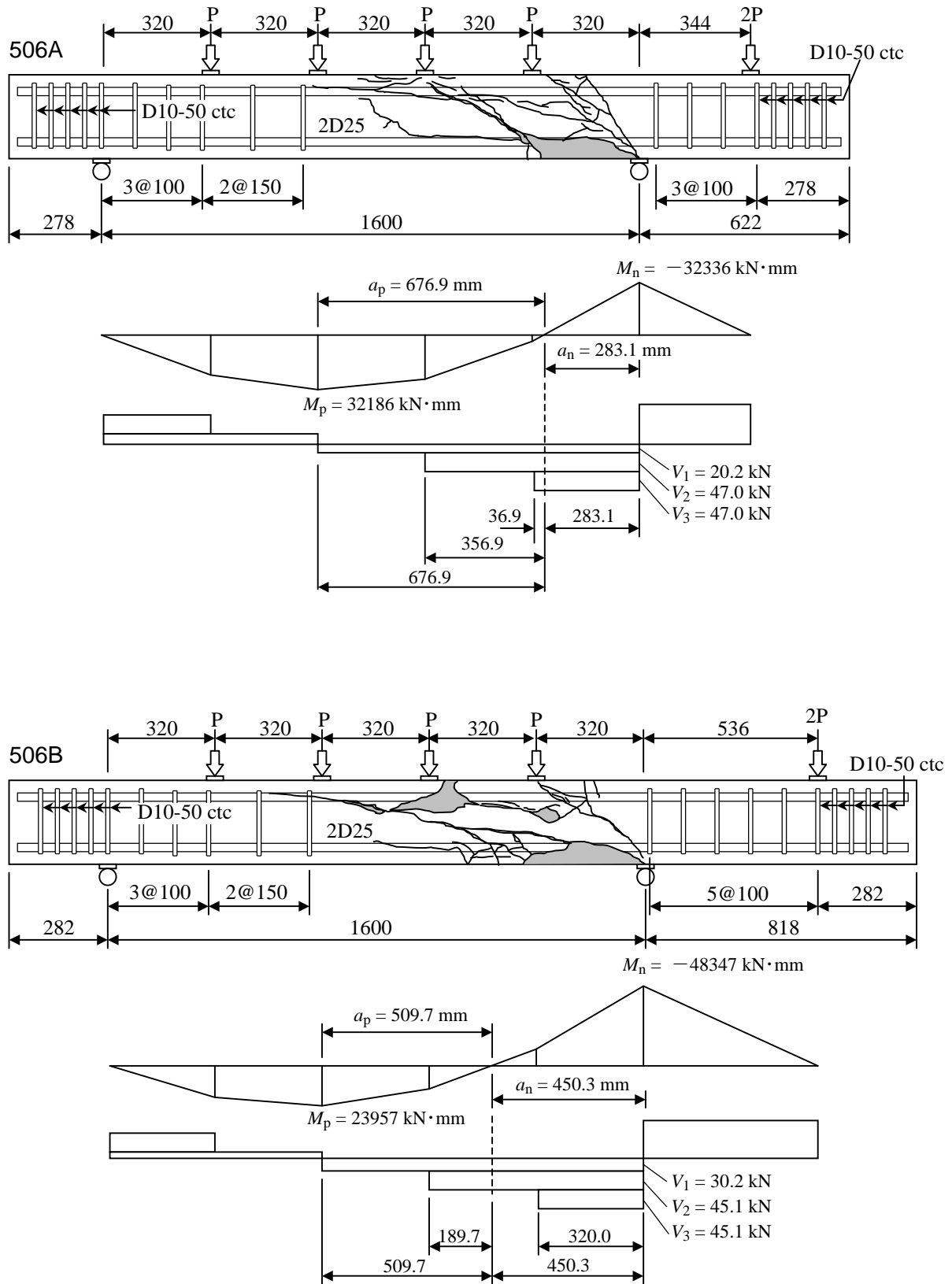


図-2.30(1) 破壊性状および断面力（終局時）

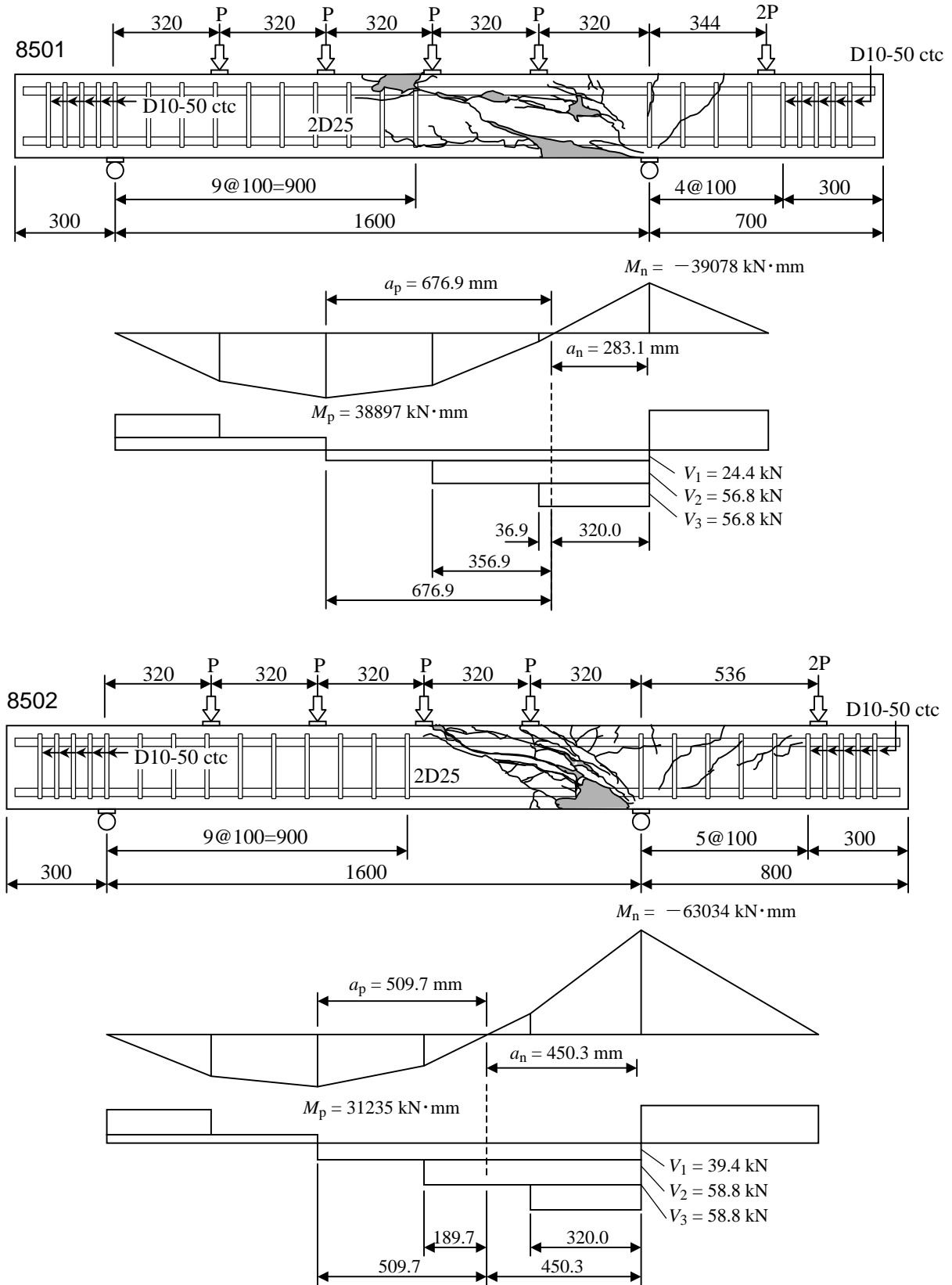


図-2.30(2) 破壊性状および断面力（終局時）

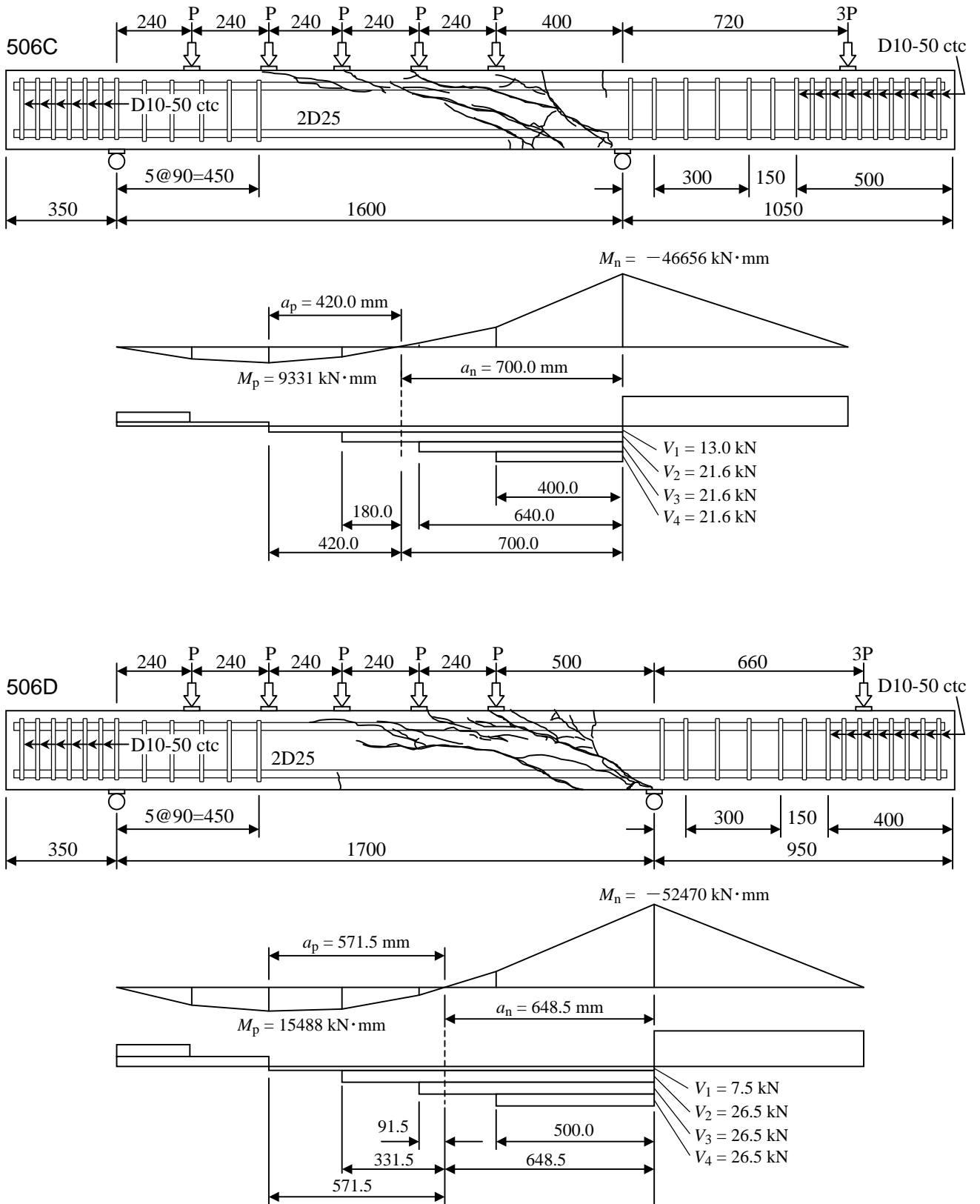


図-2.30(3) 破壊性状および断面力（終局時）

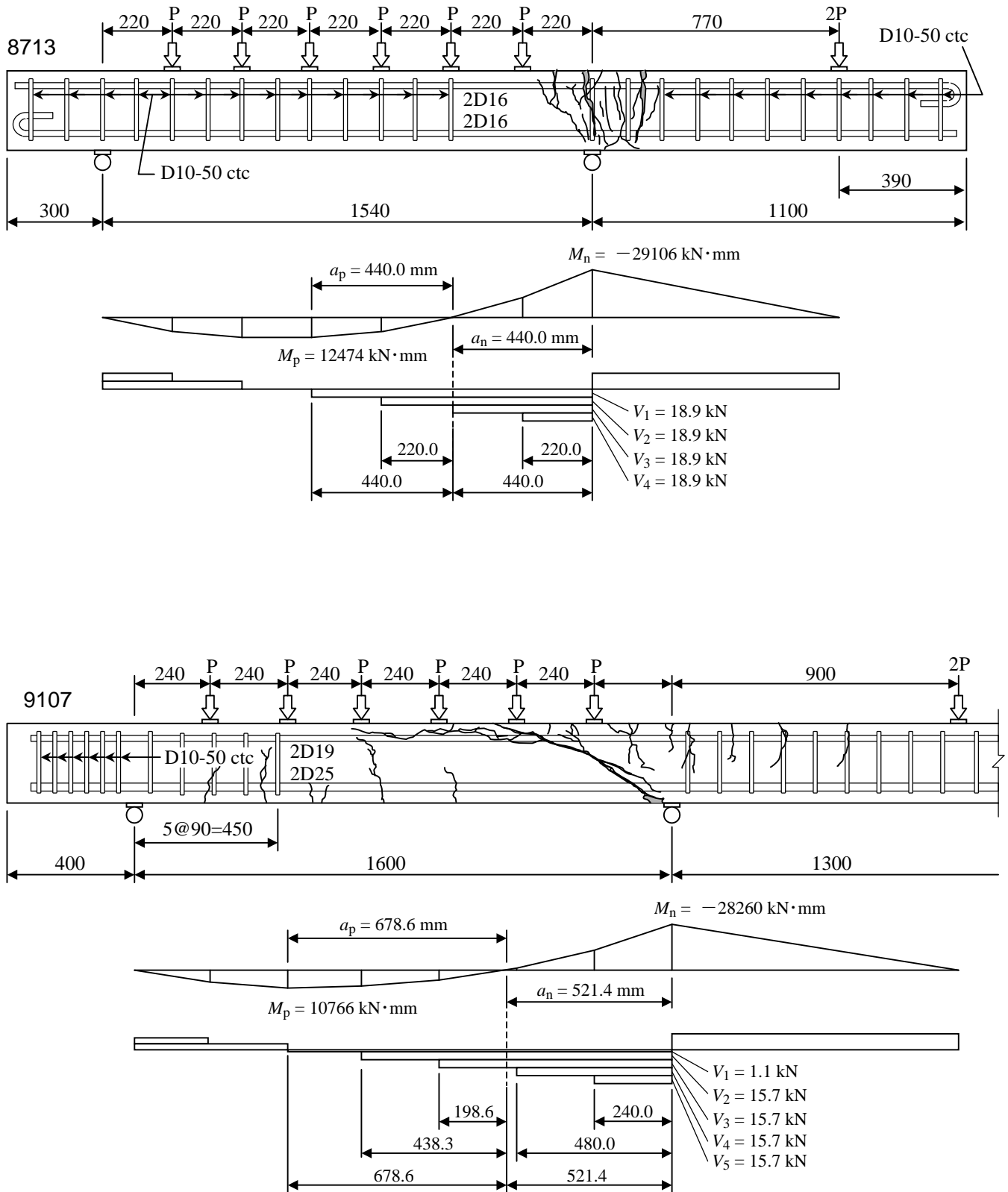


図-2.30(4) 破壊性状および断面力（終局時）

各供試体の破壊性状は、2.5の実験供試体と同様に反曲点を境として正の曲げモーメントが作用しているせん断スパンと負の曲げモーメントが作用しているせん断スパンで斜めひび割れが発達している。供試体506A, 8501は、両方のせん断スパンにひび割れが発達しており、正モーメントの領域のひび割れが破壊に対して支配的となっていると考えられる。供試体506B, 8502, 506C, 506Dおよび9107は、負モーメント側の領域の斜めひび割れが発達しており、正モーメント側のひび割れの発生は見られない。したがって、これらの供試体は負モーメント側の破壊と考えられる。供試体8713は、鉄筋比が小さく曲げ破壊で終局に至った。

(2) せん断耐力算定法の考察

本節の実験結果に対しては、2.3節で提案された累積損傷による評価方法を用いることとし、さらには2.4節で提案された反曲点位置シフトを考慮した手法を組み合わせる。具体的な計算方法を以下に示す。

① 正の曲げモーメント領域に対して

図-2.31に示すように、正の最大曲げモーメント位置から反曲点までの距離をせん断スパンと置いたとき、せん断力成分 V_1 , V_2 および V_3 に対するせん断スパンをそれぞれ a_{p1} , a_{p2} および a_{p3} とする。2.4節の結果より反曲点は $0.4d$ だけシフトする方がせん断耐力との適合性が高いことから、各せん断力成分のせん断スパンは $a_{pi} + 0.4d$ と置き換える。

累積損傷による計算方法としては、A法（破壊位置を考慮する）およびB法（破壊位置を考慮しない）によるが、2.3節における手法と同様である。

② 負の曲げモーメント領域に対して

図-2.32に示すように、負の最大曲げモーメント位置から反曲点までの距離をせん断スパンと置いたとき、せん断力成分 V_1 , V_2 , V_3 および V_4 に対するせん断スパンをそれぞれ a_{n1} , a_{n2} , a_{n3} および a_{n4} とする。反曲点のシフトについては、正曲げの場合と同様であるが、 a_{n3} と a_{n4} は支点と荷重点 P_3 と P_4 間で直接せん断力を伝えているので、スパン長は変化しないことに注意を要する。

累積損傷の計算方法についても、正曲げの場合と同様である。

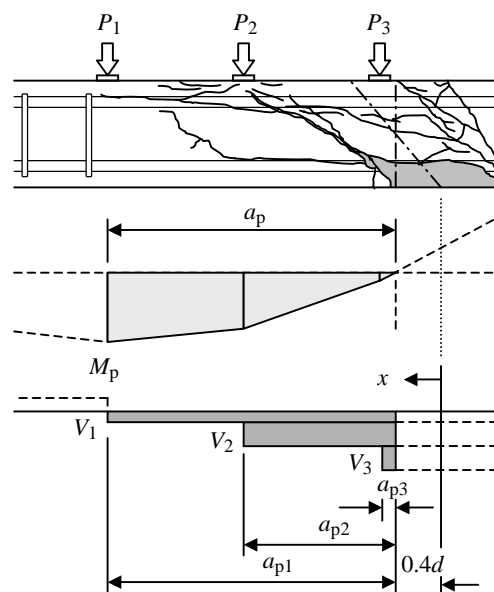


図-2.31 正の曲げモーメント区間

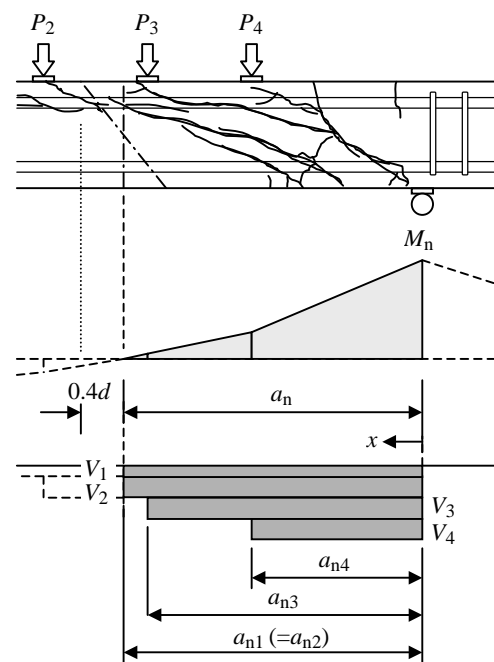


図-2.32 負の曲げモーメント区間

i) A法による評価

各供試体の試算結果を以下に示す。

供試体506A

正モーメント側) $x = 176.4mm$

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{20.2}{55.9} + \frac{47.0}{96.9} = 0.846$$

負モーメント側) $x = 160.0mm$

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{20.2}{148.4} + \frac{47.0}{148.4} + \frac{47.0}{148.4} = 0.770$$

供試体506B

正モーメント側) $x = 177.9mm$

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{30.2}{57.8} + \frac{45.1}{290.8} = 0.678$$

負モーメント側) $x = 244.7mm$

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{30.2}{65.7} + \frac{45.1}{65.7} + \frac{45.1}{203.4} = 1.368$$

供試体8501

正モーメント側) $x = 176.7mm$

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{24.4}{56.5} + \frac{56.8}{98.4} = 1.009$$

負モーメント側) $x = 160.0mm$

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{24.4}{150.5} + \frac{24.4}{150.5} + \frac{24.4}{150.5} = 0.917$$

供試体8502

正モーメント側) $x = 178.2mm$

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{39.4}{60.0} + \frac{58.8}{304.9} = 0.850$$

負モーメント側) $x = 244.7mm$

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{39.4}{68.9} + \frac{58.8}{68.9} + \frac{58.8}{213.2} = 1.702$$

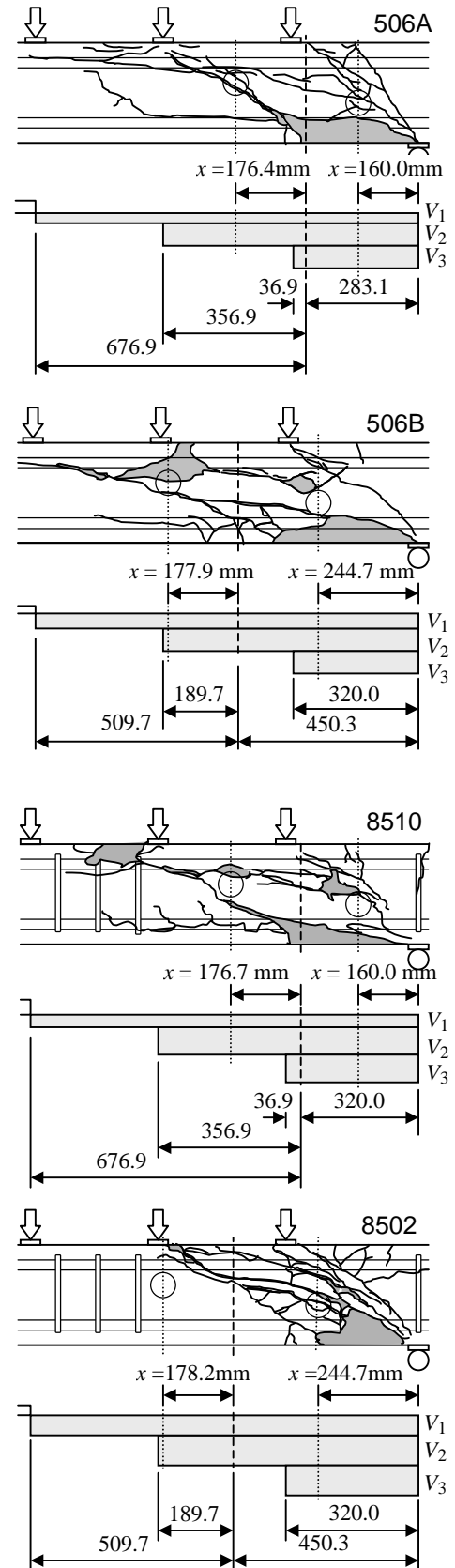


図-2.33(1) 破壊位置 (A法)

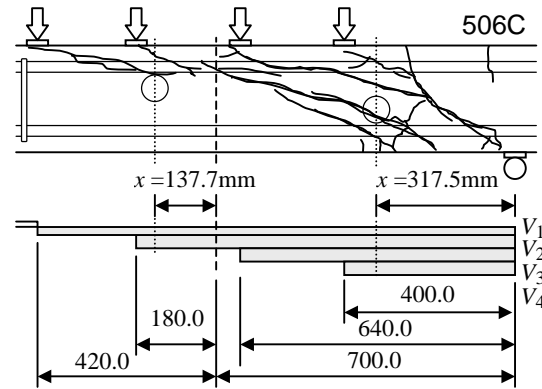
供試体506C

正モーメント側) $x = 137.7mm$

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{13.0}{78.7} + \frac{21.6}{281.6} = 0.241$$

負モーメント側) $x = 317.5mm$

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} + \frac{V_4}{V_{u4}} = \frac{13.0}{46.8} + \frac{21.6}{46.8} + \frac{21.6}{49.6} + \frac{21.6}{188.7} = 1.288$$



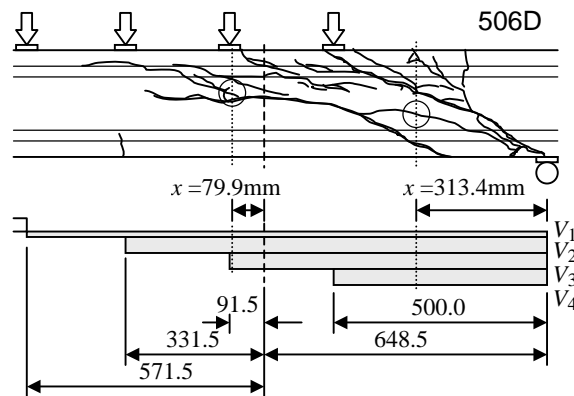
供試体506D

正モーメント側) $x = 79.9mm$

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{13.0}{95.8} + \frac{21.6}{110.8} + \frac{21.6}{336.5} = 0.396$$

負モーメント側) $x = 313.4mm$

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} + \frac{V_4}{V_{u4}} = \frac{7.5}{46.8} + \frac{26.5}{46.8} + \frac{26.5}{46.8} + \frac{26.5}{83.8} = 1.609$$



供試体9107

正モーメント側) $x = 172.2mm$

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{1.1}{64.5} + \frac{15.7}{79.8} + \frac{15.7}{329.4} = 0.262$$

負モーメント側) $x = 282.8mm$

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} + \frac{V_4}{V_{u4}} = \frac{1.1}{51.9} + \frac{15.7}{51.9} + \frac{15.7}{51.9} + \frac{15.7}{81.5} = 0.820$$

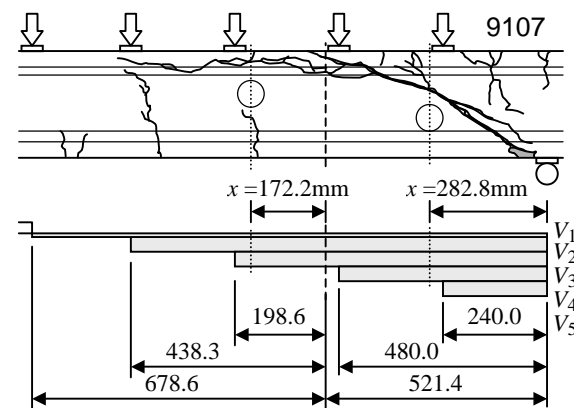


図-2.33(2) 破壊位置 (A法)

表-2.14 A法による試算結果

No.	累積損傷		破壊位置
	正側	負側	
506A	0.846	0.770	正側
506B	0.678	1.368	負側
8501	1.009	0.917	正側
8502	0.850	1.702	負側

No.	累積損傷		破壊位置
	正側	負側	
506C	0.241	1.288	負側
506D	0.396	1.609	負側
8713	0.445	1.042	負側
9107	0.262	0.820	負側

試算結果を表-2.14に示す。この結果より、正の曲げモーメント側で破壊した供試体は506Aと8501となり、累積損傷はそれぞれ0.846と1.009という値を得た。せん断破壊したその他の供試体は、いずれも負の曲げモーメント側の破壊であるが、ほとんどの供試体の累積損傷が1.0を上回る結果となった。したがって、負の曲げモーメント領域におけるせん断破壊は、正の曲げモーメント領域における場合と比べて耐力が大きく、本手法では過小評価となる結果を得た。

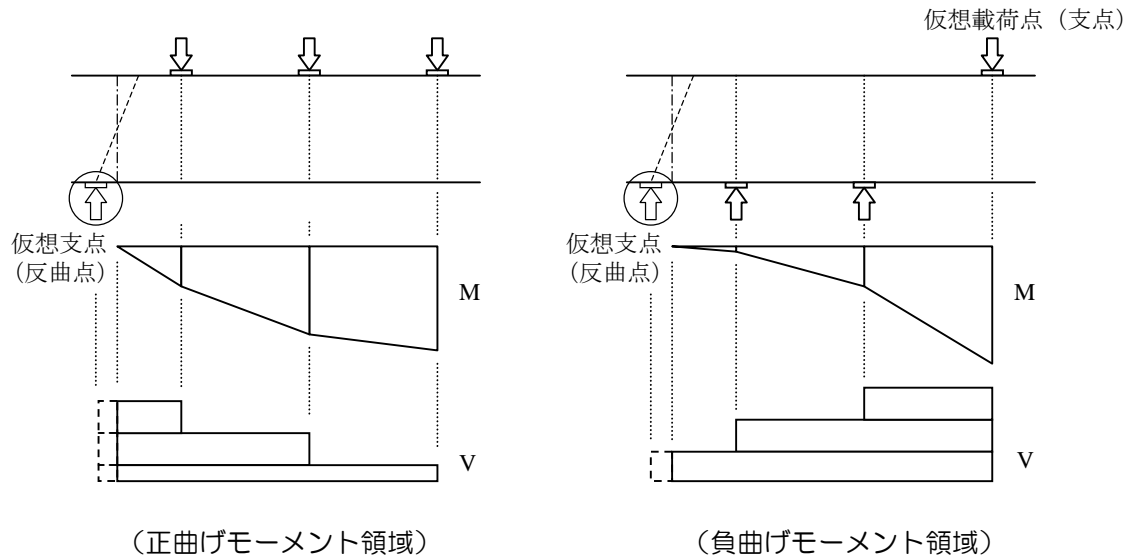


図-2.34 正曲げ領域と負曲げ領域の曲げモーメントおよびせん断力

負曲げ領域におけるせん断耐力が大きいのは、以下のことが理由として考えられる。

図-2.34は、正曲げ領域との違いを比較するため、負曲げ領域の曲げモーメント、せん断力を反転させて描いたものである。このとき、せん断スパン内の荷重に注目すれば、正曲げ領域では上縁から下向きに、負曲げ領域では下縁から上向きに作用する違いがある。この結果、正曲げの場合は支間内の荷重が曲げモーメントの増加とともにせん断力を減じていくこととなるが、一方の負曲げ領域では曲げモーメントの増加とともにせん断力を増加させていくこととなる。その結果、正曲げの場合は支点近傍の作用せん断力が大きく、負曲げの場合は载荷点（仮想）寄りの作用せん断力が大きくなる。したがって、前者の破壊位置は支点寄りに、後者は载荷点寄りになる。ところで、A法の計算手法は、石橋らの方法に基づき破壊位置が考慮されている。この方式によれば、破壊位置がせん断スパンの中央で耐力が最も小さく、支点あるいは载荷点方向に移動することによって、耐力が増加するよう工夫されている。ただし、どちらに移動しても耐力の増加は同等である。せん断破壊の挙動を現象面から考察すれば、ひび割れ位置が支点寄りに移動するときは、斜めひび割れの下端が支点に近づくために引張鉄筋のダウエル作用による抵抗を高めていること、ひび割れ位置が载荷点寄りに移動するときはひび割れ角度の勾配が小さくなり圧縮縁のコンクリートにおけるせん断伝達強度を増加させている。

以上の推測から、A法による評価方法は、定性的には破壊位置の影響をよく捉えられていると認められるが、適用の方法については再考の余地が残されている。

また、この他に、負曲げ領域のせん断耐力を高めている原因として試験方法の影響が考えられる。

本節の実験供試体は、はりの上面からの打設により作製されたものである。試験では打設面を上にして供試体を載荷試験機に設置したため、フリージングの影響を受ける上縁に比べて下縁のコンクリートの強度が大きい可能性がある。負曲げ領域でせん断圧縮破壊を伴うような場合には、せん断強度が高められていることも影響しているものと考えられる。

以上の理由から、負曲げ領域のせん断破壊は正曲げ領域のせん断破壊に比べて、耐力がやや増加傾向にあると推察されるが、設計実務上は安全近似の方法であり、評価方法として許容される範囲にあると考えられる。

ii) B法による評価

各供試体の試算結果を以下に示す。

供試体506A

正モーメント側)

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{20.2}{45.8} + \frac{47.0}{91.5} + \frac{47.0}{393.9} = 1.074$$

負モーメント側)

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{20.2}{148.4} + \frac{47.0}{148.4} + \frac{47.0}{148.4} = 0.770$$

供試体506B

正モーメント側)

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{30.2}{53.7} + \frac{45.1}{184.8} = 0.807$$

負モーメント側)

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{30.2}{64.9} + \frac{45.1}{64.9} + \frac{45.1}{146.3} = 1.470$$

供試体8501

正モーメント側)

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{24.4}{46.1} + \frac{56.8}{92.8} + \frac{56.8}{399.5} = 1.284$$

負モーメント側)

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{24.4}{150.5} + \frac{56.8}{150.5} + \frac{56.8}{150.5} = 0.917$$

供試体8502

正モーメント側)

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{39.4}{56.3} + \frac{58.8}{193.7} = 1.003$$

負モーメント側)

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{39.4}{68.0} + \frac{58.8}{68.0} + \frac{58.8}{153.3} = 1.828$$

供試体506C

正モーメント側)

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{13.0}{76.0} + \frac{21.6}{204.7} = 0.276$$

負モーメント側)

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} + \frac{V_4}{V_{u4}} = \frac{13.0}{46.3} + \frac{21.6}{46.3} + \frac{21.6}{49.6} + \frac{21.6}{110.2} = 1.378$$

供試体506D

正モーメント側)

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{7.5}{48.4} + \frac{26.5}{101.4} + \frac{26.5}{305.9} = 0.503$$

負モーメント側)

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} + \frac{V_4}{V_{u4}} = \frac{7.5}{46.5} + \frac{26.5}{46.5} + \frac{26.5}{46.5} + \frac{26.5}{73.2} = 1.663$$

供試体8713

正モーメント側)

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} = \frac{18.9}{54.4} + \frac{18.9}{130.0} = 0.493$$

負モーメント側)

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} + \frac{V_4}{V_{u4}} = \frac{18.9}{54.4} + \frac{18.9}{54.4} + \frac{18.9}{54.4} + \frac{18.9}{191.1} = 1.141$$

供試体9107

正モーメント側)

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} = \frac{1.1}{49.4} + \frac{15.7}{79.7} + \frac{15.7}{209.3} = 0.295$$

負モーメント側)

$$\frac{V_1}{V_{u1}} + \frac{V_2}{V_{u2}} + \frac{V_3}{V_{u3}} + \frac{V_4}{V_{u4}} + \frac{V_5}{V_{u5}} = \frac{1.1}{51.4} + \frac{15.7}{51.4} + \frac{15.7}{51.4} + \frac{15.7}{76.4} + \frac{15.7}{211.7} = 0.912$$

表-2.15 B法による試算結果

No.	累積損傷		破壊位置	No.	累積損傷		破壊位置
	正側	負側			正側	負側	
506A	1.074	0.770	正側	506C	0.276	1.378	負側
506B	0.807	1.470	負側	506D	0.503	1.663	負側
8501	1.284	0.917	正側	8713	0.493	1.141	負側
8502	1.003	1.828	負側	9107	0.295	0.912	負側

B法においても正曲げ領域の累積損傷度が負曲げ領域の累積損傷度より大きい供試体は、506Aと8501である。損傷度の値はそれぞれ1.074と1.284であるので、A法の結果に比べていずれも27%ほど大きくなった。また、負曲げ領域の損傷度が大きい供試体においても、B法による累積損傷度はA法に比べて大きめとなったが、その増加率は3%から11%の範囲にある。したがって、負曲げ領域のせん断破壊に対しては、A法とB法で精度に大きな差はないと考えられる。

支点モーメントを有し多点荷重が作用するはりのせん断耐破壊に対して、反曲点の影響は2.4節によって提案された方法を、多点荷重の影響は2.3節で提案された方法を組み合わせて評価をおこなった。その結果、負曲げ領域のせん断破壊においては、せん断耐力が正曲げ領域に比べて増加する傾向にあり、上記の組合せによる評価方法では精度の良い評価はできなかった。これは、負曲げ領域においては、個々の荷重の役割が正曲げ領域の場合と異なることによるものと考えられる。正曲げ領域においては、支点反力によって伝達されたせん断力をスパン内の荷重が徐々に減じて行くこととなるが、負曲げ領域においては個々の荷重がせん断力を増加させる作用がある。その結果、負曲げ領域では、載荷点寄り（最大曲げモーメント位置）のせん断力が大きくなり、正曲げ領域のせん断破壊とは状況が著しく異なったものと考えられる。このような破壊に対しては、そのせん断破壊の性状を再検討する必要がある。

2.6 まとめ

本章では、組合せ荷重を作用させた場合のRCはりのせん断破壊について、せん断耐力の評価方法を実験結果に基づいて検討を行った。本章から結論づけられる事項を列記すれば、以下のとおりである。

一点荷重および対称二点荷重されたRCはりのせん断破壊実験から、以下のことを確認した。

- 1) 本章の実験結果において、斜め引張破壊を呈するはりのせん断耐力は、二羽によって提案された鉄筋コンクリートはりのせん断耐力算定式によって精度よく評価できることが確認された。
- 2) せん断圧縮破壊を呈するRCはりのせん断破壊に対しては、ディープビームのせん断耐力算定式によって評価を行ったが、算定値に対して実験値は平均で1.53倍大きくなる結果が得られた。その理由として、本章の実験における支承部が簡易的な構造であったため、水平反力を完全に排除できなかったためであると考えられる。
- 3) 上記のことから、多点荷重を受けるはりおよび支点モーメントを有するはりの試算においては、ディープビームのせん断耐力算定式に1.53の割増係数を乗じて用いることとした。

多点荷重を受けるRCはりのせん断破壊実験から、以下のことが明らかとなった。

- 4) 同一断面、同一支間長を有するはりで、一点集中荷重による場合と多点荷重による場合を比較した結果、せん断耐力は後者が前者を大きく上回り、その比はおおよそ2倍である結果が得られた。このことから、分布荷重や多点荷重を受けるはりは集中荷重を受けるはりに比べてせん断耐力が増加する傾向があると言える。
- 5) せん断耐力の評価法として、破壊位置を考慮した方法と考慮しない方法の2種類の累積損傷による手法を示し、両者とも比較的良好な結果を得ることができた。
- 6) A法は、破壊位置（斜めひび割れ位置）の影響を考慮したもので、石橋らによって提案されている手法を導入した。この方法では、算定位置を変化させて累積損傷度が最も大きくなる位置を破壊位置と定義して求めた結果、全供試体に対して累積損傷度の平均値は0.973で、その標準偏差は0.114であった。
- 7) B法は、破壊位置を考慮しないで累積損傷をとる方法である。すなわち、個々のせん断力成分に対してそのせん断スパン比をそのまま耐力算定式に用いる方法である。試算結果は、A法に比べて精度がやや劣るが、累積損傷の平均値は1.108で、その標準偏差は0.148であった。
- 8) 多点荷重されたはりのせん断破壊に対する評価方法として、A法とB法は有効な手段であることが確認された。前者の方法は、計算が煩雑となるが個々のせん断力が破壊位置に与える影響を精度良く評価することができ、後者の方法は前者に比べてやや精度が劣るものの計算が簡便であることから実務的には有効な方法であることが示された。

支点モーメントを有するRCはりのせん断破壊実験から、以下のことが明らかとなった。

- 9) 反曲点を内在するせん断スパンにおけるせん断破壊では、反曲点の無い場合に比べてせん断耐力が増加することが確認された。すなわち、反曲点を考慮しないせん断スパン比を耐力算定式に用いると、実験結果に対して過度の安全側の評価となる傾向がある。
- 10) 反曲点を有する場合のせん断破壊は、正曲げ領域（正の最大モーメント位置から反曲点）および負曲げ領域（反曲点から負の最大モーメント位置）で斜めひび割れが発達することが観察された。ただし、一方の領域が他方に比べて大きい場合は、大きい方の領域で発達したひび割れが破壊に対して支配的であると推察される。また、両者の領域におけるせん断スパン比がともに小さい場合は、載荷点と支点を直線的に結ぶひび割れが発達して破壊する場合があることも認められた。
- 11) 正の最大モーメント位置あるいは負の最大曲げモーメント位置から反曲点までの距離をせん断スパンとして耐力算定式に用いたとき、半数の供試体は比較的良好な評価となるが、残りの半数の供試体は危険側の評価となる傾向が認められた。
- 12) 荷重が小さいレベルでは、コンクリート腹部の応力（またはひずみ）の主方向は、載荷点と反曲点下縁を結ぶ方向、あるいは支点と反曲点上縁を結ぶ方向であることが確認された。荷重レベルが大きくなると斜めひび割れの出現の影響により、いずれの領域における主方向も傾斜が緩やかになっていくことが明らかとなった。このことから、終局に近づくにつれて、伝達される応力の再分配が行われていると推察される。
- 13) 下側鉄筋の軸方向ひずみの測定結果から、荷重レベルの小さいときには、負曲げ領域ではモーメントに比例して圧縮ひずみが生じているが、終局に近づくにつれて引張りひずみに転じる領域が現れることが示された。
- 14) 上記の性状は、反曲点位置を仮定の支点または載荷点と考えたとき、終局付近に近づくにつれて仮想支点（載荷点）が遠方にシフトしていくことと等価であると考えられる。耐力算定式に用いるせん断スパンは引張力のシフト量を加算して検討した結果、シフト量は有効高さの0.4倍の長さを用いると実験結果を良くとらえることができる。

支点モーメントを有し多点荷重を受けるRCはりのせん断破壊実験から、以下のことが明らかとなった。

- 15) 反曲点の影響に対しては仮想支点（載荷点）をシフトしてせん断スパンを大きくする方法、多点載荷の影響に対しては累積損傷によるA法およびB法を用いることで、せん断耐力の評価を行った。その結果、正曲げ領域におけるせん断破壊に対しては、A法、B法とも妥当な結果を示した。
- 16) 負曲げ領域におけるせん断破壊に対しては、過度の安全側の評価となる供試体があり、必ずしも精度の良い評価を行うことはできなかった。

参考文献

- [1] H. Okamura and T. Higai : Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, Proceedings of JSCE, No.300, pp.131-141,1980年
- [2] 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫 : せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第372号/V-5, pp.167-176, 1986年
- [3] 二羽淳一郎 : FEM解析に基づくディープビームのせん断耐荷力算定式, 第2回RC建造物のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.119-128, 1983年
- [4] 昭和61年制定コンクリート標準示方書 [設計編], 土木学会, 1986年
- [5] 井畔瑞人, 塩屋俊幸, 野尻陽一, 秋山 暉 : 等分布荷重下における大型鉄筋コンクリートはりのせん断強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第348号/V-1, pp.175-184, 1984年
- [6] 小林茂敏, 森濱和正, 高橋正志 : 多点荷重されるせん断補強鉄筋のないRCはりのせん断強度, 第6回コンクリート工学年次講演論文集, pp.493-496, 1984年
- [7] 石橋忠良, 斉藤啓一, 丸山久一 : 多点荷重を受けるはりのせん断耐力に関する一考察, 第7回コンクリート工学年次講演論文集, pp.517-520, 1985年
- [8] 岩崎英徳, 丸山久一, 吉田武, 石橋忠良 : 多点荷重を受けるRCはりのせん断性状に関する基礎的研究, 第7回コンクリート工学年次講演論文集, pp.513-516, 1985年
- [9] 池田尚治, 山口隆裕, 野川和宏 : 鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に対する曲げモーメントの影響について, 土木学会第39回年次学術講演会講演概要集, 第V部門, pp.393-394, 1984年
- [10] 二羽淳一郎 : 等分布荷重を受ける鉄筋コンクリートはりのせん断耐力, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集, 第V部門, pp.315-316, 1985年
- [11] 檜貝 勇 : 等分布荷重を受ける鉄筋コンクリートはりのせん断強度の解析, 土木学会第39回年次学術講演会講演概要集, 第V部門, pp.399-340, 1984年
- [12] 遠藤達巳, 青柳征夫, 礪岩和夫 : 支点モーメントを有し多点荷重を受けるはり部材のせん断耐力に関する研究, 土木学会第44回年次学術講演会講演概要集, 第V部門, pp.572-573, 1989年
- [13] 2002年制定コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 土木学会, 2002年

第 3 章

自由縁の影響を受ける鉄筋コンクリート面部材の押抜きせん断耐力

3.1 まえがき

鉄筋コンクリート構造を代表する部材の1つに、平面的拡がりを持つ鉄筋コンクリートスラブがある。このスラブに、面外方向に局所的な荷重を受ける（例えば、上面からの荷重あるいは柱から伝達される荷重）と、荷重直下のコンクリートが押し抜かれるような形で破壊が生ずる場合がある。このような破壊は、押抜きせん断（Punching Shear）破壊と呼ばれているが、破壊面が三次元的な拡がりを持つことや、その抵抗機構が数多くの影響因子に支配されていることもあり力学的な条件を満足するような耐力算定方法の提案には至っていない。

各国の基準における押抜きせん断耐力の算定方法は、既に第1章で述べたように公称押抜きせん断応力度に設計断面を乗じて求めるという考え方はほぼ共通しているが、設計断面の取り方については様々である。ここであらためて、代表的な指針の設計断面の取り方を列記すれば以下のとおりである。

- ・ CEB-FIP Model Code 90：載荷面から有効高の2倍離れた位置
- ・ BS 8110-97：載荷面から有効高の1.5倍離れた位置
- ・ DIN1045-88, ACI 318-95, 土木学会（86）：載荷面から有効高の1/2離れた位置

このうち、Model Codeの設計断面は、1970年当時はDINやACIと同様に1/2離れた位置としていたが、1990年改定時に修正されたものである。わが国においては、角田らの研究（1974年）、前田・松井の研究（1984年）によって押抜きせん断耐力算定式が提案されている。角田らの研究では、影響因子を種々変化させて60体の実験を行い、既往の実験データを加えて実用性の高い耐力算定式を与えている。このときの設計断面は、有効高さの1.5倍離れた位置にとることとされていた。土木学会コンクリート標準示方書の設計押抜きせん断耐力式は、角田らの実験データと国外の実験データを基として、はりのせん断耐力式と同様の形式であらわされるものと仮定した上で、統計学的に処理した経験式として示された。示方書式と実験データとの適合性は、CEB/FIP基準やACI基準に比べて精度が高いようである。しかしながら、自由縁付近に載荷された場合や開口部が荷重付近の近傍にある場合については、1978年のCEB/FIP基準における設計断面（critical section）の長さを低減する手法をそのまま取

り入れたものであり、必ずしも設計断面の妥当性を検証しているわけではない。

本章では、土木学会コンクリート標準示方書の押抜きせん断耐力式をベースとして、自由縁の影響を受ける場合の押抜きせん断破壊に対する評価方法を確立することを目的とした。

3.2 コンクリート標準示方書による鉄筋コンクリートスラブの設計法について

スラブの曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメントおよび支点反力は、スラブの支持状態、スラブの形状、載荷条件などを考慮した薄板理論により求めることを原則としている。ただし、この他に、一般に認められている近似的な計算方法を用いてもよいとされている。また、終局限界状態に対しては、モーメントの再分配が顕著となることから、塑性解析を用いてよいこととされている。以下では、曲げモーメントおよびせん断力に対する2、3の近似解法の例を示す。

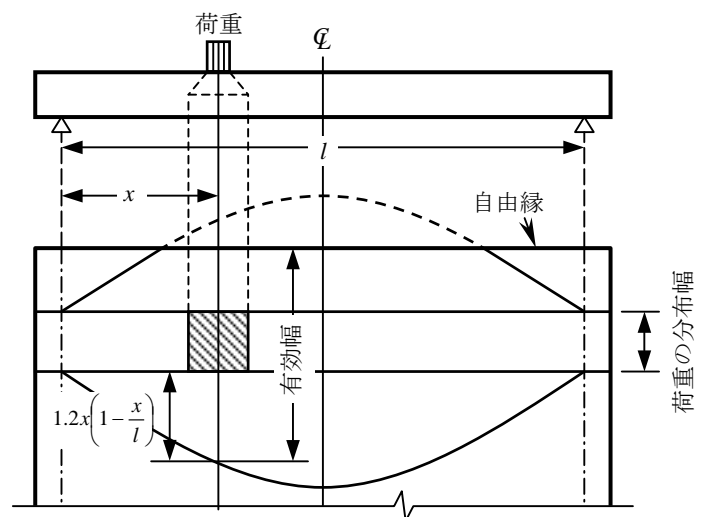


図-3.1 一方向スラブの有効幅

(1) スラブの曲げモーメントに対する検討

土木学会コンクリート標準示方書では、曲げモーメントの検討に対して、はりに準じて行ってよいこととされている。一方向スラブ（相対する2辺が単純支持で他の2辺が自由辺となっている長方形スラブ）に対しては、有効幅をもつはりとしての近似解が与えられており、Gotthard Franz および British Standard Code of Practice CP114（1957年）と同様の考え方である。有効幅 b_e は、図-3.1に示すように載荷点の大きさや位置によって定めることができる。これは弾性論に基づく曲げモーメント分布を考慮したものであり、有効幅 b_e は次式によって算定する。

$$c \geq 1.2x(1-x/l) \text{ の場合} \quad b_e = v + 2.4x(1-x/l) \quad (3.1)$$

$$c < 1.2x(1-x/l) \text{ の場合} \quad b_e = c + v + 1.2x(1-x/l) \quad (3.2)$$

ここに、 c ：集中荷重の分布幅の端からスラブ自由縁までの距離

x ：集中荷重作用点から最も近い支点までの距離

l ：スラブのスパン

v ：荷重の分布幅

(2) スラブのせん断力に対する検討

スラブのせん断力に対しては、幅の広いはりを見なしてそれに準じた検討と、円錐状または角錐状の2方向の断面内でせん断に抵抗すると想定し押抜きせん断に対する検討を行うこととなっている。しかしながら、はりに準じた検討において、平成3年版までの示方書では明確な方法が示されていない

い、押抜きせん断力に対しては以下の照査式が与えられている。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b \quad (3.3)$$

ここに、 $f_{pcd} = 0.19\sqrt{f'_{cd}}$ (N/mm²)

$\beta_d = (1000/d)^{1/4}$ (d:mm) ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は1.5とする。

$\beta_p = (100p)^{1/3}$ ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は1.5とする。

$\beta_r = 1 + 1 / (1 + 0.25 u/d)$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度で、単位はN/mm²である。

u : 載荷面の周長

u_p : 設計断面の周長で、載荷面からd/2離れた位置で算定するものとする。

d および p : 有効高さおよび鉄筋比で、二方向の鉄筋に対する平均値とする。

γ_b : 一般に1.3としてよい。

上記の設計式は、基本的にははりのせん断耐力算定式と同様の関数形で表しており、既往のスラブおよびフーチングの押抜きせん断実験結果を基にして得られたものである。コンクリート標準示方書改訂資料（土木学会コンクリートライブラリ第61号）によれば設計式による適合性は、回帰で用いた実験結果に対して、実験値/計算値の平均が 1.033、標準偏差/平均値が 0.159 となっている。

一方、載荷面が自由縁または開口部に近い場合に対しては、スラブ中央部に載荷する場合に比べて耐力が低下することから u_p （設計断面の周長を表している）を減少させることによって考慮されている。 u_p の算定にあたっては、1978年の CEB/FIP モデルコードを参考に定められており、自由縁に近い場合は図-3.2に示す case1 から case3 の最も小さいものを採用することとしている。

なお、平成8年版の示方書からは、筆者らの研究により自由縁付近載荷の場合の押抜きせん断耐力が危険側に評価されることが明らかとなったため、case2およびcase3の設計断面は削除され、かわりに有効幅をもつはりとしてのせん断耐力による評価を用いることとなった。

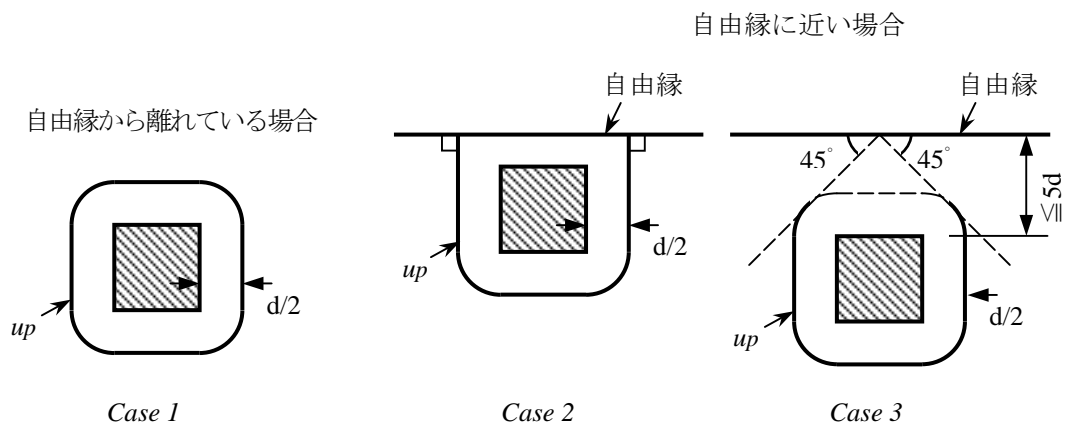


図-3.2 土木学会コンクリート標準示方書(平成3年版)による設計断面の取り方

3.3 既往の研究による押抜きせん断試験の概要

本章で検討を行う既往の研究で行われた実験結果の概要を以下に示す。供試体は、**図-3.5**に示すように相対する二辺が単純支持された鉄筋コンクリートスラブである（各供試体の外観については**図-3.6**に示す）。実験変数は、**表-3.1** および **表-3.2** に示すように主としてスラブの寸法（幅、支間および厚さ）と载荷状態（位置および分布形状）である。また、**表-3.3**および**表-3.4**には供試体の材料特性と破壊荷重もあわせて示した。供試体に使用されたコンクリートの圧縮強度は 21.8~37.3MPaで、鉄筋は熱間圧延異形棒鋼 **SD345**（降伏点は400~429MPa）の**D10**と**D13**である。主鉄筋は端部でフックにより定着させ、配力鉄筋は最も外側の主鉄筋に掛けて定着させている。実験に際して、スラブ供試体は幅 10cm×厚さ1cm の鋼板を介して丸鋼棒で支持されており、支承端部での浮き上がりは自由としている。载荷は、厚さ3cm の鋼板をスラブ上面に密着させて行われた。

なお、表に示した破壊モードは、実験終了後に破壊面などの観察によって判定されたものである。その破壊状況の分類としては、押抜きせん断破壊、降伏線型の曲げ破壊、はりに類似したせん断破壊、あるいはそれらの混合型の破壊（押抜けるピラミッド状のコンクリートの一部が自由縁によって断ち切れ、斜めひび割れが自由縁に現れる）などである。ここでいう“はりに類似したせん断破壊”とは、スラブ幅の小さなものに多くみられ、はりのように斜めひび割れが両側面に現れて破壊するような形式である。また、この場合せん断スパン比の小さなスラブでは、ディープビームにみられるせん断圧縮破壊に類似した破壊と考えられる。

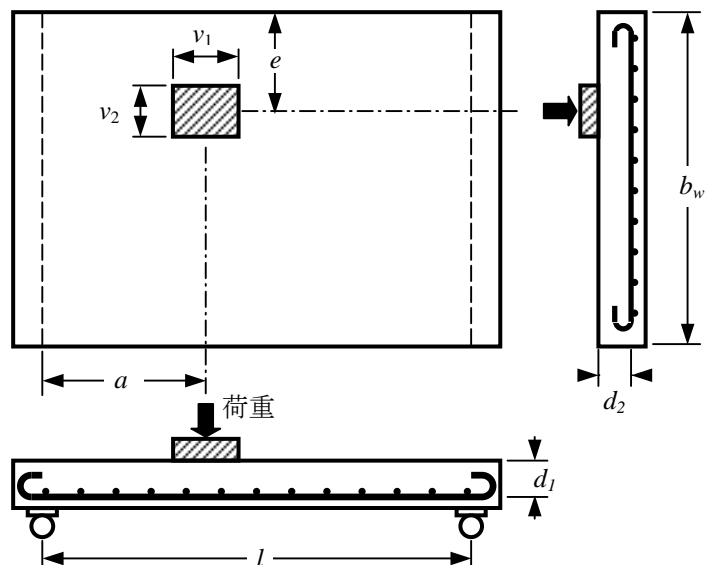


図-3.5 RC一方向スラブの実験供試体

表-3.1 供試体寸法の諸元 (その1)

No.	記号	支間	全幅	厚さ	有効高		載荷面		載荷面		鉄筋比	
		l (cm)	b_w (cm)	h (cm)	主鉄筋 d_1 (cm)	配力筋 d_2 (cm)	幅 v_1 (cm)	幅 v_2 (cm)	距離 a (cm)	距離 e (cm)	主鉄筋 p_1 (%)	配力筋 p_2 (%)
1	H56-05	50	30	10	8.0	7.0	10.0	10.0	25.0	15.0	1.67	1.91
2	H56-06	50	30	10	8.0	7.0	10.0	10.0	25.0	10.0	1.67	1.91
3	H56-07	50	50	10	8.0	7.0	10.0	10.0	25.0	25.0	1.67	1.91
4	H56-08	50	50	10	8.0	7.0	10.0	10.0	25.0	17.5	1.67	1.91
5	H56-09	50	50	10	8.0	7.0	10.0	10.0	25.0	10.0	1.67	1.91
6	H56-10	50	70	10	8.0	7.0	10.0	10.0	25.0	35.0	1.67	1.91
7	H56-11	50	70	10	8.0	7.0	10.0	10.0	25.0	22.5	1.67	1.91
8	H56-12	50	70	10	8.0	7.0	10.0	10.0	25.0	10.0	1.67	1.91
9	H56-13	50	100	10	8.0	7.0	10.0	10.0	25.0	50.0	1.67	1.91
10	H56-14	50	100	10	8.0	7.0	10.0	10.0	25.0	40.0	1.67	1.91
11	H56-15	50	100	10	8.0	7.0	10.0	10.0	25.0	30.0	1.67	1.91
12	H56-16	50	100	10	8.0	7.0	10.0	10.0	25.0	20.0	1.67	1.91
13	H56-17	50	100	10	8.0	7.0	10.0	10.0	25.0	10.0	1.67	1.91
14	H56-18	100	50	10	8.0	7.0	10.0	10.0	50.0	25.0	1.67	1.91
15	H56-19	100	50	10	8.0	7.0	10.0	10.0	50.0	10.0	1.67	1.91
16	H56-20	100	70	10	8.0	7.0	10.0	10.0	50.0	35.0	1.67	1.91
17	H56-21	100	70	10	8.0	7.0	10.0	10.0	50.0	10.0	1.67	1.91
18	H56-22	100	100	10	8.0	7.0	10.0	10.0	50.0	50.0	1.67	1.91
19	H56-23	100	100	10	8.0	7.0	10.0	10.0	50.0	10.0	1.67	1.91
20	H56-24	100	140	10	8.0	7.0	10.0	10.0	50.0	70.0	1.67	1.91
21	H56-25	100	140	10	8.0	7.0	10.0	10.0	50.0	55.0	1.67	1.91
22	H56-26	100	140	10	8.0	7.0	10.0	10.0	50.0	40.0	1.67	1.91
23	H56-27	100	140	10	8.0	7.0	10.0	10.0	50.0	25.0	1.67	1.91
24	H56-28	100	140	10	8.0	7.0	10.0	10.0	50.0	10.0	1.67	1.91
25	H56-29	100	140	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	40.0	1.13	1.20
26	H56-30	100	140	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	25.0	1.13	1.20
27	H56-31	100	140	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	10.0	1.13	1.20
28	H57-61	100	140	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	70.0	1.10	1.16
29	H57-62	100	140	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	60.0	1.10	1.16
30	H57-63	100	140	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	45.0	1.10	1.16
31	H57-64	100	140	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	30.0	1.10	1.16
32	H57-65	100	140	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	15.0	1.10	1.16
33	H57-66	100	120	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	60.0	1.10	1.16
34	H57-67	100	120	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	45.0	1.10	1.16
35	H57-68	100	120	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	30.0	1.10	1.16
36	H57-69	100	120	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	15.0	1.10	1.16
37	H57-70	100	90	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	45.0	1.10	1.16
38	H57-71	100	90	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	30.0	1.10	1.16
39	H57-72	100	90	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	15.0	1.10	1.16
40	H57-73	100	60	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	30.0	1.10	1.16
41	H57-74	100	60	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	15.0	1.10	1.16
42	H57-75	100	30	20	18.0	17.0	10.0	10.0	50.0	15.0	1.10	1.16
43	G57-41	100	140	10	8.0	7.0	7.0	14.0	50.0	70.0	1.70	1.94
44	G57-42	100	140	10	8.0	7.0	7.0	14.0	50.0	55.0	1.70	1.94
45	G57-43	100	140	10	8.0	7.0	7.0	14.0	50.0	40.0	1.70	1.94
46	G57-44	100	140	10	8.0	7.0	7.0	14.0	50.0	25.0	1.70	1.94
47	G57-45	100	140	10	8.0	7.0	7.0	14.0	50.0	10.0	1.70	1.94
48	G57-46	100	140	10	8.0	7.0	14.0	7.0	50.0	70.0	1.70	1.94
49	G57-47	100	140	10	8.0	7.0	14.0	7.0	50.0	55.0	1.70	1.94
50	G57-48	100	140	10	8.0	7.0	14.0	7.0	50.0	40.0	1.70	1.94
51	G57-49	100	140	10	8.0	7.0	14.0	7.0	50.0	25.0	1.70	1.94
52	G57-50	100	140	10	8.0	7.0	14.0	7.0	50.0	10.0	1.70	1.94

表-3.2 供試体の諸元 (その2)

No.	記号	支間	全幅	厚さ	有効高		載荷面		載荷面		鉄筋比	
		l (cm)	b_w (cm)	h (cm)	主鉄筋 d_1 (cm)	配力筋 d_2 (cm)	幅 v_1 (cm)	幅 v_2 (cm)	距離 a (cm)	距離 e (cm)	主鉄筋 p_1 (%)	配力筋 p_2 (%)
53	G57-81	100	140	10	8.0	7.0	10.0	10.0	65.0	70.0	1.70	1.94
54	G57-82	100	140	10	8.0	7.0	10.0	10.0	65.0	55.0	1.70	1.94
55	G57-83	100	140	10	8.0	7.0	10.0	10.0	65.0	40.0	1.70	1.94
56	G57-84	100	140	10	8.0	7.0	10.0	10.0	65.0	25.0	1.70	1.94
57	G57-85	100	140	10	8.0	7.0	10.0	10.0	65.0	10.0	1.70	1.94
58	G58-01	100	140	10	8.0	7.0	7.5	7.5	50.0	70.0	1.67	1.91
59	G58-02	100	140	10	8.0	7.0	7.5	7.5	50.0	55.0	1.67	1.91
60	G58-03	100	140	10	8.0	7.0	7.5	7.5	50.0	40.0	1.67	1.91
61	G58-04	100	140	10	8.0	7.0	7.5	7.5	50.0	25.0	1.67	1.91
62	G58-05	100	140	10	8.0	7.0	7.5	7.5	50.0	10.0	1.67	1.91
63	G58-06	100	140	10	8.0	7.0	15.0	15.0	50.0	70.0	1.67	1.91
64	G58-07	100	140	10	8.0	7.0	15.0	15.0	50.0	55.0	1.67	1.91
65	G58-08	100	140	10	8.0	7.0	15.0	15.0	50.0	40.0	1.67	1.91
66	G58-09	100	140	10	8.0	7.0	15.0	15.0	50.0	25.0	1.67	1.91
67	G58-10	100	140	10	8.0	7.0	15.0	15.0	50.0	10.0	1.67	1.91
68	G58-11	100	140	15	13.0	12.0	10.0	10.0	50.0	70.0	1.03	1.12
69	G58-12	100	140	15	13.0	12.0	10.0	10.0	50.0	55.0	1.03	1.12
70	G58-13	100	140	15	13.0	12.0	10.0	10.0	50.0	40.0	1.03	1.12
71	G58-14	100	140	15	13.0	12.0	10.0	10.0	50.0	25.0	1.03	1.12
72	G58-15	100	140	15	13.0	12.0	10.0	10.0	50.0	20.0	1.03	1.12
73	G58-16	100	140	15	13.0	12.0	10.0	10.0	50.0	10.0	1.03	1.12
74	G58-17	100	140	15	12.9	11.7	10.0	10.0	50.0	70.0	1.84	1.00
75	G58-18	100	140	15	12.9	11.7	10.0	10.0	50.0	55.0	1.84	1.00
76	G58-19	100	140	15	12.9	11.7	10.0	10.0	50.0	40.0	1.84	1.00
77	G58-20	100	140	15	12.9	11.7	10.0	10.0	50.0	25.0	1.84	1.00
78	G58-21	100	140	15	12.9	11.7	10.0	10.0	50.0	10.0	1.84	1.00
79	G60-04	70	90	15	12.9	11.6	10.0	10.0	35.0	45.0	1.55	1.72
80	G60-07	70	90	15	12.9	11.6	10.0	10.0	35.0	30.0	1.55	1.72
81	G60-10	70	90	15	12.9	11.6	10.0	10.0	35.0	15.0	1.55	1.72
82	G60-13	70	90	15	12.9	11.6	10.0	10.0	35.0	6.0	1.55	1.72
83	G60-16	70	15	15	12.9	11.6	10.0	10.0	35.0	7.5	1.55	1.72
84	G60-19	70	30	15	12.9	11.6	10.0	10.0	35.0	15.0	1.55	1.72
85	G60-22	70	45	15	12.9	11.6	10.0	10.0	35.0	22.5	1.55	1.72
86	G60-25	70	60	15	12.9	11.6	10.0	10.0	35.0	30.0	1.55	1.72

表-3.3 実験結果 (その1)

No.	記号	鉄筋 降伏強度 f_y (N/mm ²)	コンクリート 圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	破壊荷重 PB (kN)	破壊 形式	No.	記号	鉄筋 降伏強度 f_y (N/mm ²)	コンクリート 圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	破壊荷重 PB (kN)	破壊 形式※
1	H56-05	400	31.0	108	BM	10	H56-14	400	28.6	174	PS
2	H56-06	400	29.3	98	BM	11	H56-15	400	26.9	180	PS
3	H56-07	400	29.9	168	PS	12	H56-16	400	28.2	160	PS
4	H56-08	400	29.9	141	PS	13	H56-17	400	31.1	129	PS
5	H56-09	400	30.3	102	PS	14	H56-18	400	31.0	85	BM
6	H56-10	400	33.0	183	PS	15	H56-19	400	28.4	82	PS
7	H56-11	400	33.0	152	PS	16	H56-20	400	30.1	124	BM
8	H56-12	400	33.0	110	PS	17	H56-21	400	37.3	93	PS
9	H56-13	400	31.7	199	PS	18	H56-22	400	32.0	175	PS

表-3.4 実験結果 (その2)

No.	記号	鉄筋 降伏強度 f_y (N/mm ²)	コンクリート 圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	破壊荷重 PB (kN)	破壊 形式	No.	記号	鉄筋 降伏強度 f_y (N/mm ²)	コンクリート 圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	破壊荷重 PB (kN)	破壊 形式 ※
19	H56-23	400	27.2	88	PS	53	G57-81	419	24.2	157	PS
20	H56-24	400	34.5	214	PS	54	G57-82	419	28.7	147	PS
21	H56-25	400	30.4	184	PS	55	G57-83	419	26.7	152	PS
22	H56-26	400	29.0	174	PS	56	G57-84	419	27.0	123	PS
23	H56-27	400	31.5	140	PS	57	G57-85	419	26.9	82	PS
24	H56-28	400	27.2	96	PS	58	G58-01	412	32.0	154	PS
25	H56-29	400	36.5	431	PS	59	G58-02	412	33.1	134	PS
26	H56-30	400	31.6	349	PS	60	G58-03	412	30.7	144	PS
27	H56-31	400	29.7	196	PS	61	G58-04	412	35.5	135	PS
28	H57-61	399	30.1	470	PS	62	G58-05	412	30.5	85	PS
29	H57-62	399	31.5	503	PS	63	G58-06	412	31.2	179	PS
30	H57-63	399	30.7	444	PS	64	G58-07	412	32.2	186	PS
31	H57-64	399	30.1	372	PS	65	G58-08	412	30.8	187	PS
32	H57-65	399	30.5	270	PS	66	G58-09	412	36.0	157	PS
33	H57-66	399	33.5	478	PS	67	G58-10	412	31.2	96	PS
34	H57-67	399	34.8	458	PS	68	G58-11	412	31.7	306	PS
35	H57-68	399	35.9	418	混合	69	G58-12	412	32.7	294	PS
36	H57-69	399	32.3	255	混合	70	G58-13	412	34.2	281	PS
37	H57-70	399	30.1	405	PS	71	G58-14	412	32.8	223	PS
38	H57-71	399	31.9	378	混合	72	G58-15	412	32.7	187	PS
39	H57-72	399	34.9	296	混合	73	G58-16	412	30.9	143	PS
40	H57-73	399	28.0	282	BS	74	G58-17	430	36.3	312	PS
41	H57-74	399	35.1	157	BS	75	G58-18	430	33.6	306	PS
42	H57-75	399	31.5	160	BS	76	G58-19	430	28.2	278	PS
43	G57-41	419	31.2	190	PS	77	G58-20	430	31.7	236	PS
44	G57-42	419	33.7	164	PS	78	G58-21	430	30.8	152	PS
45	G57-43	419	33.4	180	PS	79	G60-04	402	29.2	302	PS
46	G57-44	419	28.4	138	PS	80	G60-07	402	29.5	335	PS
47	G57-45	419	32.6	102	PS	81	G60-10	402	21.8	258	PS
48	G57-46	419	31.6	188	PS	82	G60-13	402	28.0	103	PS
49	G57-47	419	26.6	165	PS	83	G60-16	402	23.6	50	BS
50	G57-48	419	27.7	154	PS	84	G60-19	402	23.6	109	BS
51	G57-49	419	24.4	149	PS	85	G60-22	402	28.5	162	BS
52	G57-50	419	27.1	89	PS	86	G60-25	402	28.5	230	PS

※ 破壊形式の記号

PS : 押抜きせん断破壊

BS : はり型のせん断破壊

BM : 曲げ破壊

混合 : はり型せん断破壊と押抜きせん断破壊の混合型

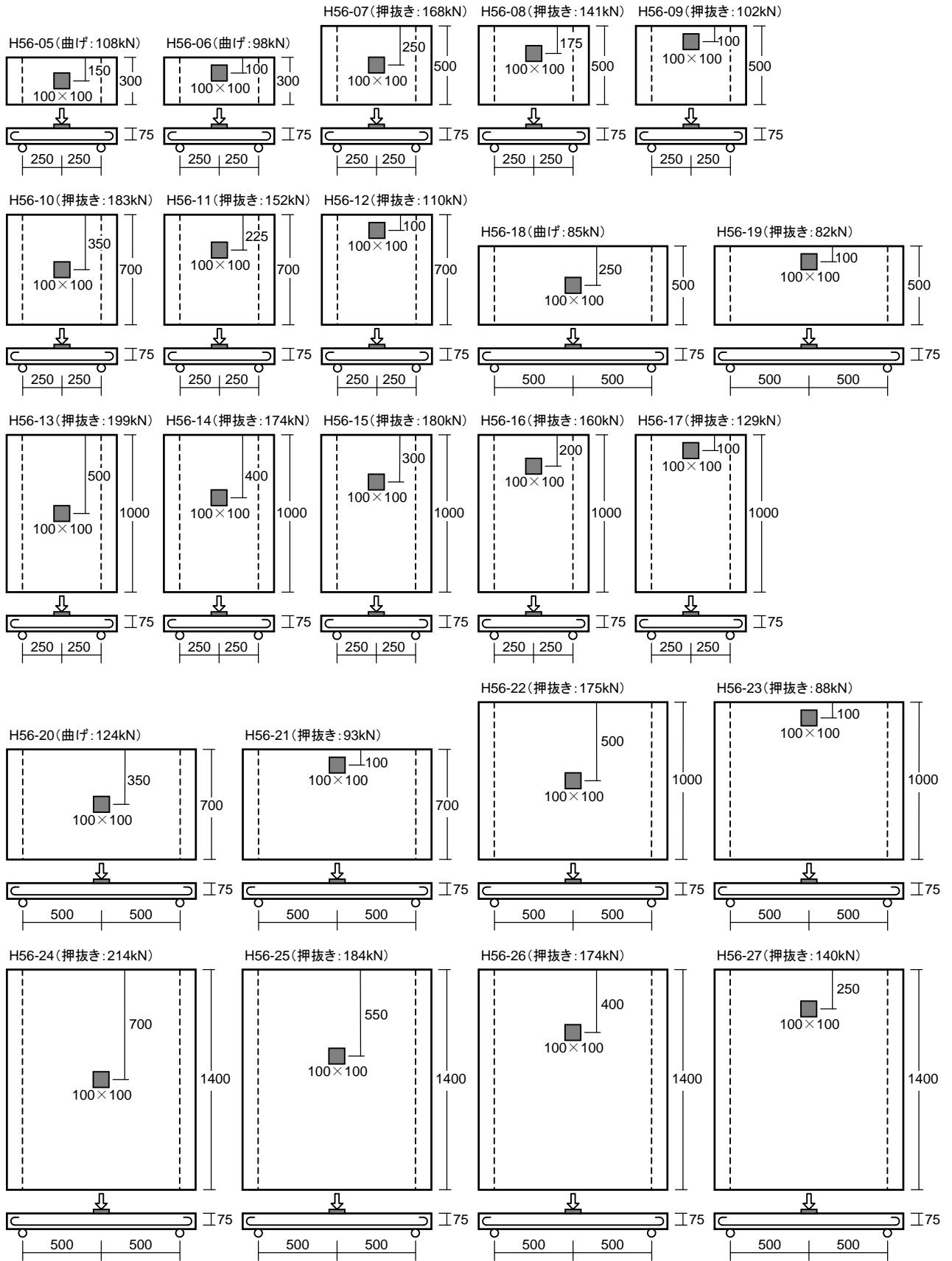


図-3.6 (1) 供試体外観 (H56-05~H56-27)

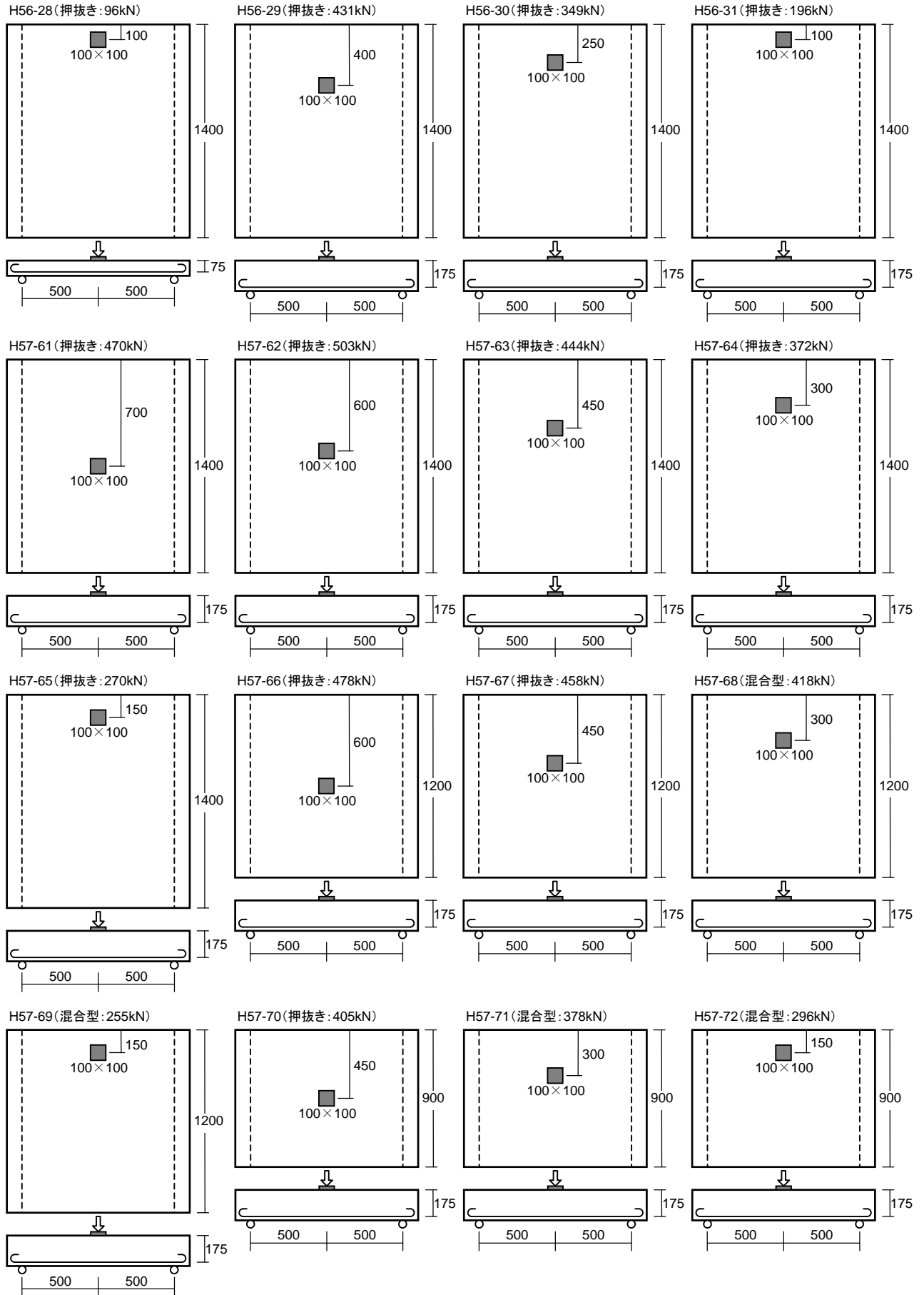


図-3.6 (2) 供試体外観 (H56-28~H57-72)

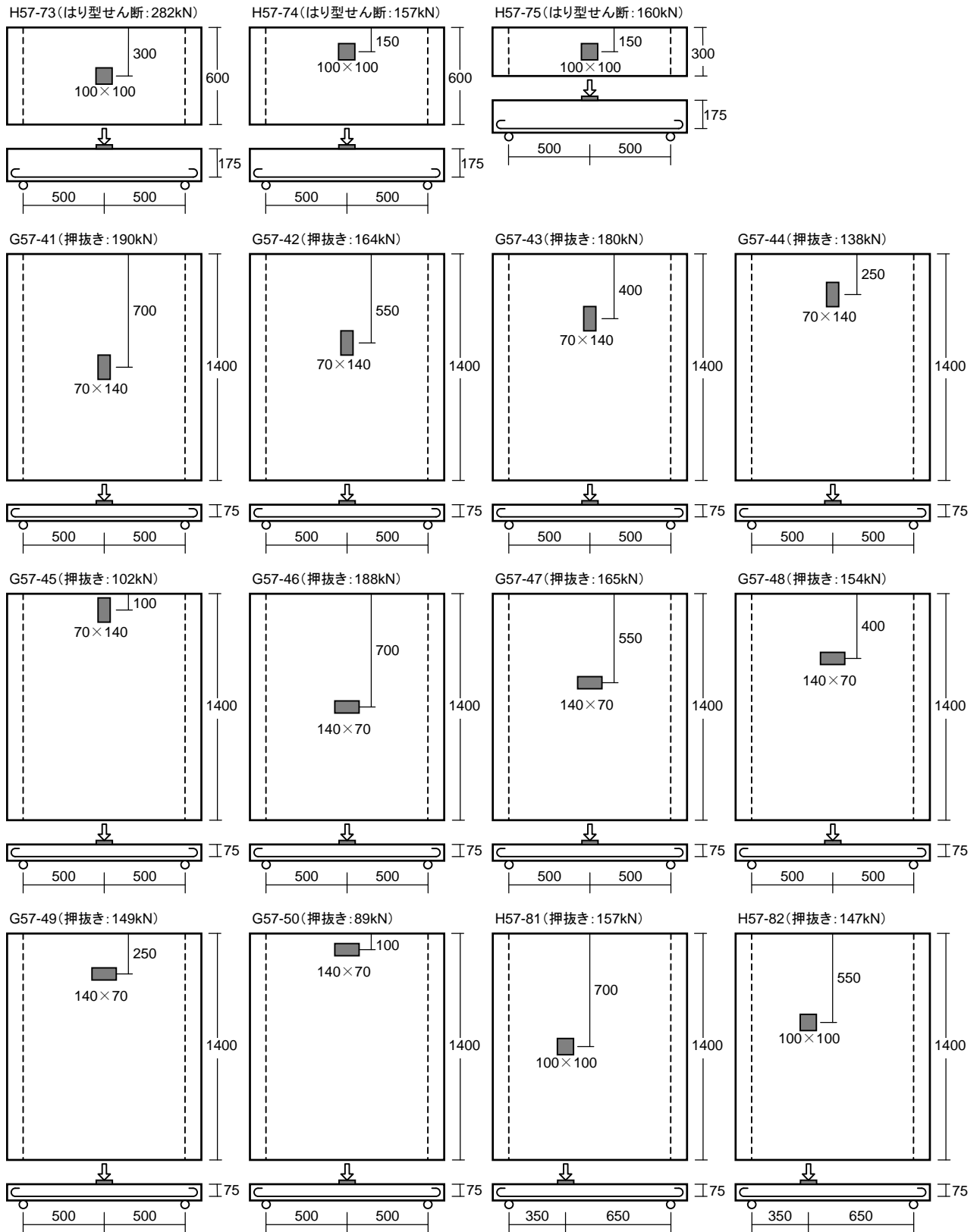


図-3.6 (3) 供試体外観 (H57-73~H57-82)

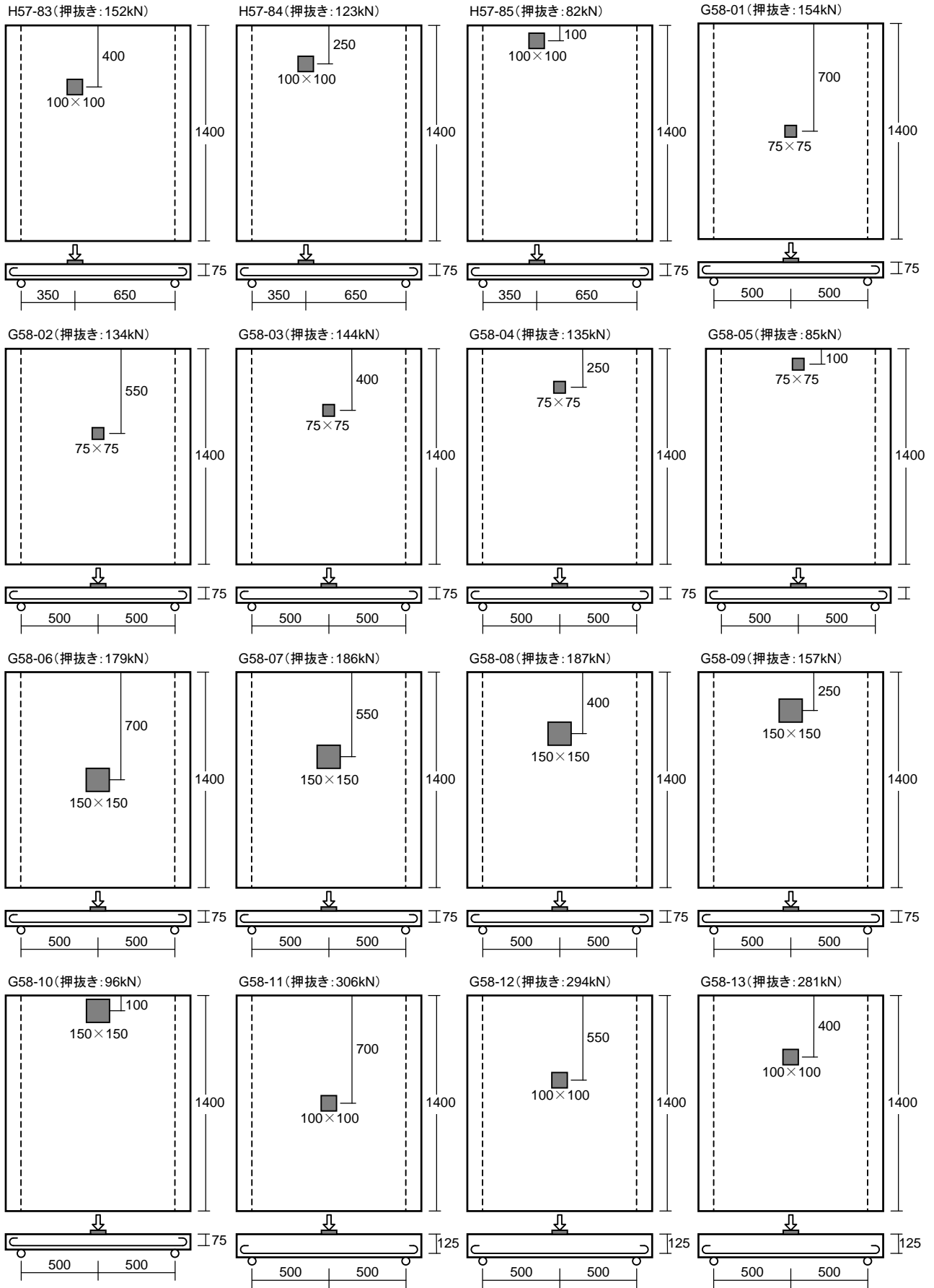


図-3.6 (4) 供試体外観 (H57-84~G58-13)

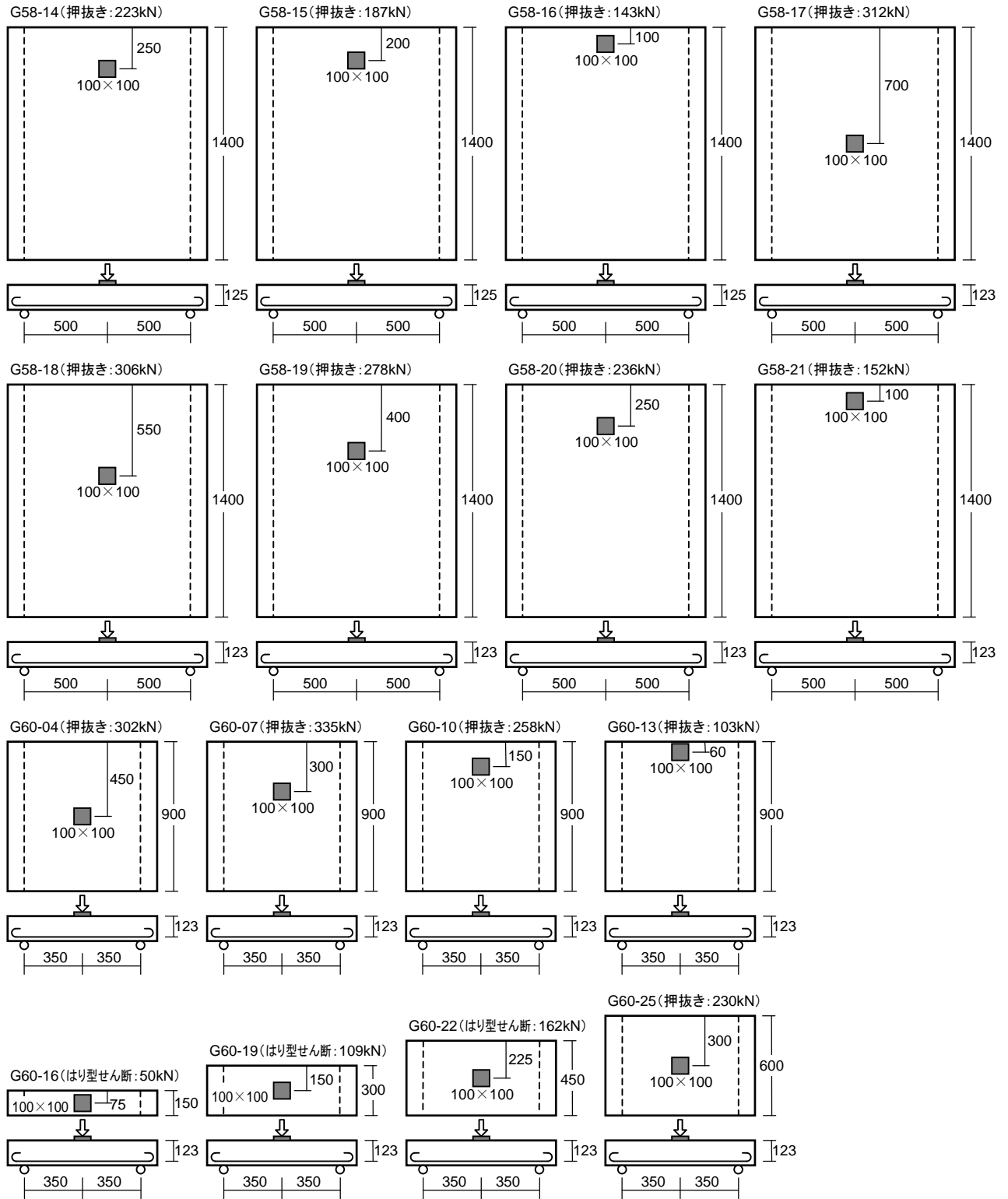


図-3.6 (5) 供試体外観 (G58-14~G60-25)

3.4 自由縁付近に載荷されたRCスラブに対する示方書による押抜きせん断耐力の評価

前述したように、スラブに作用する荷重の位置が自由縁に近づくにつれて、破壊面が自由縁で断ち切られて押抜きせん断耐力が小さくなっていく。

図-3.7 から 図-3.16 は、供試体を各グループ（有効高さ、せん断スパン、載荷面形状、鉄筋比により分類、表-3.5 参照）して、そのような耐力低下の例を示したものである。各図とも横軸には、自由縁載荷の影響をあらわすパラメータとして載荷距離/有効高さ e'/d （ e' は載荷面端から自由縁までの距離）をとった。なお、載荷面端からの両自由縁までが $5d$ 以下の供試体は除いた。実線は、前節で示した土木学会示方書（昭和61年制定）による設計押抜きせん断耐力を表している。実験値との適合性を調べるため、式中の係数 γ_b は1.0として算定した（表-3.6参照）。なお、個々の供試体はコンクリート圧縮強度にばらつきがあるため、押抜きせん断耐力とコンクリート強度の平方根の比を用いて以後の検討を行った。

表-3.5 供試体の分類

グループ	d (mm)	a (mm)	b_w (mm)	$v_1 \times v_2$ (mm)	p (%)	供試体
1	75	250	700~1000	100×100	1.79	H56-10, H56-11, H56-12, H56-13, H56-14, H56-15, H56-16, H56-17
2	75	500	700~1400	100×100	1.79	H56-21, H56-22, H56-23, H56-24, H56-25, H56-26, H56-27, H56-28
3	175	500	1400	100×100	1.13	H57-61, H57-62, H57-63, H57-64, H57-65
4	75	500	1400	70×140	1.82	G57-41, G57-42, G57-43, G57-44, G57-45
5	75	500	1400	140×70	1.82	G57-46, G57-47, G57-48, G57-49, G57-50
6	75	650	1400	100×100	1.82	G58-81, G58-82, G58-83, G58-84, G58-85
7	75	500	1400	75×75	1.79	G58-01, G58-02, G58-03, G58-04, G58-05
8	75	500	1400	150×150	1.79	G58-06, G58-07, G58-08, G58-09, G58-10
9	125	500	1400	100×100	1.08	G58-11, G58-12, G58-13, G58-14, G58-15, G58-16
10	123	350~500	900~1400	100×100	1.42	G58-17, G58-18, G58-19, G58-20, G58-21, G60-04, G60-07, G60-10, G60-13,

コンクリート標準示方書改訂資料（コンクリートライブラリー第61号：土木学会）によれば、式(3.3)における β_d は、回帰で対象とした実験結果の範囲に基づき制限値として 1.50 を設けている。ここで対象とした実験供試体は、すべてがこの制限値を越えてしまうことになるが、この制限値は本来棒部材の設計せん断耐力式において考慮されたものであり、面部材の場合にも適用が可能かどうかは不明確である。本章では、後述の検討結果を基に β_d に制限を設けずに耐力の算定を行うこととした。

表-3.6 土木学会示方書（昭和61年版）による設計押抜きせん断耐力（式3.3）

グループ	β_d	β_p	β_r	e'/d	u_p (mm)	$V_{pcd}/\sqrt{f'_{cd}}$
1	1.911	1.214	1.429	0	417.8	19.74
				0.39~5.0	476.7	22.51
				5.0 以上	635.6	30.02
2	1.911	1.214	1.429	0	417.8	19.74
				0.39~5.0	476.7	22.49
				5.0 以上	635.6	30.02
3	1.546	1.042	1.636	0	574.9	50.37
				0.39~5.0	712.3	62.42
				5.0 以上	949.8	83.22
4	1.911	1.221	1.417	0	467.8	22.04
				0.39~5.0	526.7	24.81
				5.0 以上	655.6	30.87
5	1.911	1.221	1.417	0	397.8	18.73
				0.39~5.0	456.7	21.51
				5.0 以上	655.6	30.87
6	1.911	1.221	1.429	0	417.8	19.85
				0.39~5.0	476.7	22.64
				5.0 以上	635.6	30.18
7	1.911	1.214	1.500	0	342.8	17.00
				0.39~5.0	401.7	19.92
				5.0 以上	535.6	26.57
8	1.911	1.214	1.333	0	567.8	25.03
				0.39~5.0	626.7	27.62
				5.0 以上	835.6	36.84
9	1.682	1.024	1.556	0	496.3	31.59
				0.39~5.0	594.5	37.85
				5.0 以上	792.7	50.47
10	1.689	1.124	1.552	0	493.2	33.94
				0.39~5.0	589.8	40.59
				5.0 以上	786.4	54.11

この結果によれば、土木学会が与えている設計押抜きせん断耐力では、 e'/d が非常に小さいときにはいずれのケースにおいても危険側となることが示されている。実験値では、どのグループにおいても比較的載荷位置が自由縁から離れているケースから耐力が低下し、自由縁に近づくに連れてさらに低下していく傾向が見られる。それに対し、示方書による方法では設計断面の取り方として3種類のものを用いるため、載荷位置が自由縁に近づく過程で不連続な評価となっている。したがって、示方書の方法は載荷位置の変化による押抜きせん断耐力の低下を適切に評価しているとは言い難い。以上の結果より、次節では、このような耐力低下を適切に評価する方法を検討する。

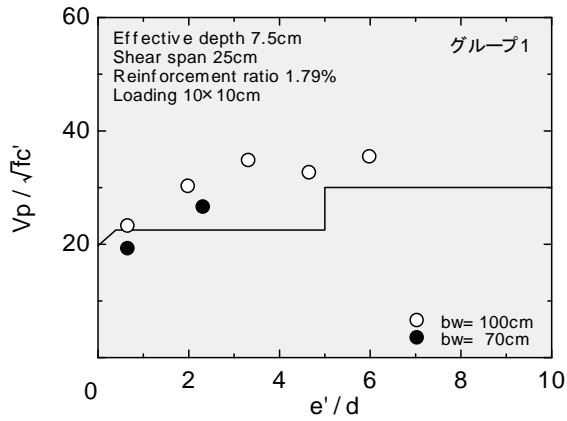


図-3.7 設計押抜きせん断耐力 (グループ1)

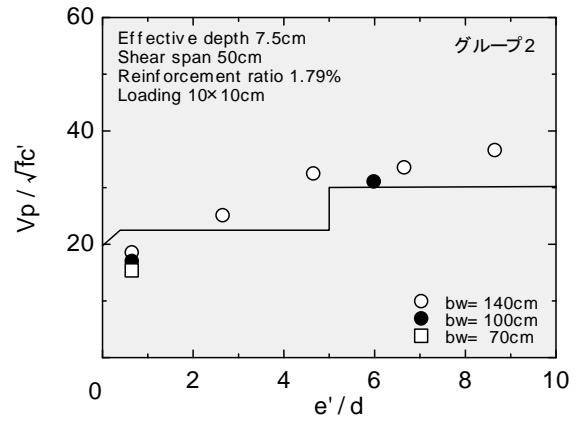


図-3.8 設計押抜きせん断耐力 (グループ2)

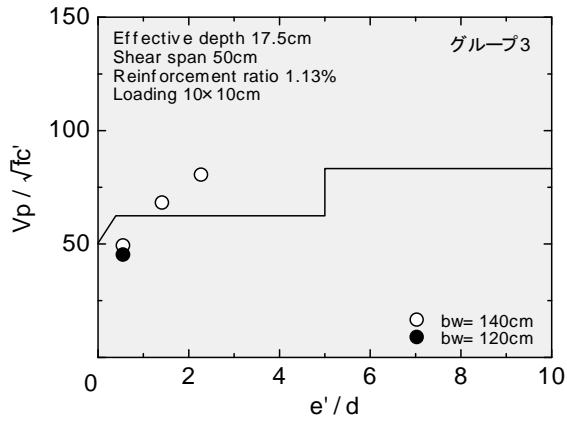


図-3.9 設計押抜きせん断耐力 (グループ3)

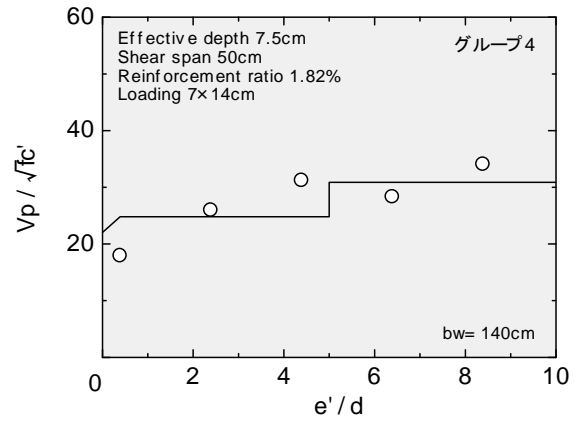


図-3.10 設計押抜きせん断耐力 (グループ4)

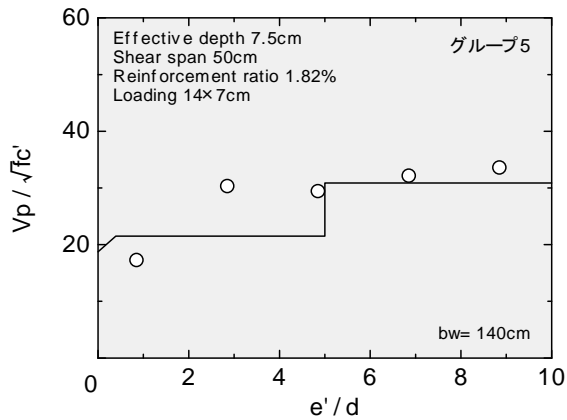


図-3.11 設計押抜きせん断耐力 (グループ4)

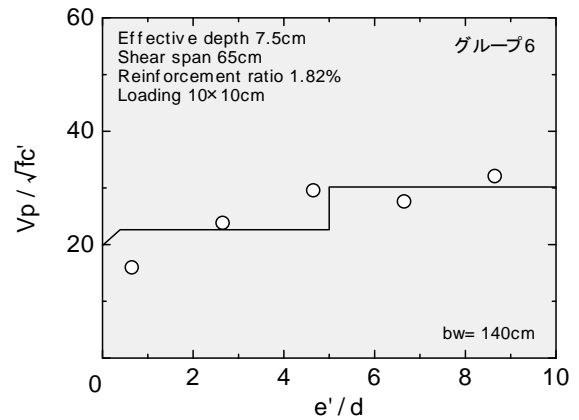


図-3.12 設計押抜きせん断耐力 (グループ5)

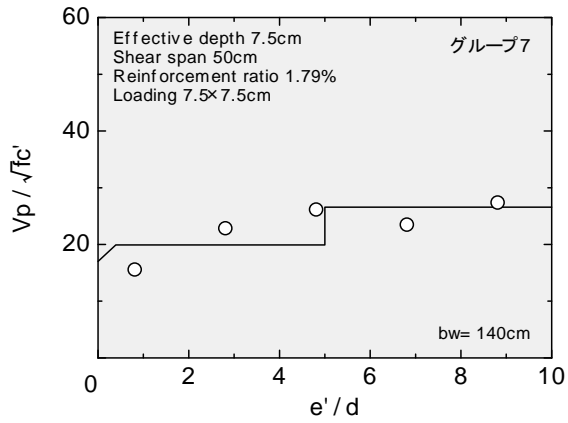


図-3.13 設計押抜きせん断耐力 (グループ7)

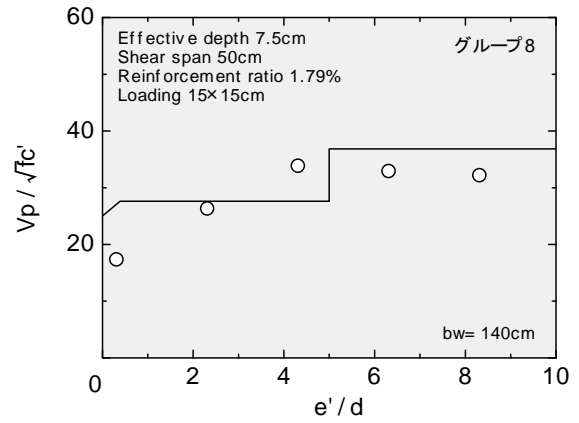


図-3.14 設計押抜きせん断耐力 (グループ8)

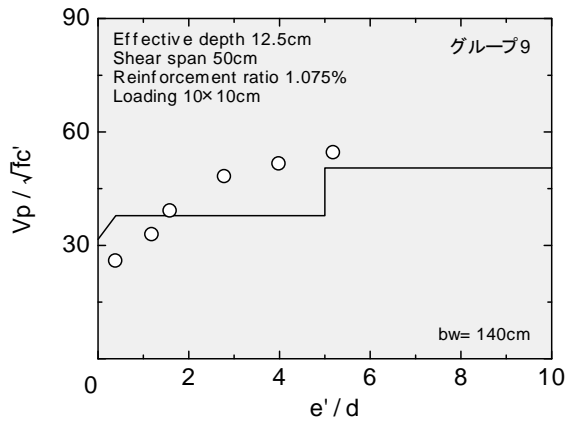


図-3.15 設計押抜きせん断耐力 (グループ9)

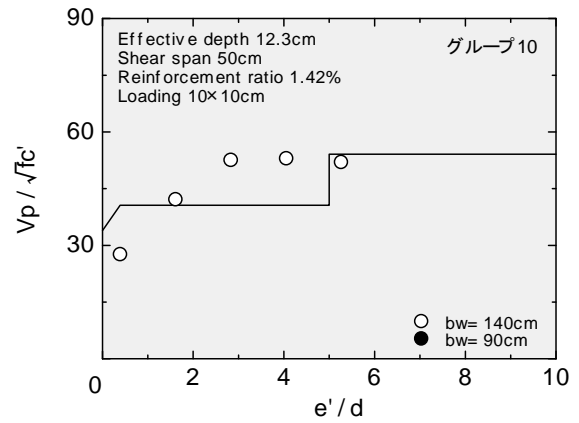


図-3.16 設計押抜きせん断耐力 (グループ10)

3.5 曲げ破壊したRCスラブに対する評価

全供試体86体のうち、4体（H56-05, H56-06, H56-18, H56-20）が引張鉄筋の降伏が先行して破壊に至った。これらの破壊は、一般に降伏線型破壊といわれており、鉄筋の降伏が始まってからも耐力がいくらか上昇し大きな変形をもたらす。

本研究で取り扱った実験の結果では、降伏線が載荷点を含むスラブ全幅に生じるメカニズムで破壊が起こったので、全幅を用いて終局曲げ耐力を算定することとした。なお、算定にあたっては載荷面幅を考慮しても算定値に与える影響が小さいので、点載荷として計算を行った。その結果、曲げ破壊した4体のスラブは以下の耐力算定値を得た。

H56-05 89.57 kN (1.21)

H56-06 88.89 kN (1.10)

H56-18 74.67 kN (1.14)

H56-20 104.1 kN (1.19)

上記の耐力算定値において、H56-20 は押抜きせん断耐力とほぼ同じ値となったが、その他の3つは押抜きせん断耐力よりも小さく、実測値の破壊荷重に対してやや安全側の評価が得られた。なお、()内の数値は実測値を算定値で除したものである。一般に実際の終局曲げ耐力は、降伏線理論から求められる崩壊荷重を上回ることが知られており、本実験においても妥当な結果となっている。

3.6 押抜きせん断破壊したRCスラブに対する評価

以下では、本研究の実験結果に基づき、土木学会コンクリート標準示方書〔設計編〕の設計押抜きせん断耐力算定式（以下、示方書式という）の適用性を照査するとともに、自由縁付近載荷の場合の耐力低下について評価できるように設計式の見直しをおこなうこととする。示方書式では、式(3.3)に示すように、寸法効果、鉄筋比および載荷面周長の影響を表す係数が、それぞれ β_d 、 β_p および β_r として導入されている。最初にこれらのパラメータの妥当性を検証した上で、載荷位置が耐力に与える影響を評価できるように設計断面周長 u_p の検討を行う。

(1) 寸法効果に対する検討

完全押抜きせん断破壊した供試体33体（載荷位置がスラブ中央付近のもの）を対象として、寸法効果の評価に対する妥当性を検証した。図-3.17は、有効高さ d と β_d の関係をあらわしたもので、実測値を○で示した。実測値の $\beta_{d.test}$ は、破壊荷重をもとに以下の式により算定した。

$$\beta_{d.test} = \frac{P_B}{\beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d} \quad (3.8)$$

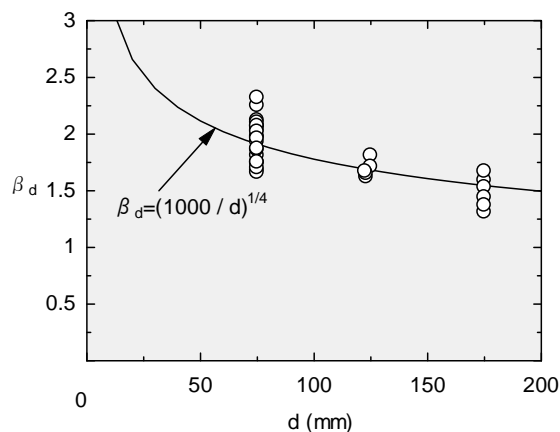


図-3.17 寸法効果の影響

ここに、 $\beta_{d.test}$: 実測値から逆算される寸法効果に対する係数

この結果より、示方書式による β_d は実測値とよく一致しており、概ね妥当な評価であることがわかる。ただし、示方書式では β_d を1.5以下に制限しているが、本研究の実験結果に基づけば1.9程度までは評価することが可能であると考えられる。

(2) 鉄筋比の影響に対する検討

鉄筋比の影響についても完全押抜きせん断破壊した供試体について評価を行う。前項と同様の手法により実測による $\beta_{p.test}$ を算出した。

$$\beta_{p.test} = \frac{P_B}{\beta_d \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d} \quad (3.9)$$

ここに、 $\beta_{p.test}$: 実測値から逆算される鉄筋比の影響に対する係数

図-3.18に鉄筋比と β_p の関係を示す。鉄筋比の影響についても示方書式は本実験結果に対し妥当な評価であると言える。ただし、 β_p が1.5以上となるケースは本実験では行っていないのでその範囲での適用性については確認することができない。

(3) 载荷面周長の影響に対する検討

载荷面周長の影響についても同様の手法を用いる。実測による $\beta_{r.test}$ は次式により算出した。

$$\beta_{r.test} = \frac{P_B}{\beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d} \quad (3.10)$$

ここに、 $\beta_{r.test}$: 実測値から逆算される鉄筋比の影響に対する係数

図-3.19に u/d と β_r の関係を示す。示方書式による評価は、 u/d が大きい場合ではやや危険側となる傾向が見られるが、データ全般に対しては概ね妥当な評価であると考えられる。

(4) コンクリート圧縮強度の影響に対する検討

押抜きせん断強度に与えるコンクリート圧縮強度の影響は、 f_{pcd} の中で強度の平方根に比例するという形で取り入れられている。本研究で取り上げた実験では、圧縮強度を実験変数としていないことからこの評価については検証することができない。

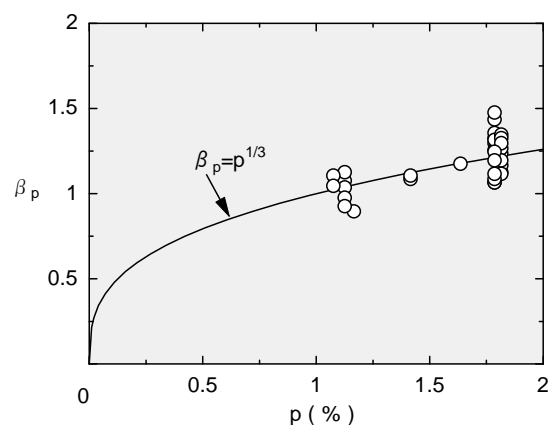


図-3.18 鉄筋比の影響

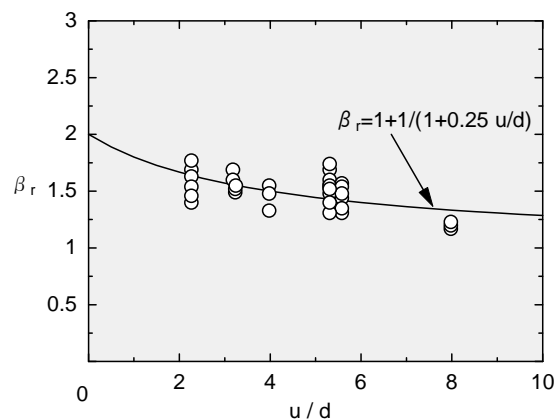


図-3.19 载荷面周長の影響

(5) 設計断面の大きさに対する検討

β_d , β_p および β_r については、示方書式の評価が妥当であることが確認されたので、以下の検討ではこれらの係数をそのまま用いることとする（ただし、 β_d は本研究で取り扱う実験結果に対して1.5の制限値を設けないこととした）。自由縁付近荷の影響は、示方書式では設計断面の周長 u_p の長さを変えることにより評価をおこなっている。この設計断面の取り方については比較的簡便であることから設計実務においてはたいへん有用であるが、荷面端から $d/2$ 離れた位置にとるという方法は実際の破壊面の大きさ（あるいは破壊の影響範囲）と比べればかなり小さいと言える。破壊面の拡がりには必ずしも一定ではなく種々の影響を受けて変化すると考えられる。破壊に対して検討する上で、破壊面の拡がりがどのような抵抗機構の下で形成されるのか検討しなければならないが、そのためには精度の良い解析等（多軸応力下において、材料の非線形性および破壊基準が取り込まれている）によらなければならない。これを可能とする解析ツールは今のところ適切なものがなく、今後の開発を待ちたい。

本研究では、示方書の考え方を踏襲し、本節では実験結果に基づき設計断面の大きさの取り方のみについて検討を行う。なお、検討にあたっては、設計断面の取り方として図-3.2の case3 を除外することとし、図-3.20に示す3種類の設計断面を用いることとする。

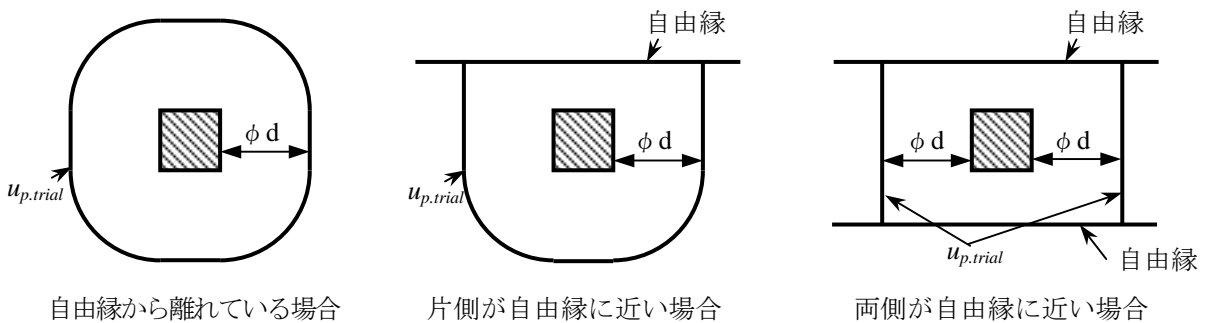


図-3.20 設計断面の取り方

検討方法は、以下の手順による。

- 1) 設計断面の周長 $u_{p,trial}$ は、荷面端からの距離を ϕd と置き、 ϕ の大きさを変化させて与える。
- 2) $u_{p,trial}$ は図-3.20による方法のうち最も小さいものとする。
- 3) 示方書式における実験定数^{注)}を未知量 α とし、上記 ϕ によって得られる $u_{p,trial}$ および破壊荷重を用いて、個々の供試体における α を逆算する。
- 4) このとき、すべて供試体で算出された α が一定値となれば、 $u_{p,trial}$ の長さのみで荷点付近荷の影響による耐力低下をあらわすことが可能となる。

注) 実験定数は(3.3)式中の f_{pcd} に含まれている(示方書式の場合は、0.19が用いられている)。したがって、 α は以下の式で求めることとなる。

$$\alpha = \frac{0.19 P_B}{\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_{p,trial} \cdot d} \quad (3.11)$$

以下では、 ϕ を 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, とした場合について検討した結果を示す。対象とした供試体は、載荷幅に対して十分にスラブ幅の大きいもので、 b_w/v_1 が 3.0 以下のもの（はり型の破壊となるスラブ）は除外した。図-3.21(1)から図-3.21(6)は、 α と e'/d の関係を ϕ ごとに示したものである。なお、先に述べたように設計断面は、実用上の定義であり物理的意味が少ないと考えられるので、支間方向については支承位置付近までとることを許した。すなわち、本研究では設計断面の定義として、破壊に及ぼす領域全体を意味する。

図からわかるように試算結果によれば、 ϕ を小さくとった場合は e'/d が大きくなるにつれて α が大きくなる傾向にある。 ϕ を大きくしていくとその傾向は小さくなり α が一定値をとることとなるが、 e'/d の小さい供試体ではいくら ϕ を大きくとっても、 α は相対的に小さいままである。したがって、

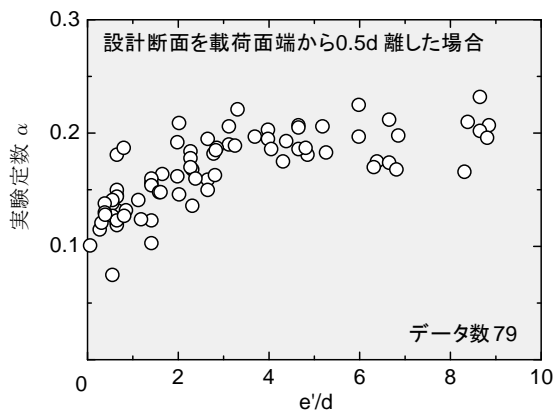


図-3.21(1) 実験定数と e'/d の関係 ($\phi = 0.5$)

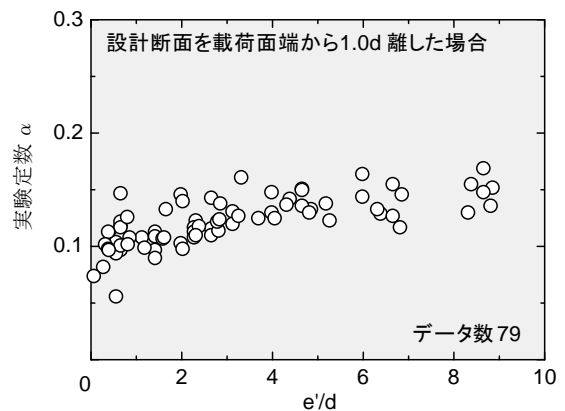


図-3.21(2) 実験定数と e'/d の関係 ($\phi = 1.0$)

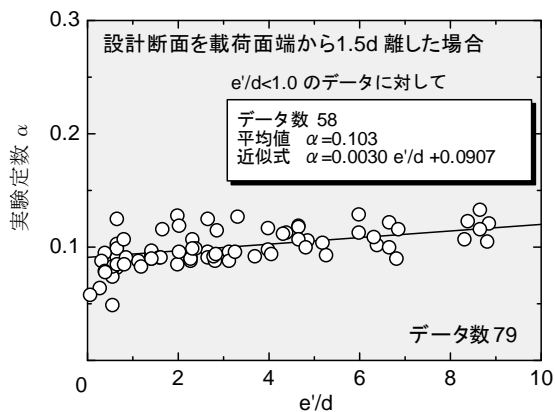


図-3.21(3) 実験定数と e'/d の関係 ($\phi = 1.5$)

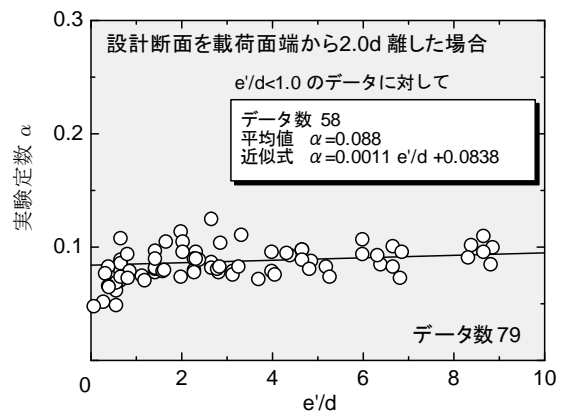


図-3.21(4) 実験定数と e'/d の関係 ($\phi = 2.0$)

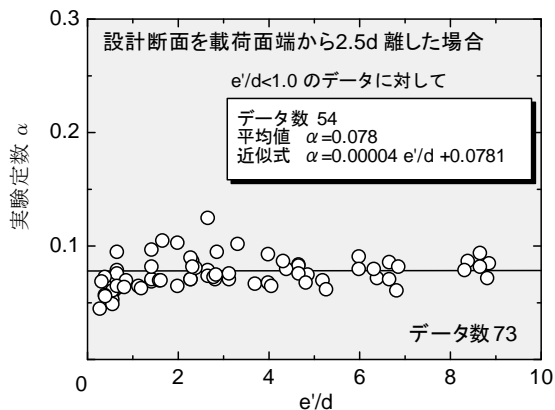


図-3.21(5) 実験定数と e/d の関係 ($\phi = 2.5$)

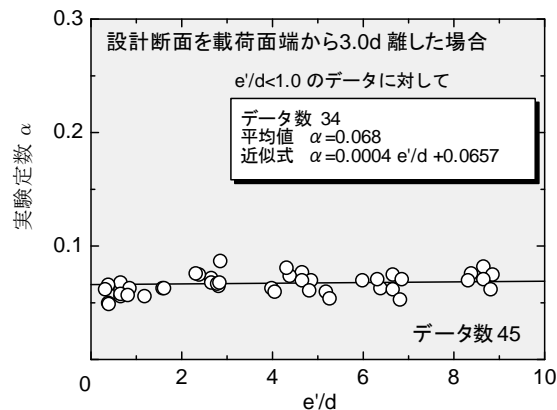


図-3.21(6) 実験定数と e/d の関係 ($\phi = 3.0$)

極端に自由縁に近い位置に荷重が作用している場合については、耐力の低下を設計断面の取り方のみで評価することは困難であると考えられる。

そこで、 e/d が 1.0 以上の供試体に対してのみ平均値の算出と直線による近似を行った (ϕ が 0.5 および 1.0 の場合は一定値を取らないことが明らかなので除外した)。その結果を表-3.7に示す。また、図中には近似式を実線で示した。 α が一定値であることの基準は近似式における勾配が 0 に近いこと、切片の値が平均値に近いことである。この基準を最も満たすケースは $\phi = 2.5$ のときとなる (標準偏差では $\phi = 3.0$ が最も小さいが対象としたデータが少なくなったためである)。

表-3.7 設計断面の検討結果(全データ)

ϕ	データ数	近似式		平均値	標準偏差
		勾配	切片		
1.5	59	0.00300	0.0907	0.103	0.013
2.0	58	0.00110	0.0838	0.088	0.012
2.5	54	0.00004	0.0781	0.078	0.012
3.0	34	0.00040	0.0657	0.068	0.008

上記の結果は、自由縁の影響による耐力低下を表すことを重視して選定された最適のた設計断面である。ここで、完全押抜き (case1の設計断面が採用された供試体) に限定してみると、表-3.8のような結果が得られる。いずれのケースも全データのおおよそ半数が完全押抜きとなるが、これらの供試体のみに着目しても $\phi = 2.5$ のときに最も適合性が良い結果 (近似式の勾配が最小) となっている。

表-3.8 設計断面の検討結果(完全押抜き)

ϕ	データ数	近似式		平均値	標準偏差
		勾配	切片		
1.5	33	0.0030	0.0907	0.107	0.012
2.0	27	0.0024	0.0751	0.089	0.010
2.5	22	0.0016	0.0666	0.077	0.008
3.0	15	0.0036	0.0410	0.067	0.008

設計断面を荷面端から 2.5ϕ の位置に取った場合、せん断スパン比の小さいスラブでは、**図-3.22**に示すように設計断面の1部が支承部の外側に位置することとなる。実験では、支承部を越えて破壊面が広がることはなく、支承部内側までの範囲で破壊面が形成される。したがって、本手法を用いるとすれば**図-3.23**に示すように設計断面を小さくとらなければならない。ところが、このようなスラブでは、逆に耐力が増加する傾向にある。これは、ディープビーム等で見られるタイドアーチ効果によるものと考えられ、**図中斜線部**で示される領域のせん断強度（単位面積あたり）が大きくなるものと思われる。

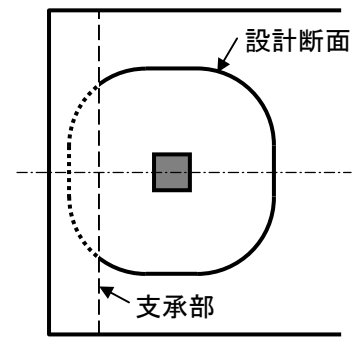


図-3.22 a/dの小さい場合

しかしながら、このような効果を本手法に取り入れることは、設計断面の取り方が複雑となること、押抜きせん断強度を部分的に増減しなければならないことから、計算が煩雑となってしまい実用的とは言えない。本研究では、支承部が耐力に与える影響に対しては、次節で考察することとし、本手法の適用範囲外とすることとした。

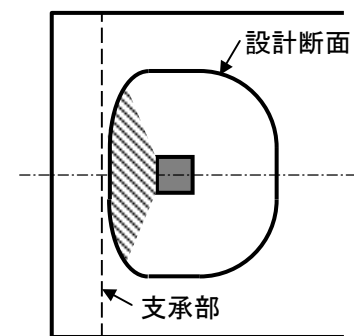


図-3.23 設計断面の変化

なお、試算として、設計断面が支承部を越える場合について、仮想の設計断面として**図-3.22**の取り方を許容することとして実験定数 α を算定してみると、**図-3.24**のようになる。この結果によれば、 α の平均値 0.078 ($\phi=2.5$ のとき) に対して、 e'/d が極端に小さいスラブを除いて概ね安全側の近似となる。一方で、せん断スパン比の大きい範囲では、**図-3.25**（横軸 a'/d は荷面端から支承前面までの距離を有効高さで除したもの）に見られるように、せん断スパン比が本手法における実験定数に与える影響はほとんどないと考えられる。

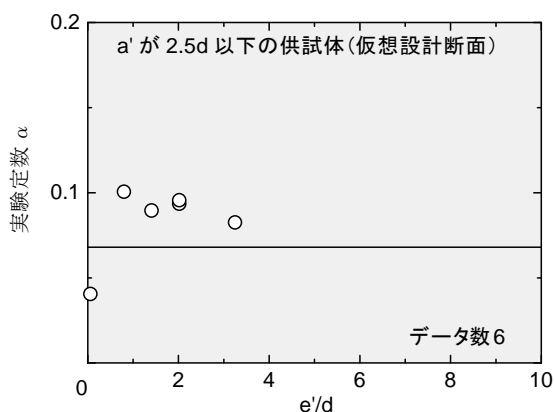


図-3.24 仮想設計断面を用いたスラブ（試算）

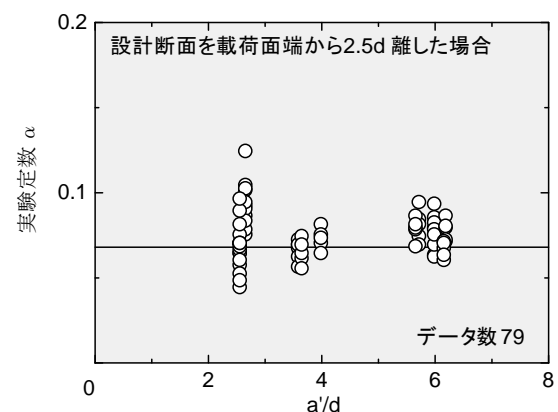


図-3.25 実験定数とa'/dの関係

(6) 寸法効果, 鉄筋比および荷重周長の影響の再評価

自由縁付近荷重の影響を表すためには, 示方書設計式における設計断面の位置を荷重面から $2.5d$ 離れた位置にとること, またその際に実験定数は 0.078 とすることが, 最適であるという結果が得られた。そこで, これらの値を用いた場合について, あらためて寸法効果, 鉄筋比および荷重周長の影響について検討を行う。設計断面の大きさや実験定数を変えた以外は, (1)から(3)で行った検討手法と同様である。ただし, 今回の検討では自由縁付近荷重された供試体(不完全押抜きせん断破壊)も対象とする。図-3.26および図-3.27は, それぞれの係数 β_d および β_p の試算結果である。図中において, 個々のデータは黒丸で, 各グループごと(3.4参照)の平均値は白丸で表示した。

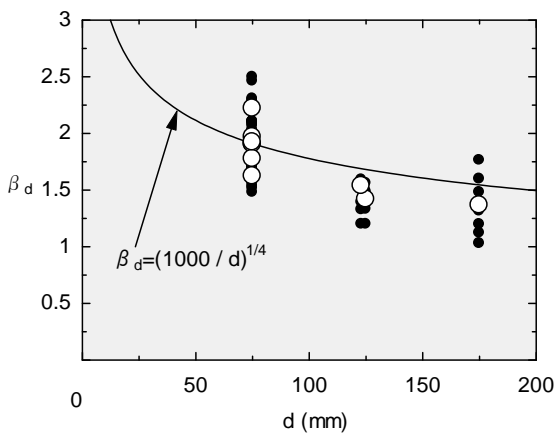


図-3.26 寸法効果の影響

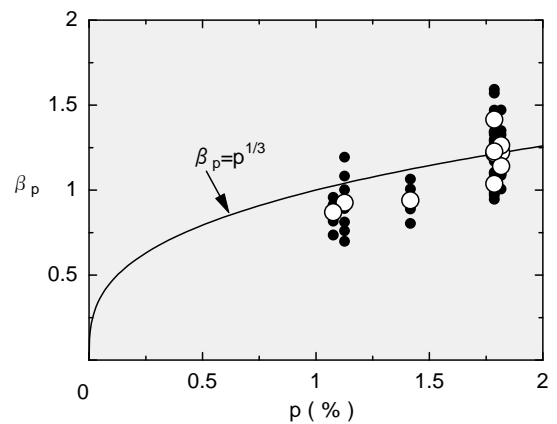


図-3.27 鉄筋比の影響

β_d と β_p については, 個々供試体の評価値と計算値は傾向が類似しており良い対応を示していると思われる。ただし, 計算値に対する評価値の平均は 0.955 であるので, 全般的にやや危険側となるようである。ここで, 評価値と計算値の適合性を高めるため, 実験定数 0.078 に 0.955 を乗じて修正することとした。

図-3.28は, β_r の試算結果である。この結果によれば, 個々のデータに対する評価値は示方書式で与えられている傾向にはなく, ほぼ一定であると考えられる。荷重面周長の影響は, 設計断面を小さくとっていたことによる二次的な影響と見ることができる。したがって, 本研究では β_r は u/d との相関がないものとして, 定数(平均値 1.479)を与えることとする。なお, 次節で提案する押抜きせん断耐力式では, β_r を廃止することとし, ここで得られた定数は実験定数に繰り入れることとする。

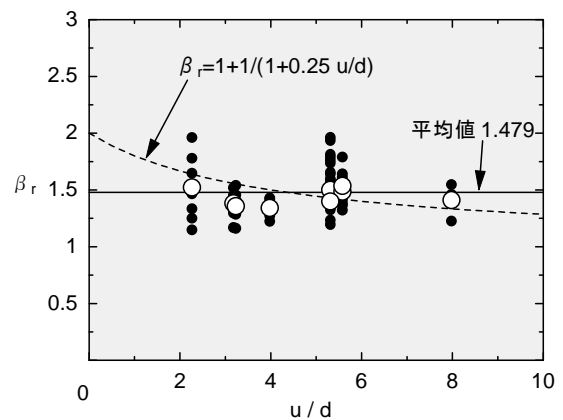


図-3.28 荷重周長の影響

(7) 押抜きせん断耐力式の提案

本研究で取り扱った実験結果をもとに押抜きせん断耐力について検討した結果、示方書設計式における載荷面周長の影響を表す係数 β_r を廃止し、押抜きせん断強度 f_{pcd} 、係数 β_d および設計断面の周長 u_p を以下のように修正することを提案する。

$$V_p = \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_p \cdot u_p \cdot d \quad (\text{ただし, } e'/d \geq 1.0 \text{ のとき}) \quad (3.12)$$

ここに, $f_p = 0.11 \sqrt{f'_c}$ (MPa)

$\beta_d = (1000/d)^{1/4}$ (d : mm) ただし, $\beta_d > 1.9$ となる場合は 1.9 とする。

f'_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

u_p : 設計断面の周長で、載荷面から $2.5d$ 離れた位置で算定するものとする。

ただし、設計断面が支承を越える場合については、適用範囲外とする。

上記で提案された手法により、3.4でグループ分けされたスラブについて再評価したものを図-3.29(1)から図-3.29(14)に示す(ただし、支承部の影響を受けるスラブは除外)。実線が、提案式による算定値である(破線の意味は後述)。

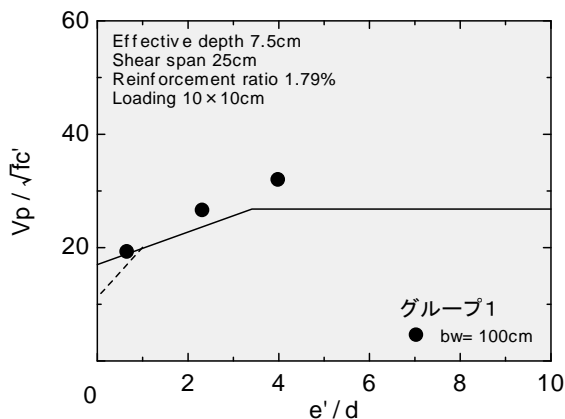


図-3.29(1) 提案式に評価 (グループ 1)

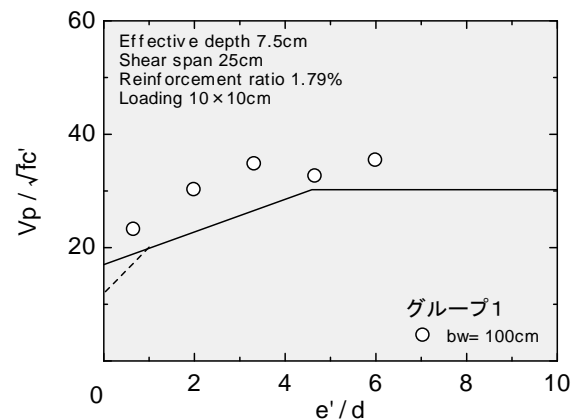


図-3.29(2) 提案式による評価 (グループ 1)

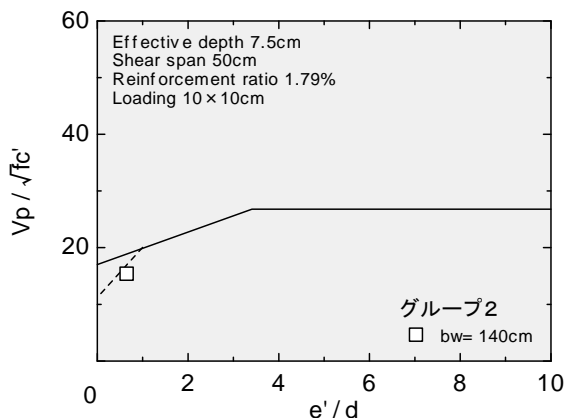


図-3.29(3) 提案式に評価 (グループ 2)

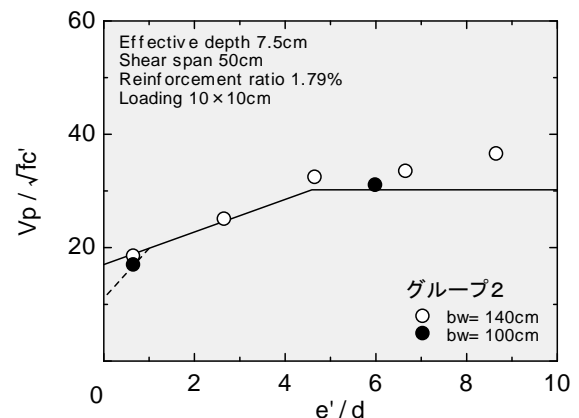


図-3.29(4) 提案式による評価 (グループ 2)

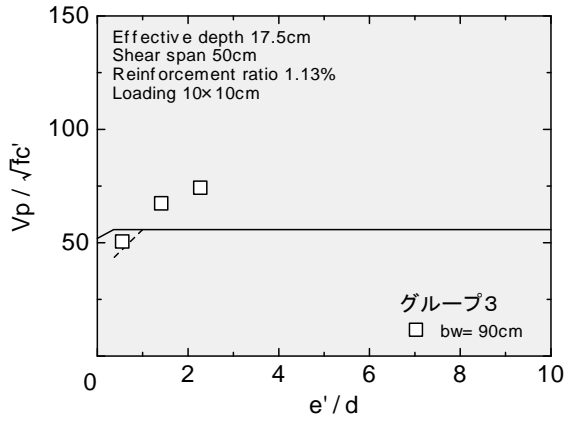


図-3.29(5) 提案式に評価 (グループ3)

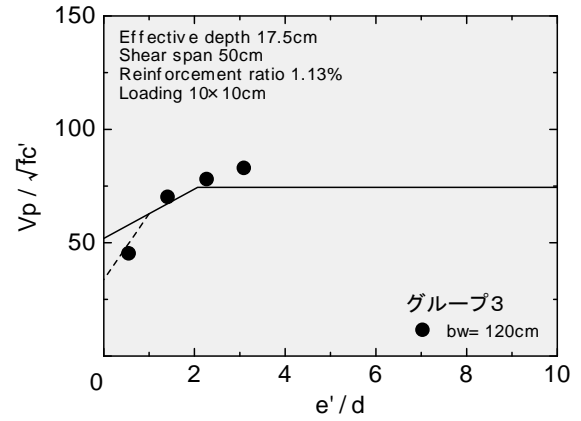


図-3.29(6) 提案式による評価 (グループ3)

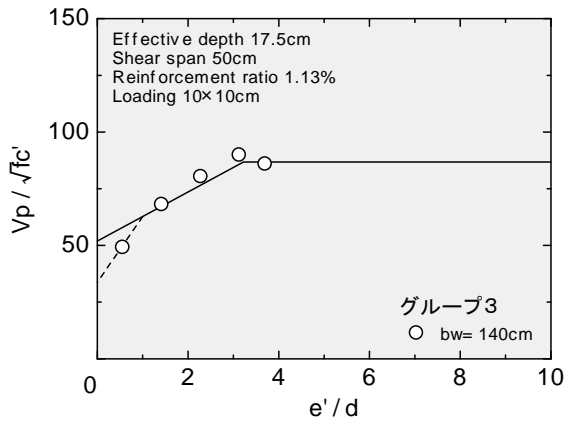


図-3.29(7) 提案式に評価 (グループ3)

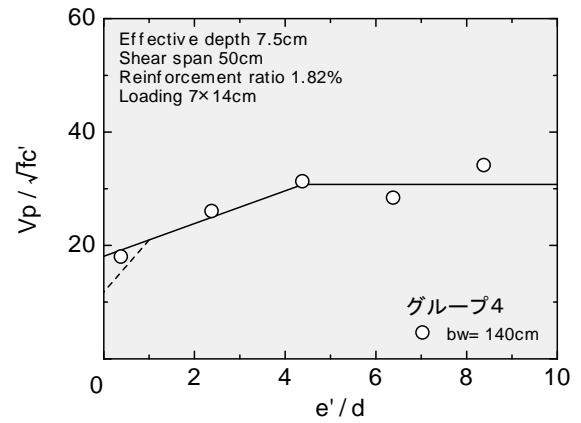


図-3.29(8) 提案式による評価 (グループ4)

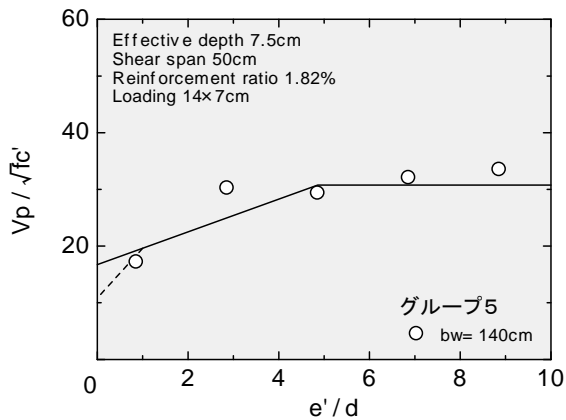


図-3.29(9) 提案式に評価 (グループ5)

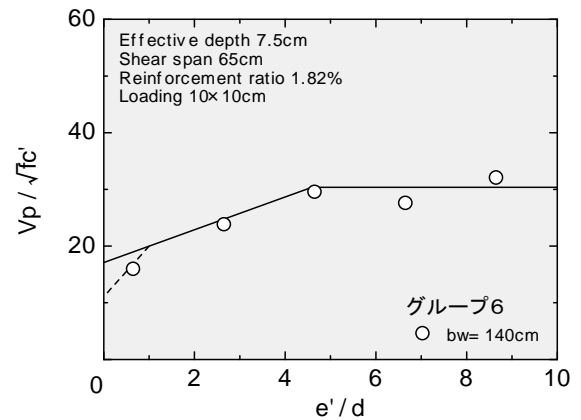


図-3.29(10) 提案式による評価 (グループ6)



図-3.29(11) 提案式に評価 (グループ7)

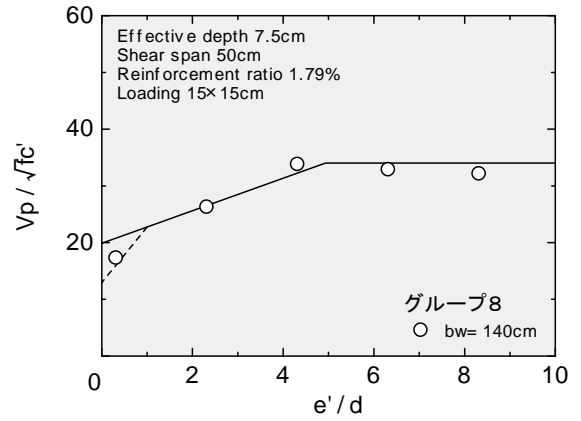


図-3.29(12) 提案式による評価 (グループ8)

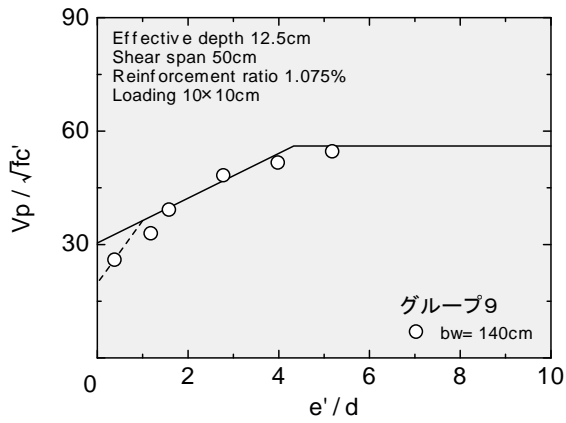


図-3.29(13) 提案式に評価 (グループ9)

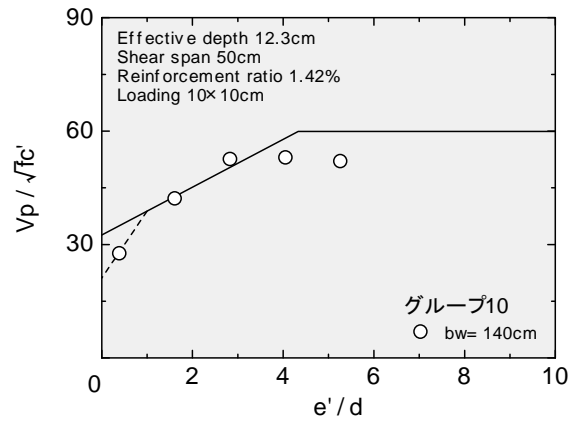


図-3.29(14) 提案式による評価 (グループ10)

(8) 提案式の適合性について

式(3.13)により、スラブ64体について評価した結果、実験値/計算値の実測度数は図-3.30のようになる。比較のために示方書式による評価の度数分布も合わせて示した。なお、データには e'/d が1以下となるスラブも含めた。この結果、実験値/計算値は提案式による方法において平均値が0.994、個々のデータに対する標準偏差は0.128となり、示方書式に比べると大幅に適合性の改善が見られる。

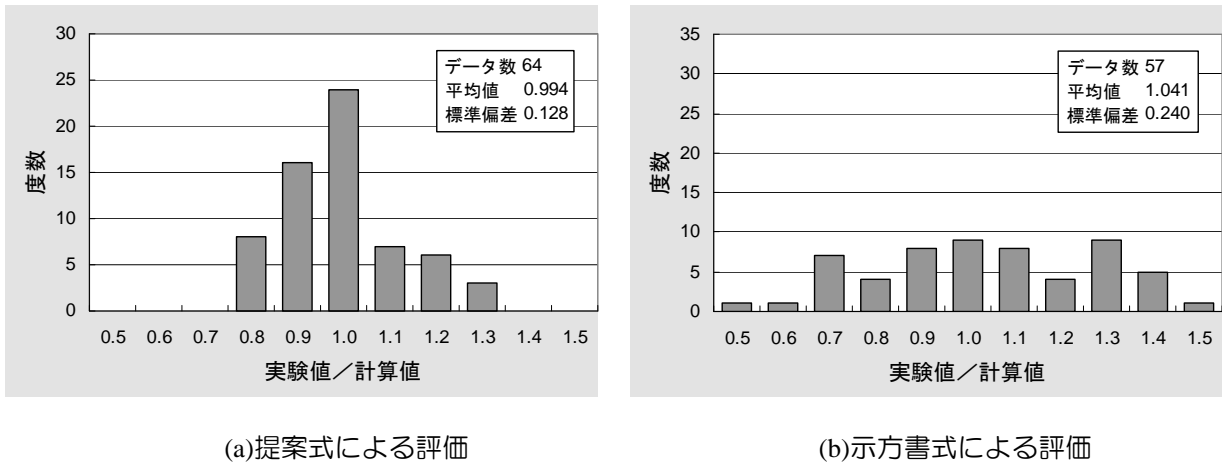


図-3.30 押抜きせん断耐力の適合性

提案式において、安全側の近似となる傾向があるのは、せん断スパン比が比較的小さいスラブである(図-3.29(1), 図-3.29(2)および図-29(5)参照)。これらのスラブは、 a'/d がおよそ2.5であるので、設計断面が支承近傍まで達するグループである。設計断面が支承を越えるスラブは除外したが、これらのスラブもタイドアーチ機構により耐力が増加傾向にあるものと思われる。

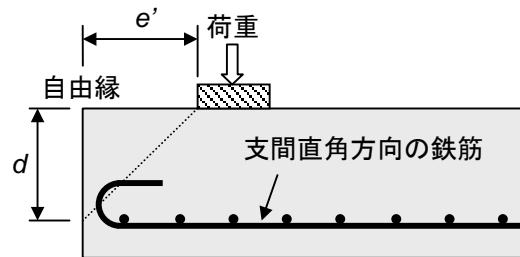


図-3.31 自由縁付近の軸方向鉄筋

一方、危険側の評価となる傾向にあるのは、先述したように荷重位置が極端に自由縁に近い場合である。これは、支間直角方向の鉄筋が自由縁で終端となっており(図-3.31参照)、引張力を負担しにくくなる(支間直角方向の鉄筋にはその先端付近に荷重されることなる)ためであると考えられる。このような耐力低下を考慮する場合は、押抜きせん断強度を荷重位置によって低減するのも1つの方法である。図-3.32は、 e'/d が1以下のスラブの評価値を示したものである。これらに対し、耐力の低下率を e'/d の関数として線形近似すると以下の式が

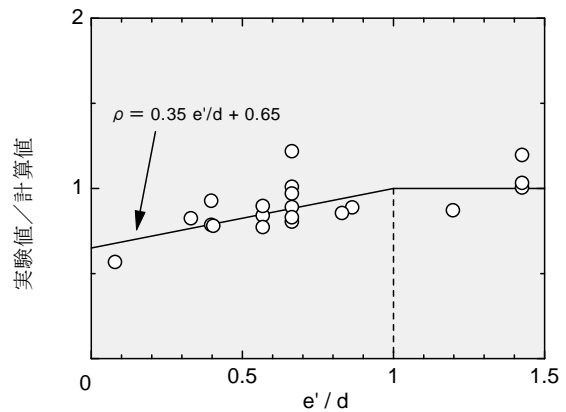


図-3.32 自由縁付近荷重の耐力低下率

得られる。

$$\rho = 0.35 e'/d + 0.65 \quad (e' \leq 1.0 d) \quad (3.13)$$

ここに、 ρ ：自由縁近傍に載荷された場合の低減係数

式(3.13)により低減された計算値によれば、危険側に評価されていたスラブは大幅に減少し、実験値/計算値の度数分布は図-3.33のようになる。また、図-3.29には、 e'/d が1以下のスラブに対して低減された耐力として破線を用いて示したが、耐力低下の傾向が概ね捉えられている。

既往の研究では、自由縁付近載荷の耐力低下に及ぼすパラメータとして e'/a が強い相関を示すことが指摘されていた。これについては、本研究の提案による設計断面を用いること、および自由縁の影響を e'/d の値を考慮して耐力を低減することで、図-3.34に示すように e'/a と耐力低下の相関関係はほとんど見られないこととなる。

e'/d による耐力低減の手法は、当然のことながら本研究で扱った実験データに対しては良い対応を示すことになるが、構造細目（例えば、側面かぶり厚や軸直角方向鉄筋の定着方法など）の異なるスラブに対しては検証が行われていない。したがって、実構造におけるRCスラブの押抜きせん断に対する設計では、 e'/d が1以下のスラブに対しては、式(3.13)による係数をさらに低減して用いるか、あるいは実験等を行って検証するのが妥当と思われる。

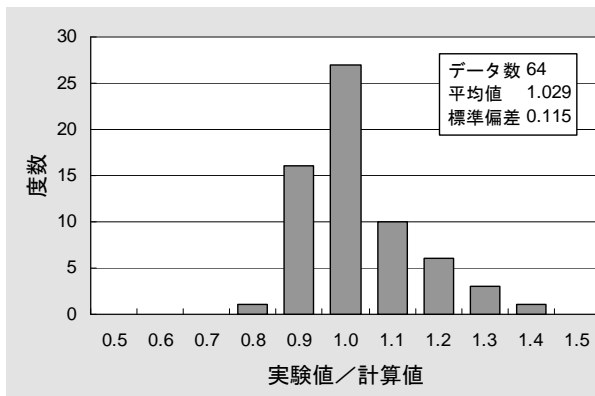


図-3.33 押抜きせん断強度の減少を考慮した場合

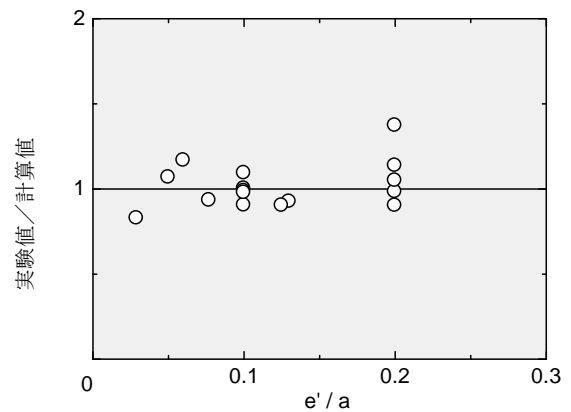


図-3.34 e'/a の影響

3.7 はりとしてのせん断耐力による評価

平成8年制定の土木学会コンクリート標準示方書では、スラブのせん断に対する検討方法に、押抜きせん断に対する照査の他に、有効幅を用いてはりとしてのせん断耐力を照査することとなった。この場合の有効幅は、曲げに対する検討に用いられる有効幅を代用している。これは、自由縁載荷付近の影響による耐力低下を現行の示方書の押抜きせん断耐力算定式では評価できなかったための措置である。すなわち、荷重が自由縁付近に作用した場合は、ある幅を有したはりを見なして照査を行う方法である。曲げに対する検討に用いる有効幅が、せん断の検討に対しても適切であるかどうかは議論の余地があるが、実験結果に対しては良い適合性が見られる。構造部材としての梁においては、せん断力が単独で作用することは少なく、曲げとせん断が同時に作用している場合が多い。このような作用力下でせん断スパン内で発達した曲げせん断ひび割れあるいは斜めひび割れにおいては、終局時にひび割れ先端のコンクリート圧縮域の局部破壊により断面力の釣り合いの均衡が失われる。圧縮域の破壊ゾーンは、通常載荷点近傍であることを考えれば、曲げに対する有効幅と大きくは変わらないと考えられる。この節では、スラブのせん断破壊に対して、有効幅を用いてはりとしてのせん断耐力による評価の妥当性について検討を行い、せん断に対する有効幅の詳細な検討は第4章であらためて行うこととする。

以下の検討では、はりのせん断破壊に対する耐力算定式として、示方書における設計せん断強度式の原式である式(3.14)と式(3.15)を用いる。前者の式は、二羽らによって軸方向鉄筋比の影響と寸法効果の影響とを再評価された鉄筋コンクリートはりのせん断耐力式で、斜め引張破壊する場合について整理されたものである。後者の式は、二羽によってタイドアーチモデルを基本として形づくられたものでディープビームのせん断耐力を表している。

$$V_c = 0.20 (p_w \cdot f_c')^{1/3} (1000/d)^{1/4} (0.75 + \frac{1.4}{a/d}) b_w \cdot d \quad (3.14)$$

$$V_w = \frac{0.24 f_c'^{2/3} (1 + \sqrt{p_w}) (1 + 3.33 r/d)}{1 + (a/d)^2} b_w \cdot d \quad (3.15)$$

- ここに、 b_w : 部材幅
 d : 有効高さ (mm)
 $p_w = 100 \cdot A_s / (b_w \cdot d)$
 A_s : 引張鉄筋の断面積
 f_c' : コンクリート圧縮強度
 r : 支圧板幅

はりとしてのせん断破壊は、斜め引張破壊とせん断圧縮破壊に大別できるが、耐力は両式によって計算される値の大きい方を採用することで与えることができると同時に破壊形式も推定できる。一般にはりのせん断実験では、対称2点載荷が用いられているのであるが、本研究の実験データは全て1点集中荷重であり、また支圧板幅と載荷板幅の異なるケースが多い。ディープビームのせん断耐力算

定式は、タイドアーチモデルを基にしており、その耐荷機構は支点と载荷点を結ぶ圧縮ストラットの大きさに大きく依存している。(3.15) 式中にはストラットの大きさの影響因子として支圧板幅を取り入れているが、载荷側の影響を含んでいない。ここでは、载荷側の影響を考慮するため、スラブにおけるせん断スパンの取り方として図-3.35 に示すように1つの载荷板を2つに分けるような仮定を行った。この仮定では、作用荷重を载荷板上で左右の支点反力に対応する2力に分割すると同時に、载荷板の大きさも反力の比によって分割を行う。このときの左右のせん断スパンは分割された载荷板の中心から支点の中心までとすることとした。したがって、せん断スパンの大きさは次式により定義できる。

$$a_{v1} = a_1 - v_{11} / 2 \quad (3.16)$$

$$a_{v2} = a_2 - v_{12} / 2 \quad (3.17)$$

ただし、 $v_{11} = v_1 \times a_2 / l$

$v_{12} = v_1 \times a_1 / l$

ここに、 a_1 、 a_2 ：実際のせん断スパン

a_{v1} 、 a_{v2} ：はりとして検討する場合に用いるせん断スパン

l ：支間長

v_1 ：载荷板幅

このように仮定することによって、载荷幅が大きいことによる耐力増加にも対処することができる。しかしながら、この考え方は暫定的なものであって、実験的な裏付けがない。载荷板の大きさが変化することによってタイドアーチ機構がどのように変化するかは、今後検討の必要があると思われる。

(1) 载荷位置を中央に固定してスラブ幅を変化させたときのせん断耐力

幅の小さいスラブでは、载荷幅とスラブ幅の相対的な関係によって、押抜きせん断破壊かはり型せん断破壊のタイプかが決定づけられると推察される。表-3.9は、荷重がスラブ幅の中央に位置した場合で、スラブ幅を変化させたとき(载荷面積、有効高さ、鉄筋比等およびせん断スパン長は同一である)の供試体を分類したものである(図-3.36参照)。これらの供試体に対して、式(3.12)による押抜きせん断耐力と上記方法によるはりのせん断耐力を比較したものを図-3.37に示す。

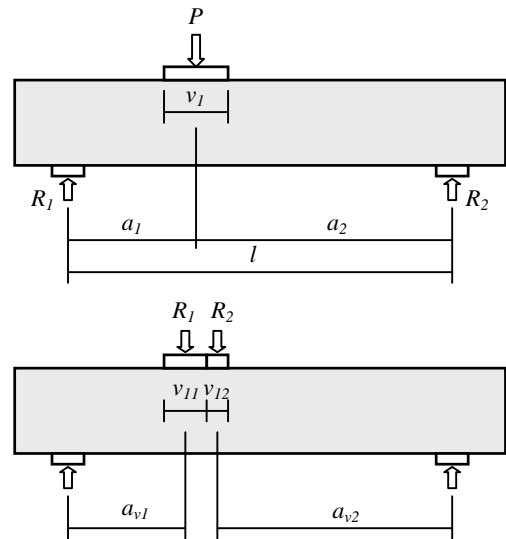


図-3.35 スラブにおけるせん断スパンの仮定

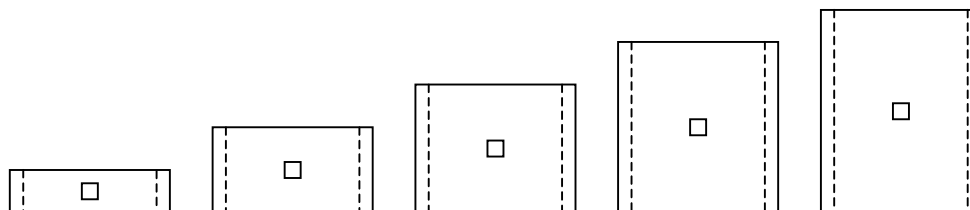


図-3.36 幅の異なるスラブ（中央載荷）の組合せ

なお、実験データはコンクリート圧縮強度が異なるので、 30N/mm^2 のときの破壊荷重となるように以下の式により補正を行った。

$$\text{補正荷重} = P_B \times (30 / f'_c)^k \quad (3.18)$$

ここに、 k ：押抜きせん断耐力に対しては $1/2$

斜め引張耐力に対しては $1/3$

せん断圧縮耐力に対しては $2/3$

k の値はそれぞれの耐力式を基にして与えたが、全データに対し上記の補正を行ったところ $1/2$ 乗を用いた補正荷重に対して、 $1/3$ 乗および $2/3$ 乗の補正荷重は最大で4%の差で、ほとんどは2%以内の差であった。そのため、実験データの破壊荷重は $1/2$ 乗で補正した値を用いた。なお、耐力算定式による値もコンクリート強度が 30N/mm^2 のときの算定値である。

表-3.9 検討供試体の分類（中央載荷）

Group	a (mm)	d_1 (mm)	b_w (mm)	v_1 (mm)	p_1 (%)	供試体
A	250	80	300~1000	100	1.67	H56-05, H56-07, H56-10, H56-13
B	500	80	500~1400	100	1.67	H56-18, H56-20, H56-22, H56-24
C	500	180	300~1400	100	1.10	H57-75, H57-73, H57-70, H57-66, H57-61
D	350	129	150~ 900	100	1.55	G60-16, G60-19, G60-22, G60-25, G60-04

グループA、グループCおよびグループDは、せん断スパン比（せん断スパンは a_{v1} または a_{v2} を用いる）の小さいスラブで、それぞれ2.50、2.50および2.33である。図に見られるように、はりとして扱える領域では押抜きせん断耐力よりはりとしてのせん断耐力（この場合はせん断圧縮破壊）の方が大きく、実験値は後者に近い値を示している。3.6(5)で検討したように、押抜きせん断耐力式における設計断面が支承付近まで達するスラブ、あるいは支承を越えてしまうようなスラブでは耐力が大きくなる。このようなスラブは、押抜きせん断破壊として扱っても安全側の設計ではあるが、破壊性状としてはせん断圧縮破壊型と思われ、ディープビーム（ディープスラブ）としての残存耐力を用いる方が適切である。一方、グループBのスラブは、せん断スパン比が5.63と比較的大きい。図-3.37(b)によれば、押抜きせん断耐力とはりとしてのせん断耐力（この場合は斜め引張破壊）は概ね一致している。

幅の小さいスラブでは曲げ破壊のため実験値は計算値を下回るが、幅の大きいスラブでは両者の計算値は妥当な評価となっている。

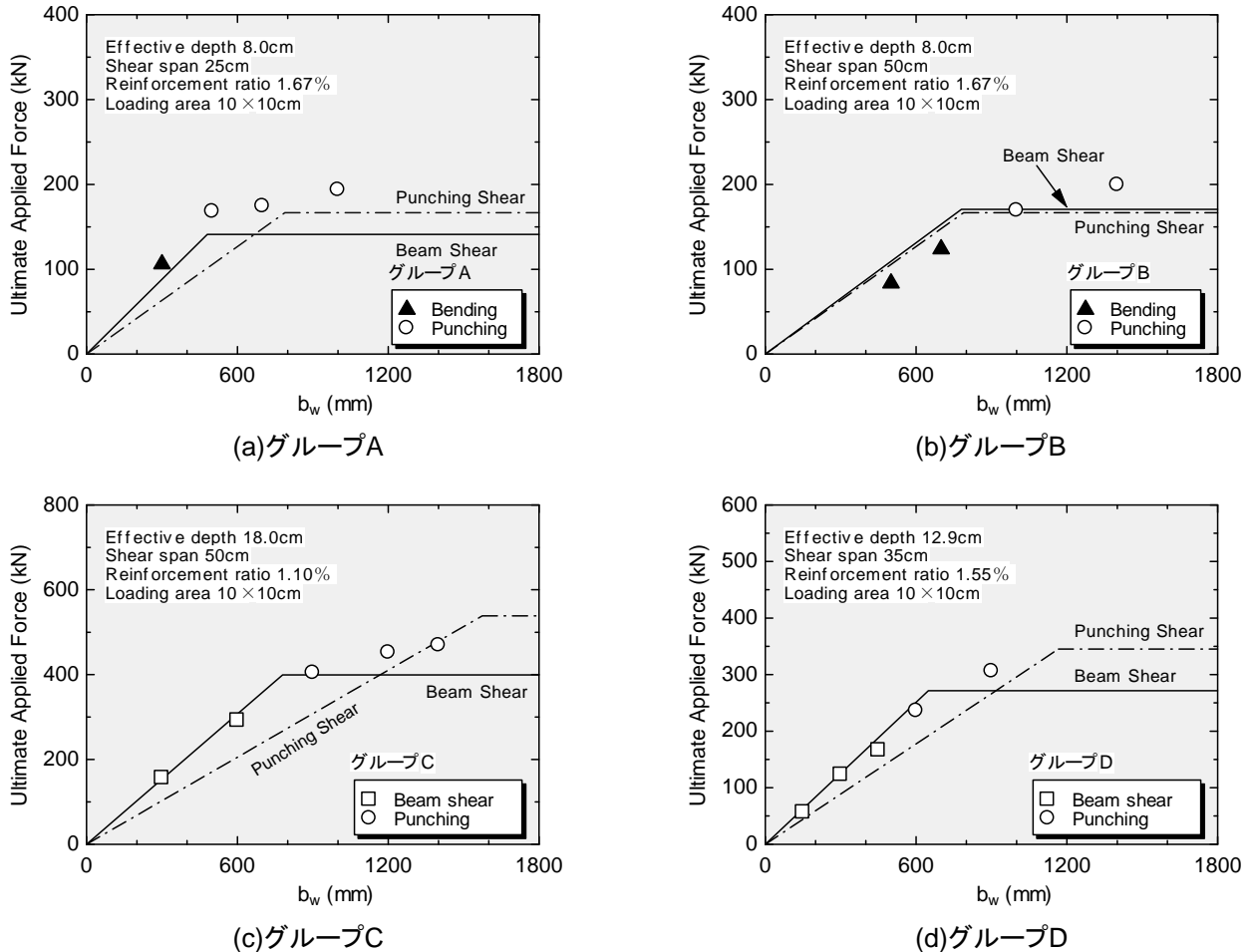


図-3.37 幅の異なるスラブのせん断耐力の比較（中央载荷）

(2) 载荷位置を自由縁付近に固定してスラブ幅を変化させたときのせん断耐力

図-3.38のように载荷位置を自由縁付近に固定してスラブ幅を変化させた場合の分類を表-3.10に示す。これらについても、(1)と同様にはりとしてのせん断耐力と押抜きせん断耐力を比較した（図-3.39参照）。

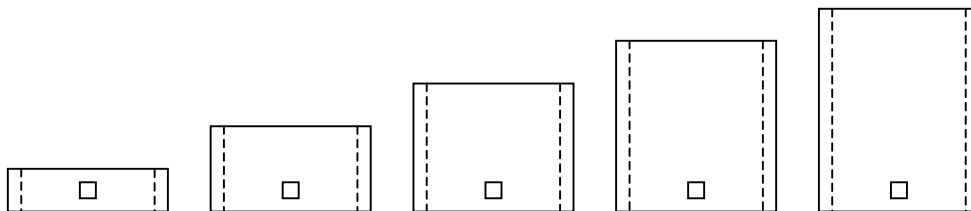
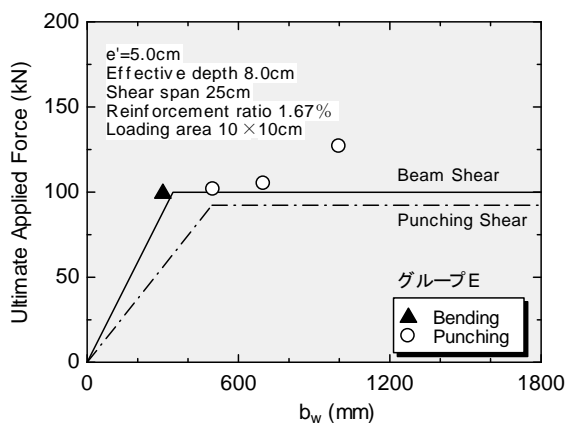


図-3.38 幅の異なるスラブ（自由縁付近载荷）の組合せ

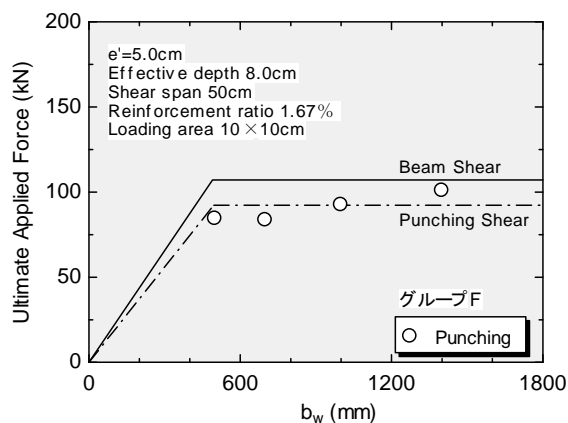
表-3.10 検討供試体の分類 (e' を固定した場合)

Group	a (mm)	d_1 (mm)	b_w (mm)	e' (mm)	v_1 (mm)	p_1 (%)	供試体
E	250	80	300~1000	50	100	1.67	H56-06, H56-09, H56-12, H56-17
F	500	80	700~1400	50	100	1.67	H56-19, H56-21, H56-23, H56-28
G	500	180	300~1400	100	1.10	H57-75, H57-74, H57-72, H57-69, H57-65	
H	350	129	300~900	100	100	1.55	G60-19, G60-10

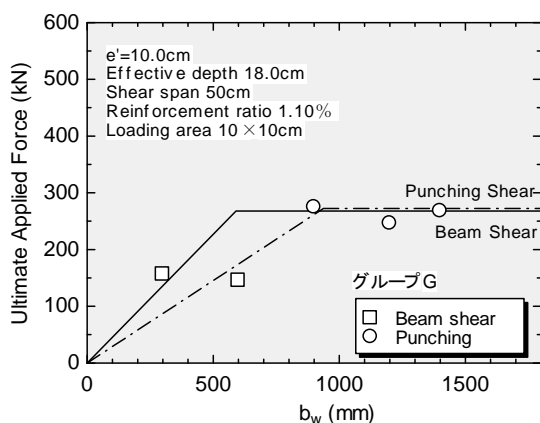
グループE, グループGおよびグループHは, せん断スパン比の小さいスラブである. これらのスラブは(1)で検討したスラブと同様に, はりとしてのせん断耐力(この場合はせん断圧縮破壊)に近い結果となっている. ただし, グループGで幅600mmのスラブでは押抜きせん断耐力に近い破壊荷重となっている. 一方で, せん断スパン比の大きいスラブでは, はりとしてのせん断耐力では危険側となっている. 自由縁に影響を大きく受け不完全押抜きせん断破壊するスラブに対して, はりとして検討する場合には, 有効幅をさらに低減して用いなければならないものと思われる.



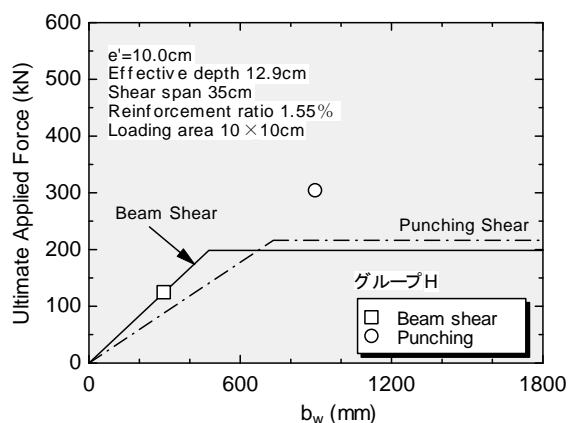
(a)グループE



(b)グループF



(c)グループG



(d)グループH

図-3.39 幅の異なるスラブのせん断耐力の比較 (e' を固定)

(3)スラブ幅を固定して載荷位置を変化させたときのせん断耐力

図-3.40に示すように、3.4でグループ分けされたスラブのうち各グループ毎で最も幅の広いスラブ（表-3.10参照）について、載荷位置を自由縁に近づけていった場合のときの耐力を比較した。はりとしてのせん断耐力と押抜きせん断耐力の比較は、図-3.41に示すしとおりである。

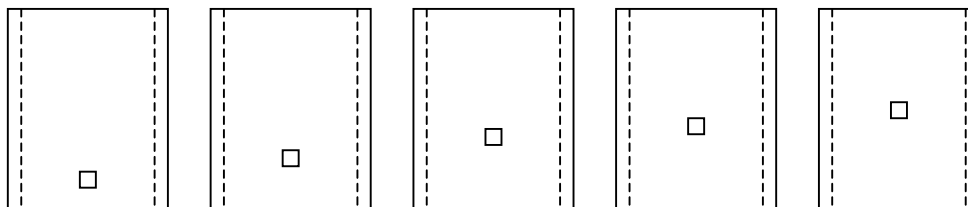


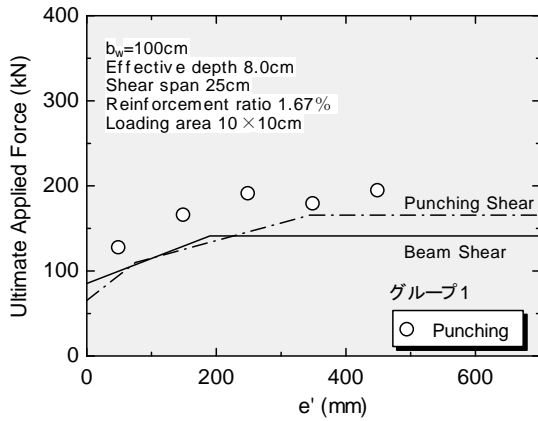
図-3.40 載荷位置の異なるスラブ（幅を固定）の組合せ

表-3.11 検討供試体の分類(スラブ幅を固定して e' を変化させた場合)

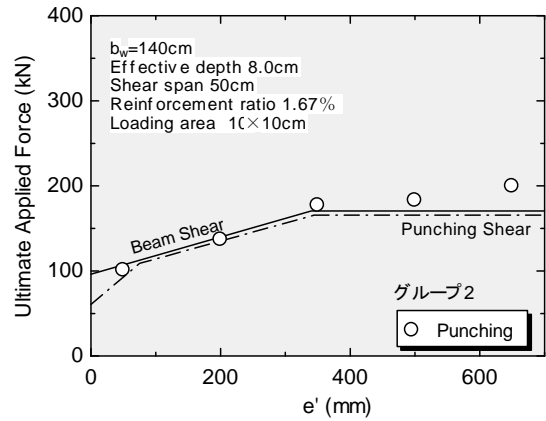
Group	a (mm)	d_1 (mm)	b_w (mm)	e' (mm)	v_1 (mm)	p_1 (%)	供試体
1	250	80	1000	100~500	100	1.67	H56-13, H56-14, H56-15, H56-16, H56-17
2	500	80	1400	100~700	100	1.67	H56-24, H56-25, H56-26, H56-27, H56-28
3	500	180	1400	100~700	100	1.10	H57-61, H57-62, H57-63, H57-64, H57-65
4	500	80	1400	100~700	70	1.70	G57-41, G57-42, G57-43, G57-44, G57-45
5	500	80	1400	100~700	140	1.70	G57-46, G57-47, G57-48, G57-49, G57-50
6	650	80	1400	100~700	100	1.70	H57-81, H57-82, H57-83, H57-84, H57-85
7	500	80	1400	100~700	75	1.67	G58-01, G58-02, G58-03, G58-04, G58-05
8	500	80	1400	100~700	150	1.67	G58-06, G58-07, G58-08, G58-09, G58-10
9	500	130	1400	100~700	100	1.03	G58-11, G58-12, G58-13, G58-14, G58-16
10	500	129	1400	100~700	100	1.84	G58-17, G58-18, G58-19, G58-20, G58-21

はりとしてのせん断耐力と押抜きせん断耐力の算定値を比較すると、自由縁の影響を受けて耐力が低下するスラブの領域も含め、全般的に両者の傾向は概ね一致していることがわかる。

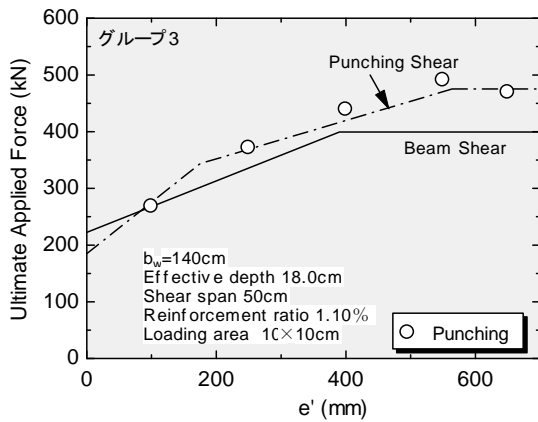
以上の検討結果より、有効幅を用いたはりのせん断耐力による評価、および3.6(7)で提案した押抜きせん断耐力による実験値に対し適合性が高いと言える。



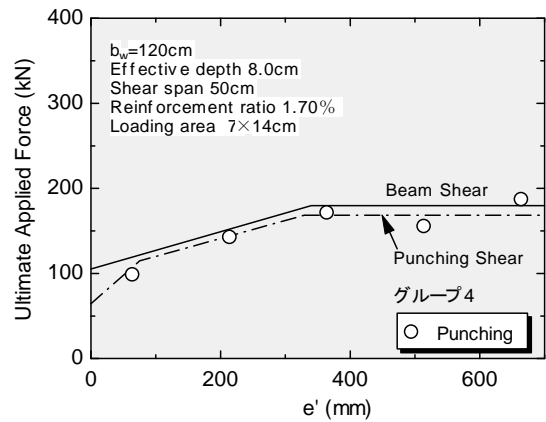
(a)グループ1



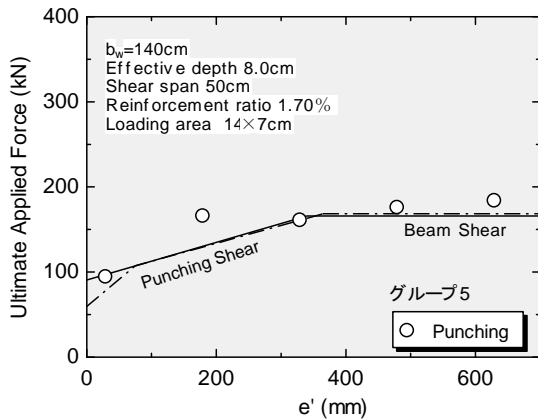
(b)グループ2



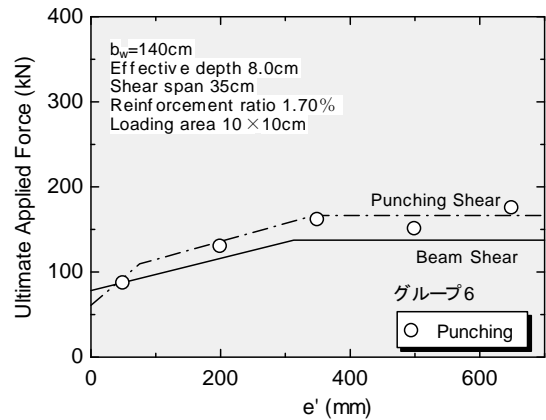
(c)グループ3



(d)グループ4

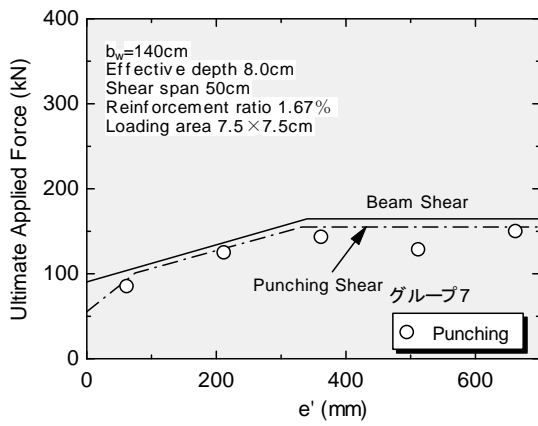


(e)グループ5

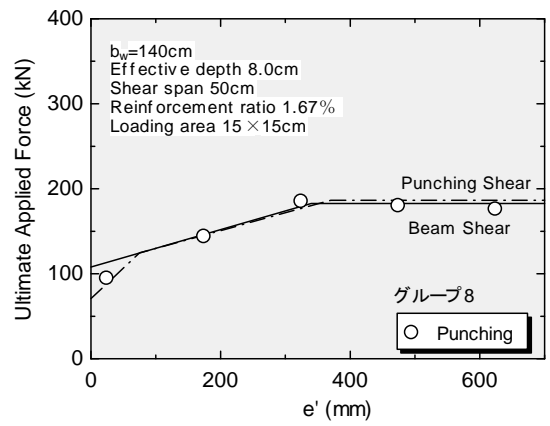


(f)グループ6

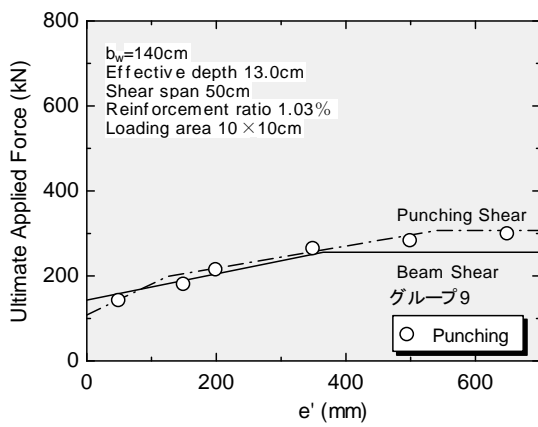
図-3.41(1) 載荷位置の異なるスラブのせん断耐力の比較 (幅を固定)



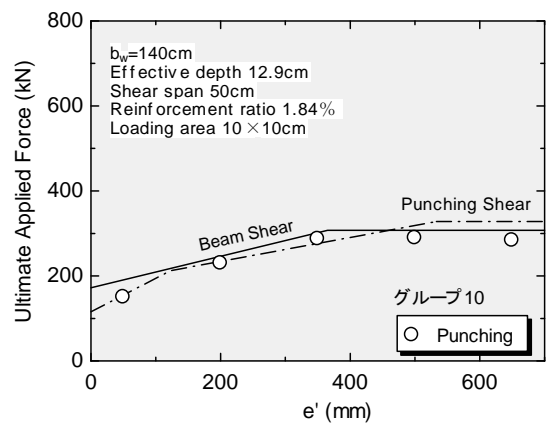
(g)グループ7



(h)グループ8



(i)グループ9



(j)グループ10

図-3.41(2) 載荷位置の異なるスラブのせん断耐力の比較 (幅を固定)

3.8 RCスラブのせん断破壊に対するせん断スパン比の影響について

本章で対象としたRCスラブはせん断スパン比がある程度限定されたものである。これらは、押抜きせん断耐力による評価とほりとしてのせん断耐力による評価は有効であることが明らかとなった。しかしながら、せん断スパン比が小さいスラブについては、押抜きせん断耐力による評価は困難である。幸いに、そのようなスラブは耐力が上昇するため、近似的には押抜きせん断耐力を用いても、安全側で設計可能である。以下では、せん断スパン比の大きさを変数として試算を行いスラブの耐力について比較を行う。ただし、ここでは支間長を変化させせん断スパンはその1/2とした。図-3.42は、せん断スパン比とせん断耐力（試算）の関係を示したものである。この計算で、例として取り上げたRCスラブの諸元は表-3.12のように仮定した。

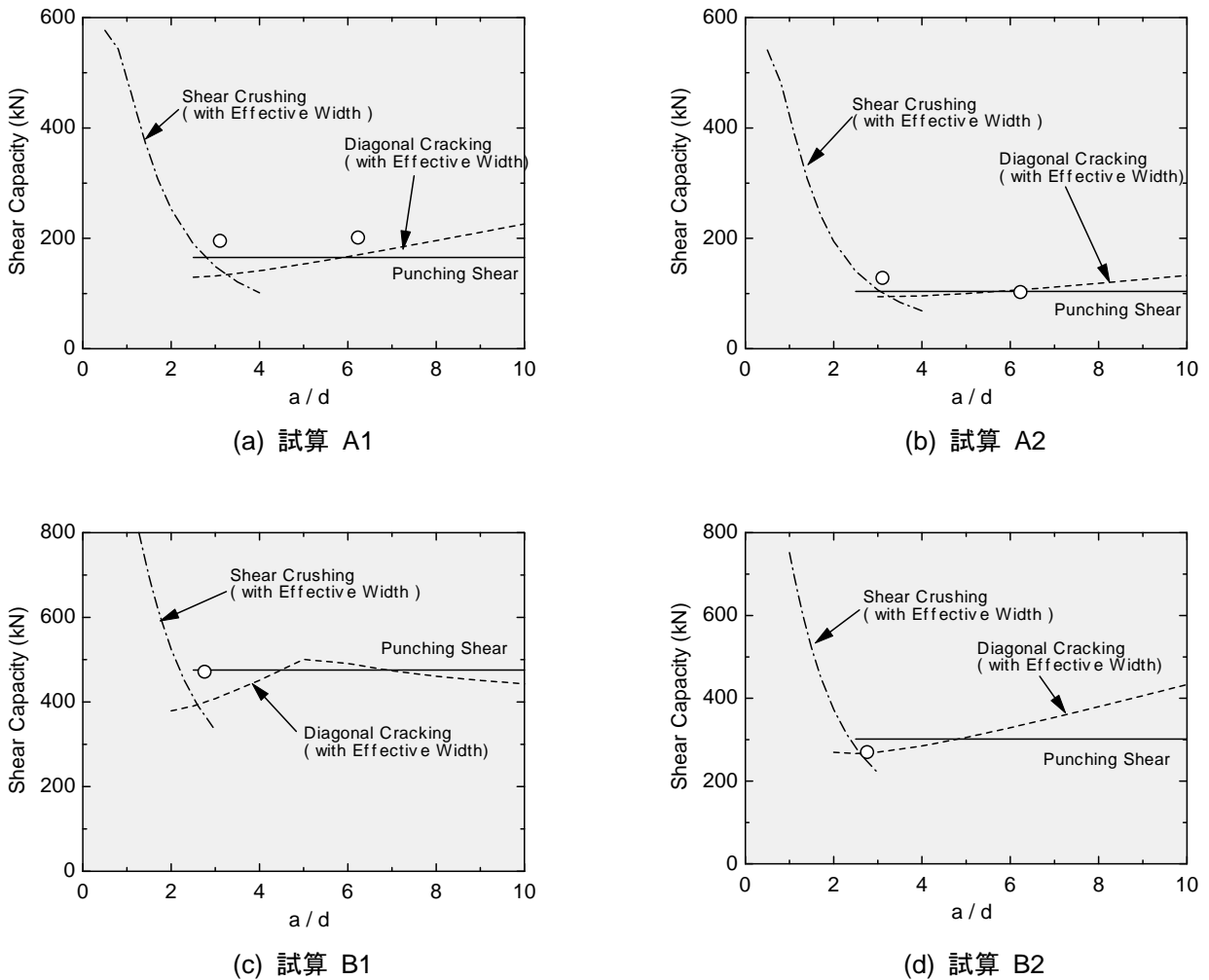


図-3.42 せん断スパン比の異なるRCスラブの試算結果

表-3.12 試算に用いるスラブの諸元

	b_w (mm)	d_1 (mm)	p_1 (%)	d_2 (mm)	p_2 (%)	e (mm)	$v_1 \times v_2$ (mm)	f_c (N/mm ²)
試算 A1	1400	80	1.67	70	1.91	700	100×100	30.0
試算 B1	〃	〃	〃	〃	〃	100	〃	〃
試算 A2	〃	180	1.10	170	1.16	700	〃	〃
試算 B2	〃	〃	〃	〃	〃	100	〃	〃

試算A1とA2は有効高さの小さいスラブで、試算B1とB2は有効高さの大きいスラブである。このうち、A1とB1は幅の中央に載荷した場合で、A2とB2は自由縁付近に載荷した場合である。図中の実線は、本章の提案による押抜きせん断耐力を表しており、破線と1点破線がはりとしてせん断耐力で前者が斜め引張耐力、後者がせん断圧縮耐力を表している。プロット値は実験データである。はりとしてのせん断耐力は、本来せん断スパン比が大きくなると減少する傾向にあるが、スラブを評価する上で有効幅を用いていることからせん断スパン比の増加に伴い有効幅が大きくなりやや増加傾向となる（ただし、試算B1では a/d が5付近で有効幅が全幅に達するため、それ以降の耐力は減少する）。一方で、せん断圧縮破壊の場合は、せん断スパン比が小さい領域であるが、せん断スパン比の減少と共に有効幅が小さくなっていため、耐力の増加傾向は緩和されている。この試算結果を検証する実験データは乏しく、A1とA2に対しては各2体、B1とB2に対しては各1体である。したがって、これらの試算から多くのことは言えないが、せん断スパン比が概ね 2.5 以上のRCスラブは押抜きせん断耐力とはりとしてのせん断耐力（斜め引張耐力）とおおよそ近い値である。せん断スパン比が大きくなるとはりとしてのせん断耐力は押抜きせん断耐力と乖離して危険側の評価となる可能性を含んでいるが、通常の配筋であれば曲げ破壊が先行するものと思われるのでこの領域のせん断破壊を検証することは難しい。設計では、本章で提案された押抜きせん断耐力で照査することで安全側であると考えられる。せん断スパン比が概ね 2.5 以下のRCスラブではせん断耐力が増加傾向にあると考えられるが、本章で取り扱った実験結果にそのケースがほとんど無いので明らかではない。これらのスラブについては、ディープスラブ（フーチングやコーベル等）として設計する方が良いと考えられるので、次章で検討を行うこととする。

3.9 RCスラブのせん断破壊に対する安全性の検討方法について

せん断破壊するRCスラブについて、その破壊安全性の検討における耐力照査方法を整理すると以下のとおりである。

- 1) RCスラブの押抜きせん断破壊に対する終局耐力は、以下のいずれかの耐力算定値のうち小さい方を採用する。
 - ① 本章3.6(7)によって提案された押抜きせん断耐力
ただし、適用範囲は以下のとおりである。
 - ・設計断面を支承の内側に取ることができるRCスラブ（せん断スパン比が約2.5以上）
 - ・自由縁から荷面辺端までの距離が、有効高さ以上離れているRCスラブ
 - ② 曲げに対する有効幅を用いた斜め引張耐力
- 2) せん断スパン比が概ね2.5以下のRCスラブに対して、残存アーチ効果による耐力の増加を見込む場合は、以下の耐力算定値を用いることができる。
 - ③ 曲げに対する有効幅を用いたせん断圧縮耐力（ディープビームのせん断耐力）

以上の照査方法のフローを図-3.43に示す。

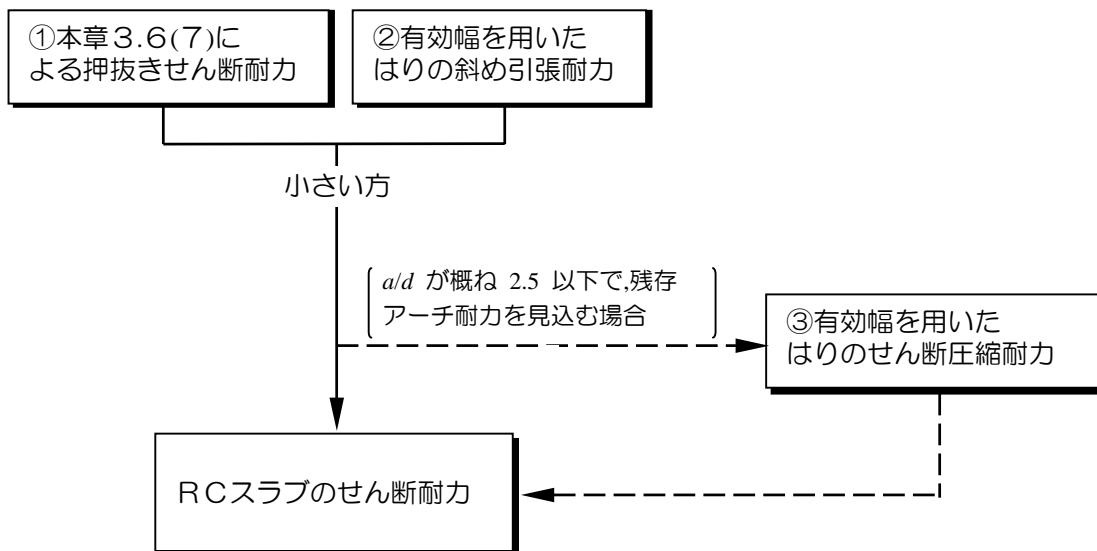


図-3.43 RCスラブのせん断耐力

3.10 まとめ

本章では、既往の研究において行われたRCスラブの押抜きせん断実験の結果に基づいて、主として自由縁の影響を受ける押抜きせん断破壊の終局耐力について検討が行われた。本章から結論づけられる事項を列記すれば、以下のとおりである。

- 1) 土木学会コンクリート標準示方書の押抜きせん断耐力式（以下、示方書式と呼ぶ）における寸法効果に関する係数 β_d は1.5の制限値が設けられているが、実験結果から1.9程度まで適用できることが明らかとなった。すなわち、有効高さの小さいスラブに対しても寸法効果の影響による強度の増加を見込むことができる。
- 2) 自由縁の影響を受ける押抜きせん断破壊に対する耐力を評価方法として、設計断面の取り方を*case1*（完全押抜きせん断破壊型で載荷面の周囲にとる方法）と*case2*（自由縁に近い場合で自由縁に垂線を結ぶ方法）を設定した場合、載荷面端辺から $2.5d$ 離れた位置に設計断面をとることで耐力の低下の傾向を設計周長の長さの変化のみで概ね捉えることができる。
- 3) 設計断面を $2.5d$ 離れた位置にとった場合、示方書式で与えられている載荷周長の影響を考慮する必要はなくなることとなった。
- 4) 載荷面端から自由縁までの距離が有効高さより小さいRCスラブの押抜きせん断耐力は、押抜きせん断強度（設計断面における単位面積あたりの強度）がさらに小さくなり、設計断面の低減だけでは評価しきれない。
- 5) 上記の結果をとりまとめ、示方書式を補正して新たな押抜きせん断耐力式の提案を行った。提案された耐力式の実験値に対する適合性は良好で、実験値／計算値の平均値は0.994、その標準偏差は0.128であった。
- 6) せん断スパン比が概ね2.5以下のRCスラブは設計断面を設定できないため、押抜きせん断耐力の評価ができない。これらのスラブは、せん断スパン比の大きいスラブに比べれば耐力が増加する傾向にあるので別途検討を行う方がよいと考えられる。
- 7) RCスラブに対して、曲げに対する有効幅を用いてはりとしてのせん断耐力により評価する方法では、はりの斜め引張耐力とせん断圧縮耐力により行った。その結果、せん断スパン比が2.5付近のスラブでは、押抜きせん断耐力よりはりとしてのせん断圧縮耐力（せん断圧縮型）の方が大きく、実験値も後者に一致した。したがって、せん断スパン比の小さいスラブでは、タイドアーチ効果による残存耐力を見込むことができると考えられる。
- 8) 本章で取り扱った実験結果の範囲内では、せん断スパン比が十分に大きければ、押抜きせん断耐力とはりとしてのせん断耐力（斜め引張耐力）は概ね一致する。したがって、自由縁の影響を含むRCスラブの押抜きせん断破壊に対しては、いずれの方法によっても評価が可能である。
- 9) せん断スパン比が大きくなっていくと、曲げに対する有効幅が大きくなる。そのため、はりとしてのせん断耐力（斜め引張耐力）はせん断スパン比の増加とともに大きくなる傾向にある。せん断スパン比が極端に大きい領域のスラブの実験結果がないので検証はできないが、はりとしてのせん断耐力（斜め引張耐力）だけでは危険側の評価となる可能性がある。

参考文献

- [1] 小柳洽：鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断とその設計上の取扱い，コンクリート工学，Vol.19，No.8，pp.3-13，1981年
- [2] 角田与史雄，井藤昭夫，藤田嘉夫：鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断耐力に関する実験的研究，土木学会論文集，第229号，1974年
- [3] 前田幸雄，松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力の評価式，土木学会論文集，第348号，1984年
- [4] 昭和61年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕，土木学会，1986年
- [5] コンクリート標準示方書（昭和61年制定）改訂資料，土木学会，コンクリートライブラリー，第61号，1986年
- [6] 平成8年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕，土木学会，1996年
- [7] 高橋義裕，角田与史雄：RCスラブの押抜きせん断耐力に対する自由縁の影響について，第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.273-276，1983年
- [8] 今村晃久，真岸徹：自由縁を有するRCスラブの押抜きせん断耐力に関する研究，北海道大学工学部土木工学科卒業論文（昭和56年度），1982年
- [9] 高橋有裕，板倉雅彦，高倉英文，蓬田秀樹：RCスラブの押抜きせん断耐力に対する自由縁の影響，北海学園大学工学部土木工学科卒業論文（昭和56年度），1982年
- [10] 武政高弘，吉川正之：自由縁を持つRCスラブのせん断耐力について，北海道大学工学部土木工学科卒業論文（昭和57年度），1983年
- [11] 太田雅士，山本浩嗣，村田祐司，武田稔：コンクリートスラブの押抜きせん断耐力に関する実験的研究，北海学園大学工学部土木工学科卒業論文（昭和57年度），1983年
- [12] 岸野義夫，佐藤由広，高野勝也，松沢和人：RCスラブの押抜きせん断耐力に対する自由縁及び載荷深さの影響に関する研究，北海学園大学工学部土木工学科卒業論文（昭和60年度），1986年
- [13] 二羽淳一郎，山田一宇，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第372号/V-5，pp.167-176，1986年
- [14] 二羽淳一郎：FEM解析に基づくディープビームのせん断耐荷力算定式，第2回RC構造物のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，pp.119-128，1983年

第 4 章

鉄筋コンクリートディープスラブのせん断耐力

4.1 まえがき

通常の鉄筋コンクリートはりおよび鉄筋コンクリートスラブのせん断破壊に対する実験データは豊富にあり、多くの研究者によって検討が行われている。しかしながら、はりスラブの中間的な形状の構造物に部分的集中荷重が作用するときや、局所的な支持が行われるような場合には、その破壊形式が明確なはり型のせん断破壊や押抜きせん断破壊とはならないことがある。特にせん断スパンが小さくディープビーム的な構造においては、データが十分にあるとはいえない。本研究ではディープビーム的な構造のスラブをディープスラブと呼ぶこととする。例えば、フーチングやコーベル等の構造はそれに類した構造となるが、土木学会コンクリート標準示方書では、せん断力に対して前者は独自の設計を行い、後者はディープビームとして設計を行うこととなっている。その際、荷重分布の大きさによる影響については明確なものが示されていない。

ディープスラブの破壊形式はディープビームと同様のせん断圧縮型の破壊と予測されるが、本章では、主として圧縮側支持板（載荷板）長さ、引張側支持板（支承板）長さおよびせん断スパン比を変数とし載荷実験を行い、せん断耐力の評価方法について検討を行った。耐力の評価においては、ディープビームのせん断耐力式の適用を試み、算定に用いる有効幅について定式化することが目的である。また、第3章で取り扱ったせん断スパン比が小さいスラブに対しても、この章においてせん断圧縮型の破壊と見なして評価することを試みた。

4.2 示方書による鉄筋コンクリートフーチングのせん断力に対する検討方法

フーチングのせん断力に対する検討では、**図-4.1** に示すように検討断面を柱あるいは壁前面から $h/2$ 離れた位置にとることとしている。杭が片側1列に配置された杭基礎の場合では、杭中心と柱あるいは壁前面までの距離 a が $h/2$ 以下のとき、柱あるいは壁前面から $a/2$ 離れた位置を検討断面としている。フーチングの有効幅は、検討断面におけるフーチングの全幅とするのを原則としているが、杭基礎の場合には杭1本に対する有効幅は、杭中心から壁前面までの距離の2倍を越えないこととしている。

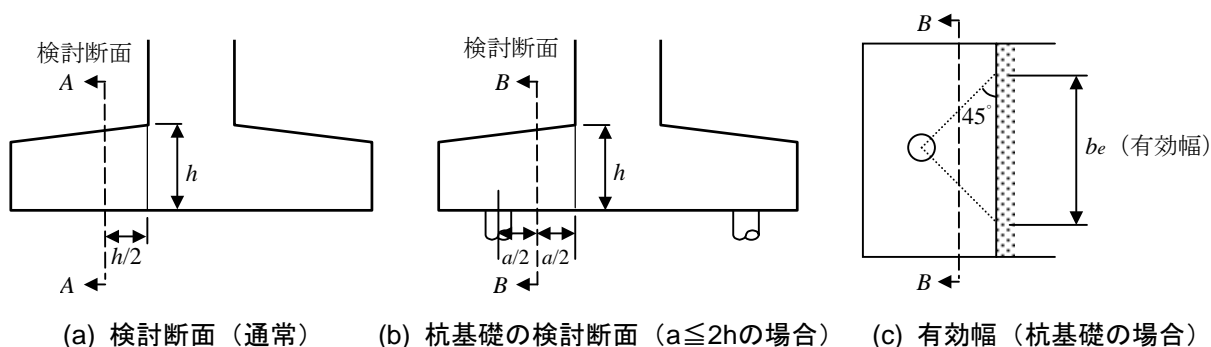


図-4.1 フーチングのせん断に対する設計断面および有効幅の取り方

設計せん断力の算定にあたって、柱または壁前面から検討断面における有効高さの3倍の範囲にある荷重は次式に示す係数 λ で除して低減してよいこととしている。

$$\lambda = \frac{3}{a/d} \tag{4.1}$$

ただし、 λ は6.0以下とする。

ここに、 a : 柱または壁前面から荷重作用点までの距離

d : 検討断面における部材の有効高さ

設計せん断耐力は棒部材の設計せん断耐力式により求めることとしている。上記で、設計せん断力を低減する措置は、フーチングの a/d が一般に小さいことによって腹部コンクリートに発生する圧縮応力の影響から耐力の増加が期待できるためである。言い換えれば、設計せん断耐力を増加させて照査を行っても同じことであるが、設計上の簡便さを考えた方法である。例として杭基礎の場合の設計せん断力の算定に用いる荷重は、**図-4.2**

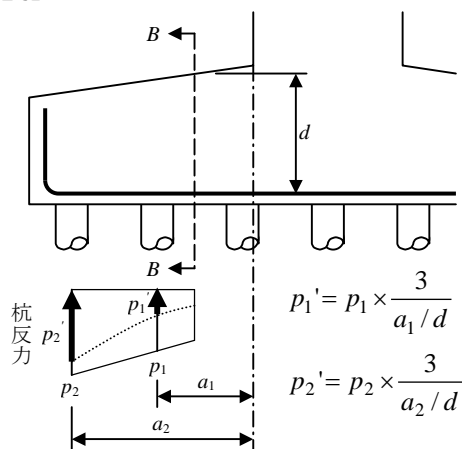


図-4.2 設計せん断力の算定に用いる荷重

のようになる。なお、杭基礎の場合、 a/D (D : 杭直径) が1.5以下のときは、設計せん断耐力を $1.5D/a$ で割り増すことができる。

押抜きせん断に対しては、面部材に準じて行うものとしている。ただし、片側1列配置の杭基礎では、杭中心と柱あるいは壁前面との距離が有効高さの2倍以下のときには行わなくてよい。また、杭中心間隔が小さい場合には、群杭として抵抗長さを求め押抜きせん断の検討を行わなければならないとされている。せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力式は、次式のとおりである。

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (4.2)$$

ここに、 $f_{vcd} = 0.20 f'_{cd}{}^{1/3}$ (f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度)

$\beta_d = (1000/d)^{1/4}$ ただし、 $\beta_d \leq 1.5$

$\beta_p = (100 \cdot p_v)^{1/3}$ ただし、 $\beta_p \leq 1.5$

β_n : 軸力の影響による補正係数

b_w : 腹部の幅、 d : 有効高さ、 p_v : 引張鉄筋比、 γ_b : 部材係数

4.3 示方書による鉄筋コンクリートコーベルの設計法

コーベルは、**図-4.3**に見られるように柱や壁から張り出した部材で、主として上方から荷重が作用する。コーベルのせん断力に対する検討は、ディープビームとして検討を行えばよいこととなっている。ただし、コーベルの場合のせん断スパンは荷重作用点から柱前面までの距離とし、有効高さは柱前面におけるコーベルの高さと定義されている (**図-4.4**参照)。せん断補強筋を用いないディープビームの設計せん断耐力式は、次式のとおりである。

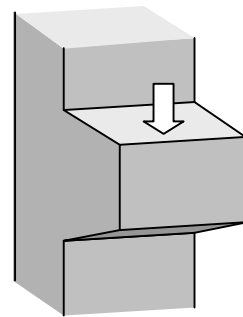


図-4.3 コーベル

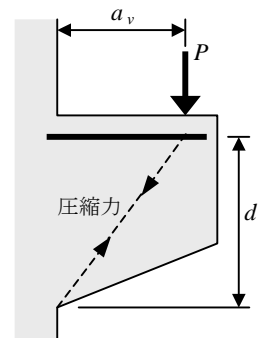


図-4.4 解析モデル

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (4.3)$$

ここに、 $f_{dd} = 0.19 f'_{cd}{}^{0.5}$

$\beta_a = \frac{5}{1+(a_v/d)^2}$ (a_v : 荷重作用点から支承前面までの距離)

コーベルとフーチングは、その形状と外力の作用のし方が類似しており、せん断耐荷機構も同様なものと考えられる。一般には、コーベルははり部材として、フーチングは面部材として取り扱われている。しかし、コーベルにおいては、荷重の分布幅が部材幅に比べて小さくなれば面部材の取扱いを行わなければならないと考えられる。示方書におけるフーチングのせん断力に対する設計法は、主として杭基礎のあるフーチングの実験的研究に基づいて定められている。示方書では、せん断スパン比が2.5~3.0程度で、ディープビームのせん断耐力とフーチングのせん断耐力が同等となるように、ディープビームの耐力式の実験定数が定められている。

4.4 実験概要

(1) 供試体

本章において用いた供試体の一例を図-4.5に示す。供試体の有効高さおよび鉄筋比はすべての供試体で同一とし、せん断スパン比、圧縮側載荷板（載荷板）長さ、引張側支持板（支承部）長さおよび全幅を実験変数とした。変数の値は表-4.1に示すとおりである。図-4.6に載荷方法を示す。支点は、棒球座により支持し部材軸方向に自由とし、載荷は油圧ジャッキにより鋼製分配桁を介して行った。このとき、供試体は安定性を考慮し右側支点を全幅支持し、試験区間を左側のせん断スパンとした。なお、圧縮側支持板・引張側支持板とも厚さ20mm、部材軸方向の幅50mmの鋼板を用いた。

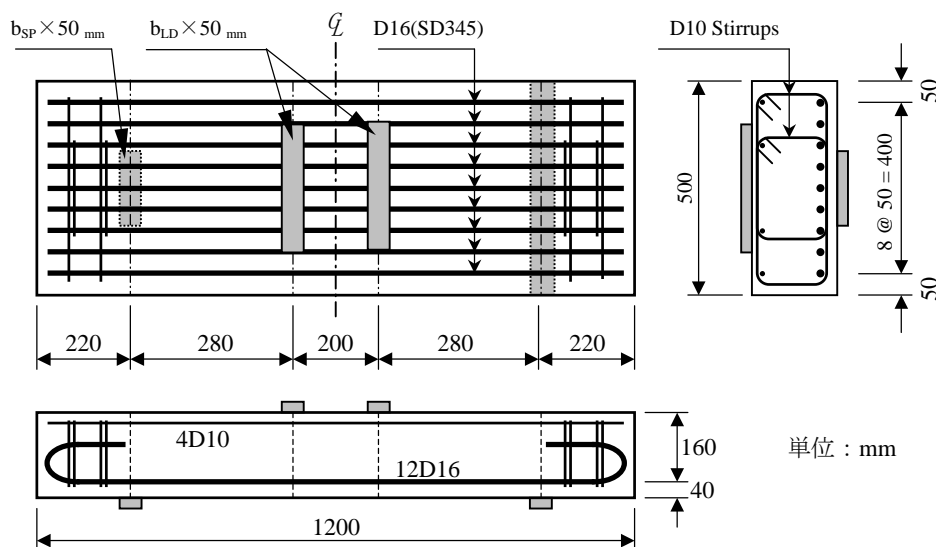


図-4.5 供試体外観（Aシリーズ）

コンクリートは、早強ポルトランドセメント、海砂（比重2.67または2.69）および川砂利（比重2.75または2.76）を使用して作製した。軸方向鉄筋には、熱間圧延異形棒鋼SD345-D16を5cm間隔で配置し、端部では定着のためにSD295A-D10のスターラップを用いた。記号AおよびBを付した供試体は目標圧縮強度を24.5 N/mm²、記号CおよびDを付した供試体は30.0 N/mm²として、7日間湿潤で養生した後、試験を実施した。なお、コンクリートの配合は単位水量150~160kg、水セメント比50~60%、細骨材率43~45%とした。

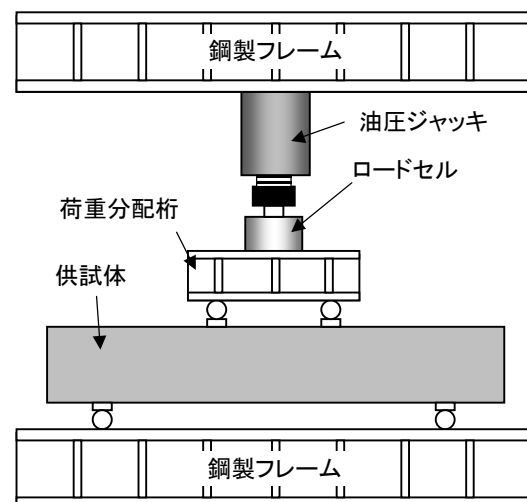


図-4.6 載荷方法

表-4.1 供試体の諸元

記号	せん断スパン a (mm)	断面幅 b_w (mm)	有効高 d (mm)	a/d	鉄筋比 p (%)	圧縮側支持板長さ b_{LD} (mm)	引張側支持板長さ b_{SP} (mm)
A-10-10	280	500	160	1.75	2.23	100	100
A-10-20	"	"	"	"	"	100	200
A-10-30	"	"	"	"	"	100	300
A-20-10	"	"	"	"	"	200	100
A-30-10	"	"	"	"	"	300	100
B-10-10	"	650	"	"	2.29	100	100
C-10-10	200	500	"	1.25	2.23	100	100
C-20-10	"	"	"	"	"	200	100
C-30-10	"	"	"	"	"	300	100
C-50-10	"	"	"	"	"	500	100
C-10-20	"	"	"	"	"	100	200
C-10-30	"	"	"	"	"	100	300
D-10-10	360	"	"	2.25	"	100	100

表-4.2 実験結果

記号	コンクリート強度 f'_c (N/mm ²)	破壊荷重 P_B (kN)	破壊荷重(補正) P_B' (kN)	せん断耐力 V_{test} (kN)	有効幅 $b_{e,test}$ (mm)
A-10-10	26.1	294	323	161	347.2
A-10-20	20.2	294	383	191	411.9
A-10-30	23.8	333	389	194	418.2
A-20-10	19.6	340	452	226	486.0
A-30-10	23.8	450	525	263	565.1
B-10-10	29.4	368	373	186	398.4
C-10-10	34.6	480	436	218	296.3
C-20-10	32.1	525	502	251	340.7
C-30-10	31.5	626	606	303	411.4
C-50-10	34.9	811	733	367	497.7
C-10-20	36.4	483	425	212	288.2
C-10-30	30.7	520	512	256	347.6
D-10-10	35.2	294	264	132	424.4

(2) ディープスラブの破壊性状

各供試体のコンクリート圧縮強度、破壊荷重およびせん断耐力は表-4.2に示すとおりである。表中の P_B' は圧縮強度を 30.0 N/mm² として得られるときの破壊荷重に換算したものである。このとき、せん断耐力はディープビームのせん断破壊に類似しているものと仮定し、その耐力は圧縮強度の2/3乗に比例することとした(後述の耐力算定式参照)。せん断耐力 V_{test} は対称載荷なので P_B' の1/2である。

図-4.7は、供試体の破壊状況の一例を示したもので、せん断スパン比が1.75と1.25の供試体である。いずれの供試体も破壊直前までは曲げひび割れまたは曲げせん断ひび割れが徐々に発達する様子が観察された。終局時には供試体側面に斜めひび割れが現れると同時にそれが大きく開口して破壊に至っ

た、この時の破壊は脆性的である。しかしながら、ここで観察された斜めひび割れは破壊時における二次的なひび割れで、破壊に起因したと思われるひび割れは供試体の内部で圧縮側支持点（载荷点）と引張側支持点（支点）を結ぶような形で発達していると考えられる。その理由としては、供試体A-10-10および供試体C-50-10の2体について試験終了後、上面のコンクリートを除去したところ、側面に現れている斜めひび割れとは異なるひび割れが内部に観察されたためである（図中の点線）。したがって、圧縮側支持板長さおよび引張側支持板長さが供試体全幅より小さい場合には内部において3次元的な破壊面が発達していると考えられる。

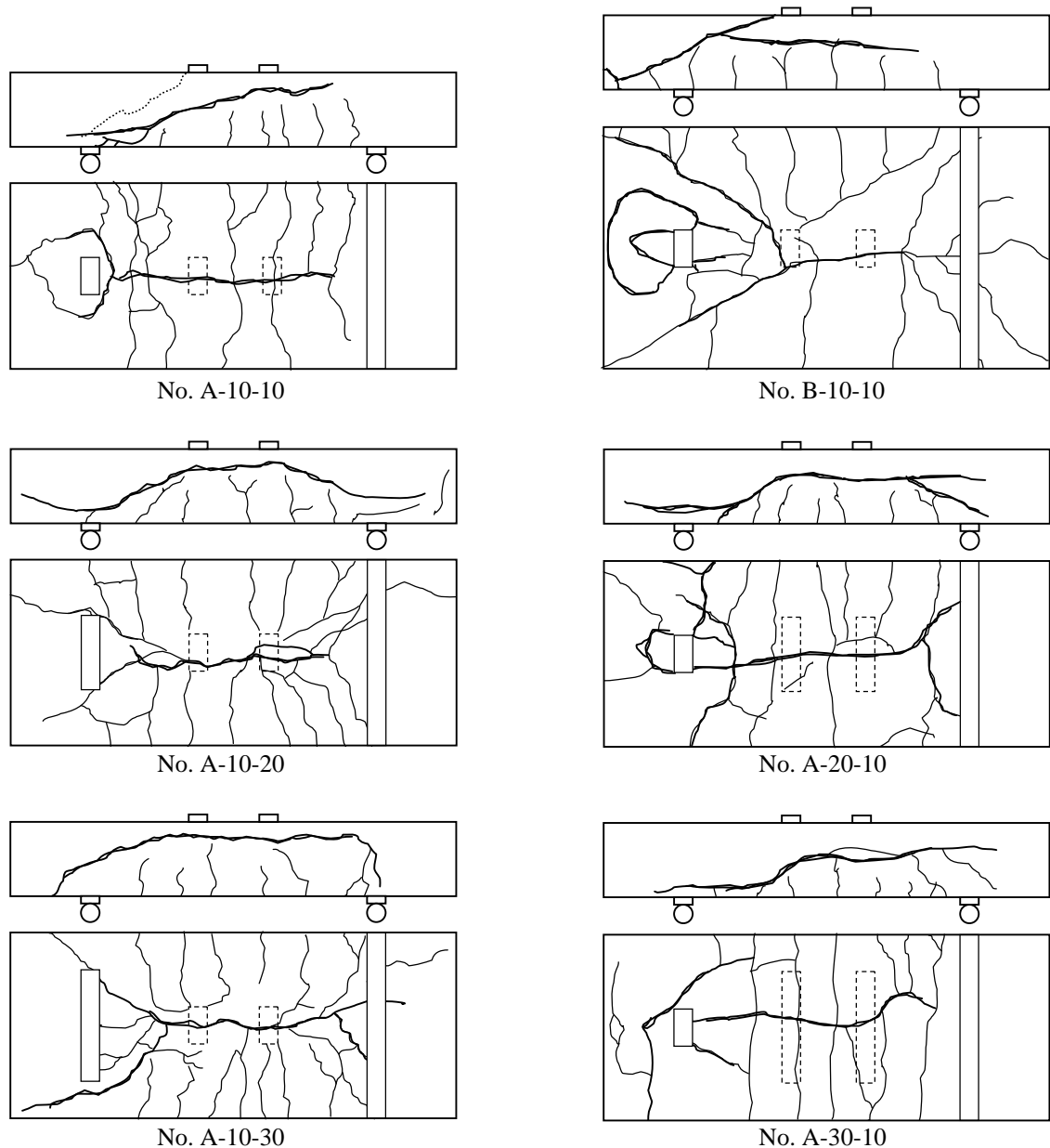


図-4.7(1) 供試体の破壊状況

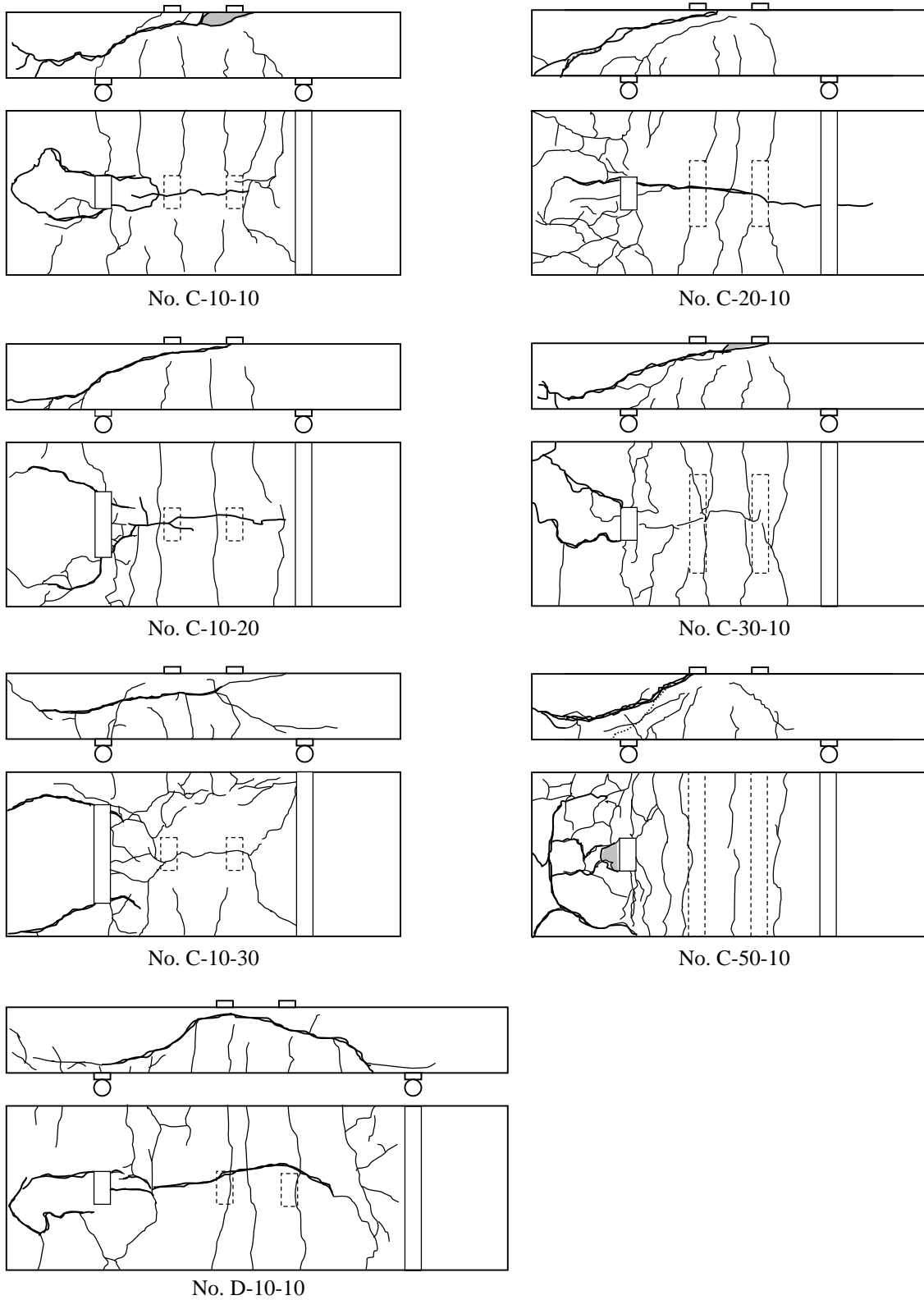


図-4.7(2) 供試体の破壊状況

(3) たわみ性状

すべての供試体について、たわみを測定した。図-4.8に示すように、支間中央では、幅の中央および自由縁から50mm内側の位置に1軸変位計を設置した。支点上では支点沈下量を調べるために、左右支点における幅の中央に変位計を設置した。ディープスラブの支間中央でのたわみは、支点沈下量を差し引いて求めた。図-4.9は、荷重-変位関係および支間中央での幅方向の変位分布の一例を示したものである。

図の供試体は、スラブ幅が500mm、せん断スパン比が1.75で、圧縮側支持板および引張側支持板の幅方向の長さがそれぞれ100mmおよび200mmである。この図より、幅方向の変位分布が254.1kNまではほぼ直線的に推移していることから、はりとして挙動しているように見える。さらに荷重が増加すると、両端に比べて中央の変位が卓越してくる。したがって、この例では破壊荷重のおおよそ86%くらいから、面部材としての挙動が明確に現れてくるようである。その他の供試体についても、ほとんど同様の傾向を示している。

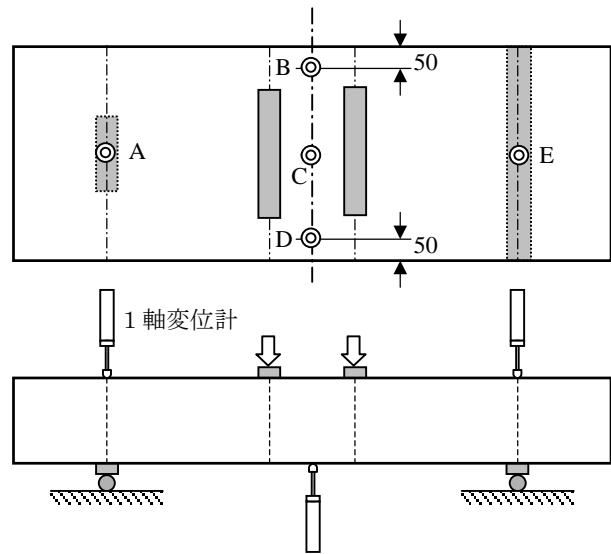


図-4.8 変位計の取り付け位置

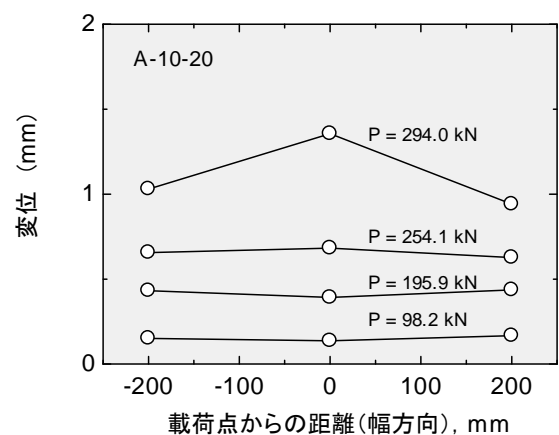
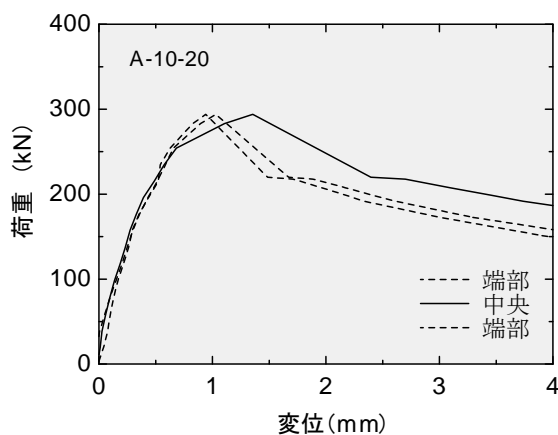


図-4.9 供試体A-10-10の変位

次に供試体の載荷点変位に着目して、圧縮側支持板（載荷点）長さおよび引張側支持板（支点）長さが異なる場合について比較を行う。図-4.10は、圧縮側支持板長さを100mmと固定し、引張側支持板長さを100mm（A-10-10）と200mm（A-10-20）とした場合の比較である。実線は全幅を有効と仮定したときのはりの変位の計算値である。計算値は断面分割法によるもので詳細は次節の（4）において記述する。実験では、右側支点は全幅支持で左側支点の支持板の長さだけを小さくしている。図からわかるように、いずれの供試体も計算値より変位が大きくなってきているため、全幅が有効に働いていな

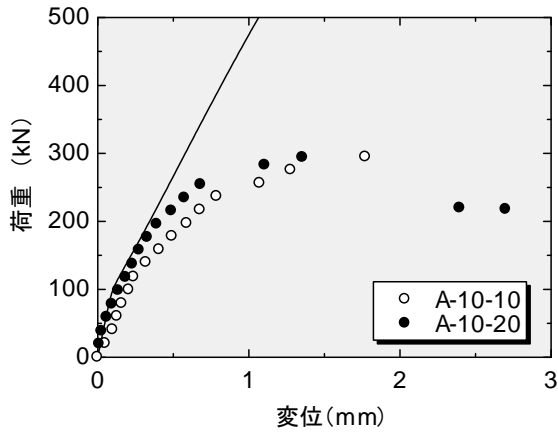


図-4.10 引張側支持板長さの異なる場合の比較

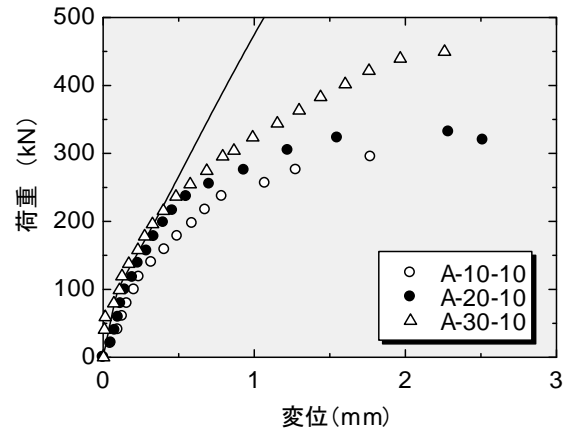


図-4.11 圧縮側支持板長さの異なる場合の比較

いと考えられる。また、引張側支持板が100mmの場合は200mmの場合に比べて、その傾向は顕著である。図-4.11は、引張側支持板長さを100mmと固定し、圧縮側支持板長さを100mm (A-10-10)、200mm (A-10-20) および300mm (A-10-30) とした場合の比較である。図-4.10と同様に圧縮側支持板の長さが小さくなるにつれて、変位が大きくなることが示されている。A-30-10が200kN付近まで、計算値とほぼ一致していると思われるが、載荷点の方が支持点よりもモーメントが大きいため、圧縮側支持板を長くして幅方向の変形を拘束した方が、全幅が有効となる挙動に近づくものと考えられる。

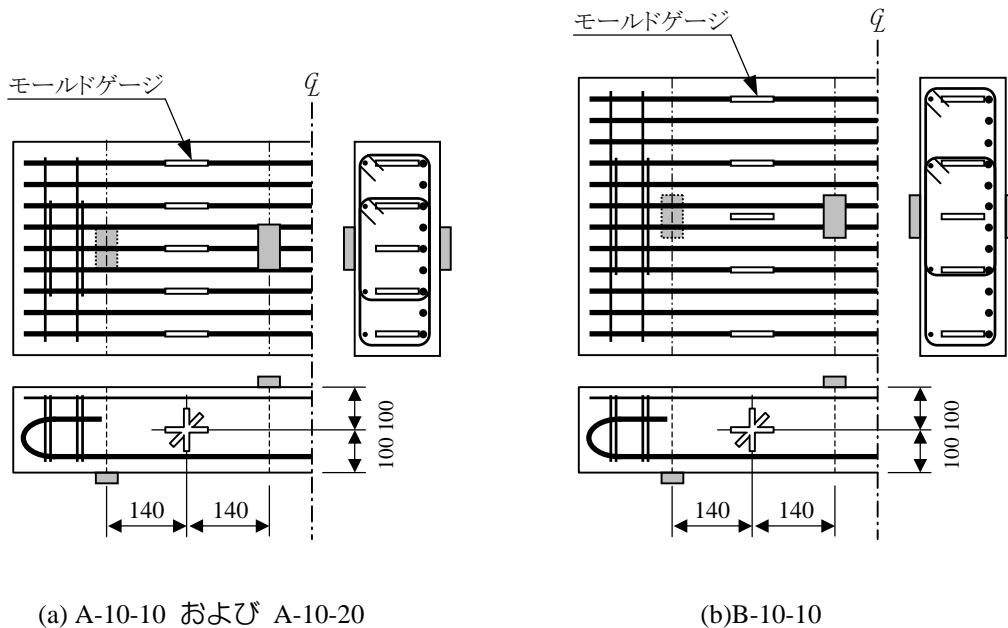


図-4.12 埋込型モールドゲージの設置位置

(4) コンクリート腹部のひずみ性状

供試体A-10-10およびB-10-10について、図-4.12に示す位置で埋込型3軸モールドゲージ（東京測器研究所/PML-120-3L）によりひずみの測定を行った。ゲージの向きは、図-4.13に示すように部材軸方向、鉛直方向、45°方向である。これらのひずみの測定値を用いて、主ひずみと主方向を以下のように算出した。

任意の方向のひずみは、以下の式であらわされる。

$$\varepsilon = \varepsilon_x \cos^2 \theta + \varepsilon_y \sin^2 \theta + \gamma_{xy} \sin \theta \cos \theta \quad (4.4)$$

0°方向を x 軸, 90°方向を y 軸に選べば,

$$\varepsilon_x = \varepsilon_0 \quad \varepsilon_y = \varepsilon_{90}$$

したがって, ε_{45} は以下のように記述できる。

$$\varepsilon_{45} = \varepsilon_x \cos^2 45^\circ + \varepsilon_y \sin^2 45^\circ + \gamma_{xy} \sin 45^\circ \cos 45^\circ$$

これより

$$\gamma_{xy} = 2 \cdot \varepsilon_{45} - \varepsilon_0 - \varepsilon_{90} \quad (4.5)$$

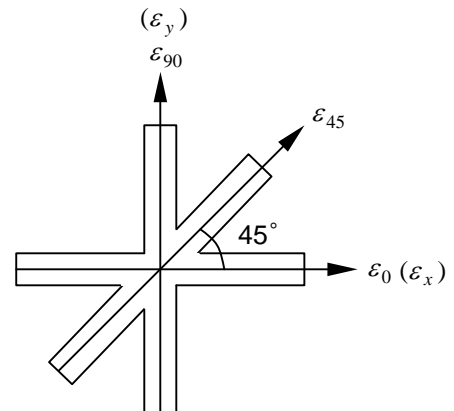


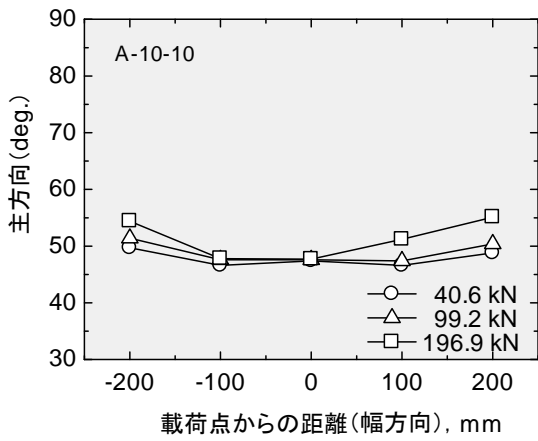
図-4.13 モールドゲージ

ここで、互いに直交する1組のひずみが極値をとるには $\tan 2\alpha = \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y}$ であるから、主方向 α は、および主ひずみは、以下の式で得ることができる。

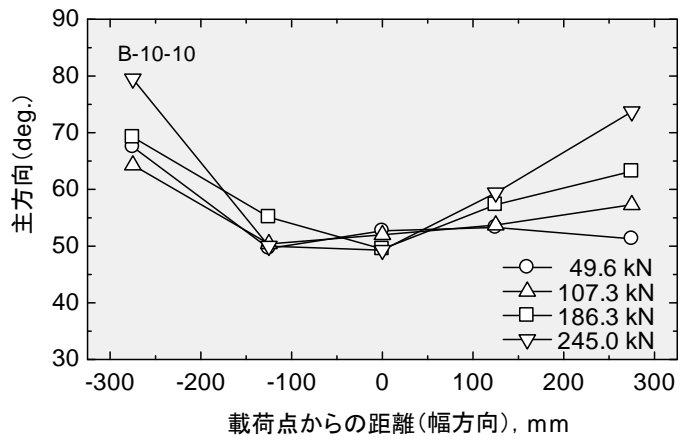
$$\alpha = \tan^{-1} \left\{ \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y} \right\} / 2 \quad (4.6) \quad \varepsilon_1, \varepsilon_2 = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2} \right)^2 + \left(\frac{\gamma_{xy}}{2} \right)^2} \quad (4.7)$$

上記の算出方法によって得られた主方向（圧縮）、主圧縮ひずみおよび主引張ひずみの幅方向の分布を図-4.14から図-4.16に示す。主方向は部材軸方向を 0° とし反時計回りを正とした。図から、幅500mmおよび幅650mmのいずれの供試体も中央部付近は50°程度の角度を形成している。荷重が小さいレベルでは、両端部（自由縁付近）も若干角度が大きいがそれほど大きくは変わらない。荷重が増加すると中央部の角度に変化はないが両端部では徐々に角度が増加している。特に、幅650mmの供試体では、その増加が著しく245kN（最大荷重の2/3程度）で80°の傾斜となっている。主圧縮ひずみは、荷重が小さいレベルから中央部で突出している。さらに、荷重が増加するとともに中央部の主圧縮ひずみは両端に比べて大きくなっていく。一方の主引張ひずみは、中央部で若干大きい値ではあるが主圧縮ひずみにくらべれば平坦な分布である。

以上のことから、推測として次のことが言える。荷重が小さいレベルでは、斜め圧縮力の伝達は幅の中央部のコンクリートが主体であるが、両端のコンクリートも少なからず貢献している。荷重が大きくなってくると、両端部では主方向の傾斜が大きくなり主圧縮ひずみの増加も停滞気味となる。したがって、荷重が増加するにつれて、幅の中央部でコンクリートのある領域が斜め圧縮力の伝達を行っていると考えられる。この比較では、圧縮側支持板長さ、引張側支持板長さがともに100mmで、かつせん断スパン比が1.75の場合である。主方向の向きはせん断スパン比により、斜め圧縮力の伝達する幅方向の分布は圧縮側支持板長さおよび引張側支持板長さにより変化するものと予想される。

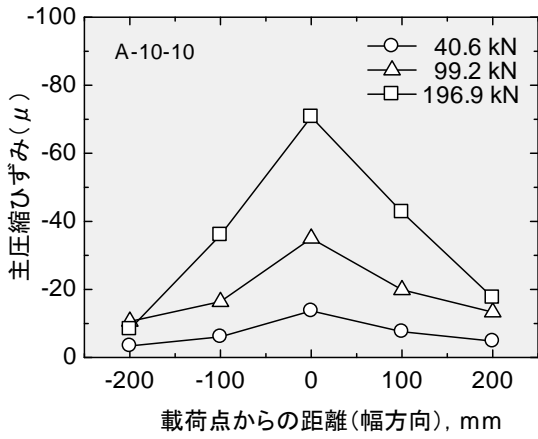


(a) 供試体A-10-10

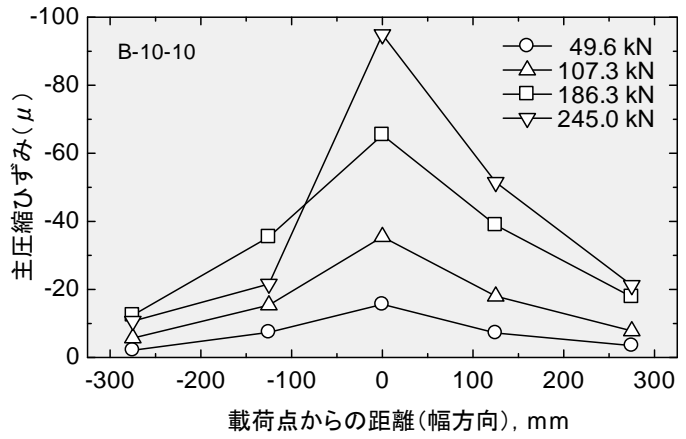


(b) 供試体B-10-10

図-4.14 コンクリートウェブ付近の主方向 (幅方向)

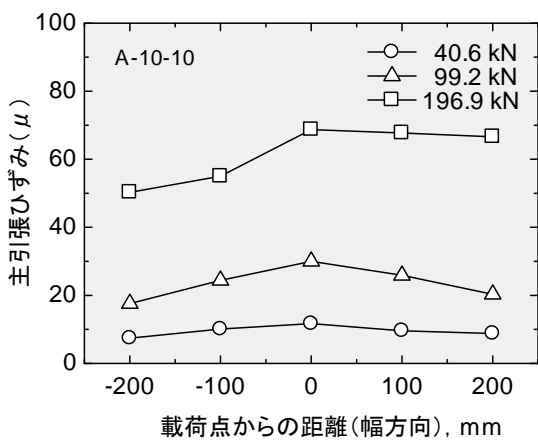


(a) 供試体A-10-10

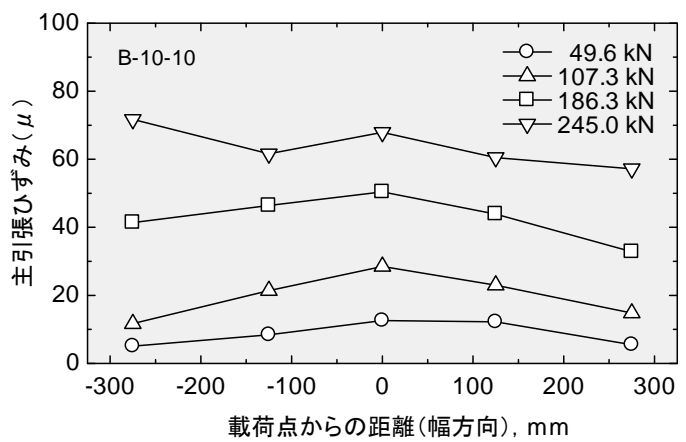


(b) 供試体B-10-10

図-4.15 コンクリートウェブ付近の主圧縮ひずみ分布 (幅方向)



(a) 供試体A-10-10



(b) 供試体B-10-10

図-4.16 コンクリートウェブ付近の主引張ひずみ分布 (幅方向)

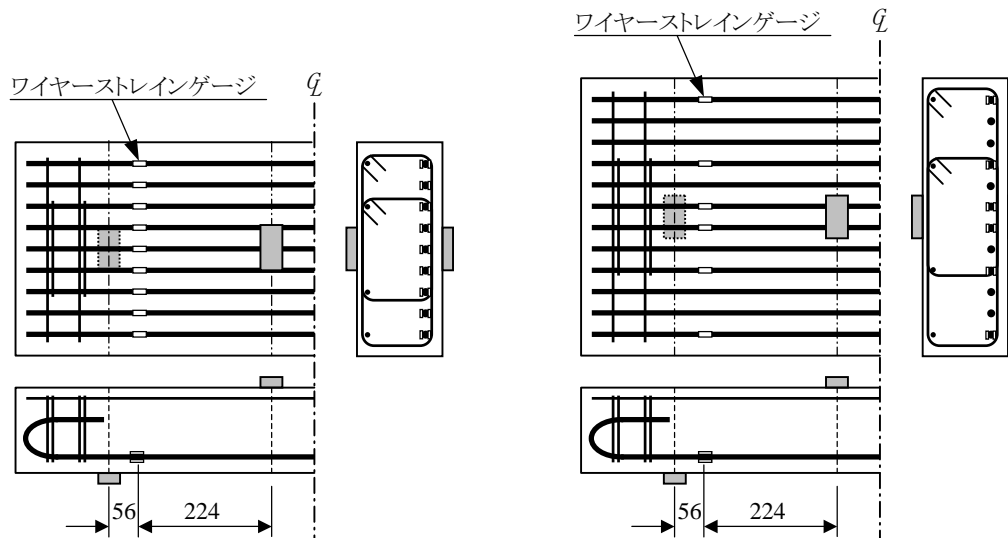


図-4.17 軸方向鉄筋のひずみゲージ貼付け位置

(5) 鉄筋のひずみ性状

上記同様に、供試体A-10-10および供試体B-10-10について、**図-4.17**に示すように軸方向鉄筋にワイヤーストレインゲージを貼りつけひずみの測定を行った。貼り付け位置は、载荷点（圧縮側支持）と支点（引張側支持）を結ぶ直線と軸方向鉄筋の交点である。ゲージは、上面と下面に1枚ずつ設置し、鉄筋の軸方向ひずみは両者の平均値を用いた。**図-4.18**に、各供試体における幅方向のひずみ分布を示す。図によれば、いずれの供試体でも、幅中央付近の鉄筋の引張ひずみが大きい傾向にある。A-10-10では、中央付近と端部で極端な差はないが、幅の大きいB-10-10では、中央付近と端部で大きな差が生じている。また、この供試体では荷重が245.0kN（最大荷重の2/3）以降より端部の鉄筋のひずみが増加した。これは、中央部付近で生じたひび割れが放射状に拡がり支点付近の端部へ達したことによるものと思われる（**図-4.7(1)**供試体の破壊状況参照）。

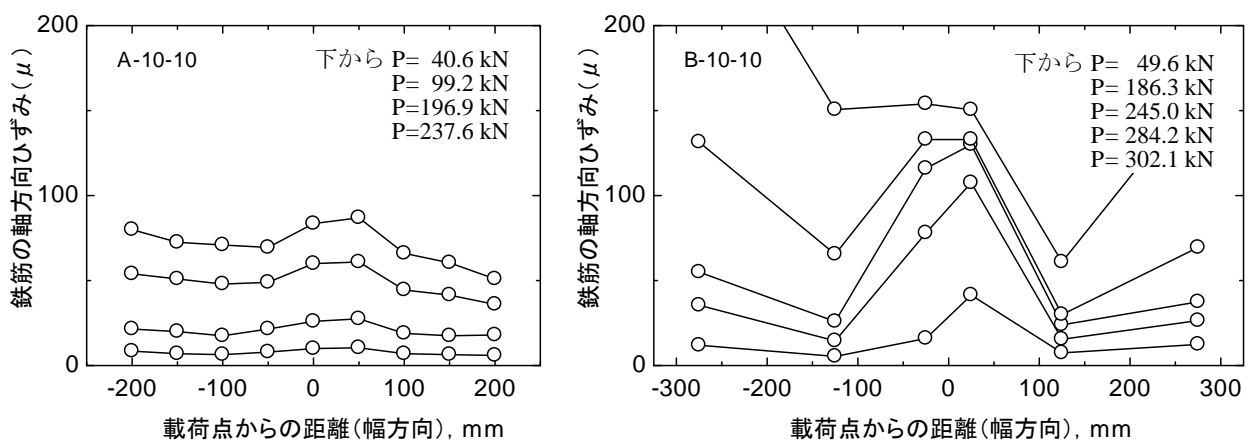


図-4.18 支点付近における軸方向鉄筋のひずみ分布（幅方向）

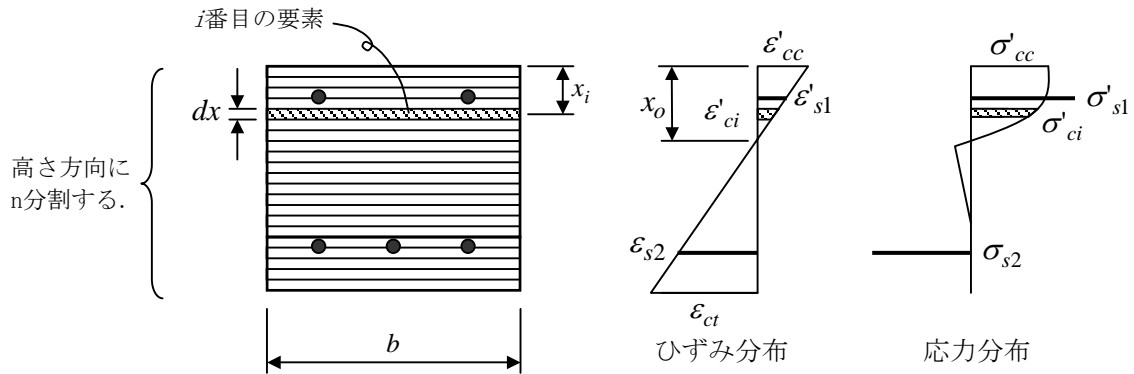


図-4.19 断面分割法

ここで、はり理論による計算値と実測ひずみの比較を行う。計算は断面分割法（ファイバーモデルとも言う）を用いて行った。断面分割法は、**図-4.19**に示すように断面を高さ方向に微小区間に分割し、各微小区間の要素のひずみから応力を算定し断面力を求める数値計算法である。その際、断面高さ方向のひずみ分布は簡便計算と同様に平面保持を仮定した。コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係は様々なモデルが提案されているが、本研究ではコンクリート標準示方書に示されている材料モデルを用いることとする（**図-4.20**および**図-4.21**参照）。以下に各材料の応力とひずみの関係式を示す。

$$\text{コンクリート } (0 \leq \varepsilon'_c \leq 0.002) \quad \sigma'_c = 0.85 \cdot f'_{cc} (\varepsilon'_c / 0.002) (2 - \varepsilon'_c / 0.002) \quad (4.8)$$

$$(0.002 < \varepsilon'_c \leq 0.0035) \quad \sigma'_c = 0.85 \cdot f'_{cc} \quad (4.9)$$

$$(-\varepsilon_{cr} \leq \varepsilon'_c < 0) \quad \sigma'_c = -E_c \cdot \varepsilon'_c \quad (4.10)$$

$$(\varepsilon'_c < -\varepsilon_{ct}) \quad \sigma'_c = -f_{ct} \cdot (-\varepsilon_{cr} / \varepsilon'_c)^{0.4} \quad (4.11)$$

- ここに σ'_c : コンクリートの微小要素に作用している応力（圧縮を正とする）
- ε'_c : コンクリートの微小要素に作用しているひずみ（ // ）
- f'_{cc} : コンクリート圧縮強度
- f_{ct} : コンクリート引張強度
- ε_{cr} : コンクリートの引張限界ひずみ（ $= f_{ct} / E_c$ ）
- E_c : コンクリートのヤング係数

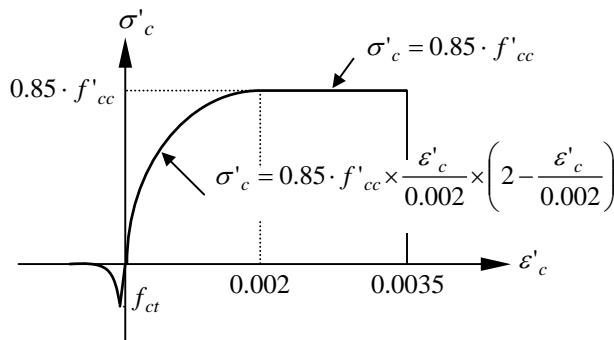


図-4.20 コンクリートの応力-ひずみ関係

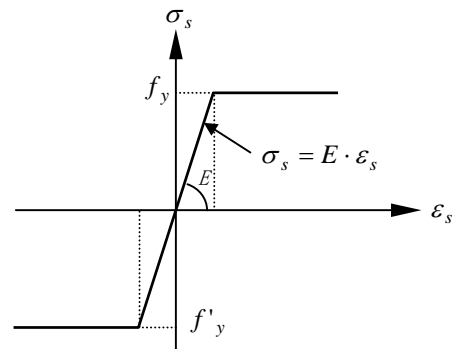


図-4.21 鉄筋の応力-ひずみ関係

$$\text{鉄筋} \quad (-\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y) \quad \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (4.12)$$

$$(\varepsilon_s > \varepsilon_y) \quad \sigma_s = f_y \quad (4.13)$$

$$(\varepsilon_s < -\varepsilon_y) \quad \sigma_s = -f_y \quad (4.14)$$

ここに σ_s : 鉄筋に作用している応力 (引張を正とする)
 ε_s : 鉄筋に作用しているひずみ (//)
 f_y : 鉄筋の降伏強度
 E_s : 鉄筋のヤング係数

計算のフローを以下に示す。

- 1) 圧縮縁のひずみ ε'_{cc} を仮定する。
- 2) 中立軸深さ x_o を仮定する。
- 3) コンクリート要素のひずみ ε'_{ci} を計算する。ひずみは以下の式により求めることができる。

$$\varepsilon'_{ci} = \varepsilon'_{cc} \frac{x_o - x_i}{x_o} \quad (4.15)$$

ここに ε'_{ci} : i番目の要素のひずみ
 ε'_{cc} : 圧縮縁のひずみ
 x_o : 中立軸深さ
 x_i : 圧縮縁からi番目の要素までの距離

- 4) コンクリート要素の応力を応力-ひずみ関係を用いて計算する。

$$\sigma'_{ci} = f(\varepsilon'_{ci}) \quad (4.16)$$

ここに σ'_{ci} : i番目の要素の応力

- 5) 鉄筋のひずみおよび応力を計算する (j段配置されている場合)。

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon'_{cc} \frac{d_j - x_o}{x_o} \quad (4.17)$$

$$\sigma_{sj} = f(\varepsilon_{sj}) \quad (4.18)$$

ここに ε_{sj} : j段目の鉄筋のひずみ
 d_j : 圧縮縁からj段目の鉄筋までの距離
 σ_{sj} : j段目の鉄筋の応力

- 6) 断面の合力を計算し、以下の条件を満足することを確かめる。成立しない場合は中立軸深さを仮定しなおす。

$$\sum H = \int \sigma'_{ci} b \cdot dx - \sum \sigma_{sj} A_j = 0 \quad (4.19)$$

ここに b : 断面幅
 dx : 微小要素の厚さ
 A_j : j番目の鉄筋の断面積

7) 中立軸深さが決定されたなら、断面の抵抗曲げモーメントおよび曲率は以下の式で表される。

$$M = \sum \sigma_{sj} A_j d_j - \int \sigma'_{ci} b \cdot x_i \cdot dx \quad (4.20)$$

$$\phi = \varepsilon'_{cc} / x_o \quad (4.21)$$

ここに M : 抵抗曲げモーメント

ϕ : 曲率

8) 部材の変位を計算する場合は、モーメントー曲率関係から支間方向の曲率分布を定め、その曲率を支間方向に2回積分することで求められる。

$$\theta_y = \int \phi_y dy \quad (4.22)$$

$$\delta_y = \int \theta_y dy \quad (4.23)$$

ここに θ_y : 位置 y におけるたわみ角

δ_y : 位置 y におけるたわみ

図-4.22に、幅の中央に位置する鉄筋のひずみについて、実測値と計算値の比較を示す。プロットが実測値で実線が断面分割法による計算値である。供試体A-10-10の実測値は中央部にある1本の鉄筋の値、供試体B-10-10の実測値は中央付近2本の鉄筋の平均値である。ひずみは、曲げモーメントが小さい支点付近で計測を行ったため、急激な増加を示す前までは 200μ 以下（降伏ひずみの1/10程度）である。実測値と計算値を比較すると、実測値は計算値の2倍から3倍大きい。断面分割法による計算では、全幅を有効としているので幅方向に均一なひずみ分布である。一方、実験では荷重が小さいレベルから中央部の鉄筋のひずみが突出していたので、計算値と実験値の差は妥当な結果であると思われる。なお、供試体A-10-10では250kN付近、供試体B-10-10では330kN付近で急激にひずみが増加しているが、発達してきた斜めひび割れが鉄筋にまで達したことにより引張応力のシフト（モーメントシフト）が生じたものと考えられる。

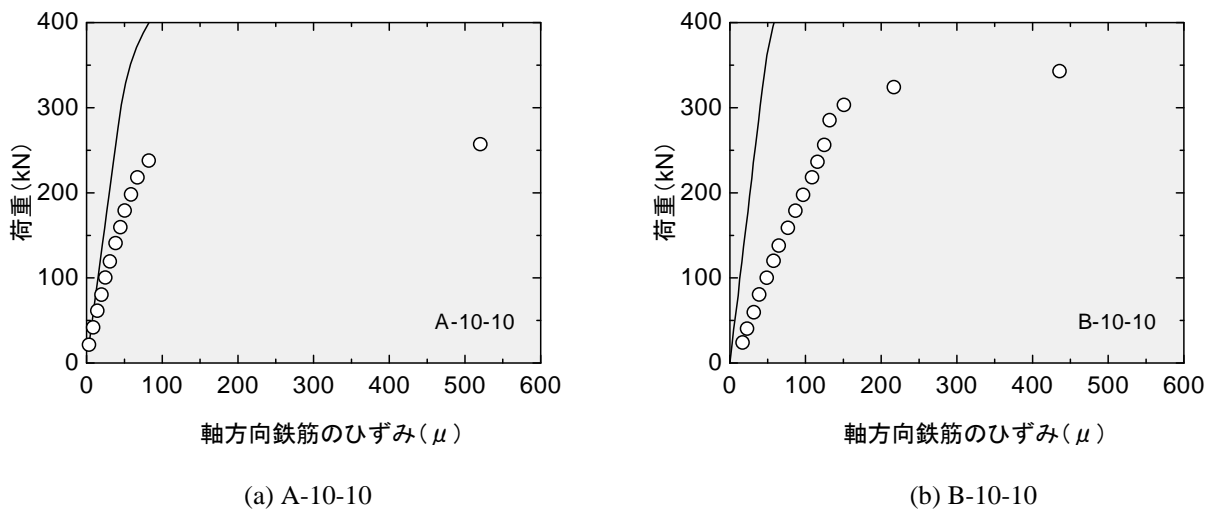


図-4.22 軸方向鉄筋のひずみ

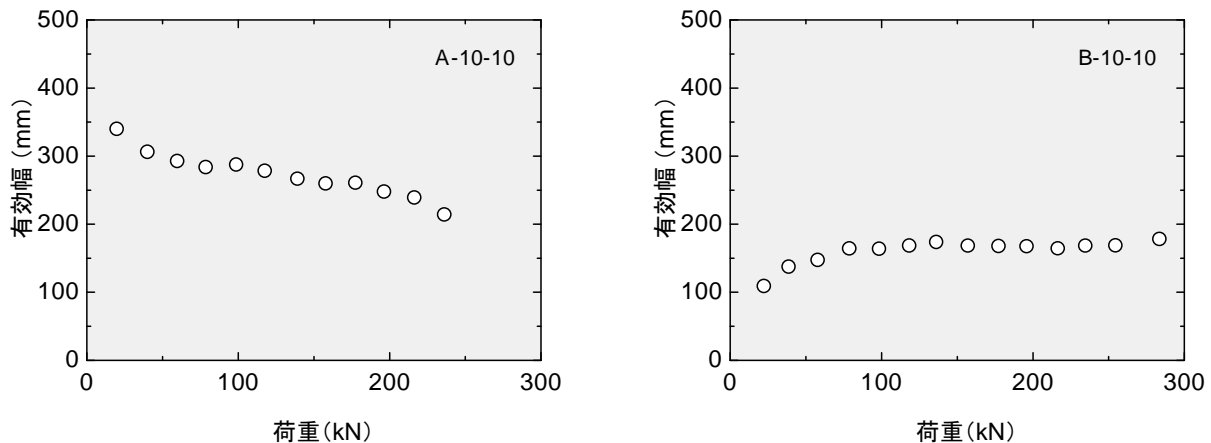


図-4.23 支点付近における有効幅の変化

せん断スパン比の小さいはり（ディープビーム）は、タイドアーチ的な抵抗機構により耐力が増加することが知られている。アーチは腹部のコンクリートにより形成され、軸方向の引張鉄筋はタイとしてその役割を担う。ディープスラブを一方向版として取り扱う場合には、応力の伝達が行われるための有効幅を定める必要がある。すなわち、ある幅を有する等価なディープビームと見なすことである。2つの供試体では、引張側支持部の幅方向の長さがいずれも100mmであるが、この場合について引張側支持付近の有効幅はどの程度であろうか。実測された鉄筋のひずみをもととすれば、**図-4.22**に示されている実測値と計算値のひずみの関係から以下のように導くことができる。

$$b_e = b_w \times \frac{\varepsilon_{s.cal}}{\varepsilon_{s.test}} \quad (4.24)$$

ここに、 b_e : 有効幅

b_w : 全幅

$\varepsilon_{s.cal}$: 鉄筋のひずみの計算値

$\varepsilon_{s.test}$: 幅の中央部における鉄筋のひずみの実測値

図-4.23は、引張側支持付近の有効幅の変化と作用荷重の関係を示したものである。この試算結果によれば、供試体A-10-10では300～200mm、供試体B-10-10では150～200mm程度の範囲で有効幅が変化している。したがって、タイドアーチ機構を形作っている範囲は中央部における150mmから300mmの幅であると考えられる。これは、先に検討されたコンクリート腹部の主ひずみの性状とも整合する。しかしながら、試算による有効幅は、破壊荷重に対しておおよそ80%程度までの荷重レベルにおけるものである。また、支承近傍であることから、直接的に終局耐力を算定する上での有効幅となるものではないと考えられる。その理由としては、破壊の起因する断面は圧縮側支持点直近の圧縮域あるいは腹部コンクリートであると予想されるからである。したがって、ここで得られた有効幅は参考値として押さえる程度に止める。

4.5 せん断耐力に対する有効幅の検討

本章では、前述したようにディープスラブのせん断耐力をディープビームとして検討することとした。式(4.25)は、示方書で示されているディープビームのせん断耐力算定式の原式である。この式の特徴は、引張側支持部における支圧板の部材軸方向の長さ r が取り入れられている点である。これは、アーチリブ部分のコンクリートの応力分布の厚さが変化するという数値解析結果を考慮したものである。示方書式では、実構造物が必ずしも支圧板を介して支持されているとは限らないので、せん断スパンを低減させて r の影響を間接的に評価している。また、この他に示方書式では鉄筋比、寸法効果およびコンクリート強度の影響に対して修正が加えられている。本章では、実験に対して適合性が高い原式の方を用いることとした。

$$V_{wd} = \frac{0.24 f_c'^{2/3} (1 + \sqrt{p_w})(1 + 3.33 r/d)}{1 + (a/d)^2} b_w d \quad (4.25)$$

- ここに f_c' : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)
- $p_w = 100 A_s / (b_w \cdot d)$
- A_s : 引張側鋼材の断面積 (cm²)
- r : 支圧板幅 (cm)
- a : せん断スパン (cm)
- d : 有効高さ (cm)
- b_w : 腹部の幅 (cm)

表-4.2に示されている $b_{e, test}$ は、実測されたせん断耐力から有効幅を未知量として、次式により算定した値である。すなわち、各供試体をディープビームとして算定する場合の必要とする有効幅を表している。

$$b_{e, test} = \frac{V_{wd}}{d} \cdot \frac{1 + (a/d)^2}{0.24 f_c'^{2/3} (1 + \sqrt{p_w})(1 + 3.33 r/d)} \quad (4.26)$$

これらの実測された有効幅をもとに各パラメータについて検討を行った。図-4.24は、引張側支持板長さを100mmと固定し、圧縮側支持板長さを変化させたときの有効幅を示したものである。なお、図中の破線は供試体の全幅を示している。せん断スパンの異なるいずれの供試体においても圧縮側支持板長さが大きくなるにつれて有効幅は直線的に増加する傾向にある。圧縮側支持板長さがある大きさになれば有効幅は供試体全幅に達している。その大きさは、 $a/d=1.75$ の供試体では200mmよりやや大きく、 $a/d=1.25$ の供試体では400mmから500mmの間にあると予想される。

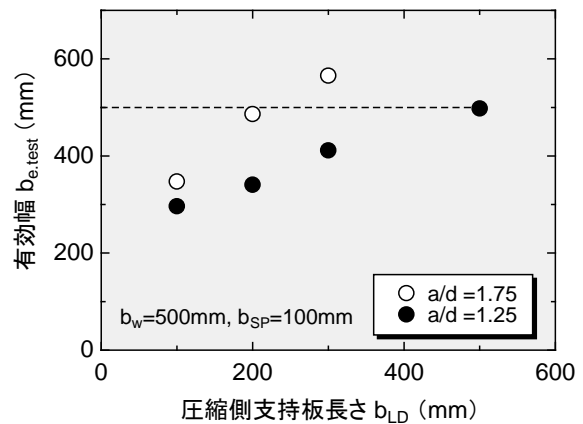


図-4.24 有効幅に対する圧縮側支持板長さの影響

図-4.25は、圧縮側支持板長さを100mmと固定し引張側支持板長さを変化させたときの有効幅を表している。この場合でも、引張側支持板の長さが大きくなれば有効幅は増加傾向にあるが、前者ほど影響は大きくない。仮に引張側支持板長さが全幅と同じ大きさ（500mmのとき）の場合でも、有効幅が全幅に達するかどうかは疑わしい。これらの結果から、有効幅に与える影響は引張側支持板長さよりも圧縮側支持板長さの方が大きいと考えられる。

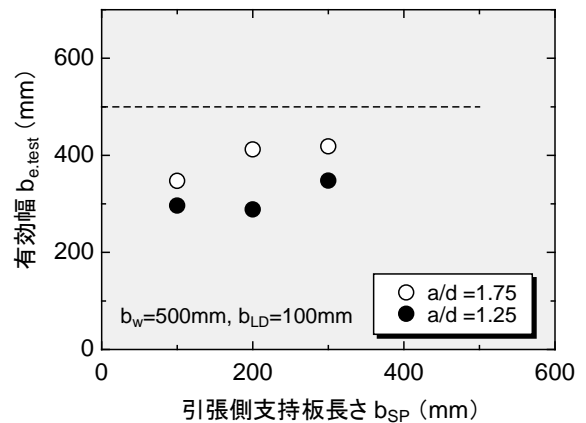


図-4.25 有効幅に対する引張側支持板長さの影響

有効幅に与えるせん断スパンの大きさの影響を図-4.26に示す。この図は、圧縮側支持板および引張側支持板とも長さ100mmの場合である。この結果からいえることはせん断スパンが大きくなるにつれて有効幅が直線的に増加していることである。この傾向は、図-4.24と図-4.25にも現れており、有効幅に与えるせん断スパンの影響は少なくないと考えられる。

図-4.27は、同一载荷・支持条件下で、供試体の幅を変化させたときの有効幅を示したものである。全幅500mmの供試体と650mmの比較でしかないが、全幅が大きい方がやや有効幅が大きい。もし、この圧縮側支持板と引張側支持板の長さを変えることなく供試体全幅を徐々に小さくしていったとしたら、有効幅も徐々に小さくすると予想される。全幅が100mmに達すれば完全なディープビームになるので、その場合は全幅と有効幅が一致するが、前述の図-4.24の傾向から類推すれば全幅が100mmよりも大きいところで両者は一致すると考えられる。逆に供試体全幅を徐々に増加させた場合は、ある程度の大きさで有効幅は限界値に達すると思われる。当然のことながら、圧縮側支持板・引張側支持板長さに比べ全幅が極端に大きい場合は、幅方向のある程度離れた位置では応力の伝達が行われなからである。したがって、有効幅と全幅の関係は、曲線的な増加傾向を示し有効幅の大きさには限界値があると予想される。

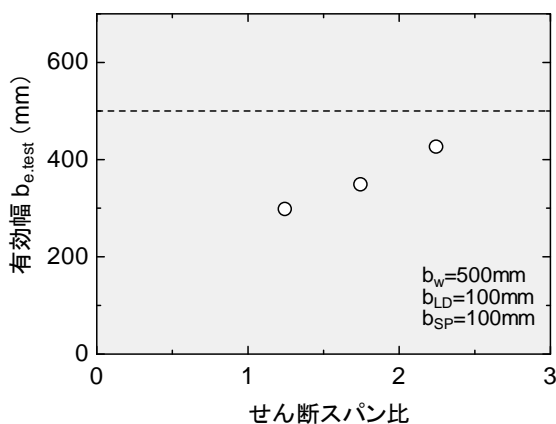


図-4.26 有効幅に対するせん断スパン比の影響

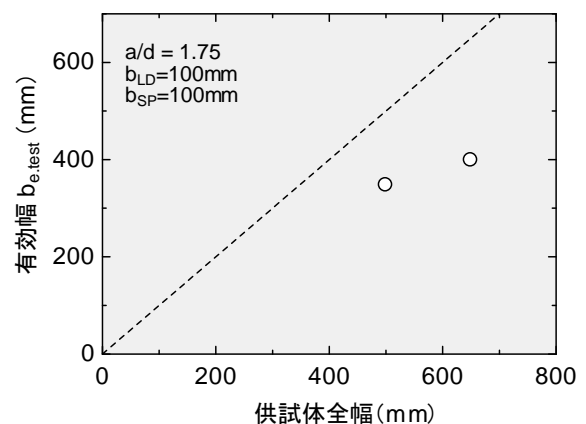


図-4.27 有効幅に対する供試体全幅の影響

以上の実験から得られた傾向を踏まえて、有効幅の算定方法について検討を行う。図-4.28は供試体を上面から示したものである。図中の線分ADおよびBCは圧縮側支持板と引張側支持板の端部を結ぶ線であるが、コンクリート腹部のひずみ性状および鉄筋のひずみ性状によれば、応力分布は台形ABCDの幅よりも拡がりを持っていると考えられる。また、終局荷重に対する有効幅も台形の幅よりも大きい結果が得られている。ディープスラブのせん断破壊が、ディープビームに類似したせん断圧縮型の破壊であると考えれば、圧縮側支持板付近のコンクリートの局部的圧壊が支配的である。これは、有効幅が引張側支持板長さよりも圧縮側支持板長さの影響が大きいという試算結果からも裏付けられる。

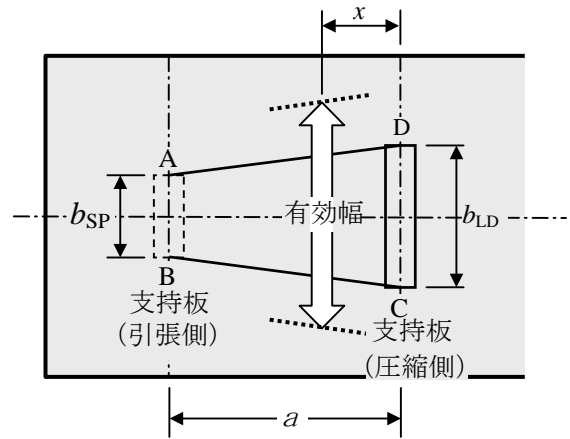


図-4.28 有効幅の定義

そこで、この実線で囲まれた台形ABCDの幅が応力分布幅に対して相関性があると仮定した。さらに終局荷重に対する有効幅は、せん断スパンにおけるどの位置の応力分布幅と関係づけられるかが決定されれば、定義することができる。この考えに基づき、有効幅は位置 x (図参照) における台形の幅と圧縮ストラットの拡がりを考慮して、次式によって表すこととした。

$$b_e = b_{LD} + (b_{SP} - b_{LD}) x / a + \phi \quad (4.27)$$

ここに、 x : 有効幅を算定する位置

ϕ : 伝達される斜め圧縮応力の供試体幅方向の膨らみ

x と ϕ は未知量である。ここで、せん断スパン比ごとに ϕ が一定値を取るべく x の値を導くため、最小二乗法を用いた。 b_e については $b_{e.test}$ を用いた。未知量の導入方法を以下に示す。

まず、式(4.27)を次式のように簡略化する。

$$Y = B + Ax + \phi \quad (4.28)$$

ここに、 $Y = b_e$, $B = b_{LD}$, $A = -(b_{LD} - b_{SP}) / a$

全データに対する偏差の2乗和は以下に与えられる。

$$\Delta^2 = \sum_{i=1}^n (Y_i - B_i - A_i \cdot \hat{x} - \hat{\phi})^2 \quad (4.29)$$

ここに、 n : データ数

Δ^2 を最小にするために、式(4.29)を各未知量で偏微分しゼロとおく。

$$\frac{\partial \Delta^2}{\partial x} = 2 \sum_{i=1}^n (Y_i - B_i - A_i \cdot \hat{x} - \hat{\phi})(-A_i) = 0 \text{ より } - \sum_{i=1}^n Y_i A_i + \sum_{i=1}^n A_i B_i + \hat{x} \sum_{i=1}^n A_i^2 + \hat{\phi} \sum_{i=1}^n A_i = 0 \quad (4.30)$$

$$\frac{\partial \Delta^2}{\partial \phi} = 2 \sum_{i=1}^n (Y_i - B_i - A_i \cdot \hat{x} - \hat{\phi})(-1) = 0 \text{ より } - \sum_{i=1}^n Y_i + \sum_{i=1}^n B_i + \hat{x} \sum_{i=1}^n A_i + n \hat{\phi} = 0 \quad (4.31)$$

上記連立方程式を \hat{x} について解くと次式が得られる。

$$\hat{x} = \frac{n \sum_{i=1}^n Y_i A_i - n \sum_{i=1}^n A_i B_i - \sum_{i=1}^n Y_i \sum_{i=1}^n A_i + \sum_{i=1}^n A_i \sum_{i=1}^n B_i}{n \sum_{i=1}^n A_i^2 - \sum_{i=1}^n A_i \sum_{i=1}^n A_i} \quad (4.32)$$

式 (4.31) を n で除すると $\hat{\phi}$ が得られる。

$$\hat{\phi} = \bar{Y} - \bar{B} - \hat{x} \cdot \bar{A} \quad (\bar{Y}, \bar{A} \text{ および } \bar{B} \text{ は, それぞれ } Y_i, A_i \text{ および } B_i \text{ の平均値}) \quad (4.33)$$

試算により得られた各せん断スパンごとの x を図-4.29に示す。せん断スパンが360mmのケースでは、 b_{LD} 、 b_{SP} とも100mmの供試体が1体 (D-10-10) しかなく、 x が確定できないため除外した。せん断スパン200mmのスラブでは x が78.6mmのとき、280mmのスラブでは73.6mmのときに ϕ の値の分散が最も小さいこととなる。図-4.30はこのとき得られた各供試体の ϕ を示したものである。せん断スパンが360mmのスラブについては、D-10-10における $b_{e.test} - b_{LD}$ の値を用いた。この結果のよれば、 x はせん断スパンの大きさによる違いを見ることはできないが、本供試体に限れば有効高さの半分程度の大きさとなっている。しかしながら、 x と有効高さの関係についてはさらに実験データの蓄積が必要である。 ϕ については、せん断スパンとほぼ線形の関係にある。本実験の変数としては、圧縮側支持板長さ、引張側支持板長さおよびせん断スパンに限定している。この他に影響因子として考えられるのは、全幅、有効高さ、鉄筋比などである。これらの影響については、今後の検討項目となりうるが、ここでは両未知量について以下のように定義することとした。

$$x = 0.476 d \quad (4.34)$$

$$\phi = 0.924 a \quad (4.35)$$

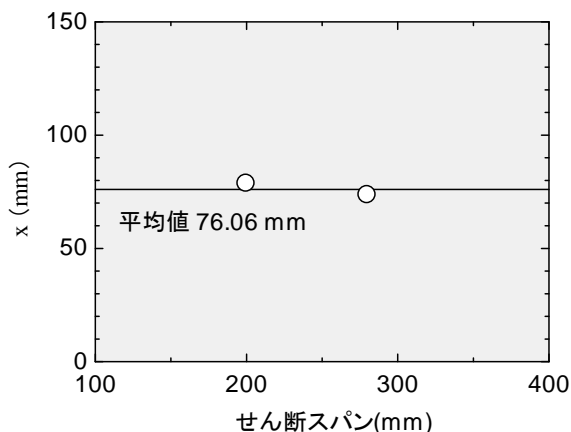


図-4.29 せん断スパンと x の関係

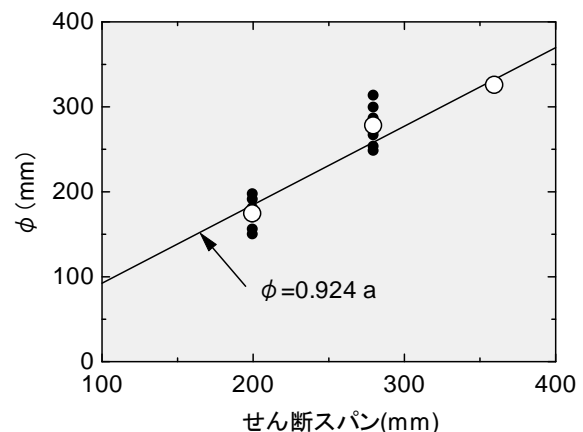


図-4.30 せん断スパンと ϕ の関係

ここで、定義された有効幅を算定して、全供試体の実測による有効幅と比較すると図-4.31から図-4.34による。全供試体における有効幅の実験値/計算値の平均値は1.01で、その標準偏差は0.064である。

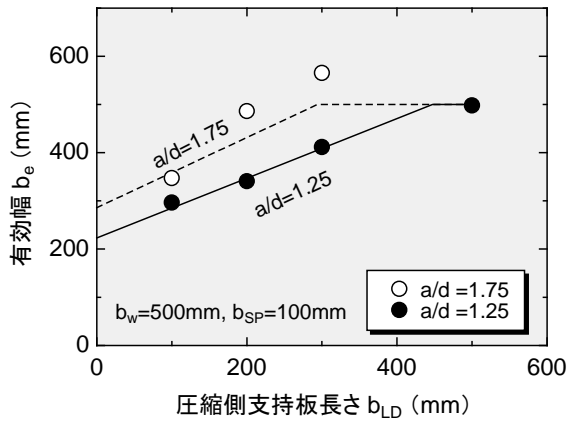


図-4.31 有効幅の算定値 (その1)

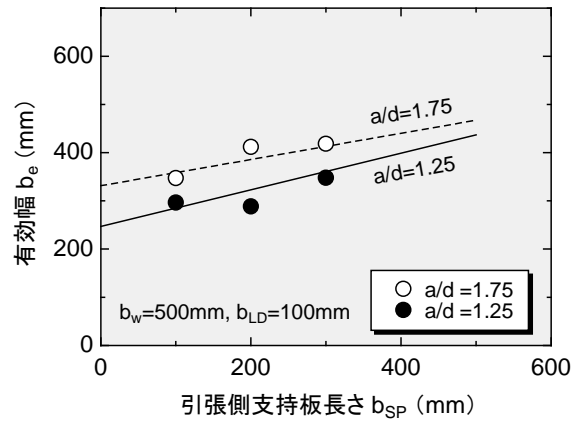


図-4.32 有効幅の算定値 (その2)

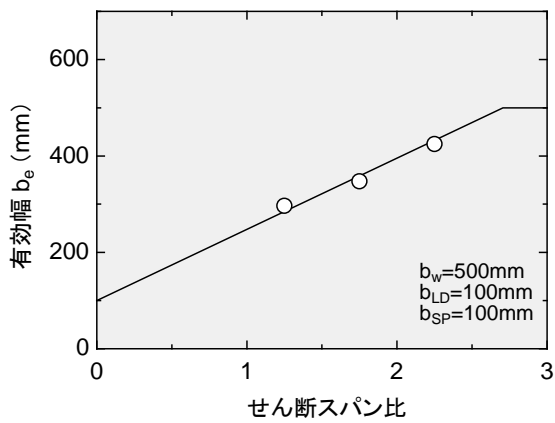


図-4.33 有効幅の算定値 (その3)

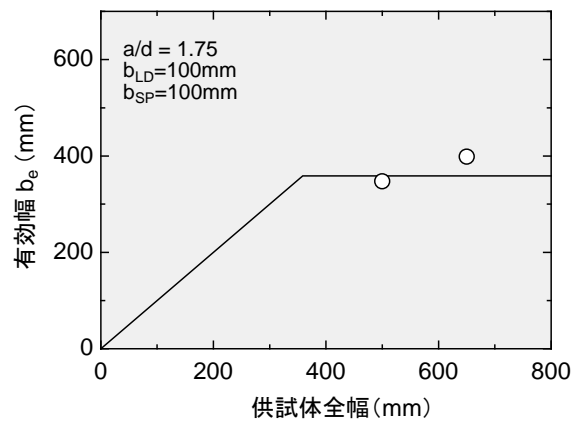


図-4.34 有効幅の算定値 (その4)

4.6 他の実験結果に対する検証

さらに、第3章3.8で試算を行ったRCスラブについて、本章の提案による有効幅を用いて検証を行った。それぞれの試算におけるスラブの諸元は表-4.3に示すとおりである。これらのスラブは、支承（引張側支持点）が全幅支持、載荷板（圧縮側支持点）は100×100mmの1点載荷である。試算1Aおよび1Bは有効高さの小さいスラブで、試算2Aおよび2Bは有効高さの大きいスラブである。また、試算1Aおよび2Aは、全幅の中央に載荷を行い、試算1Bと2Bは自由縁付近に載荷を行ったスラブである。

表-4.3 試算に用いるスラブの諸元

	b_w (mm)	d (mm)	p (%)	e (mm)	b_{LD} (mm)	b_{SP} (mm)	f_c (N/mm ²)
試算 1A	1400	80	1.67	700	100	1400	30.0
試算 1B	〃	〃	〃	100	〃	〃	〃
試算 2A	〃	180	1.10	700	〃	〃	〃
試算 2B	〃	〃	〃	100	〃	〃	〃

せん断スパンの取り方は、3.7にならって図-4.35のような方法を用いた。載荷点（圧縮側支持点）が自由縁に近い場合は、有効幅は自由縁で断ち切り、その長さを減少させている（同図参照）。スラブの全幅が大きい場合、引張側支持板が全幅を支持していても反力を伝達するための有効な長さには

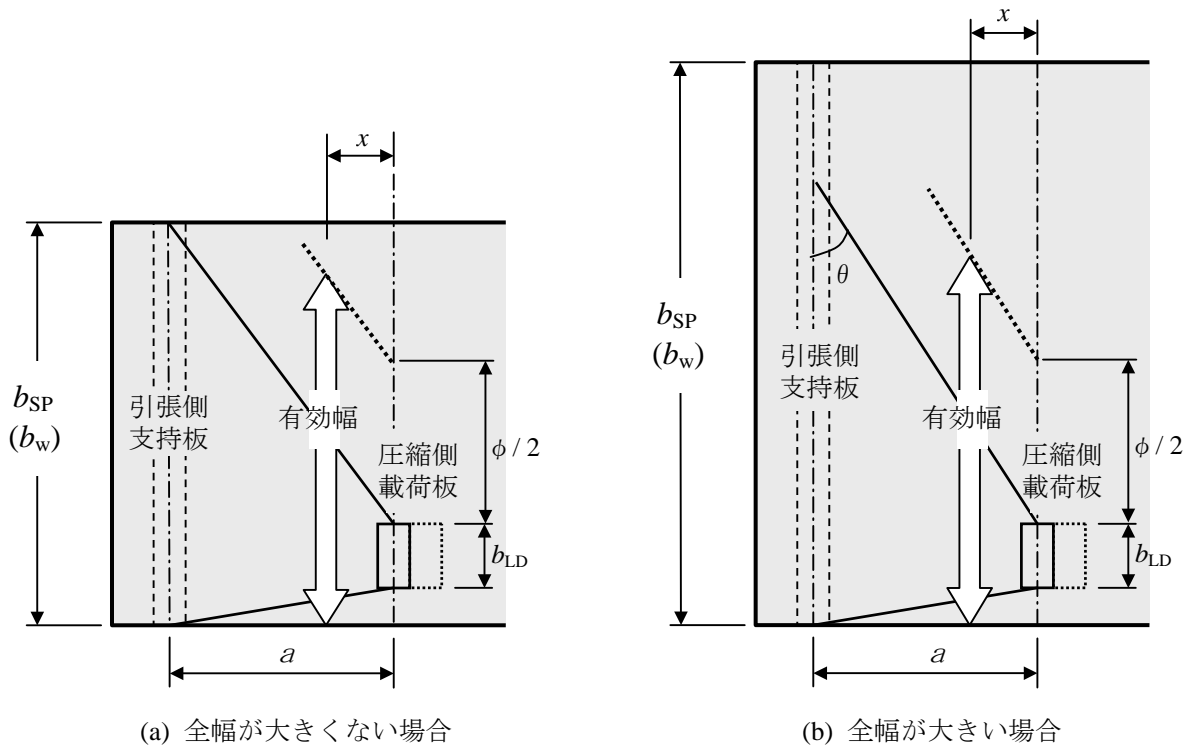


図-4.35 有効幅の取り方

限界がある。したがって、ここでは図-4.35(b)に示すように圧縮側支持板端部から引張側支持板端部を結ぶ直線と支承(引張側支持板)の交差角 θ に制限を設けることとした。 θ を決めるにあたっては、それを検証するためのデータがほとんどないので、ここでは暫定的な措置として 45° を仮定することとした。

図-4.36は試算結果である。破線は第3章で提案された方法によって算定された押抜きせん断耐力を、一点鎖線は曲げに対する有効幅を用いて算定されたせん断耐力を、実線が本手法の有効幅を用いて算定されたせん断耐力を表している。この結果、押抜きせん断耐力と本手法によるせん断耐力の算定値が交差するせん断スパン比は、有効高さが80mmの場合では2.7付近(試算1A)および3.0付近(試算1B)である。一方、有効高さが180mmの場合では、押抜きせん断耐力の算定値と本手法による算定値が交差することはない。どの場合も実験データは押抜きせん断破壊の領域にあり、本手法の妥当性を評価することは困難である。しかしながら、試算2Aと試算2Bにおいては、押抜きせん断耐力の算定値の延長線との交点がせん断スパン比2.0を下回っており、本手法による算定値は明らかに小さく見積もっていると考えられる。本手法による算定値と曲げに対する有効幅を用いた算定値との比較では、有効高さが80mmの場合ではほぼ一致した。

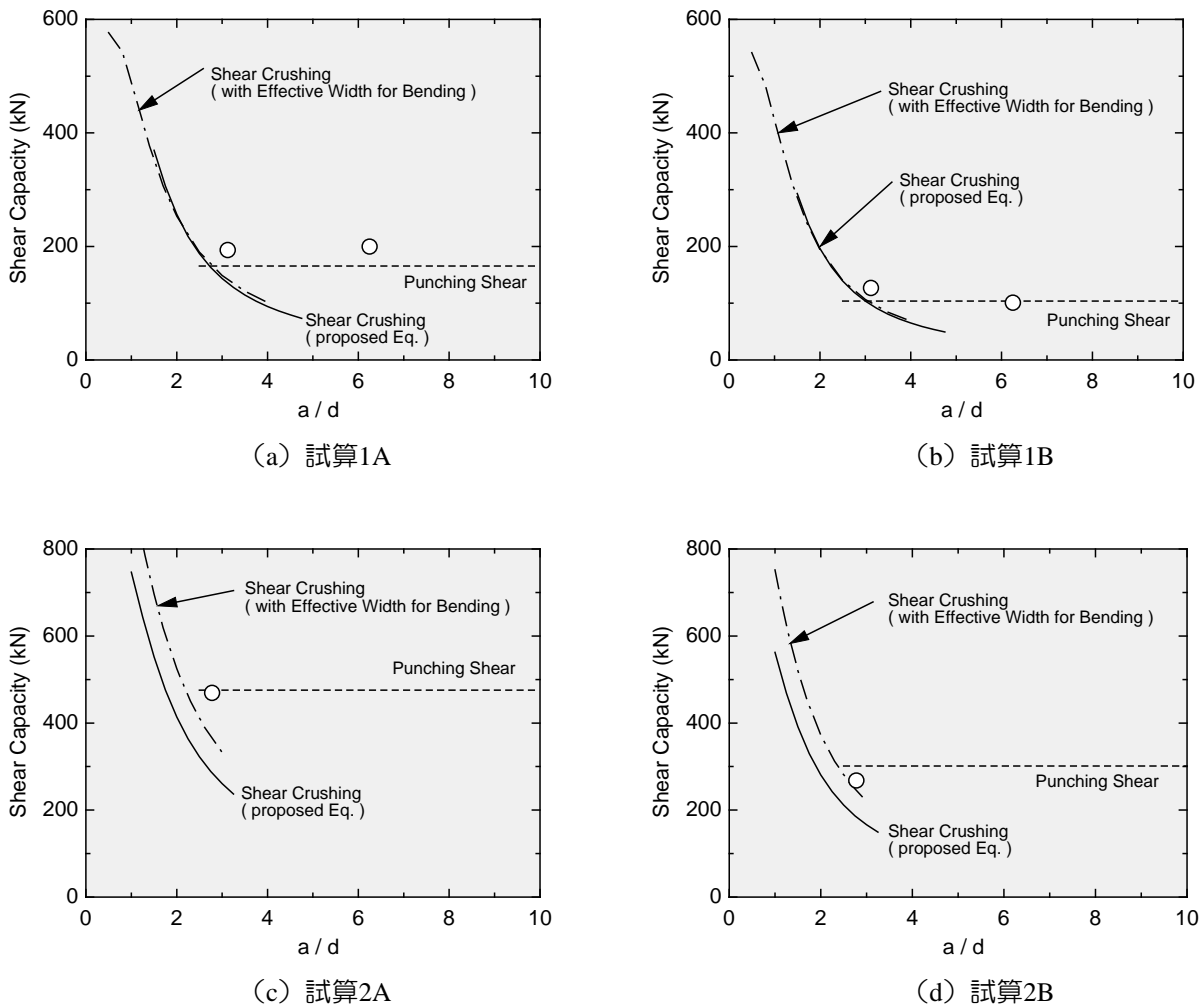


図-4.36 せん断スパン比とせん断耐力の関係

表-4.4 押抜きせん断で評価できなかったRCスラブの諸元

	b_w (mm)	a_v (mm)	d (mm)	p (%)	e (mm)	b_{LD} (mm)	f'_c (N/mm ²)
試算 3A	900	325	129	1.55	450~60	100	30.0
試算 3B	900~150	〃	〃	〃	450~75	〃	〃

表-4.4は、第3章においてせん断スパン比が概ね2.5であったために押抜きせん断としての評価ができなかったRCスラブの諸元である。これらのスラブに対して、先の試算と同様に比較を行った結果を図-4.37に示す。破線は曲げに対する有効幅を用いた算定値で、実線が本手法による有効幅を用いた算定値である。これらのスラブは、有効高さが129mmである。実験データに対しては、試算3Aにおいて最も e/d_1 の小さいスラブを除けば、本手法による推定値はかなり小さく見積もっていると思われる。また、曲げに対する有効幅を用いた算定値と比べても大きく下回っている。

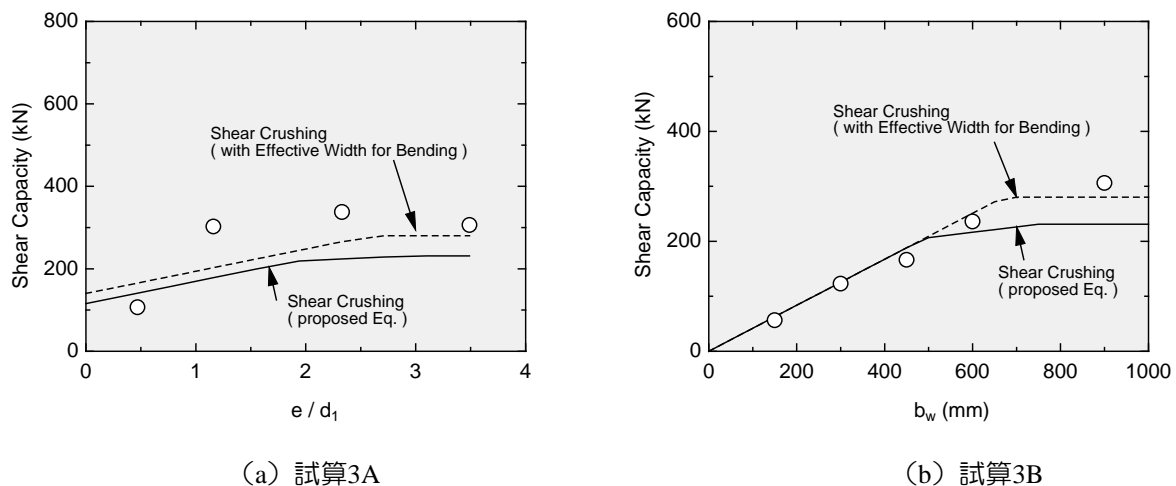


図-4.37 押抜きせん断で評価できなかったRCスラブに対する試算

試算1Aから試算3Bにおいて、有効幅の算定に用いる x および ϕ の値は、式 (4.34) および式 (4.35) をそのまま用いたものである。本章の実験結果から導いた x および ϕ は、3章における実験結果に対しては全般的に小さく見積もられていると考えられる。これは、3章の実験供試体では2方向配筋のRCスラブであったのに対して、本章の実験供試体では部材軸方向にしか引張鉄筋を配置していないスラブであったことによる影響が大きいと思われる。ディープスラブも本来は2方向の応力伝達による抵抗機構であり、幅方向の抵抗を有効幅の設定により間接的に評価していることとなる。このとき、配力鉄筋がある場合と無い場合では、有効幅に相違が生じてくるであろう。したがって、本章で定義された有効幅は、配力方向の抵抗に乏しい実験結果に基づくものである。3章の実験結果に対して、式 (4.35) で得られる ϕ の値を5割増しすると実験値とは概ね良い対応をとる。しかしながら、配力方向の鉄筋配置が異なれば割増す値が異なるものと思われるので、定量的な評価を行うにはデータが足りない。今後は、配力鉄筋の影響を明らかにすることが課題であるが、そのためには2方向配筋されたスラブで a/d が2.5以下のものに対し、変数をいくつか変えた実験あるいは精度の高い解析等から x や ϕ の値を導く必要がある。

4.7 ディープスラブにおけるせん断耐力と押抜きせん断耐力の比較

前節では、第3章の実験における比較的せん断スパン比の小さいスラブについて、本章で提案された有効幅を用いたせん断耐力と第4章で提案された押抜きせん断耐力を用いて比較を行った。この節では、前節と同様に本章の実験結果に対して両者の関係を示す。

押抜きせん断耐力の算定にあたって、式(3.3)によれば鉄筋比は2方向の鉄筋に対する平均値を用いることとなっている。本章におけるディープスラブは、部材軸方向のみに主鉄筋が配置されているので、軸方向鉄筋比の1/2を押抜きせん断耐力式に用いる鉄筋比とした。また、設計断面の取り方は、**図-4.38**に示すように2種類の設計断面が想定されるが、本供試体の場合ではcase3の設計断面の方が採用される。

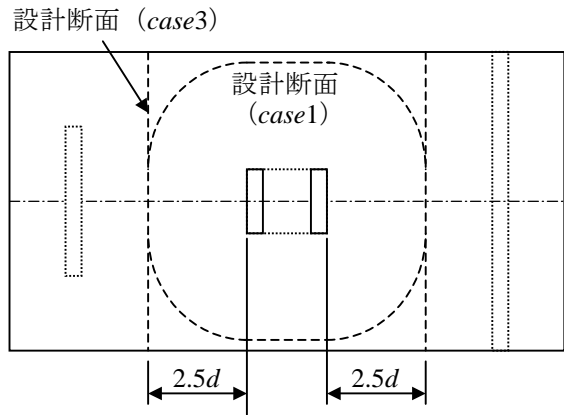


図-4.38 設計断面の取り方

図-4.39に、せん断スパン比とせん断耐力の関係を示した。これらの図によれば、両者の交点はせん断スパン比がおおよそ3.0付近となる。1方向配筋されたスラブの押抜きせん断耐力については明らかではないが、一般の構造物で面部材として取り扱う場合には2方向配筋とするのが原則であるので、本章の実験結果に対する押抜きせん断の検討はそれほど大きな意味を持たない。ここでは、押抜きせん断破壊型からせん断圧縮型への移行がどの程度のせん断スパン比から生じるか、一応の目安を調べるために比較したものである。押抜きせん断耐力の算定値にやや信頼性が欠けるが、定性的にはほぼ妥当な結果であると思われる。

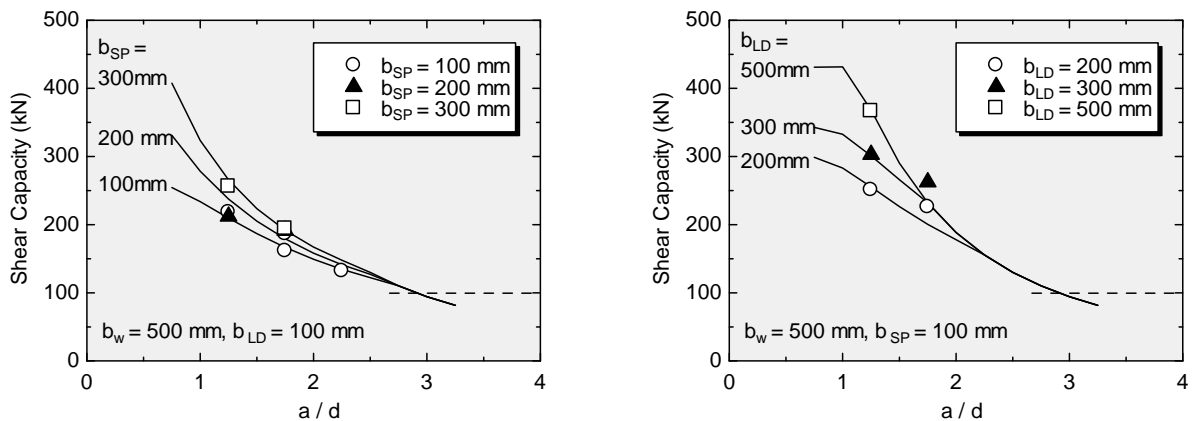


図-4.39 本章のディープスラブにおけるせん断スパン比とせん断耐力の関係

4.8 ディープスラブのせん断耐力算定法の提案

以上の検討結果より、ディープスラブのせん断耐力は、有効幅をもつはりと見なしてディープビームのせん断耐力式を用いて算定することが可能であると思われる。せん断に対する有効幅は、式(4.27)のとおりであるが、ここでは、式中における ϕ を ηa と置き換え、 η を配力方向の鉄筋比により変化させることができるように修正した。結局、有効幅の算定式は次式で与えられることとなる。

$$b_e = b_{LD} + x \cdot (b_{SP} - b_{LD}) / a + \eta \cdot a \quad (4.34)$$

ここに、 $x = 0.476 d$

$\eta = 0.924$ (配力鉄筋が無い場合)

ただし、適用範囲は、 $80 \leq d \leq 180 \text{ mm}$ かつ $a/d \leq 2.25$ のディープスラブとする。

式中における x の値は、本章で扱った実験供試体の範囲では、実験変数(圧縮側支持板長さ、引張側支持板長さ、せん断スパン)との相関は見出すことができなく、有効高さとの関連づけを行った。 η は配力方向の鉄筋比により増加すると考えられる。今後の課題としては、部材高さの異なるディープスラブおよび配力方向鉄筋比の異なるディープスラブについて検討を行う必要がある。

4.9 まとめ

RCディープスラブに対して、圧縮側支持板長さ、引張側支持板長さ、せん断スパン比を主変数として載荷実験を行った結果、以下に示す知見が得られた。

- 1) 圧縮側支持板長さおよび引張側支持板長さがディープスラブ全幅より小さいときに観察される斜めひび割れは、側面に現れたひび割れと内部で発達したひび割れは異なり3次元的な破壊面を形成している。
- 2) 支間中央部のたわみに着目すると、初期の荷重レベルでは全幅がほぼ均等に変位が生じているが、終局荷重に近づくと中央部のたわみが卓越し面部材として挙動が明確となる。
- 3) ディープスラブの部材剛性は、圧縮側支持板および引張側支持板の長さにより影響を受けるが、圧縮側支持板の長さを大きくすると全幅有効の部材剛性に近づく。この理由としては、曲げモーメントの大きい載荷点付近を圧縮側支持板（載荷板）により幅方向に変形を拘束するためであると考えられる。

せん断スパン比1.75、圧縮側支持板長さ100mm、引張側支持板長さ100mmで、スラブ幅500mmと600mmの供試体について、コンクリート腹部の主方向ひずみおよび主鉄筋の軸方向ひずみ（支承近傍）を測定した結果、以下のことが明らかとなった。

- 4) 荷重レベルが小さいときは、コンクリート腹部の主方向の角度は 50° 程度で幅方向に概ね均等であるが主圧縮ひずみは幅の中央付近が若干大きい傾向がある。荷重レベルが大きくなると、幅中央付近の主方向ひずみが卓越してくるとともに、端部では主方向の角度が約 80° の急傾斜となる。このことより、終局荷重に近づくとつれて、応力は幅の中央部付近で伝達されるようになると思われる。
- 5) 軸方向鉄筋のひずみは、荷重レベルの小さいときから幅の中央部で卓越している。スラブ幅の大きい供試体では、この傾向が顕著に現れている。なお、幅650mmの供試体では、最大荷重の2/3程度の荷重より放射状に発達したひび割れの影響により幅端部の鉄筋のひずみが急速に増加したと考えられる。

供試体の最大荷重がせん断圧縮破壊によるものと仮定し、有効幅をもつはり（ディープビーム）と置き換えてせん断耐力の検討を行った結果、以下のことが明らかとなった。

- 6) 算定に用いる有効幅は、圧縮側支持板長さ、引張側支持板長さ、供試体全幅およびせん断スパンが影響因子であることが明らかとなった。この場合、引張側支持板長さよりも圧縮側支持板長さの方が有効幅に与える影響は大きく、その長さが全幅より小さくても有効幅は全幅に一致することが示された。
- 7) 有効幅は、圧縮側支持板と引張側支持板の間で形成される圧縮ストラットを考えたとき、応力の幅方向の膨らみは主にせん断スパンが大きな影響因子となっていることが示された。また、配力鉄筋がある場合は、応力の幅方向の膨らみはさらに大きくなることが明らかとなった。
- 8) 比較的全幅の大きいRCスラブについて、破壊形式とせん断スパン比の関係を検討したところ、棒部材と同様に、 a/d が2.5~3.0より大きくなれば押抜きせん断破壊となり、小さくなればせん断圧縮破

壊型となる傾向を見出した。せん断圧縮破壊型の場合は、 a/d の減少とともにアーチ効果が発揮され耐力が増加することが確かめられた。

参考文献

- [1] 昭和61年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕，土木学会，1986年
- [2] コンクリート標準示方書（昭和61年制定）改訂資料，土木学会，コンクリートライブラリー，第61号，1986
- [3] 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第372号/V-5，pp.167-176，1986年
- [4] 二羽淳一郎：FEM解析に基づくディープビームのせん断耐荷力算定式，第2回RC構造物のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，pp.119-128，1983年
- [5] 米沢博：鋼道路橋鉄筋コンクリート片持版の剪断力に対する荷重分布有効巾に関する研究，土木学会誌，Vol.37，No.5，pp.207-212，1952年
- [6] 石橋忠良，松田好史，齊藤啓一：少数本のくいをを用いたフーチングのせん断設計について，土木学会論文集，第337号，pp.197-204，1984年

第 5 章

鉄筋のダウエル作用と付着作用がせん断耐力に与える影響について

5.1 まえがき

鉄筋コンクリート構造物の設計において、鉄筋は一般にその棒軸方向の引張力または圧縮力に抵抗するものとして取り扱われている。しかし、部材コンクリートにひび割れが生じた後、鉄筋を挟むコンクリート両縁が棒軸方向から外れる方向に相対的変位を起こそうとすれば、その鉄筋には軸方向力のみならず軸と垂直な方向にせん断力も作用する。このような作用は、一般に鉄筋のダウエル作用（Dowel Action）と呼ばれている。具体的には、ダウエル作用が生じる例として次のような場合があげられる。

鉄筋コンクリートはりが、**図-5.1**のように曲げモーメントとせん断力を受けた状態では、コンクリートの主応力の方向に応じて斜めひび割れが発生する。これに伴うはりの変形は圧縮部を中心に回転するように起こるため、ひび割れを跨ぐ位置の主鉄筋には水平分力 S_H と垂直分力 S_V が作用する。 S_H は主鉄筋の軸方向に働くのに対し、 S_V は軸と直角方向に働くため鉄筋を押し出すこととなり、かぶり部分のコンクリートを破壊させることがある。また、スターラップが配置されている場合も同様で、主鉄筋と直角方向に配置されているならば、ひび割れを横切る位置では S_H がダウエル力として働く。

別の例として、**図-5.2**のような配筋をした円柱状（あるいは厚肉中空筒状）の部材にねじりモー

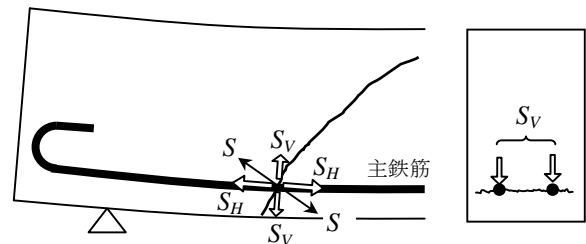


図-5.1 はりに作用するダウエル力

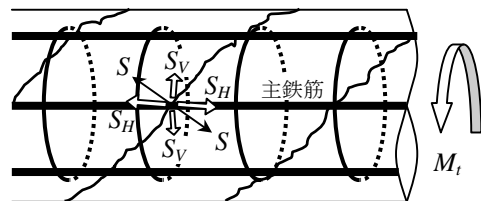


図-5.2 円柱状部材に作用するダウエル力

メントが作用する場合があげられる。部材には、回転角により断面間に相対的な円周方向の変位が生じるため、断面内にはせん断応力が作用する。その結果、主応力方向が変化して斜めひび割れが発生することとなり、ひび割れを横切る位置で鉄筋にダウエル力が働く。この場合、ダウエル力の作用方向はかぶりコンクリートと直角方向にあるため、コンクリートの割裂ひび割れの発生で局部的な破壊を起こす。

シャイベ（Sheibe：平板，壁構造）が面内荷重を受ける際、その荷重のかかり方によっては、**図-5.3**のように斜めひび割れが発生しダウエル作用が起こる。このときのダウエル作用は面内方向に作用するので、さきの円柱状のねじり荷重を受ける場合と同様に、割裂ひび割れが生じることとなる。また、スラブ（Slab：平板，床版）が、鉄筋の配置方向と一致しない主曲げモーメントを受けてもシャイベと同様の斜めひび割れが発生することがある。このときのダウエル作用の働く方向はやはりシャイベと同様である。

異形鉄筋の付着機構は、**図-5.4**に示すように鉄筋表面に設けられた横ふしのくさび作用（Wedging Action）によるものである。この作用による支圧力の放射方向成分によって鉄筋周囲のコンクリートに生じるリングテンションが大きくなることでコンクリートを割裂き、急速に付着力が低下する。このような破壊は付着割裂破壊（または付着破壊）と呼ばれているが、柱やはり等のせん断実験において、斜めひび割れの発達とともに、あるいは少し先行して生じる場合がある。付着割裂破壊は、通常のせん断破壊と同様に脆性的な破壊であるが、定義上はせん断破壊と区別して扱われているようである。はり等における付着割裂パターンとしては、**図-5.5**に見られるように3つに分類することができ、いずれもかぶりコンクリートを引き剥がすこととなる。なお、これらの破壊は、はりにおけるダウエル作用によっても全く同じパターンを示すことが知られている。

鉄筋コンクリートはりの斜め引張破壊において、しばしば斜めひび割れと主鉄筋の横切る位置から支点に向かって鉄筋に沿ったひび割れが生じるのは、ダウエル作用と付着作用の相互作用である。さきに述べたように付着割裂破壊はせん断破壊とは別途定義されているが、斜め引張破壊との遷移領域を明確にするのは困難である。本章では、斜め引張破壊を呈するはりにおける両作用の影響を検討するとともに、ひび割れの発生メカニズムを力学的なモデルであらわすことを目的とした。近年の解析的研究の発達により、せん断破壊のシミュレーションが可能になりつつある中で、局部的な抵抗機構を明らかにすることは、意義が大きいと考えられる。

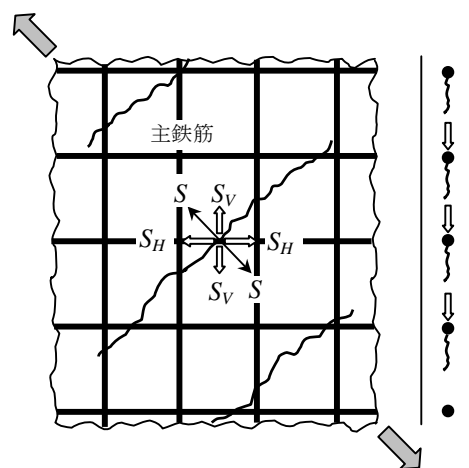


図-5.3 シャイベにおけるダウエル作用

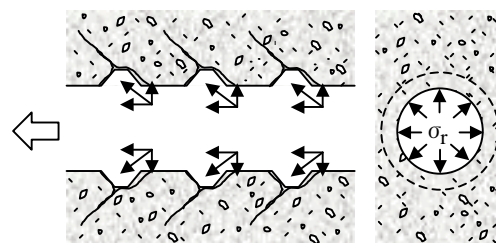


図-5.4 異形鉄筋の付着機構



(a) SIDE SPLIT (b) CORNER SPLIT (c) V-notch SPLIT

図-5.5 付着割裂パターン

5. 2 代表的な既往の研究

(1) ダウエル作用に関する研究

Jones (1956年) は、人工的にコンクリートを分割したはりでせん断力の分担を調べた。これによれば、スターラップは初め全せん断力の約60%、引張鉄筋は約24%、圧縮鉄筋は約16%のせん断力を受け持っているが、スターラップ降伏後には内力分担の再分配が起こり、圧縮コンクリートと共に主鉄筋の受け持つ割合が増加していることを示した。この実験から、主鉄筋のダウエル作用が鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷機構にかなりの影響をもっていることを実証した。

さらに、Jonesは埋込弾性ばりとしてのダウエル破壊強度の理論式を与えた。それは、**図-5.6**に示すように弾性床土ばりにモデル化し、次式で与えられる仮想合成ばりのたわみ y に対する微分方程式を基とした。

$$E_c I_i \frac{d^4 y}{dx^4} + K \cdot y = 0 \quad (5.1)$$

ここに、 E_c : コンクリートの弾性係数
 I_i : 仮想合成ばりの断面二次モーメント
 K : バネ定数

仮想合成ばりの曲げ剛性EIは鉄筋とかぶりコンクリートからなるものとしており、バネ定数Kは次式によって与えている。

$$K = \frac{E_c \cdot z_0}{b_n} \quad (5.2)$$

ここに、 b_n : はりの純幅 (はりの全幅から鉄筋の径×本数を差し引いたもの)

このモデルでは、バネの引張力 $q = K \cdot y$ が断面の純幅で受け持たれると考えると、鉄筋高さのコンクリート断面に働いている引張応力 $\sigma_{y0} (= q/b_n)$ が、引張強度 f_{ct} に達するときを破壊と仮定して次式を与えた。

$$D = 2 E_c I_i \beta^3 \frac{b_n \cdot f_{ct}}{K} \quad (5.3)$$

さらに、引張鉄筋と圧縮鉄筋の距離 z_0 をバネ長とみなすと、 $\sigma_y \cdot z_0 / E_c = y$ 、 $Ky = b_n \sigma_y$ となるので、ダウエル破壊荷重は以下のように表される。

$$D = 2 I_i \cdot \beta^3 \cdot z_0 \cdot f_{ct} \quad (5.4)$$

WatsteinとMathey (1958年) は、せん断鉄筋を有しない鉄筋コンクリートはりの斜めひび割れ発生後の応力状態の測定を行った。その際、**図-5.7**に示す力のつり合いより得られる関係は次式のようになる。

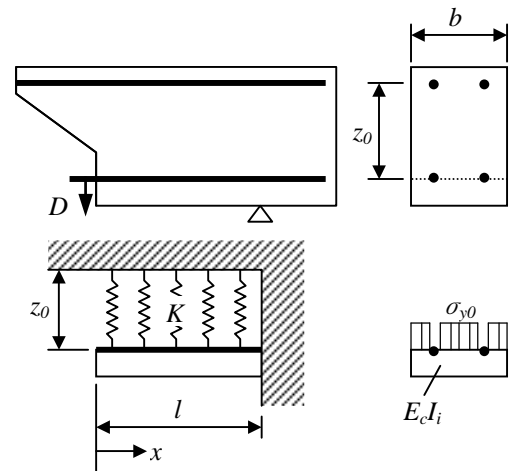


図-5.6 埋込弾性ばりモデル

$$V_1 = \frac{V \cdot c - T \cdot y}{x} \quad (5.5)$$

ここに、 V_1 : ダウエル力

V : 支点反力

T : ダウエル力作用点における主鉄筋の引張力

x : 载荷点からダウエル力作用点までの距離

a' : 载荷点から支点までの距離

y : 断面内の圧縮合力点から引張鉄筋までの距離

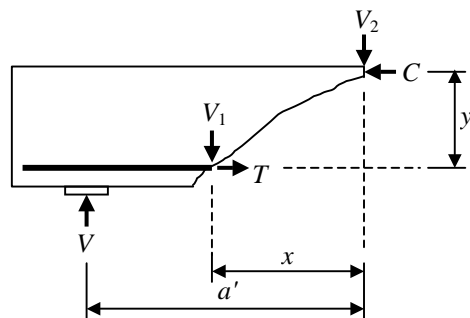


図-5.7 力のつり合い

この式を用いて、主鉄筋に作用するせん断力 (=ダウエル力) を求めた。得られたダウエル力は、斜めひび割れが载荷点に近づくときに最大値をとり、鉄筋直径が大きいほど増加することとなった。Jonesの実験結果と比較すると、せん断鉄筋によって受け持たれるせん断力を除外したとしても、この研究の結果は大きく異なる性状を示している。

KrefeldとThurston (1966年) らは、まず、支間長、コンクリート強度および鉄筋比を変えた鉄筋コンクリートはりについて実験を行った。その際、鉄筋にはひずみゲージを貼り、平均ひずみおよび局所的な曲げひずみを測定

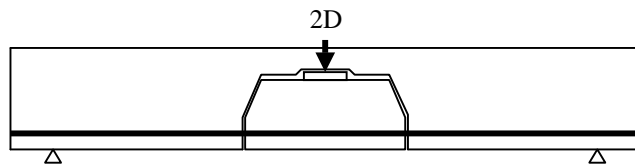


図-5.8 Krefeld らの供試体

した。その結果、斜めひび割れ位置付近では、ある荷重段階以上、特に水平ひび割れ発生後に鉄筋の局部曲げが顕著にあらわれた。また、鉄筋の曲げ方向がゲージ位置によって逆転していることがわかり、ダウエル作用の起こっていることの証明になった。この実験をもとに、鉄筋コンクリートはりのダウエル作用を直接調べるために、図-5.8に示すような実験を行った。この実験の特徴は、すべてのせん断力がダウエル作用のみによって正しく伝えられるため、ダウエル力の測定誤差が全くないことである。また、圧縮部コンクリートが連続しているため、せん断補強のないはりの斜め引張破壊時の変形に近いことである。実験結果として、ダウエル抵抗はひび割れと支承との距離が大きいほど小さく、底面かぶりが大きいほど大きいことが明らかとなった。結局、埋込ばりの理論に基づく実験的修正式として、次式を提案している。

$$D_u = 8.4 b \sqrt{f_c} \left\{ 1.3 (1 + 1500 p / \sqrt{f_c}) c + d \right\} \sqrt{d/a} \quad (5.6)$$

ここに、 D_u : ダウエル破壊強度 b : 断面幅 f_c : コンクリート圧縮強度

p : 鉄筋比 c : 底面かぶり厚 d : 有効高さ

ϕ : 鉄筋径 a : 斜めひび割れ位置から支点までの距離

BaumannとRusch (1970年) は、鉄筋コンクリートはりにおけるせん断破壊におけるダウエル作用の定性的、定量的な把握を行うため、ダウエル力とダウエル変位の関係について実験的に調査を行った。実験は、Krefeldら供試体と同じものを作製して行われた。ダウエルひび割れ発生荷重 $V_{Ri\beta}$ の代わりに次式で定義される長さ l_z が判断の尺度に用いられた。

$$l_z = V_{Ri\beta} / (\beta_z \cdot b_n) \quad (5.7)$$

ここに、 l_z ：コンクリートの垂直方向の引張力
に対する分布長さ

$V_{Ri\beta}$ ：ダウエルひび割れ発生荷重

β_z ：コンクリート引張強度

b_n ：コンクリートの純幅

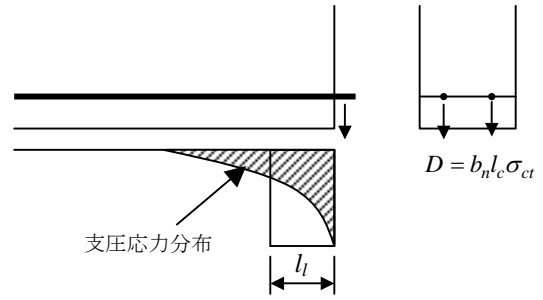


図-5.9 支圧応力分布

実験の結果から、以下の事項を述べている。

- 1) 斜めひび割れ幅 w と l_z は関係がない。
- 2) はりの幅 b が大きくなると $V_{Ri\beta}$ も大きくなるが、 b と l_z との関係はない。
- 3) はりの有効高さ d の影響については、 d/h と l_z の関係はない。
- 4) 底面かぶり c は l_z との関係がない。
- 5) 斜めひび割れから支承までの距離と l_z の関係はない。
- 6) 主鉄筋径 ϕ の影響は非常に小さい。
- 7) コンクリート強度の影響については、コンクリート圧縮強度 β_w が約 $20 \sim 40 \text{ N/mm}^2$ の範囲で $l_z / \phi = 14.3 / \sqrt[3]{\beta_w}$ の式が良く適合した。

以上の結果からダウエルひび割れ発生荷重 $V_{Ri\beta}$ に対して次式を与えた。

$$V_{Ri\beta} = \beta_z \cdot b_n \cdot l_z \quad (5.8)$$

下側配置の一段鉄筋（Krefeldらと同じケース）に対して、

$$l_z = 14.3 \phi / \sqrt[3]{\beta_w} \quad (5.9)$$

コンクリート立方体強度を σ_{cw} とすると、有効長 l_l は以下のとおりである（図-5.9参照）。

$$l_l = 14.3 \phi / \sqrt[3]{\sigma_{cw}} \quad (\sigma_{cB} \approx 0.85 \sigma_{cw}) \quad (5.10)$$

また、Baumannらは、ダイヤルゲージを用いてダウエル変位 Δ を測定した。 Δ とダウエル力 D との関係を図-5.10のようにあらわし、ダウエルひび割れが発生するときのダウエル力を D_u 、ダウエル変位を Δ_u とすると、 Δ_u は 0.06 mm から 0.16 mm 、平均で 0.1 mm であった。この値は、Jones の埋込ばり理論において、つり上げバネの破壊ひずみ（コンクリートの引張ひずみ能力 \times バネ長さ）から推定される約 0.01 mm の10倍も大きい。例えば、図-5.10からダウエルひび割れが発生するまでは、曲線ABに従うので次式が適合する。

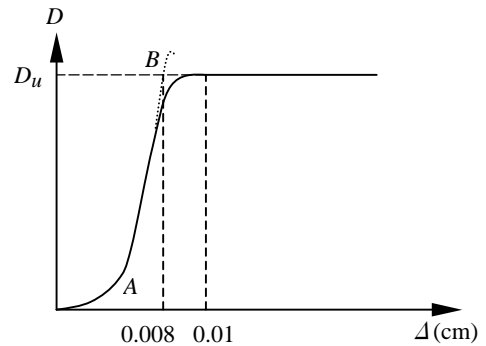


図-5.10 ダウエル力-ダウエル変位

$$\Delta = 0.008 \times D / D_u \quad (5.11)$$

以上の結果を踏まえて、Baumann は Jones 理論を以下のように批判した。

- 1) 仮想合成ばりの断面の決め方に無理がある。
- 2) コンクリートの塑性変形があるはずである。
- 3) バネ定数 K が鉄筋方向で一定とするのは適切でない。
- 4) バネ定数 $K = b_n E_c / z_0$ に問題がある。

P.Gergely (1977年) は、鉄筋コンクリートはりにおけるダウエル作用について、鉄筋の引張力とダウエル力の比を任意に変えられるモデル化供試体を用いて実験を行った。この実験結果から得られた結論として、Gergelyは次のようにまとめている。

- 1) 鉄筋径 ϕ の影響については、Baumann と同様に影響があることが示された。
- 2) かぶりの影響についてはほとんどない。
- 3) 鉄筋の埋込長については影響がない。これは、Baumann と同じ意見であり Krefeld とは逆である。
- 4) 鉄筋間隔の影響については、Baumann と同じ意見であり、 b_n にほぼ比例する。
- 5) ダウエル強度については、付着作用とダウエル作用に相互作用があり、鉄筋の引張力によって複雑な挙動を示す。
- 6) はりとしてのせん断耐荷機構において、ダウエル力の寄与は20~25%以下である。

(2) 付着割裂強度に関する研究

付着割裂破壊に影響を及ぼしている要因をかなり取り入れた既往の強度算定式として、Orangunら (1977年) の算定式とJimenezら (1979年) の算定式が著名である。これらの算定式は、いずれも大量の実験結果を統計的に整理して得られた実験式である。以下に、両式を示す。

Orangunらの強度算定式

$$\bar{f}_0 = \left(1.2 + \frac{3 \cdot c}{\phi} + 50 \frac{\phi}{l_s} + \frac{A_t \cdot f_{ty}}{35.2 \cdot s \cdot \phi} \right) \cdot 0.265 \sqrt{f_c'} \quad (5.12)$$

$$\text{ただし, } \frac{A_t \cdot f_{ty}}{35.2 \cdot s \cdot \phi} \cdot 0.265 \sqrt{f_c'} \leq 0.8 \sqrt{f_c'}$$

$$c / \phi \leq 2.5$$

Jimenezらの強度算定式

$$\bar{f}_0 = \frac{1}{4} \left[\frac{c \sqrt{f_c'}}{0.105 \cdot \phi + 0.0017 \cdot L} + 0.573 \cdot \rho_v \cdot f_{ty} \right] \quad (5.13)$$

ここに、 c : かぶり厚さと鉄筋間のあきの半分のうち小さい方の値、 ϕ : 鉄筋径
 l_s, L ; 付着長さ (いずれもcm)、 A_t : 主鉄筋一組の横補強鉄筋断面積 (cm²)
 s : 横補強鉄筋間隔 (cm)、 ρ_v : 横補強鉄筋比
 f_{ty} : 横補強鉄筋降伏強度 (kgf/cm²)、 f_c' : コンクリート強度 (kgf/cm²)

これらの算定式は、付着割裂強度を支配する主要因として、かぶり厚さ（断面内の鉄筋配置）、横補強鉄筋、付着長さおよびコンクリート強度を取り上げているのが特徴である。ただし、5.1節で示した割裂パターンによるコンクリート割裂抵抗は考慮されていない。

藤井・森田（1983年）は、ある長さで直線状に埋め込まれた鉄筋の一方の端から単調載荷した場合の付着割裂破壊に限定して強度算定式の提案を行った。この研究では、さきのOrangunら、Jimenezらの強度算定式との比較も行い、広範な変数を持つ実験結果に対して最も優れた適合性を持つことを示した。藤井らは、付着割裂パターンを考慮しているのが特徴であり、図-5.11に示すように理想化されたひび割れ面を仮定して用いている。このとき、割裂破壊パターンを判定する尺度としては、図における3つのパターンに対応した次式によって与えることができ、これらの算定値の最小値が破壊パターンとして採用される。

$$\left. \begin{aligned} b_{vi} &= \sqrt{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot c_{\min}}{d_b} + 1 \right) \\ b_{ci} &= \sqrt{2} \cdot \left(\frac{c_s + c_b}{d_b} + 1 \right) - 1 \\ b_{si} &= \frac{b}{N \cdot d_b} - 1 \end{aligned} \right\} \quad (5.14)$$

ここに、 d_b : 鉄筋径 c_s : 側面かぶり厚さ
 c_b : 底面かぶり厚さ c_{\min} : 最小かぶり厚さ

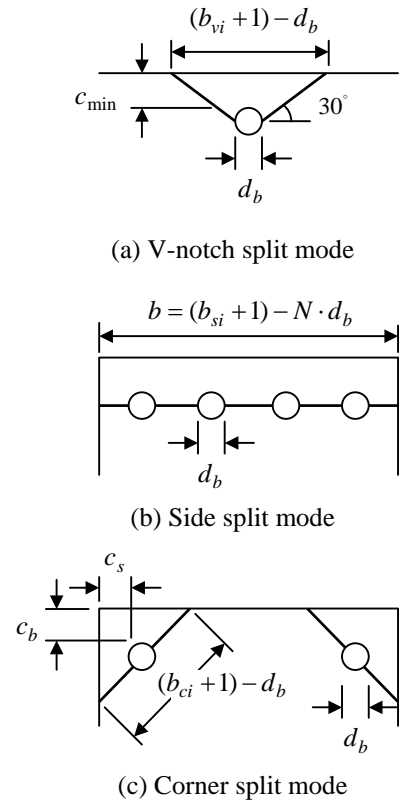


図-5.11 付着割裂パターン

強度算定式は、次式で与えられる。

$$\tau_u = \tau_{co} + \tau_{st} \quad (5.15)$$

ここに、 τ_{co} : 横補強鉄筋の無い場合の付着強度 ($= (0.307 b_i + 0.427) \cdot \sqrt{F_c}$)

τ_{st} : 横補強鉄筋による付着強度の増分 ($= 24.9 k \cdot A_{st} / s \cdot N \cdot d_b \cdot \sqrt{F_c}$)

F_c : コンクリート強度 (kgf/cm²)

A_{st} : 一組の横補強鉄筋全断面積 (cm²)

s : 横補強鉄筋間隔

N : 主鉄筋の本数

k : 割裂パターンの相違による横補強鉄筋効果の差異を表現する係数で次式による。

b_{vi} が最小となるとき $k = 0$

b_{ci} が最小となるとき $k = \sqrt{2}$ (この場合は $N = 2$ とする)

b_{si} が最小となるとき $k = 1$

三浦（1983年）は、鉄筋の重ね継手強度における横方向鉄筋の効果について実験的検討を行い、横方向鉄筋が耐力に及ぼす影響は降伏強度ではなく、剛性であることを示した。その結果、Orangunら

の強度式を次式のように修正した.

$$U = (0.191 + 0.253 C' / \phi + 8.28 \phi / l) f_t \quad (5.16)$$

ここに, U : 重ね継手の付着強度 (kgf/cm²)

C' : かぶり厚さと鉄筋間をあきの半分のうち小さい方の値

ϕ : 主鉄筋径

l : 重ね併せ長さ (cm)

f_t : コンクリートの引張強度 (kgf/cm²)

角・山田 (1988年) は, 付着割裂破壊に対して, 異形鉄筋のくさび作用と断面内での軸方向鉄筋の配置に着目し, それらが鉄筋周囲のコンクリートに与える影響を二次元非線形有限要素解析により検討を行った. この研究では, 鉄筋の付着に与えるとダウエル作用の影響についても言及している. 解析は, 断面内の鉄筋を中空円に置き換え, くさび作用によって生じる放射方向応力に等価な内圧を与える二次元平面応力問題として行われた. また, ダウエル力を同時に作用させる場合には, ダウエル力によって生じる鉛直方向応力を中空円の内圧鉛直成分に加算して解析が行われた. 解析により, Side split 型とCorner split 型の破壊に対しては, ひび割れ前のコンクリートの応力が, 式 (5.17) による厚肉中空シリンドラの弾性理論解で表すことができることが確かめられた.

$$\sigma_t / \tau_b = \frac{a_2}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{x^2} \right) \quad (5.17)$$

ここに, a : 内半径 (= $d_b / 2$)

b : 外半径 ($C_b + d_b / 2$)

x : 鉄筋中心から距離

d_b : 鉄筋径

C_b : かぶり厚

断面内で想定されるひび割れ長さ l_{cr} を仮定して, そのひび割れ面に作用する平均引張応力は次式で表される.

$$\sigma_{t,av} = \frac{\tau_b}{l_{cr}} \int_a^{l_{cr}+a} \frac{a_2}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{x^2} \right) dx \quad (5.18)$$

破壊条件に $\sigma_{t,av} = f_{sp}$ を導入することで, 付着割裂強度算定式として次式を与えた.

$$\tau_{bu} = \frac{l_{cr} \cdot f_{sp}}{\frac{a^2}{b^2 + a^2} \left(l_{cr} + \frac{b^2}{a} + \frac{b^2}{l_{cr} + a} \right)} \quad (5.19)$$

ここに, $f_{sp} = \alpha \sqrt{f_c}$

α : コンクリートの打設状況, 締め固めの程度, 空気量等に依存する係数で, 0.47

f_c : コンクリート引張強度

ダウエル作用を同時に作用させた場合について, 解析結果によればひび割れ面での応力を増加させることとなり, 特に Side Split 型の破壊に対して顕著に現れていることを示した.

5.3 斜め引張破壊に与えるダウエル作用の影響の解析的考察

はりのせん断破壊には、大きく分けてせん断圧縮型と斜め引張型がある。圧縮型においては斜めひび割れ上縁付近のコンクリートの圧壊を伴う破壊として、引張型においては斜めひび割れがはり上縁まで貫通して滑動を伴う破壊として観察される。

せん断補強されていないはりに曲げせん断ひび割れが入ると全せん断力は、ひび割れていない圧縮コンクリート、ひび割れ面での骨材のかみ合わせ、軸方向鉄筋のダウエル作用で受け持たれるとされている。その分担割合は、コンクリート強度、粗骨材の寸法および強度、鉄筋の径、配筋方法、支間長等により異なると考えられるが、さらに荷重レベルによっても刻々と変化する。部材のせん断破壊は、これらの分担されたせん断力がある箇所でその限界値に達することで誘発されると考えることができる。せん断圧縮破壊においてはひび割れ上端のコンクリート主圧縮応力が強度に達することにより、斜め引張破壊においては、ひび割れ面での骨材のかみ合わせ作用の消失が主要因であると言われている。

本節の目的は、斜め引張破壊に対して、二次元非線形有限要素解析により分担せん断力の変動を調べるとともに、破壊を誘発する主要因の検討を行うことである。具体的には、斜め引張破壊するはりの実験から、斜めひび割れの開口変位やすべり変位、コンクリート腹部のひずみ、軸方向鉄筋のひずみ、たわみ等の情報を収集し、得られた情報に対して解析を用いて検証し、破壊に至るメカニズムの分析を行った。

(1) 斜め引張破壊の実験概要

実験供試体は、**図-5.12**に示すようにせん断スパン比が3.0の単純ばりを用いた。供試体の試験区間は左側せん断スパンとし、右側せん断スパンは破壊が生じないようにスターラップによりせん断補強をおこなった。鉄筋は、引張主鉄筋にD25 (SD345；実降伏点 374N/mm^2)を、圧縮主鉄筋およびスターラップにD10 (SD295A；実降伏点 379N/mm^2)を用いた。

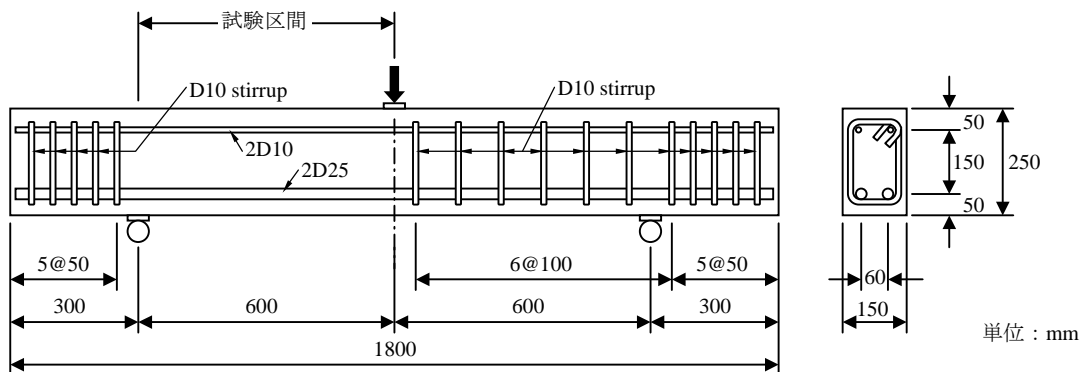


図-5.12 実験供試体

斜めひび割れの開口変位およびすべり変位を測定するために、コンタクトストレインゲージ測定点をコンクリート腹部に設置した（図-5.13参照）。

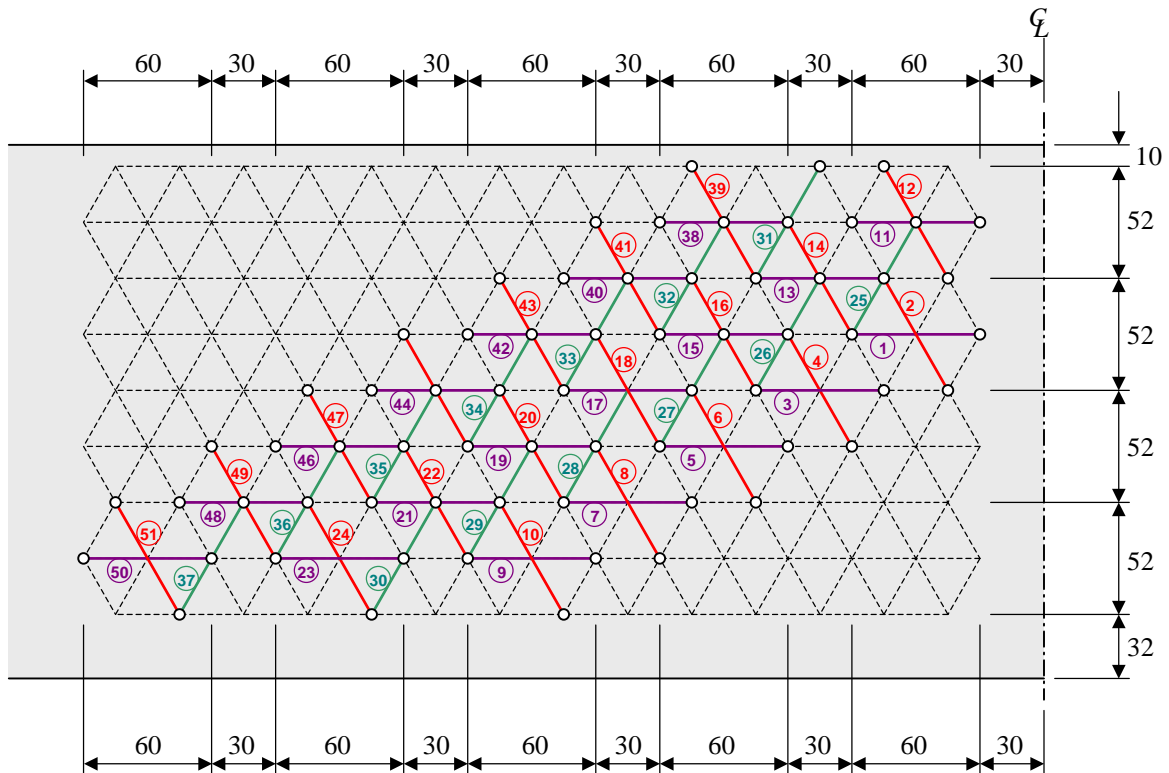


図-5.13 コンタクトストレインゲージ用チップ貼付位置

各測定点の測定長は60mmである。斜めひび割れの開口およびすべり変位は、以下のように算出した。図-5.14のようにひび割れ面の両側のコンクリートが相対的に任意の方向に移動するとき、もとの線分ABからACに移行したとすれば、

$$\text{ひび割れの開口に伴う移動量は } \Delta l_w = w \cdot \sin \theta$$

$$\text{ひび割れのすべりに伴う移動量は } \Delta l_s = s \cdot \cos \theta$$

となり、測定長の変化は次式で表される。

$$l'' = l' + \Delta l' = l + \Delta l_w + \Delta l_s = l + w \cdot \sin \theta + s \cdot \cos \theta$$

あるひび割れ位置において、測定点が2箇所跨いでいれば、以下のように二元連立方程式を成立させることができる。

$$l''_1 = l_1 + w \cdot \sin \theta_1 + s \cdot \cos \theta_1$$

$$l''_2 = l_2 + w \cdot \sin \theta_2 + s \cdot \cos \theta_2$$

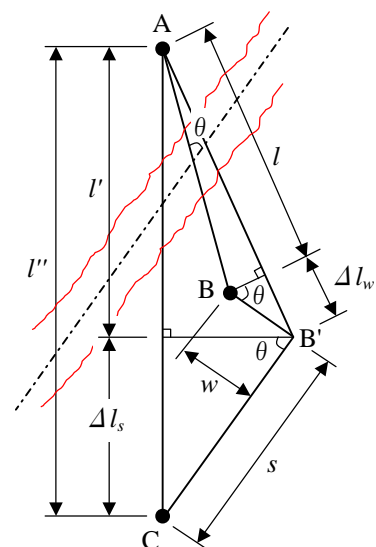


図-5.14 開口変位とすべり変位

上式の連立方程式から、 w と δ について解けば、次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} w &= \frac{(l'_1 - l_1) \cos \theta_2 - (l'_2 - l_2) \cos \theta_1}{\sin \theta_1 \cdot \cos \theta_2 - \sin \theta_2 \cdot \cos \theta_1} \\ s &= \frac{(l'_1 - l_1) \sin \theta_2 - (l'_2 - l_2) \sin \theta_1}{\cos \theta_1 \cdot \sin \theta_2 - \cos \theta_2 \cdot \sin \theta_1} \end{aligned} \right\} \quad (5.20)$$

軸方向鉄筋に沿ったひび割れについては、**図-5.15**に示すようにコンタクトストレインゲージ測定面の裏面に二軸亀裂変位計を3箇所に設置して測定した。コンクリートについては、同側面において13箇所の位置で三軸方向のひずみを測定した。また、引張主鉄筋には、150mm間隔で軸方向ひずみを測定した。

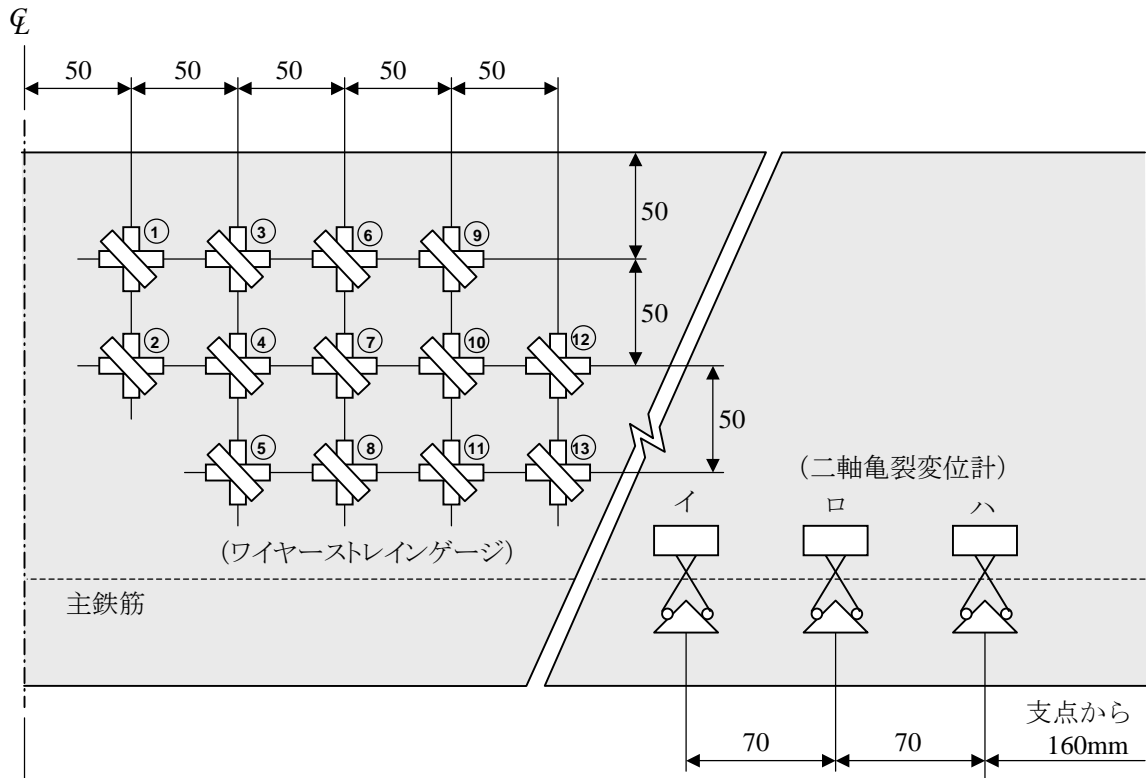


図-5.15 ひずみゲージおよび二軸亀裂変位計の設置

なお、コンクリート腹部の主ひずみの算定方法は、第4章の4.4(4)を参照されたい。軸方向鉄筋に沿ったひび割れの開口変位は二軸亀裂変位計における鉛直方向変位として直接測定することができる。

(2) 実験結果

結果を以下に示す。

- ・コンクリート圧縮強度：36.6N/mm²
- ・破壊荷重：161.7kN
- ・破壊形式：斜め引張破壊（**図-5.16**参照）

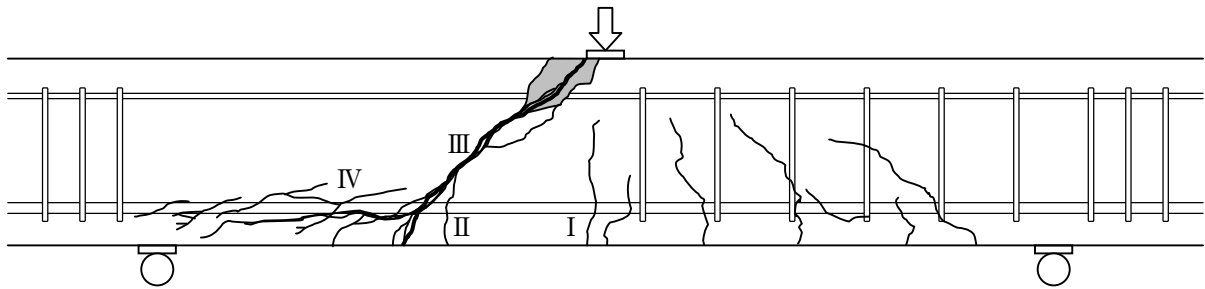


図-5.16 供試体の破壊状況

試験区間（左側せん断スパン）におけるひび割れの伸展については、以下のようなものである。

- ・約30kNにおいて、载荷点直下で曲げひび割れⅠが発生した。
- ・約40kNにおいて、曲げせん断ひび割れⅡが発生した。
- ・約60kNにおいて、曲げせん断ひび割れⅡが斜めひび割れⅢに成長した。
- ・約90kNにおいて、斜めひび割れⅢが载荷点および引張縁方向に成長した。
- ・約100kNにおいて、さらに斜めひび割れⅢが成長し主鉄筋に沿った割裂ひび割れⅣが現れた。
- ・161.7kNにおいて、軸方向鉄筋に沿ったひび割れⅣと斜めひび割れⅢが大きく開口した直後に、载荷点付近の圧縮領域の圧壊を伴いながらひび割れが貫通して終局に至った。

(3) 解析概要

①解析プログラム

本節では、前川らが開発した鉄筋コンクリート構造物用有限要素解析プログラム「COMM2」を用いる。このプログラムによる計算は、主として、短期単調外力下のはりのせん断挙動の解析、RC板のせん断解析に活用された実績をもつ。解析コードには、基本として**図-5.17**に示すような中間節点を持つアイソパラメトリック要素が採用されている。応力の評価、ひび割れの判定等はすべて各要素のガウス積分点で行われ、それぞれの値が重み付きの重ね合わせで要素および全体剛性マトリックス、節点ベクトルが

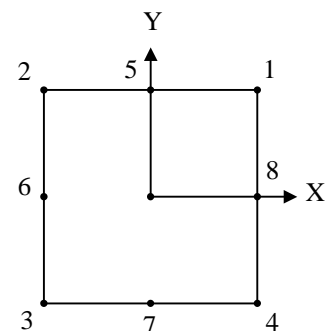


図-5.17 アイソパラメトリック要素

計算される。また、境界面の特性を表現するための要素としては、**図-5.18**に示すボンドリンク要素が用意されている。これは、伝達する2つの直交するスプリングで構成されており、次式により表現される。

$$\begin{bmatrix} F_r \\ F_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_r & 0 \\ 0 & K_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_r \\ d_s \end{bmatrix} \quad (5.21)$$

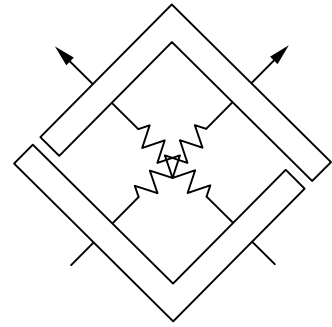


図-5.18 ボンドリンク要素

K_r は鉛直方向の剛性、 K_s は境界面のせん断剛性である。鉄筋とコンクリートの付着のために用いる場合は、後述③において述べられる構成式が K_s に適用される。このとき、ダウエル作用を全く考慮しないときは K_r に任意の低い剛性を与えるが、本節の実験結果が示すように主鉄筋に沿ったひび割れが生じることは明らかなので、主鉄筋の配置方向に直交する方向には何らかの剛性を与える必要がある。

斜めひび割れを離散ひび割れモデルとして取り扱う場合にも、ボンドリンク要素を用いることができる。ここでは、後述④で述べられる構成式がクラックリンク要素に導入されている。ひび割れの表現は、予め実験により発生パターンが明らかなので、斜めひび割れの両端のコンクリート要素は節点を分離し、節点間をクラックリンク要素に結合するようにすればよい。構成則には、引張軟化モデル（Reinhardtモデル）および接触密度モデル（李らのモデル）が適用され、これらの構成則の使い分けは、以下の条件が用いられている（Toonsakool, AIT）。

$$\begin{aligned} \delta \leq 1 \times 10^{-3} \quad \text{and} \quad \delta / w \leq 1 \times 10^{-2} &\rightarrow \text{引張軟化モデル} \\ \delta > 1 \times 10^{-3} \quad \text{or} \quad \delta / w > 1 \times 10^{-2} &\rightarrow \text{接触密度モデル} \end{aligned}$$

非線形構成方程式の数値解法として、COMM2ではNewton-Raphson法が用いられている。不釣り合い節点ベクトルは次式で表されるが、これがゼロに収束したときが解となる。

$$\Delta \Delta F = \iiint B^T \sigma^t \left(\varepsilon_{ij}^T, 0 \leq T \leq t \right) dv \quad (5.22)$$

工学的には、解が収束されているかを判定し計算を終了させるのが一般的であり、本解析コードでは1節点あたりの平均不釣り合い力の外力ベクトルの大きさに対する相対差が判定条件として採用されている。

$$\frac{\|\Delta \Delta F\|}{\sqrt{N}|F|} < 10^{-6} \quad N: \text{節点数} \quad (5.23)$$

②コンクリートおよび鉄筋の構成式

解析コードにおいて、ひび割れを含まないコンクリート要素は、圧縮-引張応力領域の二軸載荷実験結果に基づく弾塑性破壊モデルを用いている。構成方程式は次式で与えられている。

$$S = E_o \cdot K \cdot (E - E_p) \tag{5.24}$$

ここに、 S ：等価応力 E および E_p ：等価ひずみ K ：破壊パラメータ E_o ：定数 (=2)

K はひずみ経路の関数であらわされる状態量である。 K および E_p はそれぞれ現時間に至るまでの最大等価ひずみの1価関数で表される。

コンクリート要素のひび割れ発生基準は、ひずみ経路を考慮した判定を行っている。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 < S_c(E_{\max}) & \dots \text{No Crack} \\ \sigma_1 \geq S_c(E_{\max}) & \dots \text{不連続ひずみ開始} \\ S_c(E_{\max}) & = 1.03(1 - 0.73 E_{\max}) \cdot f_t \end{aligned} \right\} \tag{5.25}$$

ここに、 σ_1 ：最大主応力 f_t ：一軸引張強度

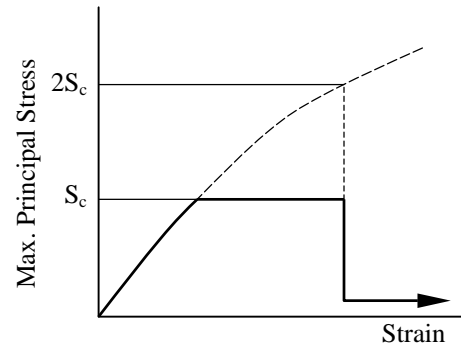


図-5.19 引張塑性領域の仮定

このとき、 E_{\max} は過去に受けた最大等価ひずみをあらわし、等価ひずみ E は次のように定義されている。

$$E = \int \frac{\partial E_e}{\partial \varepsilon_{eij}} \cdot d\varepsilon_{ij}$$

$$E_o = \sqrt{\left(\frac{0.62\varepsilon_o}{\varepsilon_{2o}}\right)^2 + \left(\frac{0.98\gamma_o}{\varepsilon_{2o}}\right)^2} \quad \varepsilon_o = \sqrt{2} \cdot \frac{\varepsilon_{exx} + \varepsilon_{eyy}}{2} \quad \gamma_o = \sqrt{2 \left\{ \left(\frac{\varepsilon_{exx} - \varepsilon_{eyy}}{2}\right)^2 + \varepsilon_{exy}^2 \right\}}$$

ここに、 ε ：一軸圧縮強度に対応する圧縮ひずみ

ひび割れ発生基準を満足したときの最大主応力を σ_1 とすると、塑性流れ状態で応力は次のように与えられる（**図-5.19**参照）。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= S_c(E_{\max}) & S_c \leq \sigma_1 &< 2 S_c \\ \sigma_1 &= 0 & 2 S_c \leq \sigma_1 \end{aligned} \right\} \tag{5.26}$$

ただし、 σ_1 はひび割れの応力解放を無視して、ひずみ履歴と式 (5.24) の構成方程式により計算された最大主応力である。

鉄筋の構成式は、**図-5.20**に示す移動硬化則に基づく弾塑性構成方程式を使用しており、硬化係数は以下のように与えられている。

$$g_s = 0.05 E_s \quad E_s = 2.058 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 \tag{5.27}$$

ひび割れを含むコンクリートは、Smearred Crack モデ

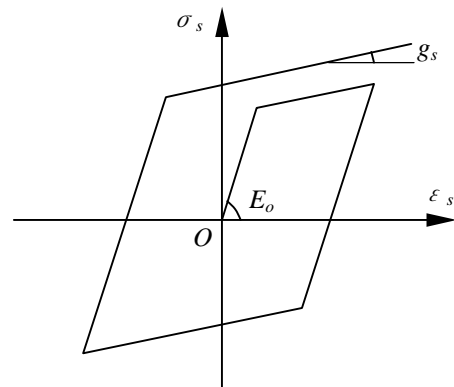


図-5.20 鉄筋の応力-ひずみの関係

ルが採用されている。これは、ひび割れを等価な材料特性に置き換え、間接的にひび割れの構造物全体に及ぼす力学的な影響を非線形解析に組み込む手法である。ひび割れが発生した場合、コンクリート要素は図-5.21のようにひび割れの不連続ゾーンとコンクリートの連続ゾーンの2つの領域に分割され、要素としての全ひずみはコンクリート連続ゾーンのひずみとひび割れ不連続ゾーンの平均ひずみの和としてあらわされる。したがって、ひび割れの無いコンクリート連続部のひずみを ε_{CI} であらわすと、ひび割れ面での変形は全ひずみ ε_{ij} と ε_{CI} によって次の線形関係により与えられる。

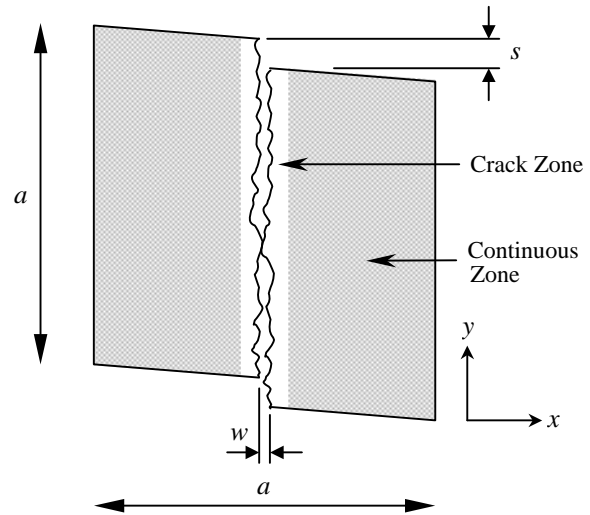


図-5.21 ひび割れ要素のひずみモデル

$$\varepsilon_{CR ij} = \varepsilon_{ij} - \varepsilon_{CI} \tag{5.28}$$

ただし、 $\varepsilon_{CR ij}$ はひび割れ不連続領域の変形に相当する平均ひずみである。ひび割れの平均間隔を a とすると、ひび割れを含むコンクリート要素を図-5.19のようにモデル化され座標系をひび割れに平行方向に y 軸とする。コンクリートのひび割れ面は、決して面として把握されるものではなく、実際は粗骨材の形状によるある体積をもつと考える。このとき、ひび割れゾーンのひび割れ幅 w とずれ s は平均ひび割れ間隔 a を用いて、次のようにひび割れを平均ひずみとして有限要素のひずみをモデル化することができる。

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{CR xx} &= w/a \\ \varepsilon_{CR xy} &= s/a \\ \varepsilon_{CR yy} &= 0 \end{aligned} \right\} \tag{5.29}$$

したがって、任意ひずみ履歴に対してひび割れを含むコンクリート要素のひずみ ε_{ij} とそのときの構成方程式が導かれれば、このコンクリート要素としての応力を得ることができる。ひび割れの内的境界条件には、以下の山田のせん断伝達式が適用されている。なお、本解析コードではせん断膨張の硬化は無視されている。

$$\tau_{xy} = k \cdot \gamma_{xy} / \varepsilon_{xx} \quad k = 36 \tag{5.30}$$

要素ひずみ ε_{ij} が与えられると、式 (5.30) より τ_{xy} が求まる。したがって、コンクリート連続部の応力成分のうち、 τ_{xy} 、 $\sigma_{xx} (= 0)$ が確定し、さらにひび割れに平行方向のひずみ $\varepsilon_{C yy}$ が与えられているので ($\varepsilon_{C yy} = \varepsilon_{yy}$)、ひび割れを含む構成方程式で σ_{yy} を求めることができる。

③鉄筋とコンクリートの付着に対する構成式

解析コードには、ボンドリンク要素が用意されており、P. Toonsakoolによって鉄筋とコンクリートの

付着を表現するために用いられた。鉄筋の付着すべりの問題は、鋼-コンクリート界面上での付着力 τ 、すなわちせん断応力は界面（接触面）での法線応力に依存しており、付着-すべり関係は鉄筋周囲のコンクリートの膨張により複雑となる。また、 τ は付着すべり s （界面での相対的な接線方向変位）にも大きく依存している。島らは異形鉄筋の付着-すべり-ひずみ関係を定式化しており、本節の解析ではFEM解析に適用するために変形された次式が用いられている。

$$\tau = 0.9 f_c'^{2/3} \left\{ 1 - \exp(-40 s^{0.6}) \right\} \quad (5.31)$$

ここに、 τ : 鋼-コンクリート界面でのせん断応力 (N/mm²)

f_c' : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

s : 正規化したすべり (= S/D)

④斜めひび割れ面における応力伝達の構成式

斜めひび割れでの骨材のかみ合わせによる力の伝達は、離散ひび割れ (discrete crack) にモデル化して表すことができる。構成式には、すべり変位のある状態 ($\delta > 0.001\text{mm}$, δ はすべり変位) では李らの骨材かみ合わせモデル、すべり変位の無い状態 ($\delta \leq 0.001\text{mm}$) ではReinhardtらの引張軟化モデルが適用されている。

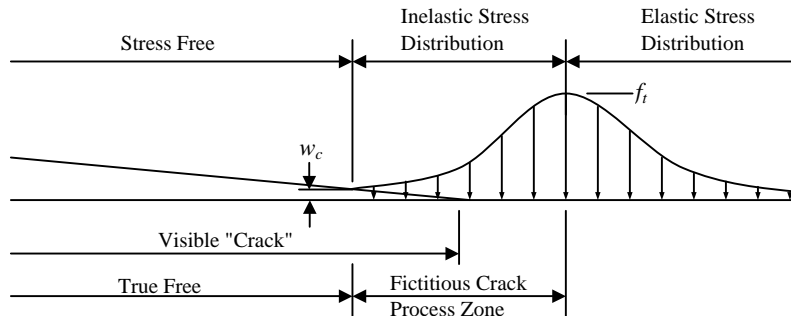


図-5.22 仮想ひび割れモデル

近年、微小クラック領域内の非線形性を表すモデルがいくつか提案されているが、有名なアプローチの一つにHillerborgにより提案された仮想ひび割れモデル (FCM) がある。コンクリート構造物では、微小クラックの領域と骨材の橋渡し部分は、一般にはひび割れ尖端の周囲で観察されるが、進行領域内での微小クラック領域の大きさは最大骨材寸法の2~3倍と考えられている。この進行領域とコンクリートの非線形非弾性作用に関しては従来の線形弾性破壊機構は適用することができず、非線形破壊モデルが必要となる。提案されたモデルでは、ひび割れ尖端の応力分布は図-5.22のように表されることとなり、微小クラック領域内での応力-ひび割れ開口変位 ($\sigma-w$) 関係は、引張強度と破壊エネルギー G_f により表される。Reinhardtは、ピーク後の引張応力-変位関係として次式を提案している。

$$\frac{\sigma}{f_t} = \left\{ 1 + \left(c_1 \frac{w}{w_0} \right)^3 \right\} \exp \left(-c_2 \frac{w}{w_0} \right) - \frac{w}{w_0} \left(1 + c_1^3 \right) \exp(-c_2) \quad (5.32)$$

ここに、 σ : ひび割れ進行領域内の閉口応力

f_t : 最大引張強度

w/w_0 : クラック開口変位と $w=0$ におけるクラック開口変位の比

c_1, c_2 : 係数, コンクリートの場合は $c_1 = 3.0, c_2 = 6.93$

ひび割れ面ですべり変形が生じたとき、ひび割れ面平行方向にせん断応力が伝達されるとともに、ひび割れ面直交方向に圧縮応力が伝達される(図-5.23参照)。李らによって提案された骨材のかみ合わせモデルは、ひび割れ接触面での幾何学的状態を接触面密度関数として、接触面での応力状態の履歴依存性を弾塑性モデルとしてあらわし、その組合せにより導出されたものである。単位ひび割れ面に作用する伝達応力は、上限ひび割れ面の接触点に発生する接触力の総和と釣り合わなければならない。このモデルでは、接触面の方向が θ から $\theta+d\theta$ の間で接触力ベクトルを接触密度関数 Z によって定義している。ひび割れ面に作用している応力ベクトルを表すと次のようになる。

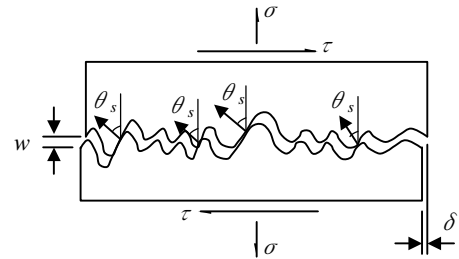


図-5.23 ひび割れ接触面

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \int_{-\pi/2}^{\pi/2} (Z(w, \delta, \theta_s) \sin \theta_s) d\theta_s \\ \sigma &= \int_{-\pi/2}^{\pi/2} (Z(w, \delta, \theta_s) \cos \theta_s) d\theta_s \end{aligned} \right\} \quad (5.33)$$

ここに、 w : ひび割れ幅 δ : すべり θ_s : ひび割れ面法線方向からの接触力の角度

また、ひび割れ面は複数の接触面の集合で構成されるものと定義され、接触密度関数 Ω を用いて次式で定義されている。

$$dA_\theta = A_t \cdot \Omega(\theta) d\theta \quad (5.34)$$

$$\text{ただし, } \int_{-\pi/2}^{\pi/2} \Omega(\theta) d\theta = 1$$

ここに、 A_t : 単位ひび割れ面積内に存在する全表面積

ここで、接触面に平行および直交方向の局所変位 (δ_θ, w_θ) は、全体座標表示の変位 (δ, w) で表すと以下のように変換される。

$$\left. \begin{aligned} w_\theta &= \delta \cdot \sin \theta - w \cdot \cos \theta \\ \delta_\theta &= \delta \cdot \cos \theta + w \cdot \sin \theta \end{aligned} \right\} \quad (5.35)$$

式 (5.33) は式 (5.35) を用いて接触応力を表せば以下ようになる。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \int_{-\pi/2}^{\pi/2} (Z(w_\theta, \delta_\theta, \theta) \sin \theta) d\theta \\ \sigma &= \int_{-\pi/2}^{\pi/2} (Z(w_\theta, \delta_\theta, \theta) \cos \theta) d\theta \end{aligned} \right\} \quad (5.36)$$

θ 方向の接触力密度 Z は、接触している有効面積に単位面積当たりの接触直応力を乗じたものであらわすことができる。

$$Z(w_\theta, \delta_\theta, \theta) d\theta = \sigma_{con}(w_\theta, \delta_\theta) \cdot K \cdot dA_\theta \quad (5.37)$$

ここに、 σ_{con} : 接触直往力

K : 接触面積有効率

単調載荷経路における応力伝達は、以下の仮定を用いることにより単純化できる。

- i) ひび割れ面での変形は大半が塑性成分であり弾性変形を無視できる。
- ii) ひび割れ変形は骨材の最大寸法に比して十分に小さいことから、接触面有効領域は $K = 1$ とすることができる。

式 (5.32) の被積分関数 Z は、方向積分において $w_\theta < 0$ の部分領域でゼロ（非接触）となる。 $w_\theta \geq 0$ の部分領域（接触領域）では、接触力密度 Z は単調載荷の定義と前述の近似を用いて、式 (5.31) から求めれば全変形表示を得ることができる。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= m \cdot \delta^2 / (w^2 + \delta^2) \\ \sigma &= m \cdot \left\{ 0.5\pi - \tan^{-1}(w/\delta) - w\delta / (w^2 + \delta^2) \right\} \end{aligned} \right\} \quad (5.38)$$

ここに、 $m = 4.36 f_c'$ (N/mm²)

斜めひび割れ面におけるひび割れ発生基準は、引張強度に重点をおいている二羽モデル（圧縮－引張場）および青柳・山田モデル（引張－引張場）が採用されている（**図－5.24**参照）。

圧縮－引張場

$$(\sigma_1 / f_t)^3 + (\sigma_2' / f_c') \geq 1 \quad (5.39)$$

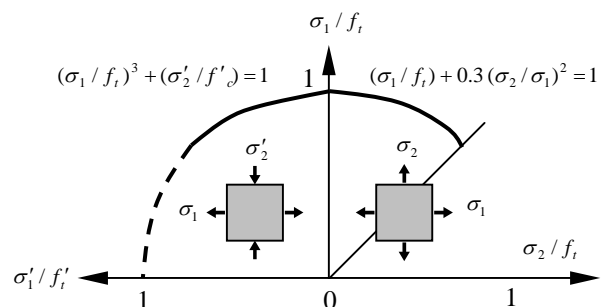
引張－引張場

$$(\sigma_1 / f_t) + 0.3(\sigma_2 / \sigma_1)^2 \geq 1 \quad (5.40)$$

ここに、 σ_1, σ_2 : 主応力

f_t : コンクリート引張強度

f_c' : コンクリート圧縮強度



図－5.24 ひび割れ発生基準

⑤ダウエルクラックの構成則の導出（予備解析）

はり二次元的に解析する場合、はりの厚さ方向に対しては一定の応力状態として表され、三次元的な性状を表すことはできない。例えば、はりを補強している主鉄筋は通常軸方向の引張材として設計されているが、斜め引張破壊時などのように鉄筋が斜めひび割れを横切り、相対的変位を受けるときがある。いわゆるダウエル作用（Dowel Action）であるが、このようなときは厚さ方向に均一な応力とはならず、鉄筋の近傍より側面に向かってひび割れが伸展する（**図－5.25**参照）。このダウエル作

用による変形を定式化してFEM解析等に取り入れている研究はほとんど見あたらない。本節では、**図-5.25**に示すような抵抗機構の中で、鉄筋に沿って生じるひび割れ（以下、ダウエルひび割れと呼ぶ）が斜め引張破壊の主要因の1つであると位置づけ、構成式の導入を試みることにした。

図-5.26は、はりの断面を軸方向に単位厚さで分割し、ダウエル作用による断面内の変化を追跡するための解析モデルをあらわしたものである。切り出した断面は、**図-5.27**のように要素分割を

行った（ただし、断面は左右対称なので1/2の断面をモデル化した）。用いた要素はコンクリート要素と鉄筋要素（鋼要素）の2種類であるが、鉄筋断面の下側半分に位置する節点はコンクリート要素との共有節点である。鉄筋要素の上側半分に位置する節点は独立しており、変位増分を与える前は同じ座標のコンクリート要素節点と重なっている。すべての要素の奥行き方向厚さは10mmとし、平面応力問題として取り扱うことにした。解析の境界条件は、コンクリート上縁の節点すべてをY軸方向に固定し（ただし、右端節点はX軸方向も固定）、**図-5.27(a)**に示すように断面に埋め込まれている鉄筋の最上部節点を下方に変位増分させて計算を行った（断面解析1）。このとき、コンクリート上縁と鉄筋の間のコンクリートも大きく変形する。したがって、断面の中で生じるダウエル作用の三次元的変形は、鉄筋から上方のコンクリートの変形を差し引かねばならない。そのため、同じ要素分割したモデルを用いて、**図-5.27(b)**のように鉄筋位置の平面を均等に変位させる解析を行いコンクリート腹部の変位を求め（断面解析2）、最初の断面解析の結果による変位から差し引くことにした。

解析で得られた節点変位と作用力の関係を**図-5.28**に示す。断面解析1による結果では、約1000Nで作用力がピークとなり軟化傾向を示す。断面解析2の結果は、鉄筋位置から上縁までのコンクリートの伸びを表しているが、解析1の変位のうち大部分を占める。解析1の変位から解析2の変位を差し引くと、**図-5.29**に示すような関係が得られる。この関係を鉄筋とコンクリートを接合するクラックリンク要素の鉛直方向バネ（引張方向）の構成式に適用することとする。

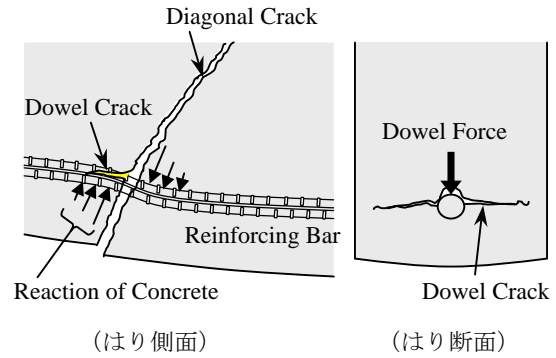


図-5.25 軸方向鉄筋のダウエル作用

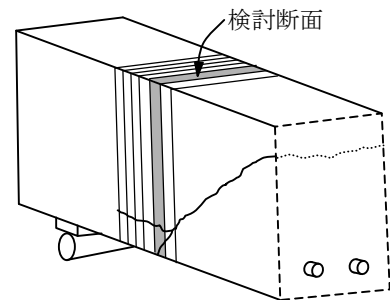


図-5.26 断面解析の概要

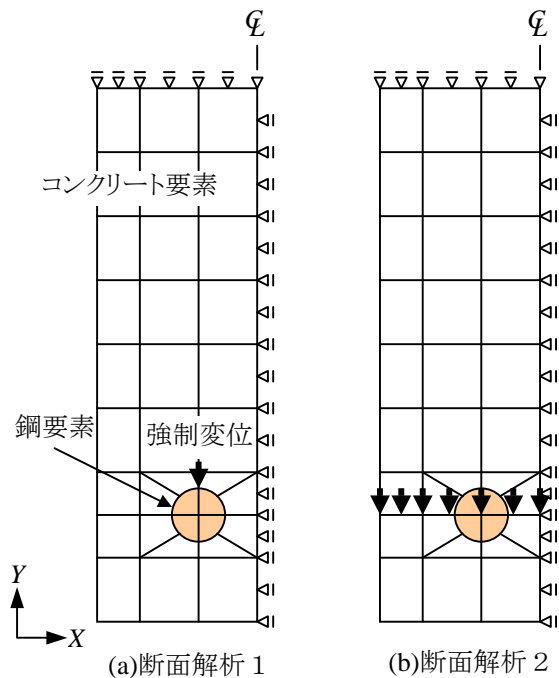


図-5.27 断面の要素分割モデル

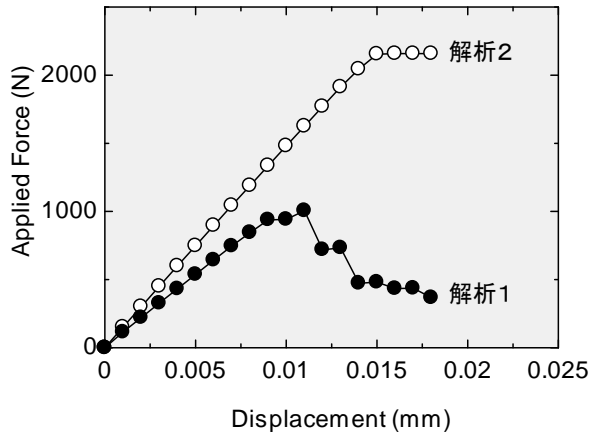


図-5.28 断面解析の結果

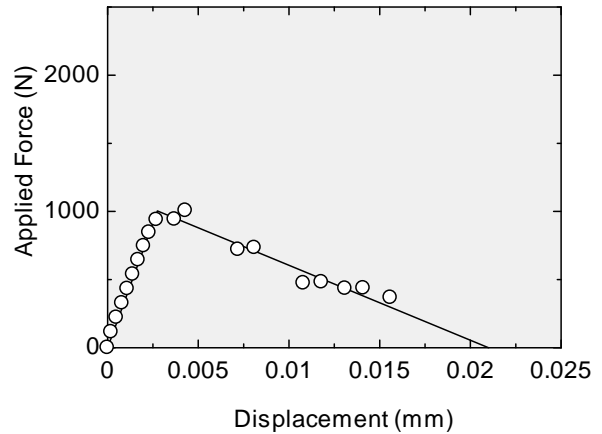


図-5.29 ダウエル作用の構成式

$$\left. \begin{array}{ll} \Delta \geq 0.00275\text{mm} & D = 3.6449 \times 10^5 \cdot \Delta \\ 0.00275\text{mm} < \Delta \leq 0.0214\text{mm} & D = -5.3963 \times 10^4 \cdot \Delta + 1152.6 \\ \Delta > 0.0214\text{mm} & D = 0 \end{array} \right\} \quad (5.41)$$

⑧斜め引張破壊の解析モデル

実験供試体の要素分割図を図-5.30に示す。解析モデルにおいては、曲げひび割れ、斜めひび割れ、ダウエルひび割れを離散ひび割れ(図中太線)によって表現した。このとき、離散ひび割れに隣接するコンクリート要素は、ひび割れが発生しない要素に修正を加えた。すなわち、これらの要素内では応力がコンクリートの引張強度に達した以降では、引張強度に等しい応力を伝えることとした。ダウエルひび割れ位置における鋼要素は、かぶりコンクリート側に接合した。なお、鋼要素は鉄筋の断面積と曲げ剛性が等しくなるように断面(高さ22mm×厚さ44.6mm)を決定した。

解析は、ダウエルひび割れの影響が斜め引張破壊に与える影響を見るため、ダウエルクラック要素を配置した解析(はり解析1)と配置しない解析(はり解析2)を行った。

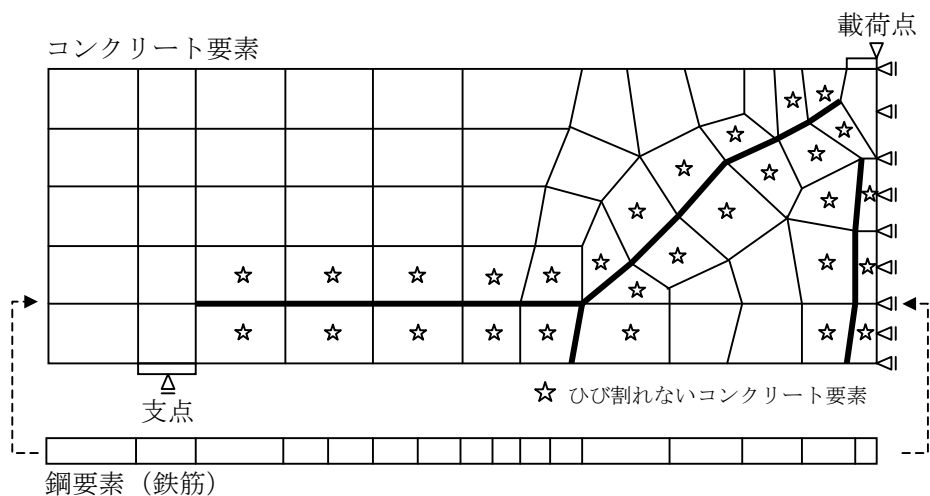


図-5.30 実験供試体の要素分割

(3) 実験結果と解析結果の比較

①破壊荷重

解析によって得られた荷重点変位と荷重の関係を図-5.31に示す。解析における破壊荷重を図で得られる曲線のピーク値と定義すると、以下の値が得られる。

- はり解析1 (Dowel Crackあり) 156.5 kN
- はり解析2 (Dowel Crackなし) 213.2 kN
- 実験結果 161.7 kN

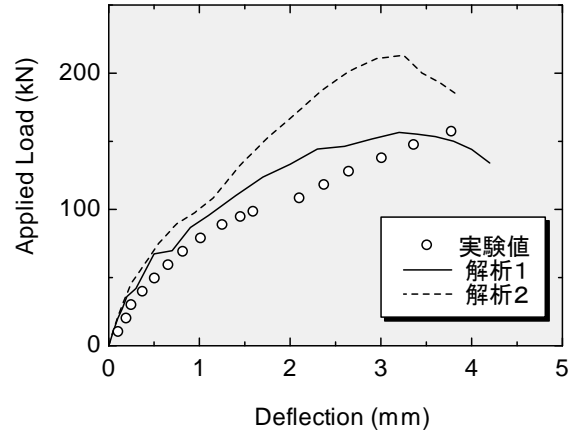


図-5.31 はりの荷重点変位-荷重関係

この結果によれば、ダウエルひび割れを導入した解析1では、破壊荷重が156.5kNでほぼ実験値を捉えている。一方の解析2では破壊荷重が213.2kNである。これは、終局曲げ耐力の計算で得られる199.9kNとほぼ同じ値である。荷重点変位と荷重の関係に着目すると、初期の剛性は解析1と2で大きく違いは無いが、斜めひび割れが発生(実験では98kN)した後は変位量に大きな違いがあらわれた。また、実験値との比較では、完全には一致しないが解析1の結果の方が適合性は良い。

②破壊形式

図-5.31および図-5.32は、解析によって得られたはりの変形をあらわしたものである。また、図には軟化を示したコンクリート要素のガウス積分点の位置を●で、降伏した鋼要素のガウス積分点の位置を◆で示した。いずれの図もピーク荷重後の状態を示したものであるが、2つの解析の大きな違いは、破壊要因である。解析1では、斜めひび割れの開口が大きいのに対し、解析2ではそれほど大きくなり終局に至っている。また、解析2では、曲げモーメントの大きな領域で鉄筋(鋼要素)が広く降伏してから荷重点直下での圧壊であることから曲げ破壊の性状となっていると推察される。結果的には、両解析とも荷重点近傍の圧壊であるが、解析1ではダウエルひび割れが生じることにより斜めひび割れが大きく開口し、圧縮縁のコンクリートの負担が大きくなったと考えられる。

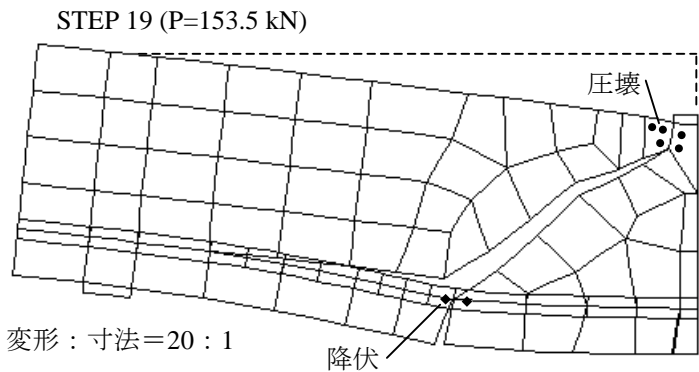


図-5.32 解析1によるはりの変形

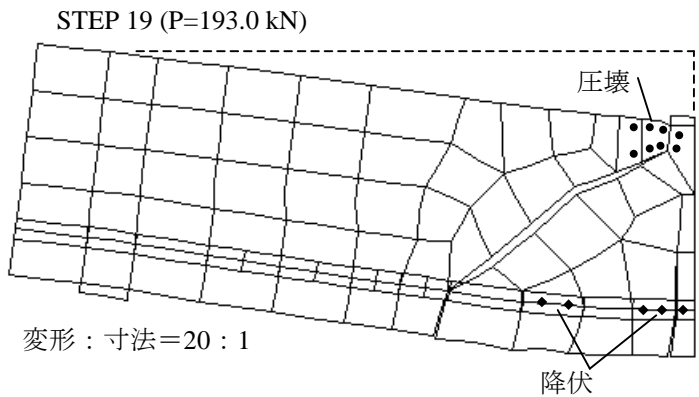


図-5.33 解析2によるはりの変形

③斜めひび割れ面におけるすべり変位と開口変位

実験において、コンタクトストレインゲージにより測定した結果から、測定ラインとひび割れの交点を求め、隣接しあう交点の中点を算定位置として設けた。なお、対象とした測定ラインは、図-5.34に示す主斜めひび割れのみを跨いだ測点である。各ひび割れ変位算定位置を以下に示す。

- A 測定点12と測定点25の中点
- B 測定点25と測定点13の中点
- C 測定点13と測定点14の中点
- D 測定点14と測定点15の中点
- E 測定点15と測定点6の中点
- F 測定点6と測定点27の中点
- G 測定点27と測定点18の中点

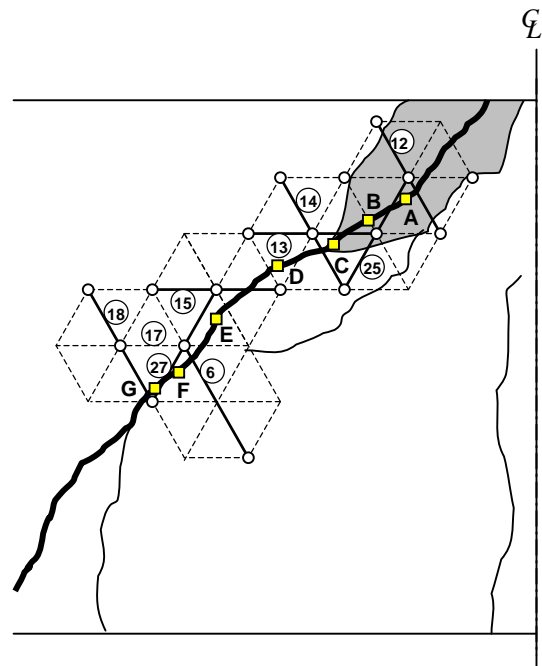


図-5.34 斜めひび割れを跨いだ測点

各点において、開口変位とすべり変位は、式(5.20)によって算出した。定義上は、開口変位はひび割れ面直交方向の、すべり変位は平行方向の相対的移動量である。一方、解析における斜めひび割れの変位は、設置したクラックリンク要素のバネの変位として表されており、直接読みとることができる。

実験値と解析値の比較を図-5.35から図-5.41に示す。測定位置AからGのどの点においても、実験値に比べて両者の解析によるひび割れ発生荷重は大きい。とくに解析2では、実験で得られた破壊荷重付近（約160kN）でもほとんど変位が現れていない結果となった。したがって、解析上ダウエルひび割れの存在が、斜めひび割れの挙動に大きく影響を与えることがわかる。測定点の断面高さ方向で変位を比較すると、解析1による斜めひび割れ発生荷重は最も下に位置する点Gや点Fでは実験値に近い荷重であり、増加傾向も上方の測定値に比べれば実験値に近い傾向を示している。このことは、ひび割れの伸展が、実験に比べて解析ではやや遅れているということを示している。

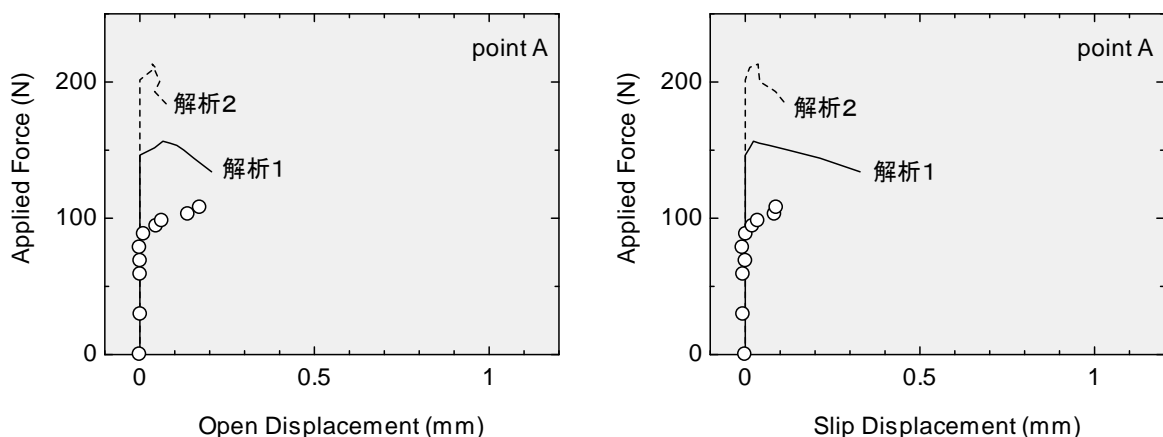


図-5.35 斜めひび割れの開口およびすべり変位（測定点A）

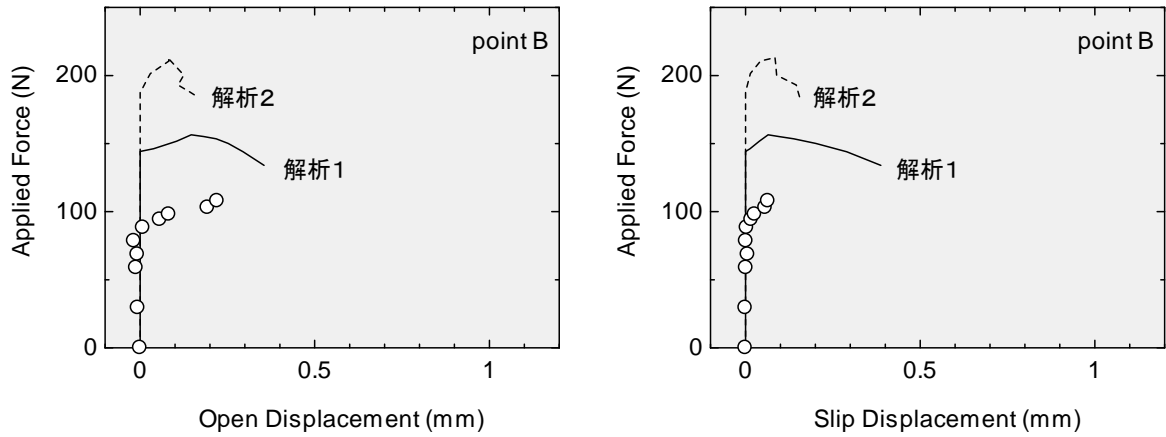


図-5.36 斜めひび割れの開口およびすべり変位（測定点B）

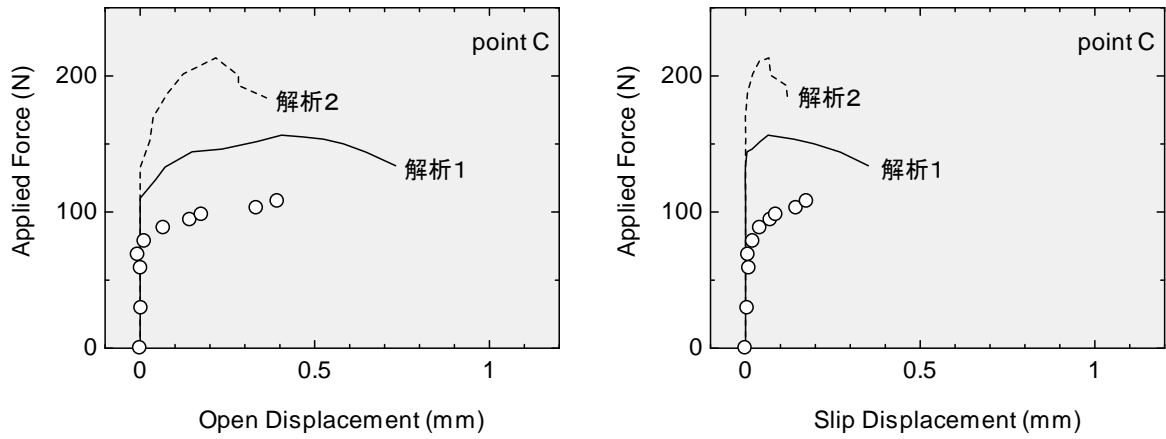


図-5.37 斜めひび割れの開口およびすべり変位（測定点C）

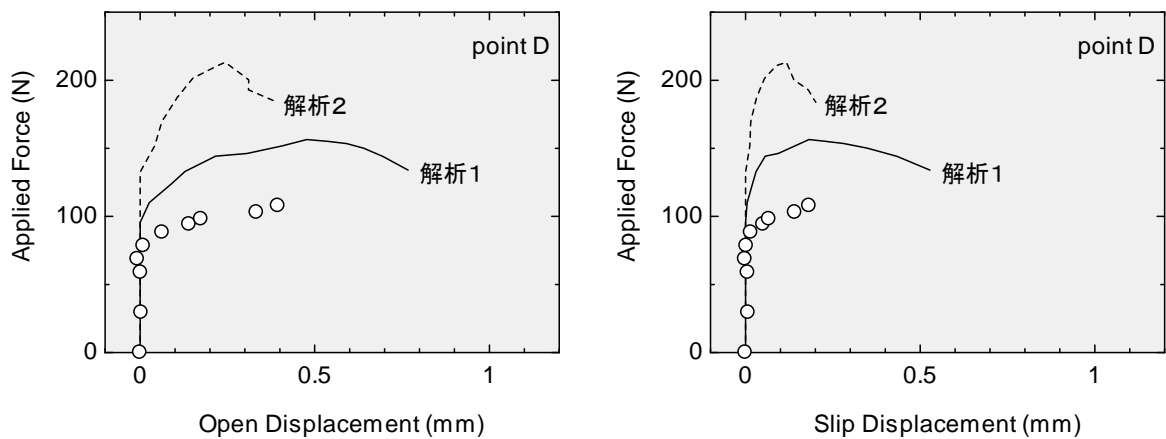


図-5.38 斜めひび割れの開口およびすべり変位（測定点D）

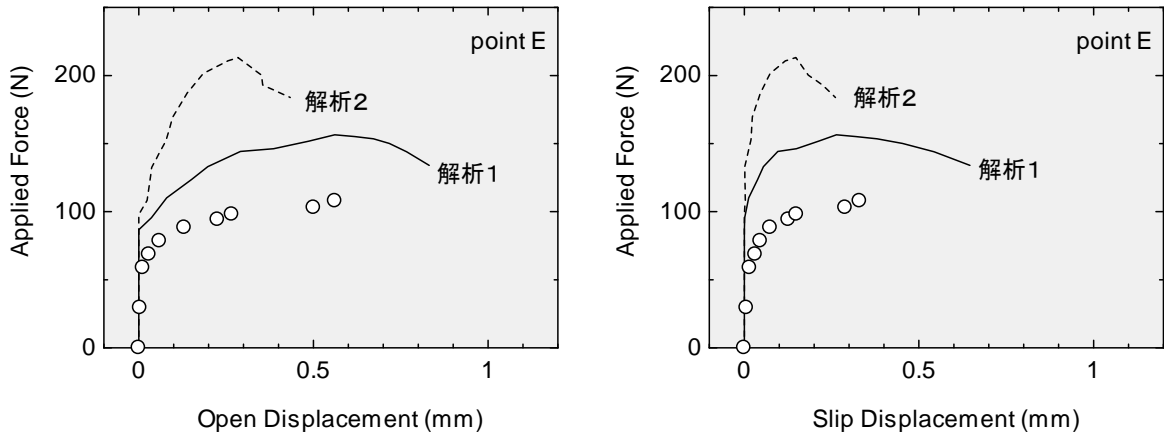


図-5.39 斜めひび割れの開口およびすべり変位（測定点E）

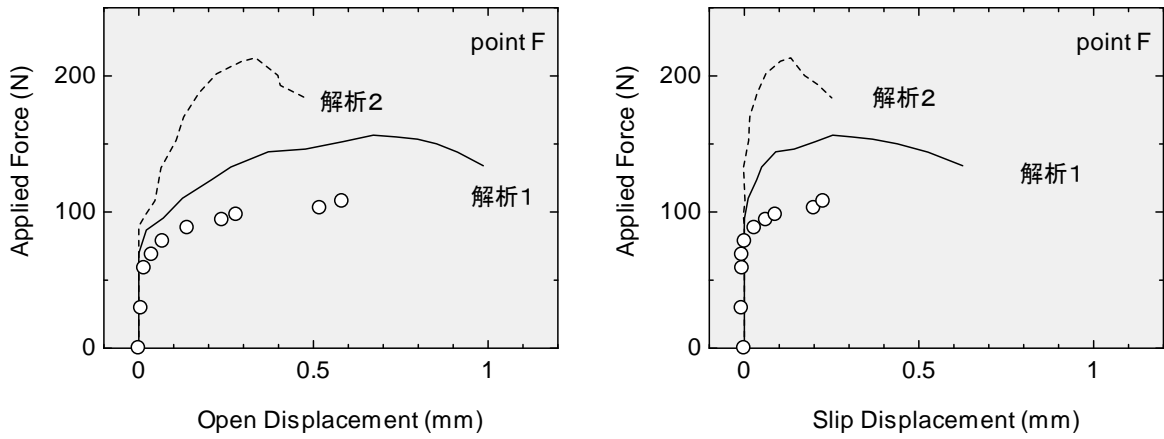


図-5.40 斜めひび割れの開口およびすべり変位（測定点F）

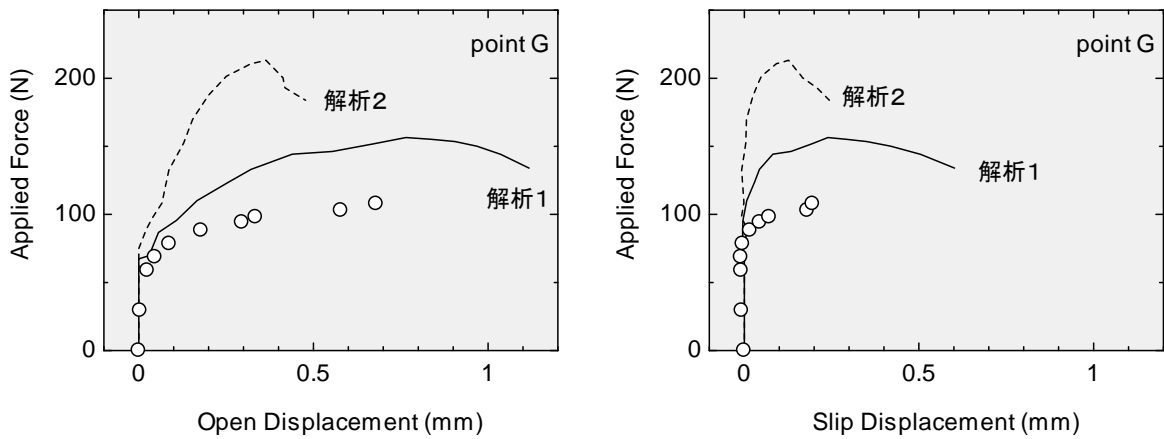


図-5.41 斜めひび割れの開口およびすべり変位（測定点G）

④ダウエルひび割れの開口変位（解析1）

ダウエルひび割れの開口変位は3箇所の位置において、実験値と解析1の結果を比較した。図-5.42は実験において測定された結果を、図-5.43は解析1によって得られた結果を示したものである。ただし、解析1の結果は、実験における測定位置に最も近いクラックリンク要素の鉛直方向の変位を用いた。この結果によれば、実験では94kN付近で開口が大きくなり、3箇所の測定位置でほぼ同時に伸展が見られる。一方の解析1の結果では、測定点イにおいて70kN付近で開口変位の増加はしたが、変位量の増加は緩慢で、測定点ロとハの開口はやや遅れて発生する。これは、ダウエルひび割れ面での応力開放が急激であり、解析モデルに適用した構成式では捉えきれない。また、ひび割れの発生は、ダウエル作用のみならず付着割裂作用の影響が大きいことは否定できず、両者の相互作用によって脆性的な性状を示すものと考えられる。

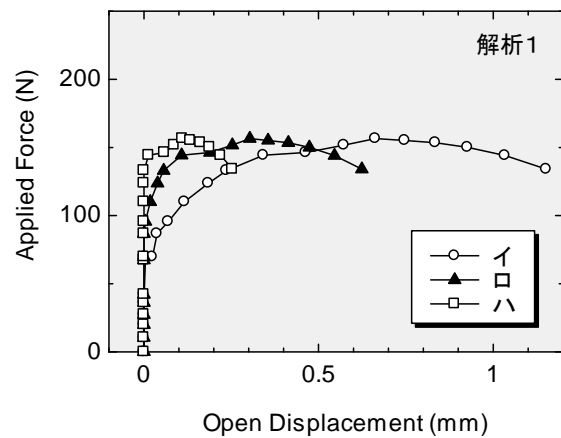
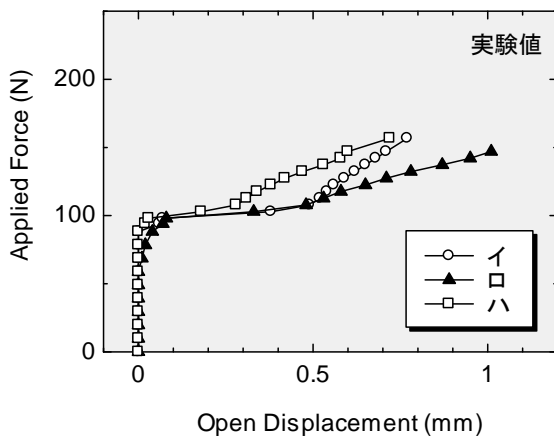


図-5.42 ダウエルひび割れの開口変位(実験) 図-5.43 ダウエルひび割れの開口変位(解析

1)

⑤主鉄筋のひずみ

主鉄筋の軸方向ひずみについて、実験値と解析値の比較を行った結果を図-5.44に示す。支間中央（a点）におけるひずみは、20~30kNで曲げひび割れの影響を受けて若干勾配が小さくなった後、ほぼ直線的に増加している。解析1および解析2は、概ね実験値と一致している。b点についても、値にやや差が生じたものの、解析値は実験値の増加傾向を捉えていると思われる。c点とd点は、斜めひび割れ交差箇所より支点寄りに位置している測定点である。いずれも90kN付近までは剛性が大きく、実験値は解析1の結果とほぼ一致しているが、それ以降では解析値に比べひずみの増加がやや大きくなる。このとき、解析2では実験の挙動を捉えることができず、特にd点においては大きな差となってあらわれている。図中の一点鎖線は、斜めひび割れを跨ぐ位置（支点から約340mm）での鉄筋のひずみをはり理論を用いて計算（コンクリート引張断面を無視）したもので、斜めひび割れ発生の影響によるモーメントシフト（移動量 d ）を考慮している。実験で測定されたc点およびd点のひずみは、最終的にはこの計算値にすり付くように増加しており、ダウエルひび割れの発生による付着の消失が著しいことを表していると考えられる。なお、解析1の結果が付着劣化以降に実験値のひずみより小さめに評価しているのは鋼要素（鉄筋）かぶりコンクリートに剛結しているためと思われる。

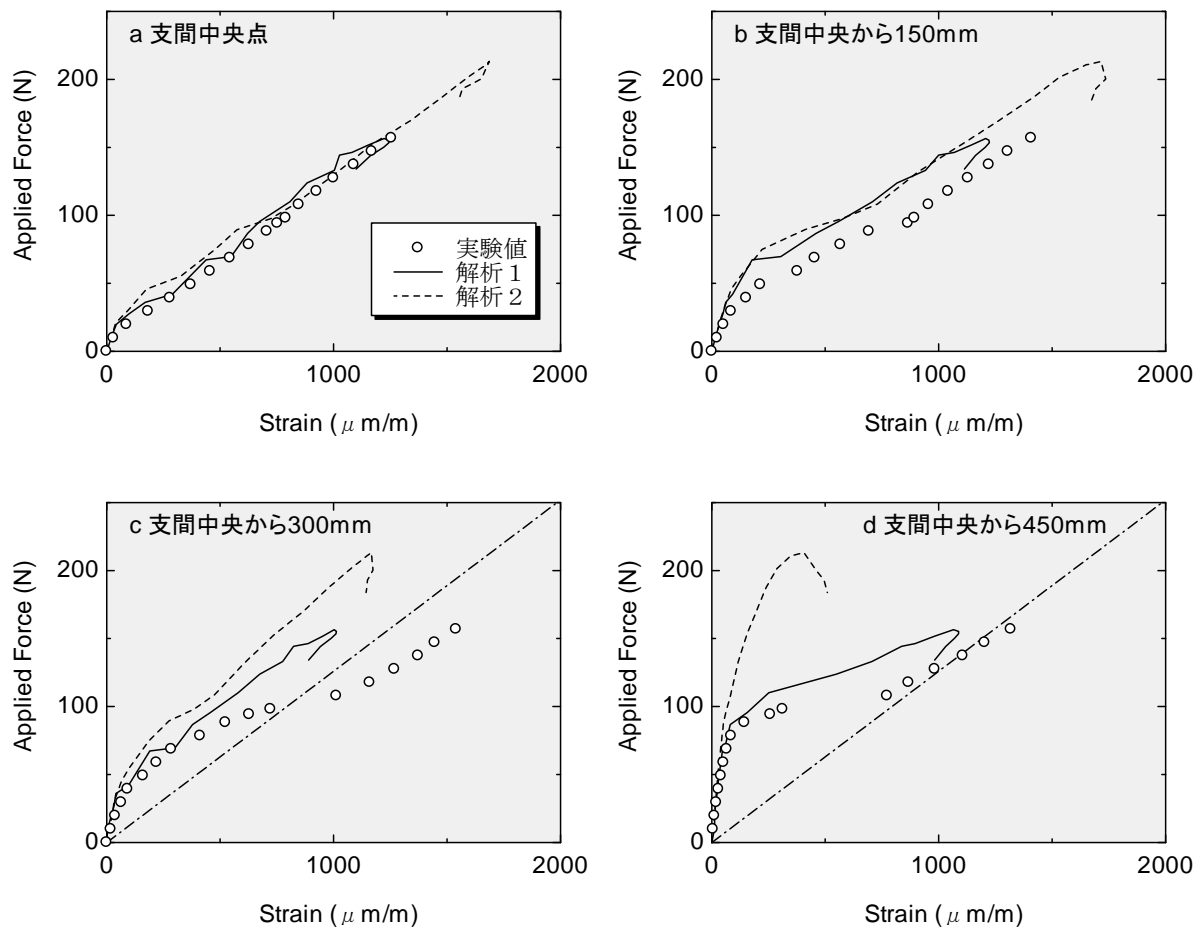


図-5.44 主鉄筋の軸方向のひずみ

(4) 解析のまとめと課題

斜め引張破壊した鉄筋コンクリートはりについて、ダウエルひび割れをモデル化して解析を行った結果、斜めひび割れの性状、軸方向鉄筋のひずみ性状、はりのたわみ性状、破壊荷重および破壊形式が実験の結果に大きく近づくこととなった。したがって、離散的な破壊形態である斜め引張破壊の一つの要因として、鉄筋に沿ったひび割れの発生が大きく影響している場合があることが示された。

しかしながら、本節で採用したダウエルひび割れモデルの構成式は本実験供試体に限定された簡易なものであり、汎用的に適用できるものではない。また、解析では必ずしも全ての性状を完全に捉えたわけではなく、鉄筋に沿ったひび割れがダウエル作用のみならず付着割裂作用が深く関連することが示唆されている。次節では、これらの問題を踏まえて、ダウエルおよび付着割裂作用がひび割れの発生に与える影響を実験によって検討することとする。

5.4 ダウエル作用と付着割裂作用のモデル化

先に述べたように、はりの斜め引張破壊において軸方向鉄筋に沿って生じるひび割れの要因としてダウエル作用と付着作用が挙げられるが、2つの作用の相互的な関係に着目した研究はほとんどない。本節では、力学的な挙動が不明瞭となっているダウエル作用を既往の実験結果と本節の実験結果をもとにモデル化を行うことを第一の目的とする。付着割裂作用については、基本的には既往の提案モデルを利用することとしダウエル作用との相互作用を実験より明らかにすることを第二の目的とする。なお、この節以降では鉄筋に沿って生じるひび割れを「水平ひび割れ」と呼ぶこととする。

(1) 実験概要

ダウエルおよび付着割裂の両作用を受ける実験には、krefeldらの研究で用いた実験供試体に準じ、斜めひび割れを想定した人工ひび割れを設けた供試体を用意した(実験A)。図-5.45は、供試体の外観を示したもので、はり中央上端に P_1 、人工ひび割れ上端に P_2 を載荷させることにより、軸方向鉄筋にダウエル力と引張力を与えることができる。引張力とダウエル力の比 (T/V_d) の比は、 P_1 と P_2 の比を変化させることにより任意に与えることができる。人工ひび割れは、厚さ1mmの亚克力板で作製したが、コンクリート面との摩擦をできるだけ小さくするため表面に薄く油粘土を塗りつけた。主鉄筋として、D25 (SD345) を圧縮側と引張側にそれぞれ2本ずつ配置した。

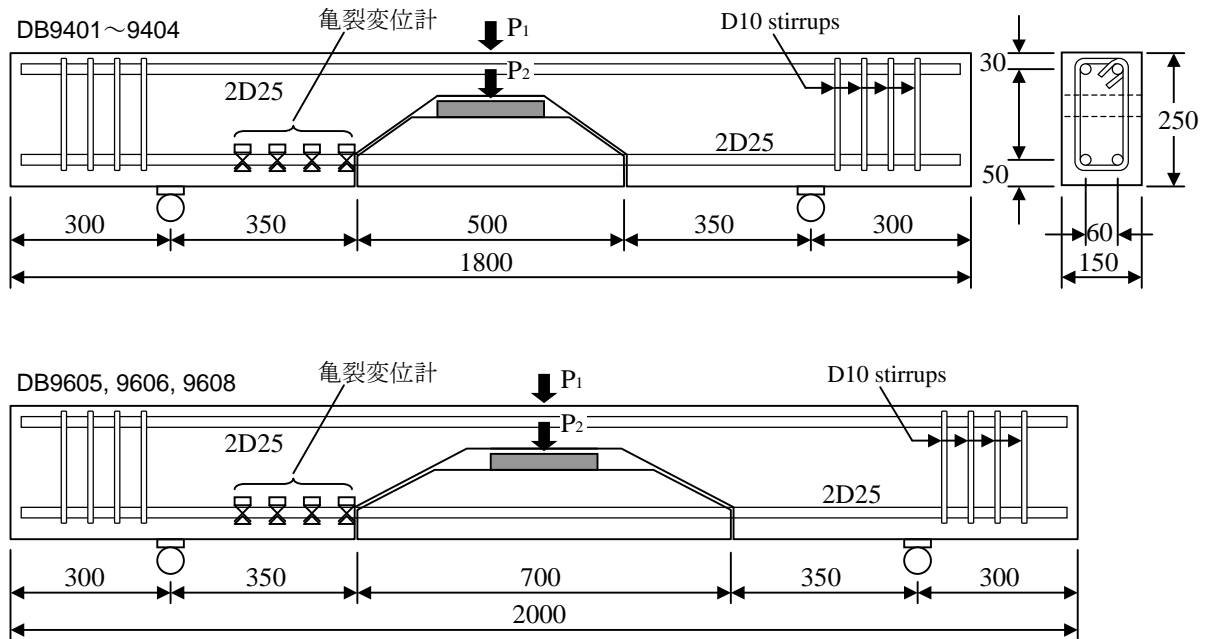


図-5.45 実験Aの供試体形状寸法

ダウエル力のみ作用させる実験としては、図-5.46に示す供試体を用意した(実験B)。この実験では、コンクリートブロック内に油圧ジャッキを設置し、ジャッキ荷重による作用力が供試体内で釣り合うため、はり供試体のような支点反力は生じない。したがって、主鉄筋の引張力はほとんど生じないこととなる。

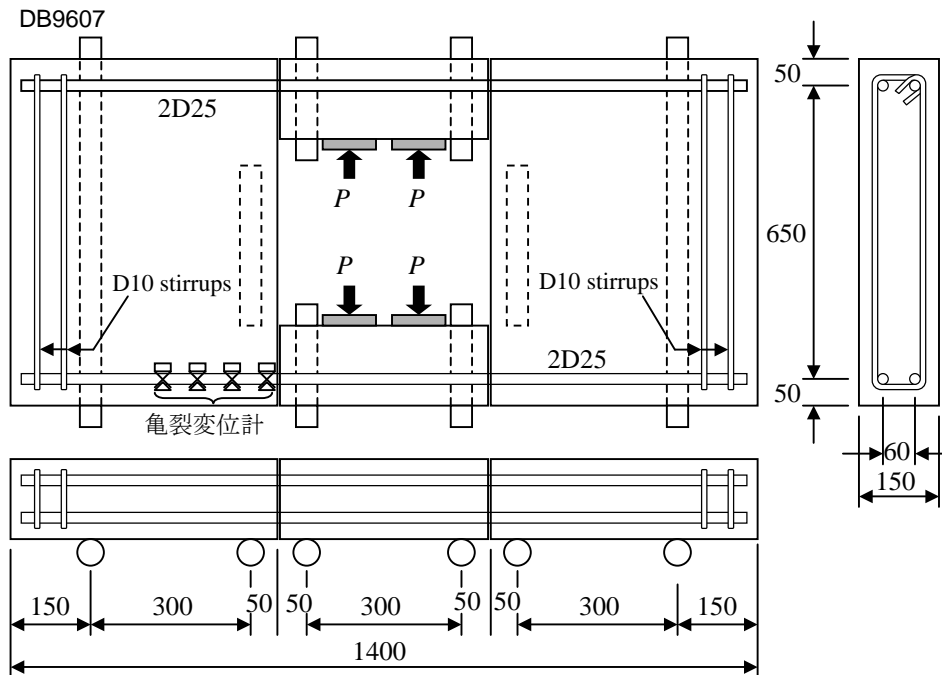


図-5.46 実験Bの供試体形状寸法

引張側主鉄筋は、**図-5.47**に示すようにワイヤーストレインゲージを設置するための溝を設けた。鉄筋の実断面積は 416mm^2 である。通常、ゲージの取り付けにあたっては周囲を防水処理するが、この方法によれば溝内を防水処理するだけで済むため、比較的鉄筋の節のくさび作用が減じられないこととなる。ゲージは、人工ひび割れが引張主鉄筋を横切る位置より、支点方向に0mm, 20mm, 60mm, 100mm, 140mm, 180mmの6箇所の位置で溝内の上下面に貼り付けた。载荷は、一系統の油圧ポンプよりジャッキを分岐させて、 P_1 と P_2 に設置するジャッキの本数あるいは異なるシリンダー径のジャッキを組み合わせで行った。また、実験においては水平ひび割れの発生を調べるため、人工ひび割れ面から支点方向に15mm, 85mm, 155mm, 225mmの位置に亀裂変位計を設置した。

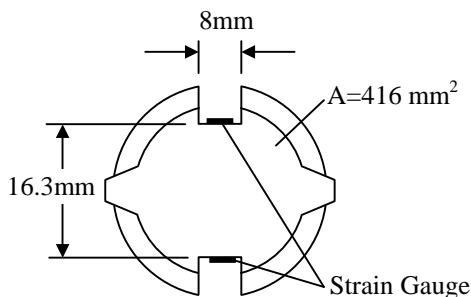


図-5.47 加工した鉄筋の断面

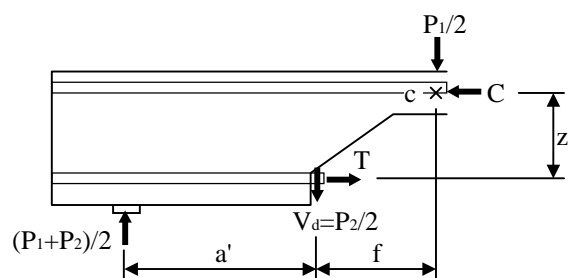


図-5.48 つり合い状態の仮定

供試体の载荷荷重を表-5.1に示す。表における実験Aの T/V_d は、**図-5.48**に示すようなつり合い状態を仮定（人工ひび割れ面の摩擦は無視）して求めた。

表-5.1 各供試体の载荷荷重

供試体	種類	P1	P2	T/V_d
DB9401	実験A	100kNジャッキ×2	100kNジャッキ×2	5.12
DB9402	実験A	100kNジャッキ×4	100kNジャッキ×2	8.18
DB9403	実験A	100kNジャッキ×5	100kNジャッキ×2	10.3
DB9404	実験A	————	100kNジャッキ×2	2.19
DB9605	実験A	500kNジャッキ×2	100kNジャッキ×1	39.0
DB9606	実験A	100kNジャッキ×1	100kNジャッキ×2	T のみ作用
DB9607	実験B	————	100kNジャッキ×2	V_d のみ作用
DB9608	実験A	300kNジャッキ×2	100kNジャッキ×1	28.6

(2) 実験結果

各供試体のコンクリート圧縮強度は、下表に示すとおりである。

表-5.2 各供試体のコンクリート圧縮強度 (N/mm²)

	DB9401	DB9402	DB9403	DB9404	DB9605	DB9606	DB9607	DB9608
はり本体	25.6	23.1	25.3	30.4	24.8	26.5	21.2	25.4
中央ブロック	29.9	25.7	27.1	28.7	31.5	—	30.1	35.1

人工ひび割れ位置の鉄筋に作用しているダウエル力と引張力の関係を図-5.49および図-5.50に示す。1断面あたり（主鉄筋2本）に作用しているダウエル力は、荷重P2の半分と定義した。それに対して、引張力は人工ひび割れ位置で実測した引張りずみをもとに鋼材の弾性係数と鉄筋の断面積を乗じて求めた。なお、図中実線は表-5.1に示されている T/V_d の勾配を表したものである。その結果、ほとんどの供試体で想定した荷重比にしたがって载荷が行われていることが確認されたが、DB9403については油圧システムの不備により引張力が小さめに作用した。以降の検討では実測引張力をもとに検討を進める。

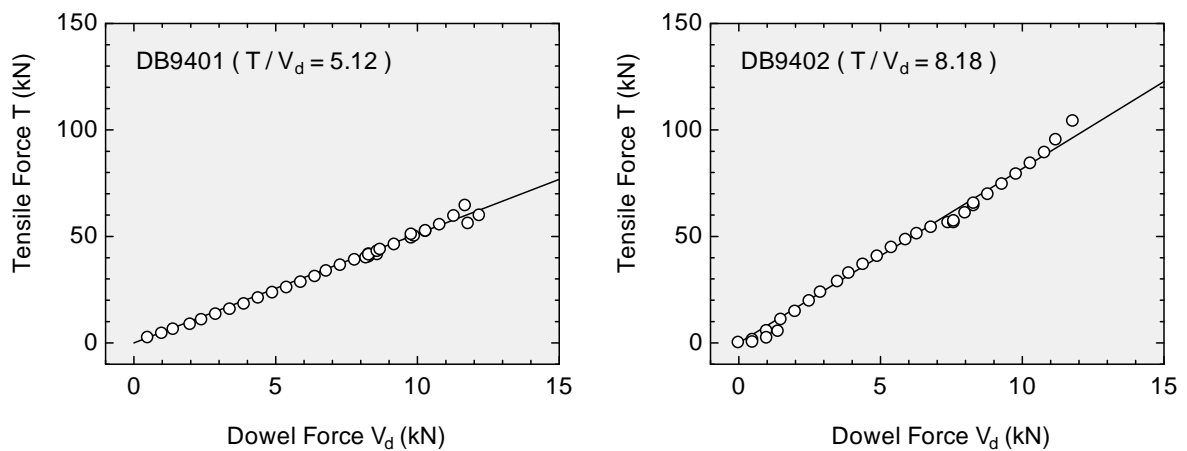


図-5.49 ダウエル力と引張力の関係

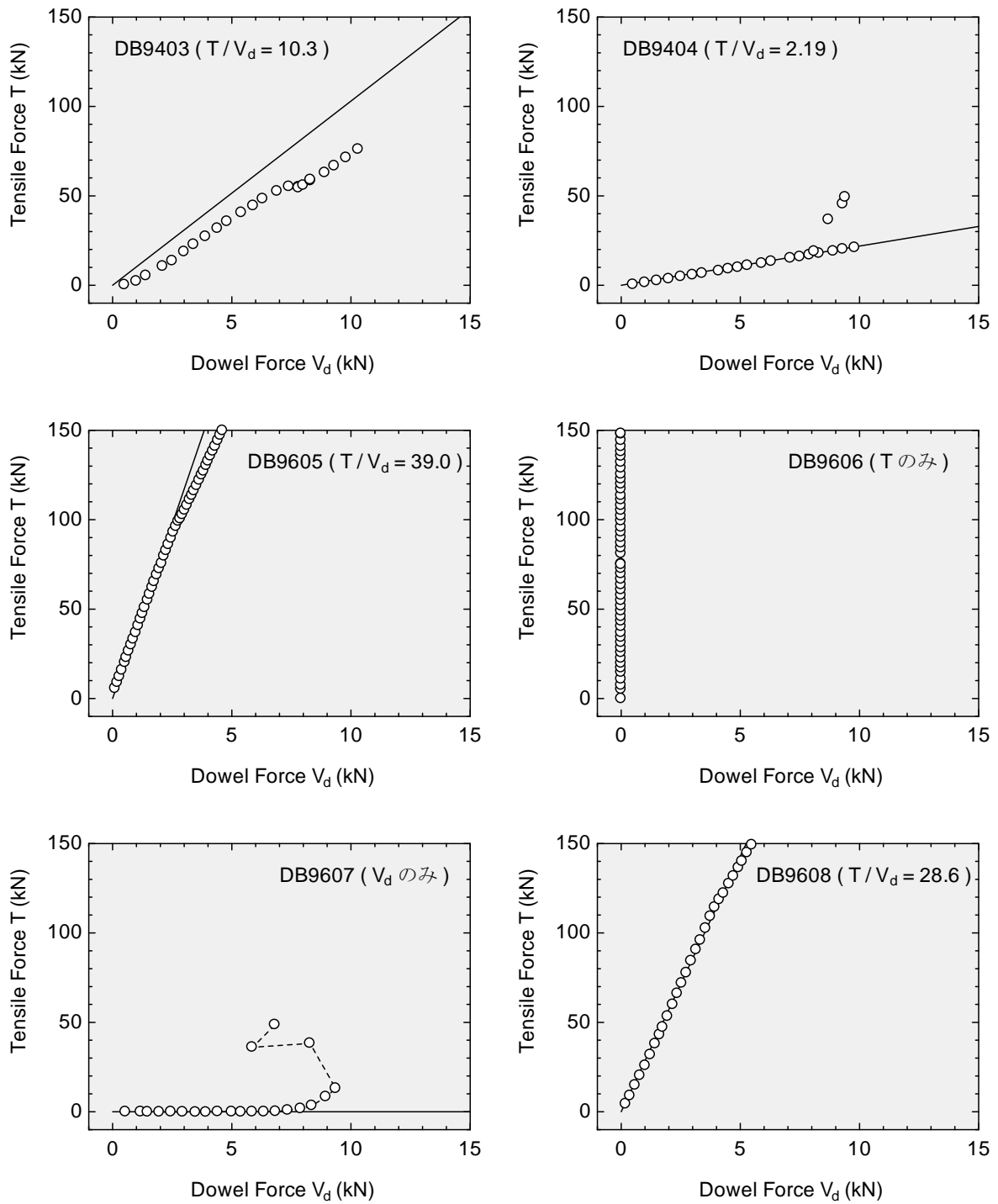


図-5.50 ダウエル力と引張力の関係

実験では、**図-5.51**に示すように人工ひび割れ位置から鉄筋に沿った水平ひび割れが現れる。**図-5.52**は、水平ひび割れの開口変位とダウエル力（DB9606の場合は引張力）の関係を各供試体ごとに示したものである。これらの結果によれば、 T/V_d が小さい場合（ T の影響が小さい）は、ひび割れ発生時のダウエル力は大きい。また、ダウエル作用が支配的な場合は、ひび割れの伸展が早く、発生後はダウエル力が低下する傾向にある。一方、 T/V_d が大きい場合（ T の影響が大きい）は、ひび割れ発生時のダウエル力は小さくなる傾向にある。このとき、ひび割れの伸展はやや鈍化し、ダウエル力の増加とともに支点方向に拡がっていく。引張力のみ作用させた場合（DB9606）は、ひび割れが発生してもその開口変位はダウエル作用が支配的なときに比べて小さい。したがって、引張力による付着割裂作用は水平ひび割れの発生に対してふしを介した間接的な影響となっているのに対して、ダウエル作用はコンクリートを引き裂く方向に力が働く直接的な作用であることを示していると考えられる。

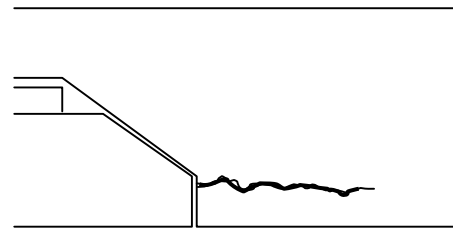


図-5.51 鉄筋に沿ったひび割れ

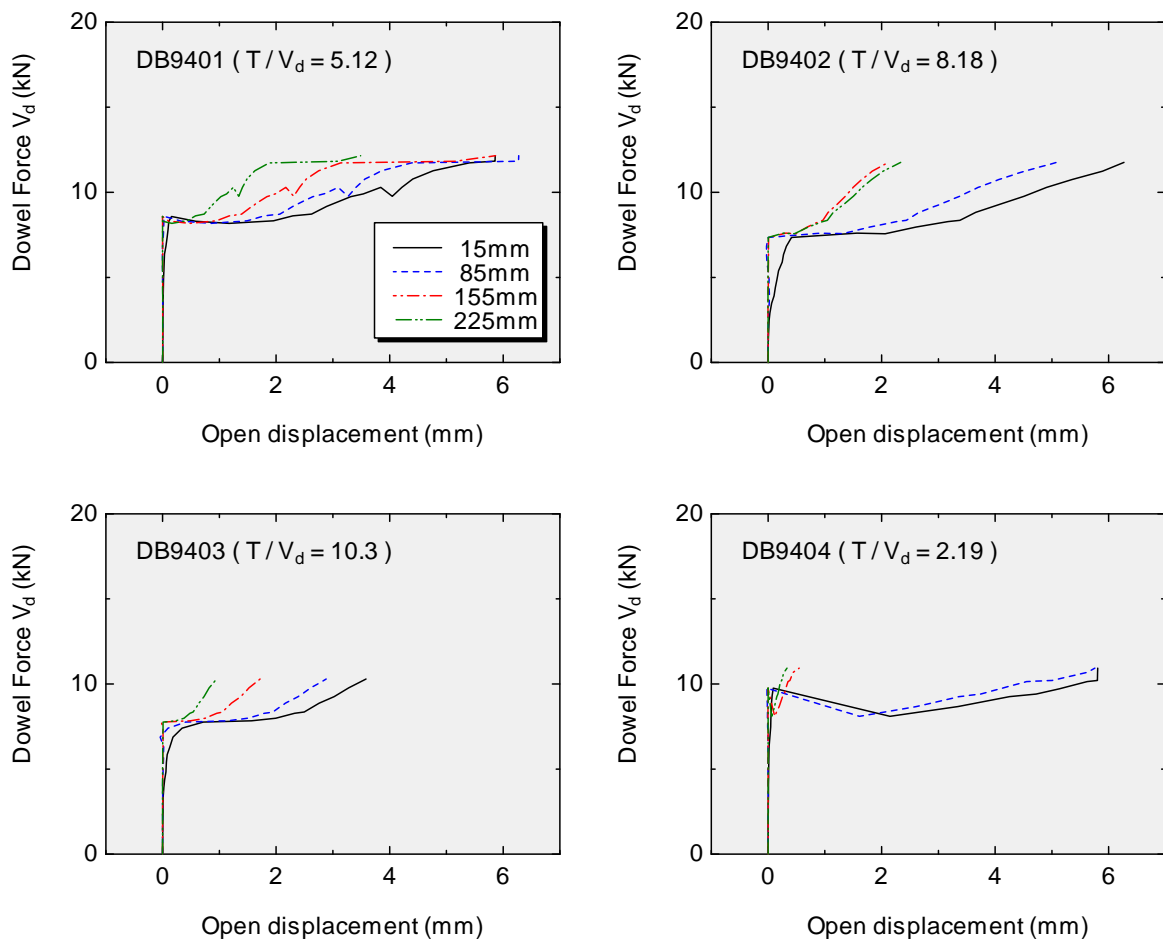


図-5.52 (1) 水平ひび割れの開口変位

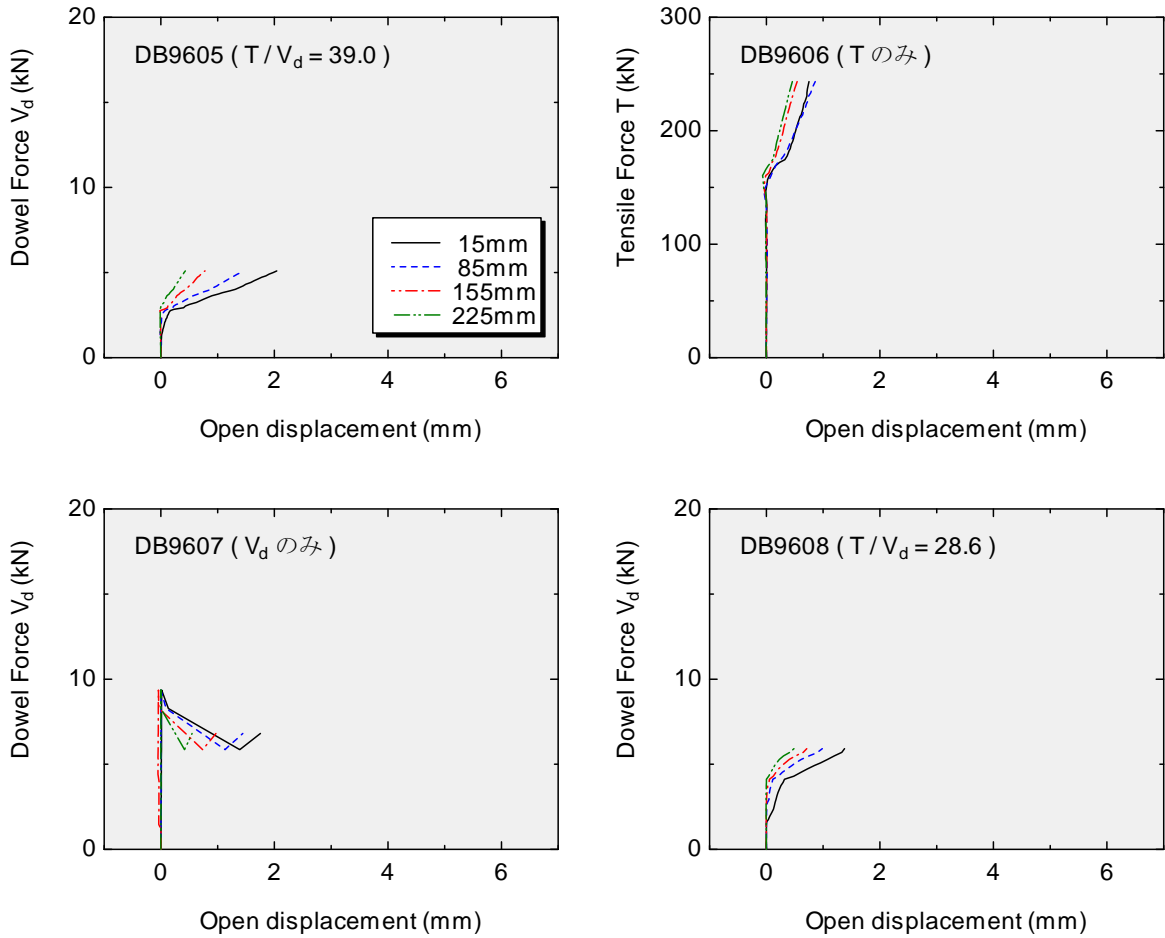


図-5.52 (2) 水平ひび割れの開口変位

表-5.3 ひび割れ変位により定めた破壊荷重 (kN)

	DB9401	DB9402	DB9403	DB9404	DB9605	DB9606	DB9607	DB9608
ダウエル力	8.58	7.35	7.76	9.75	2.76	0.00	9.36	4.12
引張力	41.3	56.3	54.9	21.0	99.1	148.1	13.0	118.6

ひび割れ開口変位が急激に大きくなったときを破壊と見なして、引張力とダウエル力の関係を整理すると表-5.3のようである。図-5.53は、定義された破壊荷重を供試体個々のコンクリート圧縮強度の平方根で除して表したものである。この図から見られるように、ひび割れの発生は引張力とダウエル力の強い相互作用があることを述べている。なお、これらの測定値は供試体側面に生じたひび割れ変位であるので、断面内部における鉄筋近傍でのひび割れ発生はここで示されたダウエル力および引張力よりも小さいと推測される。

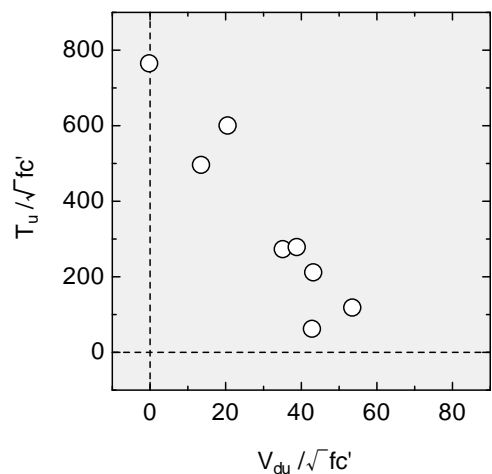


図-5.53 ひび割れ発生時の作用力

(3) ダウエル作用のモデル化

ダウエル作用に対する力学モデルは、Jonesにより鉄筋とかぶりコンクリートからなる仮想ばりを弾性バネで支持するモデルが提案されている。しかしながら、Baummanらが指摘しているように、仮想断面の決め方、バネ定数の決め方およびその数値に問題がある。本研究の実験で得られた曲率分布の変化によれば、ダウエル力が小さいときは概ね弾性と見なすことができるが、ダウエル力が大きくなると非線形性があらわれる。そこで、本項では仮想ばりを支持するバネに塑性域を設け、モデル化を行うこととする。バネのモデルを図-5.54に示す。ここでは、実測された鉄筋の曲率を基にモデルの定量化を行う。

まず、ダウエル力の小さい場合に対して、弾性バネ支持のはりについて考える(図-5.53参照)。微分方程式は、周知の弾性床土ばりの式として与えることができる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Ky = 0 \quad (5.42)$$

ここに、 EI ：仮想ばりの曲げ剛性
 K ：バネ定数
 x ：人工ひび割れ面からの距離
 y ：仮想ばりの変位(たわみ)

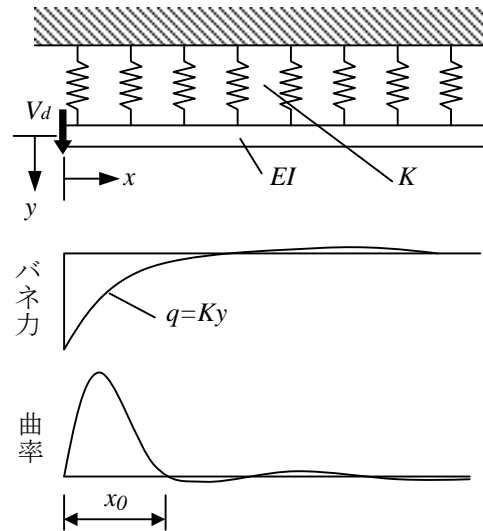


図-5.54 弾性バネ支持によりはりのモデル

上記微分方程式において、

$$u = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI}} \quad \text{とおくと,}$$

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + 4u^4 y = 0 \quad (5.43)$$

特性方程式 $\lambda^4 + 4u^4 = 0$ より、 $\lambda^2 = \pm 2u^2 i$

$$\lambda = A + Bi \text{ とすると、} \lambda^2 = A^2 - B^2 + 2ABi$$

$$\text{よって、} A^2 + B^2 = 0, \quad B = \pm A, \quad 2AB = \pm 2u^2, \quad \pm 2A^2 = \pm 2u^2$$

$$\therefore A = \pm u, \quad B = \pm u$$

$$\therefore \lambda = u(1+i), \quad \lambda = u(1-i), \quad \lambda = u(-1+i), \quad \lambda = u(-1-i)$$

一般解は、以下のように与えられる。

$$y = C_1 e^{ux} \sin ux + C_2 e^{ux} \cos ux + C_3 e^{-ux} \sin ux + C_4 e^{-ux} \cos ux \quad (5.44)$$

ここで、境界条件として、 $x = \infty$ で $y = 0$ とすると、 $C_1 = 0$ 、 $C_2 = 0$ となるので、式(5.44)は以下のようなになる。

$$\left. \begin{aligned}
 y &= C_3 e^{-ux} \sin ux + C_4 e^{-ux} \cos ux \\
 y' &= C_3 u e^{-ux} (\cos ux - \sin ux) - C_4 u e^{-ux} (\cos ux - \sin ux) \\
 y'' &= -2C_3 u^2 e^{-ux} \cos ux + 2C_4 u^2 e^{-ux} \sin ux \\
 y''' &= 2C_3 u^3 e^{-ux} (\cos ux + \sin ux) + 2C_4 u^3 e^{-ux} (\cos ux - \sin ux)
 \end{aligned} \right\} \quad (5.45)$$

未知量は、 C_3 、 C_4 、 K および EI である。弾性状態において、 $x=0$ で曲率は0と仮定すれば、

$$y'' = -2C_3 u^2 = 0 \quad \therefore C_3 = 0 \quad \text{である。}$$

曲率分布における最初の反曲点までの距離を x_0 とすると、

$$y'' = 2C_4 u^2 e^{-ux_0} \sin ux_0 = 0$$

$$C_4 \neq 0, \quad u^4 \neq 0, \quad e^{-ux_0} \neq 0, \quad \therefore \sin ux_0 = 0$$

$ux_0 = 0, \pi, 2\pi, \dots, n\pi$ であるので、 u は以下のようになる。

$$u = \pi / x_0 \quad (5.46)$$

任意の位置の曲率（実測値）を与えると、

$x = X_c$ で、 $y'' = Y_c''$ （既知）として、 $Y_c'' = 2C_4 u^2 e^{-uX_c} \sin uX_c$ が成り立つ。

$$\therefore C_4 = \frac{Y_c''}{2u^2 e^{-uX_c} \sin uX_c} \quad (5.47)$$

作用しているダウエル力を V_d とすれば、 $x=0$ で、 $y''' = 2C_4 u^3 EI = V_d$ である。

$$\therefore EI = \frac{V_d}{2C_4 u^3} \quad (5.48)$$

式 (5.43) より、

$$K = 4u^4 EI \quad (5.49)$$

また、 $x=0$ で、 $q = q_0$ とすると、 $q_0 = K y_{x=0}$ なので次式のようになる。

$$q_0 = K C_4 = \frac{K V_d}{2u^3 EI} \quad (5.50)$$

以上より、ダウエル力が小さく塑性域の無い状態では、 x_0 、 X_c 、 Y_c'' が定まれば、 C_4 、 K および EI を決定することができる。

図-5.55は、ダウエル力のみを作用させた供試体DB9401についての試算結果を示したものである。

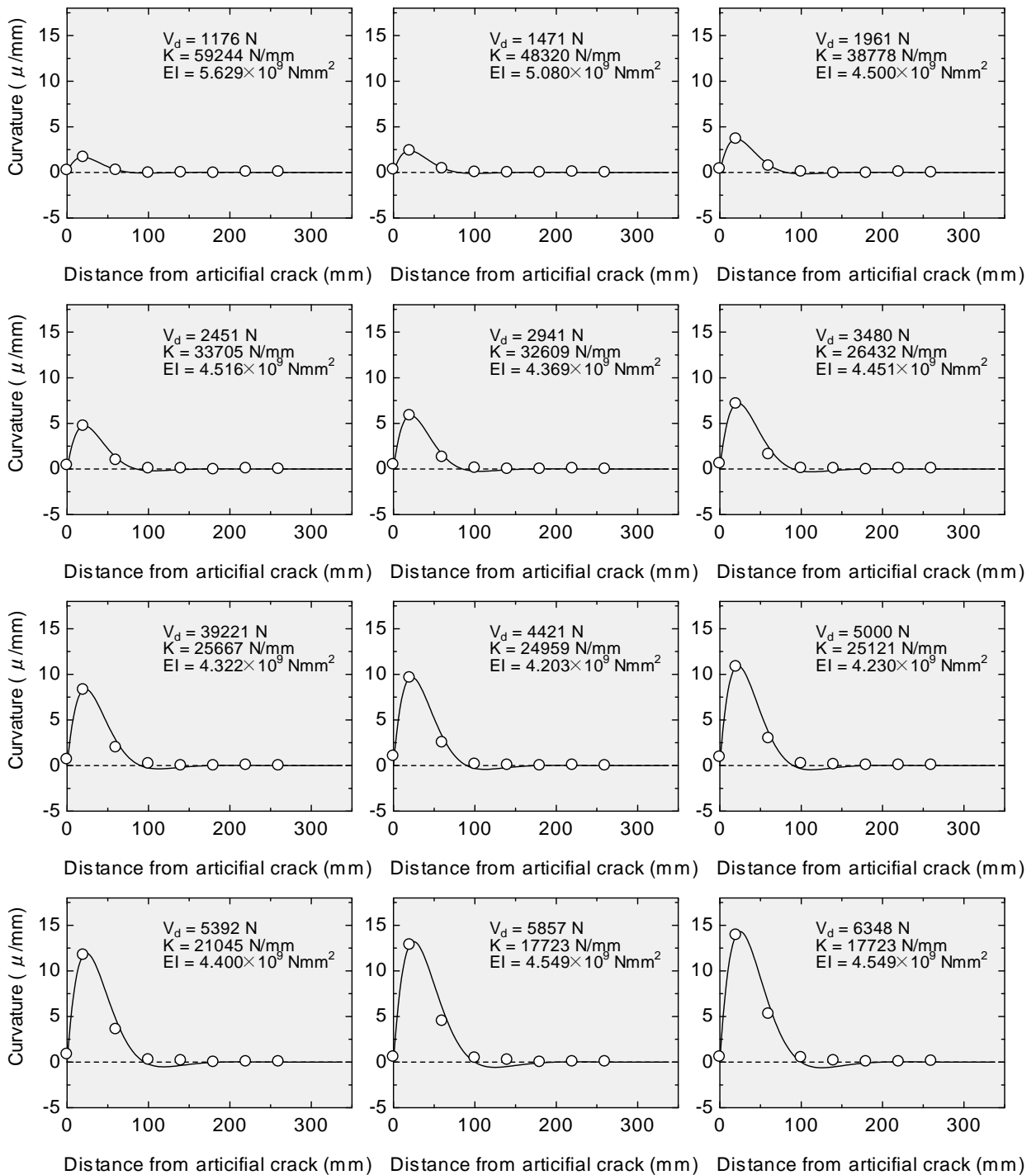


図-5.55 弾性モデルによる試算結果 (DB9607)

この試算においては、人工ひび割れ近傍の測定点（概ね100mm以内）に一致させるように入力値を与えた。試算結果による仮想ばり EI の変化を図-5.56に示す。図中破線は、断面内の鉄筋単体の曲げ剛性を示したものであるが、本供試体の鉄筋は溝切り加工を行ったため単体の曲げ試験で得られた曲げ剛性（1本あたり $1.98 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$ ）を用いた。この結果によれば、ごく初期の荷重の場合においてのみ、仮想ばりの曲げ剛性は大きく、ダウエル力が2000Nくらいになると鉄筋単体の曲げ剛性に近づく。

その後の荷重では、ほぼ鉄筋単体の曲げ剛性よりやや大きいところで推移する。したがって、モデルを簡単化するため、小さい荷重レベルおよびダウエル作用による伝達力が小さい領域（支点寄り）の挙動を重視しなければ、仮想ばりの曲げ剛性は断面内の鉄筋単体の曲げ剛性に等しいと仮定することができる。

図-5.57は、試算によって得られた仮想バネの挙動を示したものである。この試算では、全長にわたって弾性バネとした計算であるので、実際の挙動が弾性であるならばバネ力 q と変位 y は線形の関係として得られなければならない。しかしながら、荷重の増加につれてバネ定数が減少していることから、非線形の領域が現れていると考えることができる。以下では、上記のことを踏まえて、非線形モデルによる検討を行う。

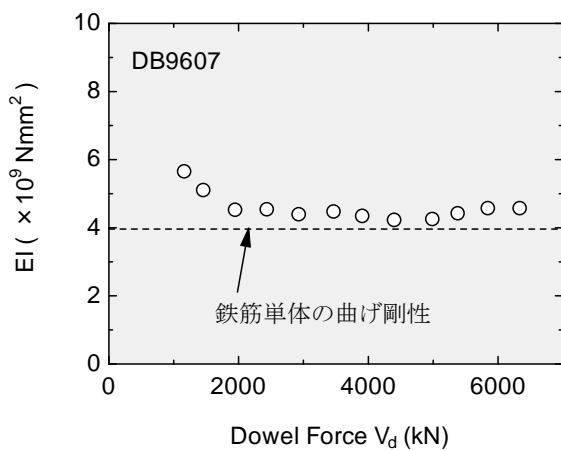


図-5.56 仮想ばりの曲げ剛性の変化

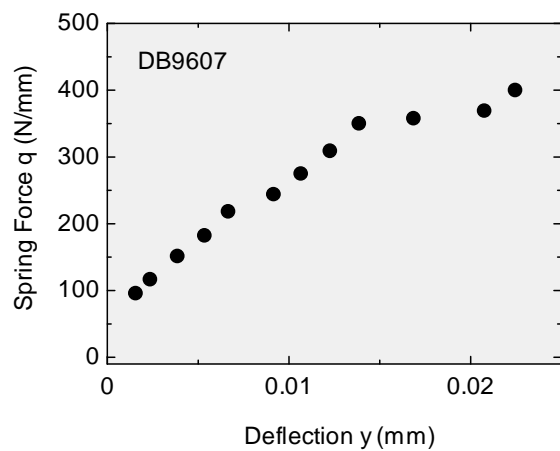


図-5.57 仮想バネの挙動

塑性域を持つモデルでは、図-5.58に示すように断面内で発達したひび割れ領域を塑性領域と見なすこととした。それぞれの区間における微分方程式は次式で与えられる。弾塑性バネモデルについては、図-5.59のように仮定した。

$$\left. \begin{aligned}
 \text{(I 区間)} \quad EI_1 \frac{d^4 y}{dx_a^4} + K y &= 0 \\
 \text{(II 区間)} \quad EI_2 \frac{d^4 y}{dx_b^4} + q_{cr} &= 0 \\
 \text{(III 区間)} \quad EI_1 \frac{d^4 y}{dx_c^4} + K y &= 0
 \end{aligned} \right\} \quad (5.51)$$

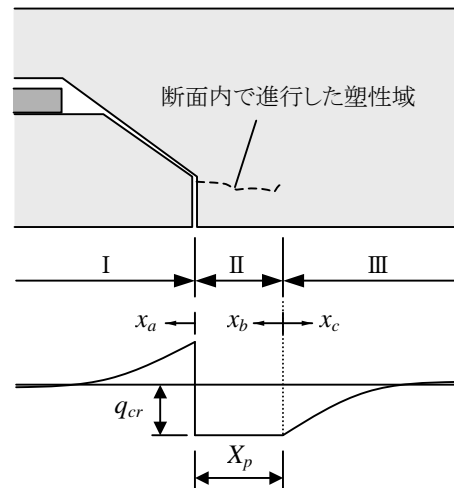


図-5.58 弾塑性バネ支持モデル

ここに、 EI_1 : 弾性域における仮想ばりの曲げ剛性
 EI_2 : 塑性域における仮想ばりの曲げ剛性
 q_{cr} : 降伏したバネの力 (= $K y_{cr}$)
 y_{cr} : 弾性限界変位

弾性域については、弾性モデルと同様に基本式を導く。

$$u = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI_1}} \quad (5.52)$$

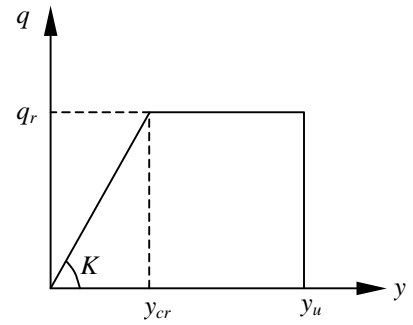


図-5.59 弾塑性バネのモデル

(Ⅰ区間)

$$\left. \begin{aligned} y_a &= e^{-ux_a} (A_3 \sin ux_a + A_4 \cos ux_a) \\ y_a' &= ue^{-ux_a} \{ A_3 (\cos ux_a - \sin ux_a) - A_4 (\cos ux_a + \sin ux_a) \} \\ y_a'' &= 2u^2 e^{-ux_a} (-A_3 \cos ux_a + A_4 \sin ux_a) \\ y_a''' &= 2u^3 e^{-ux_a} \{ A_3 (\cos ux_a + \sin ux_a) + A_4 (\cos ux_a - \sin ux_a) \} \end{aligned} \right\} \quad (5.53)$$

(Ⅱ区間)

$$\left. \begin{aligned} EI_2 \cdot y_b''' &= -q_{cr} x_b + B_1 \\ EI_2 \cdot y_b'' &= -\frac{1}{2} q_{cr} x_b^2 + B_1 x_b + B_2 \\ EI_2 \cdot y_b' &= -\frac{1}{6} q_{cr} x_b^3 + \frac{1}{2} B_1 x_b^2 + B_2 x_b + B_3 \\ EI_2 \cdot y_b &= -\frac{1}{24} q_{cr} x_b^4 + \frac{1}{6} B_1 x_b^3 + \frac{1}{2} B_2 x_b^2 + B_3 x_b + B_4 \end{aligned} \right\} \quad (5.54)$$

(Ⅲ区間)

$$\left. \begin{aligned} y_c &= e^{-ux_c} (C_3 \sin ux_c + C_4 \cos ux_c) \\ y_c' &= ue^{-ux_c} \{ C_3 (\cos ux_c - \sin ux_c) - C_4 (\cos ux_c + \sin ux_c) \} \\ y_c'' &= 2u^2 e^{-ux_c} (-C_3 \cos ux_c + C_4 \sin ux_c) \\ y_c''' &= 2u^3 e^{-ux_c} \{ C_3 (\cos ux_c + \sin ux_c) + C_4 (\cos ux_c - \sin ux_c) \} \end{aligned} \right\} \quad (5.55)$$

未知量については、はりの連続性を考慮することで定めることができる。

ⅡとⅢの境界において

$$\left. \begin{aligned} x_b = 0, \quad x_c = 0 & & y_c = y_b = y_{cr} & \text{(変位)} \\ y_c' = -y_b' & & & \text{(たわみ角)} \\ EI_1 y_c'' = EI_2 y_b'' & & & \text{(曲げモーメント)} \\ EI_1 y_c''' = -EI_2 y_b''' & & & \text{(せん断力)} \end{aligned} \right\} \quad (5.56)$$

I と II の境界において

$$\left. \begin{aligned} x_b = X_p, \quad x_a = 0 & & y_b' = y_a' & \text{(たわみ角)} \\ EI_2 y_b'' = EI_1 y_a'' & & & \text{(曲げモーメント)} \\ EI_2 y_b''' = EI_1 y_a''' = -V_d & & & \text{(せん断力)} \end{aligned} \right\} \quad (5.57)$$

上記境界条件を用いて、以下の連立方程式を立てる。

$$\left. \begin{aligned} C_4 = B_4 / EI_2 = y_r \\ u(C_3 - C_4) = -B_3 / EI_2 \\ -2EI_1 u^2 C_3 = B_2 \\ 2EI_1 u^3 (C_3 + C_4) = -B_1 \\ (-q_{cr} X_p^3 / 6 + B_1 X_p^2 / 2 + B_2 X_p + B_3) / EI_2 = u(A_3 - A_4) \\ -q_{cr} X_p^2 / 2 + B_1 X_p + B_2 = -2EI_1 u^2 A_3 \\ -q_{cr} X_p + B_1 = -V_d \\ 2EI_1 u^3 (A_3 + A_4) = -V_d \end{aligned} \right\} \quad (5.58)$$

ここで、既知量として V_d と y_{cr} を与えることとし、9つの未知量 A_3 , A_4 , B_1 , B_2 , B_3 , B_4 , C_3 , C_4 および X_p に導く。上記連立方程式を解くと、個々の未知量は以下のようにあらわされる。

$$C_4 = y_{cr} \quad (5.59)$$

$$B_4 = EI_2 y_{cr} \quad (5.60)$$

$$B_1 = q_{cr} X_p - V_d \quad (5.61)$$

$$C_3 = \frac{V_d - q_{cr} X_p}{2u^3 EI_1} - y_{cr} \quad (5.62)$$

$$B_3 = uEI_2 \left\{ \frac{q_{cr} X_p - V_d}{2u^3 EI_1} - 2y_{cr} \right\} \quad (5.63)$$

$$B_2 = 2u^2 EI_1 y_{cr} - \frac{V_d - q_{cr} X_p}{u} \quad (5.64)$$

$$A_3 = -\frac{q_{cr} X_p^2}{4u^2 EI_1} + \frac{(V_d u - q_{cr}) X_p}{2u^3 EI_1} + \frac{V_d}{2u^3 EI_1} - y_{cr} \quad (5.65)$$

$$A_4 = \frac{q_{cr} X_p^2}{4u^2 EI_1} - \frac{(V_d u - q_{cr}) X_p}{2u^3 EI_1} - \frac{V_d}{u^3 EI_1} + y_{cr} \quad (5.66)$$

また、 X_p は3次式となり、以下のようになる。

$$\frac{1}{3}q_{cr}u^2EI_1X_p^3 + \left\{ \frac{1}{2}q_{cr}uEI_2 + q_{cr}uEI_1 - \frac{1}{2}V_du^2EI_1 \right\} X_p^2 + \left\{ \frac{3}{2}q_{cr}EI_2 - V_du(EI_1 + EI_2) + 2u^4EI_1^2y_{cr} \right\} X_p + 4u^3EI_1EI_2y_{cr} - 2V_dEI_2 = 0 \quad (5.67)$$

弾塑性モデルの試算にあたっては、仮想ばりの曲げ剛性として鉄筋単体のものを、バネ定数として弾性モデルの初期荷重レベルで得られたバネ定数の平均値を用いることとする。

$$EI_1 = EI_2 = 3.96 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}^2, \quad K = 35352 \text{ N/mm}^2$$

入力値 y_{cr} は供試体ごとに特有のものであるが、どの荷重レベルにおいても曲率分布が一致するものでなければならない。試算においては、各荷重レベルで曲率が最も一致する y_{cr} を探索し、最終的にはそれらの平均的な値を選定して確定させた。供試体DB9606(引張力のみ作用)を除く供試体について、試算した結果を図-5.60から図-5.66に示す。

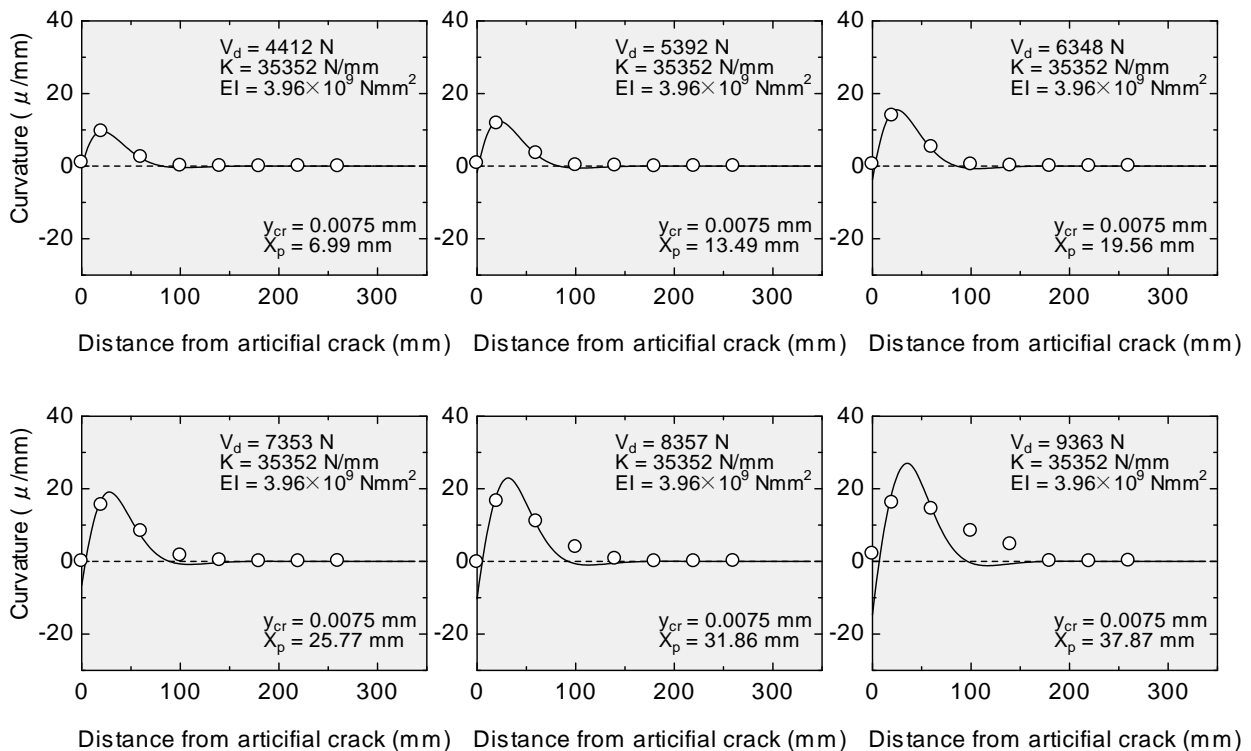


図-5.60 弾塑性モデルによる試算結果 (供試体DB9607)

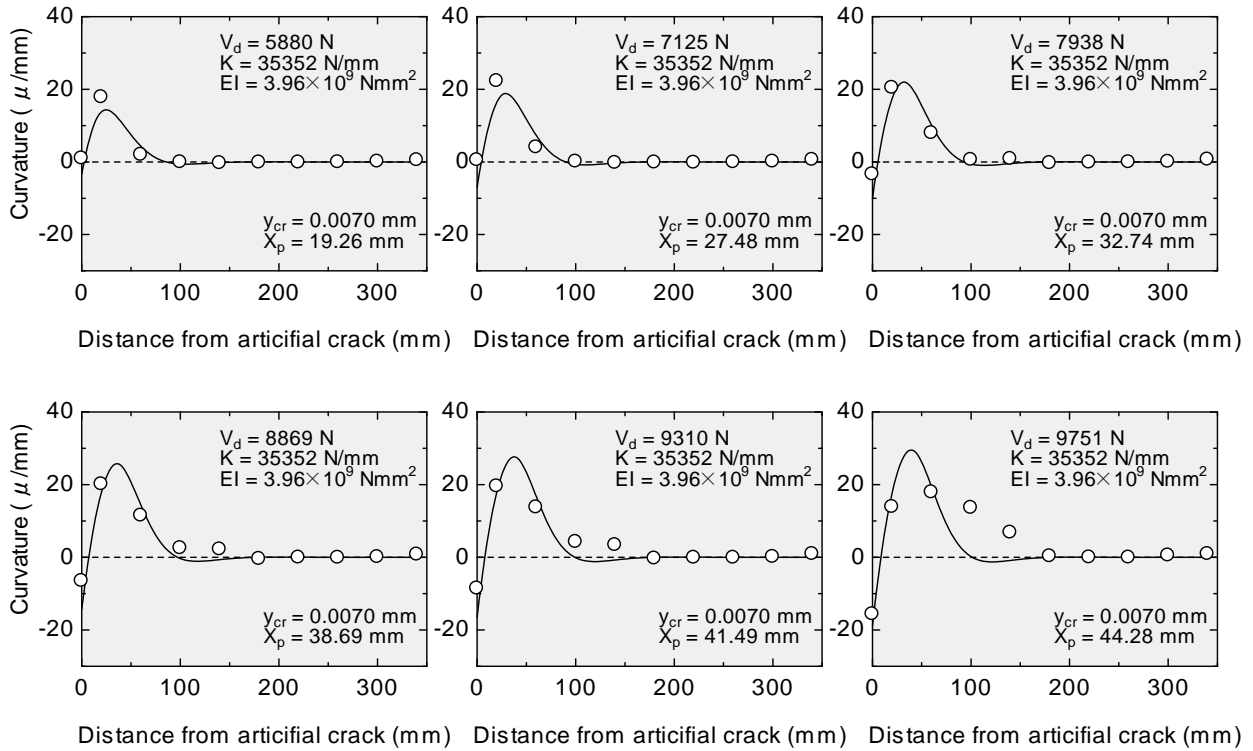


図-5.61 弾塑性モデルによる試算結果（供試体DB9404）

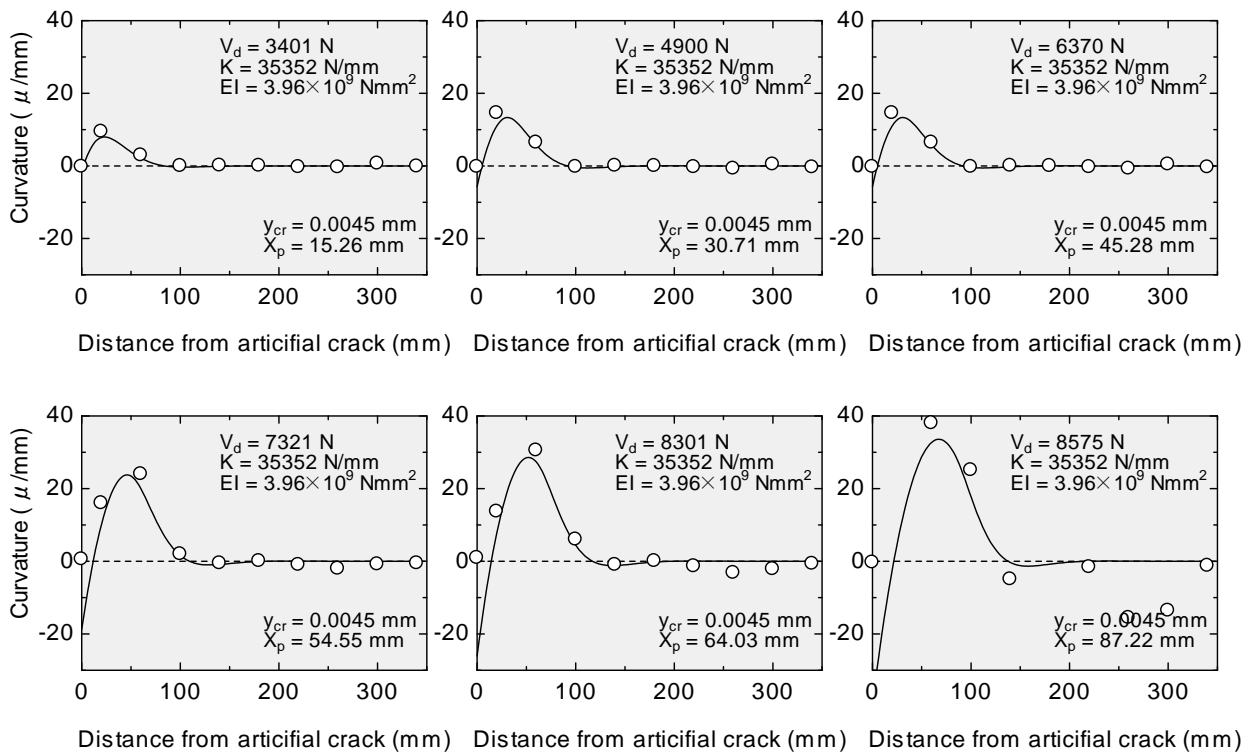


図-5.62 弾塑性モデルによる試算結果（供試体DB9401）

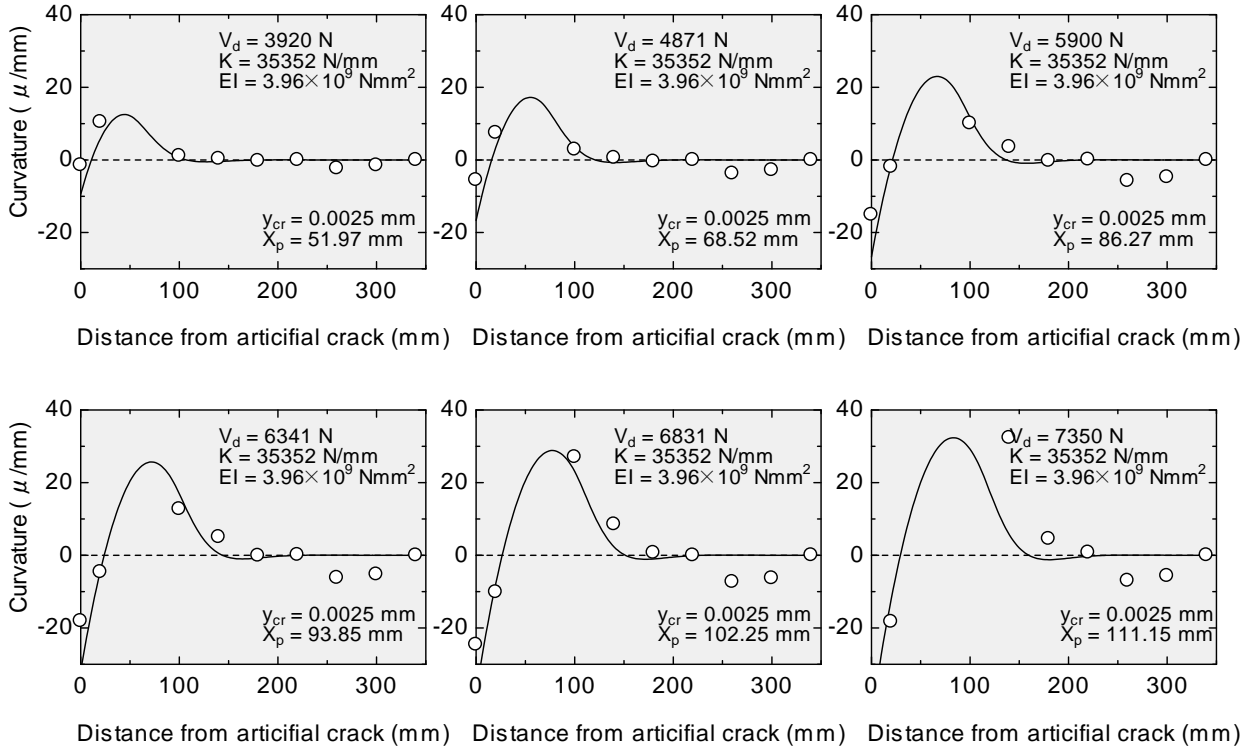


図-5.63 弾塑性モデルによる試算結果（供試体DB9402）

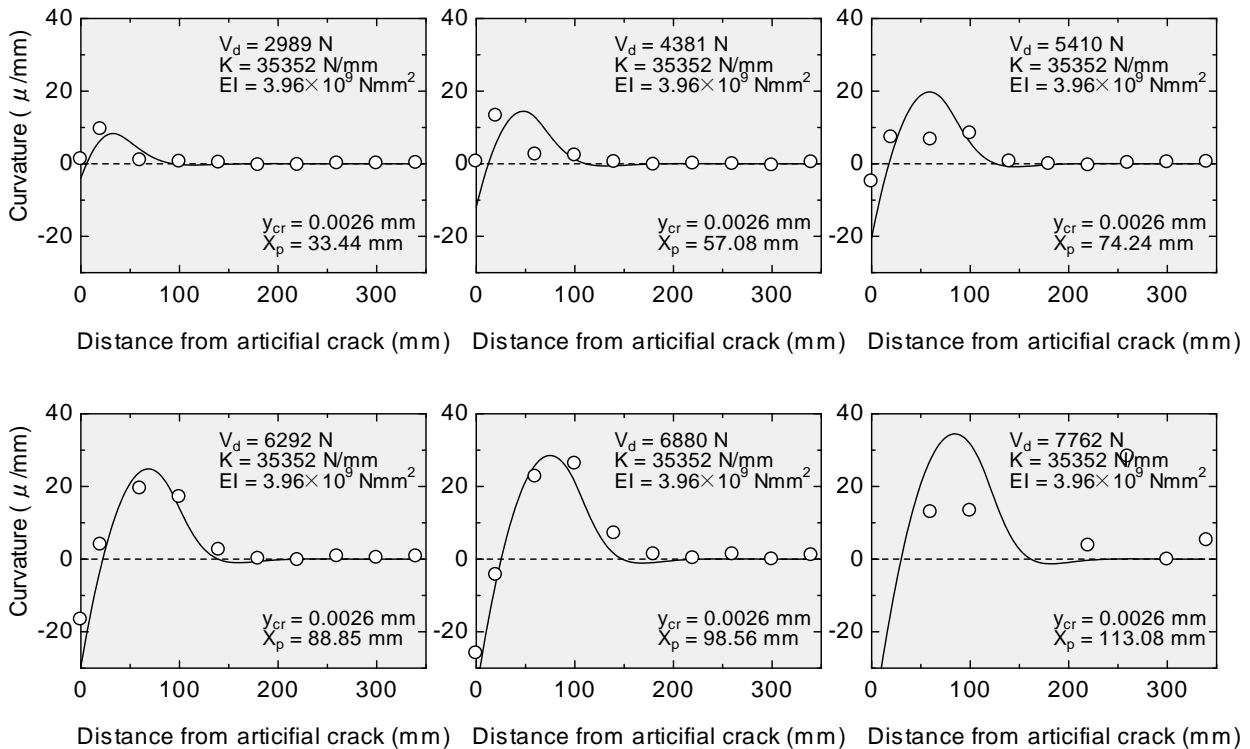


図-5.64 弾塑性モデルによる試算結果（供試体DB9403）

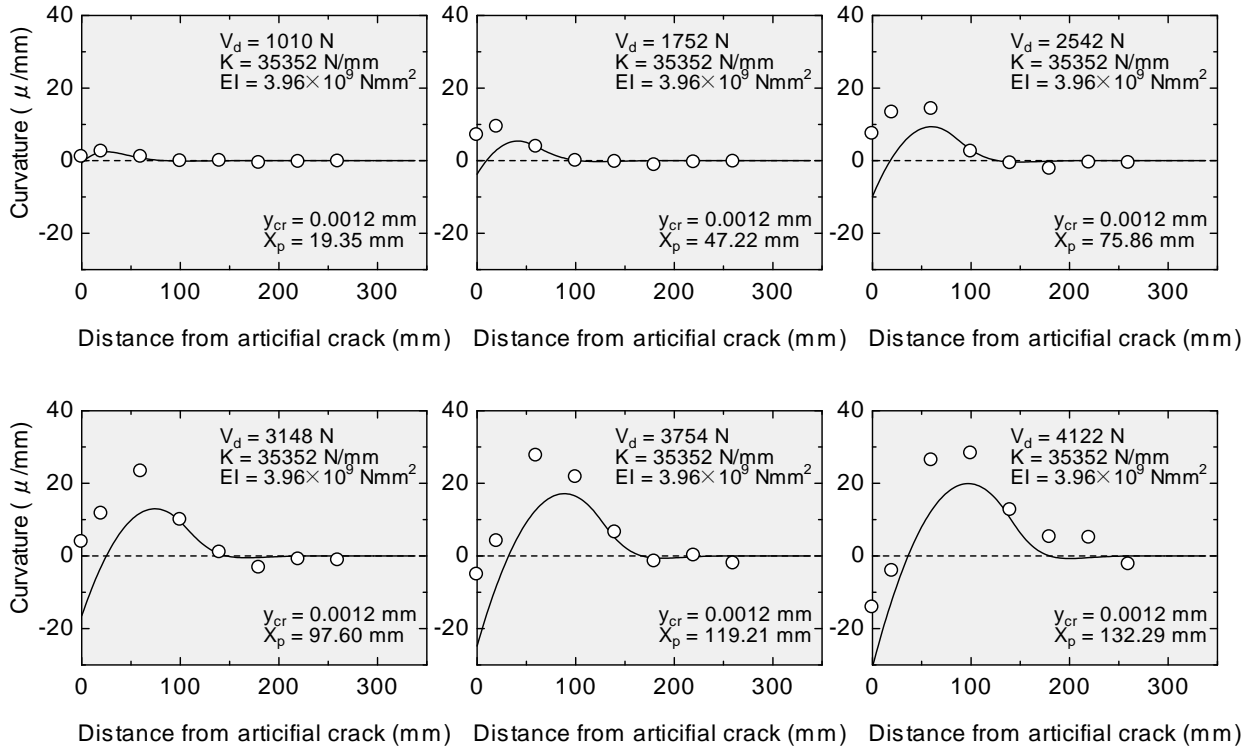


図-5.65 弾塑性モデルによる試算結果 (供試体DB9608)

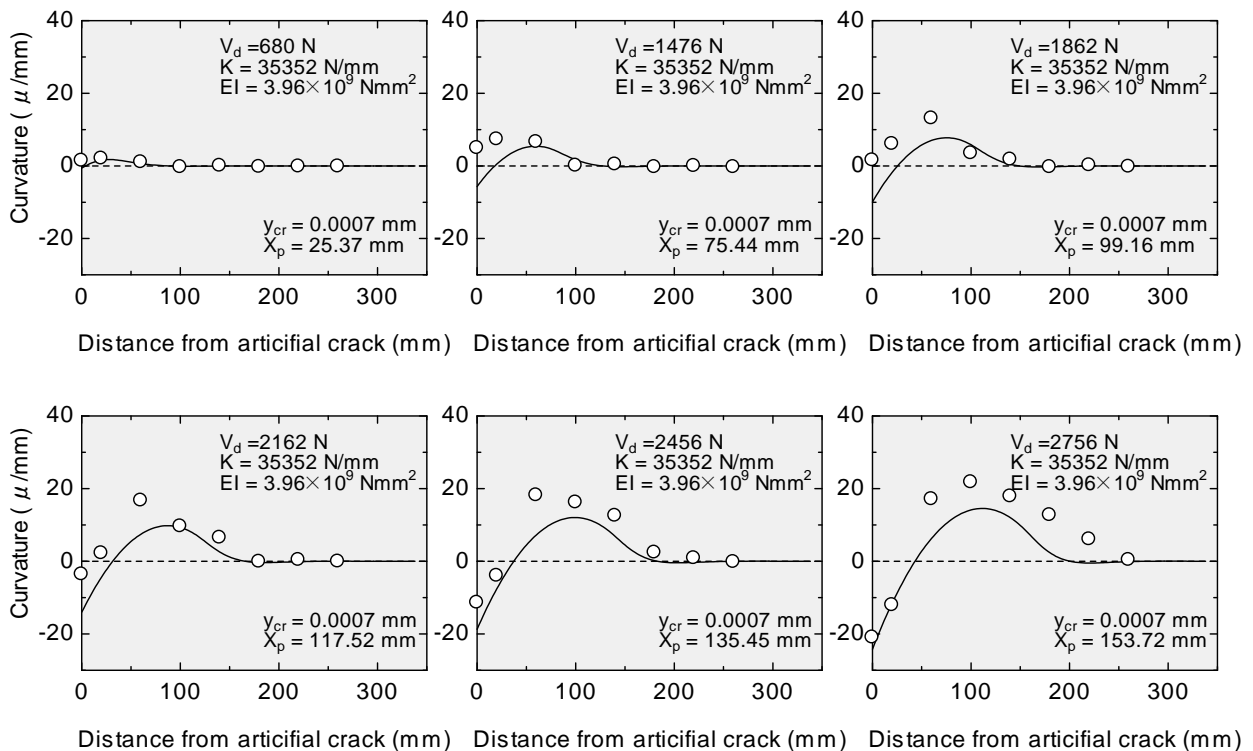


図-5.66 弾塑性モデルによる試算結果 (供試体DB9605)

表-5.4 弾塑性モデルにおける特性値

供試体	DB9607	DB9404	DB9401	DB9403	DB9402	DB9608	DB9605
$V_{d,cr}$ (kN)	3.430	3.201	2.058	1.189	1.143	0.595	0.274
y_{cr} (mm)	0.0075	0.0070	0.0045	0.0026	0.0025	0.0012	0.0007
V_{du} (kN)	9.363	9.751	8.575	7.350	7.762	4.122	2.756
T_u/V_{du}	1.389	2.154	4.814	7.075	7.660	28.79	35.91
y_u (mm)	0.0467	0.0581	0.1432	0.2122	0.1942	0.1552	0.1430
X_p (mm)	37.87	44.28	87.22	111.15	113.08	132.29	153.72

各供試体で得られた弾性限界ダウエル力 $V_{d,cr}$ 、弾性限界変位 y_{cr} 、終局変位 y_u および塑性長さ X_p を表-5.4に示す。なお、ここで示した T_u/V_{du} は実測の値である。図-5.56は、このうち y_{cr} と T_u/V_{du} の関係を示したものである。図に見られるように弾性限界変位 y_{cr} は引張力の影響が大きければ大きいほど小さくなる傾向が見られる。また、この図によれば、ダウエル作用が支配的な場合と引張力が支配的な場合とに分けることができる可能性を示している。ここで得られている y_{cr} は、ダウエル作用のみによって生じる鉄筋の下方変位である(図-5.57参照)。

(4) ダウエル作用と付着作用の相互作用

一方で、引張力が作用した場合には、鉄筋のふしのくさび作用によってコンクリートを押し開く作用がある(図-5.58参照)。このとき、くさび作用によって生じる鉛直方向の相対的な開口変位を y_{br} とおけば、ダウエル力と引張力が同時に作用する場合には、弾性限界変位として両者の足し合わせと考えることができる。

$$\Delta_{cr} = y_{cr} + y_{br} \tag{5.68}$$

ここに、 Δ_{cr} : 弾性限界変位
 y_{cr} : ダウエル作用における弾性限界変位
 y_{br} : 弾性限界時の付着割裂作用による変位

ここで、引張力が全く作用していない場合を考えれば、ダウエル作用による弾性限界変位は Δ_{cr} と等価であると仮定できる。図-5.56によれば、ダウエル作用が支配的な領域では y_{cr} と T_u/V_{du} はほぼ線形の関係にあるので、近似式から $T_u/V_{du} = 0$ のときの値として以下の数値を得る。

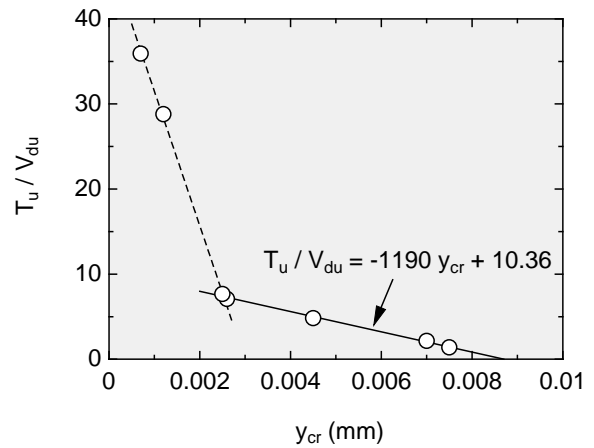


図-5.56 弾性限界変位に与える引張力の影響

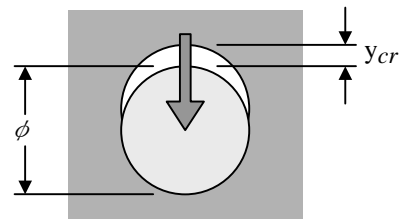


図-5.57 ダウエル作用による鉄筋の変位

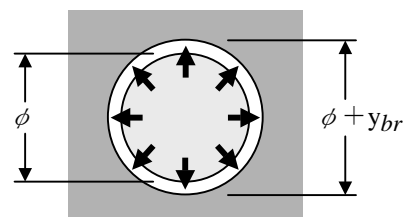


図-5.58 くさび作用によるコンクリートの変形

$$\Delta_{cr} = 0.0087 \text{ mm} \quad (5.69)$$

Δ_{cr} が決定されたなら個々の供試体における y_{br} は、 Δ_{cr} から y_{cr} を差し引くことで求めることができる。ここで、付着割裂作用のメカニズムを考えれば、**図-5.59**に示すように鉄筋が軸方向に相対的な移動を起こすことによりふしのくさび作用による周方向応力が発生する。したがって、周方向応力が鉄筋周囲のコンクリートを押し開く作用によって発生する変位は、すべり変位との一義的な関係にあると考えることができる。

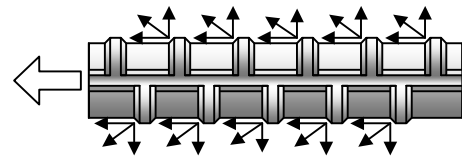


図-5.59 異形鉄筋のくさび作用

以下では、実測された鉄筋の軸方向ひずみより、島モデルを用いてすべり変位を計算することとする。異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係は、次式により与えられる。

$$\tau / f_c' = 0.73 (\ln(1 + 5000 S / D))^3 / (1 + \varepsilon \times 10^5) \quad (5.70)$$

- ここに、 τ : 付着応力
- f_c' : コンクリート強度
- S : すべり量
- D : 鉄筋径
- ε : ひずみ

計算手順を以下に示す。まず、任意の区間について、ひずみは線形分布、付着応力は一定と仮定し、次の関係式を立てる (**図-5.60**参照)。

$$\varepsilon = \frac{T}{A_s E_s} = \int_0^x R \tau dx / A_s E_s = \frac{R \tau x}{A_s E_s} \quad (5.71)$$

$$S = \int_0^x \varepsilon dx = \frac{R \tau}{A_s E_s} \int_0^x x dx = \frac{R \tau x^2}{2 A_s E_s} \quad (5.72)$$

- ここに、 A_s : 鉄筋の断面積
- E_s : 鉄筋の弾性係数
- R : 鉄筋の周長
- x : 区間長さ

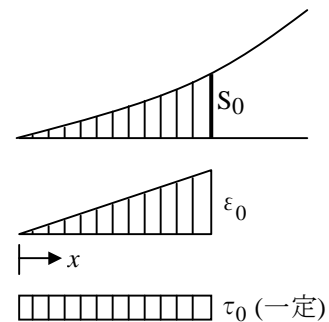


図-5.60 計算開始点

ここで、積分開始点を決めるため、次の計算を行う。

S_0 を仮定して τ_0 を求める。

$$\tau_0 x^2 = \frac{2 S_0 A_s E_s}{R} \quad (5.72)$$

式 (5.70) より、

$$\tau_0 / f'_c = 0.73 (\ln(1 + 5000 S_0 / D))^3 / (1 + \varepsilon_0 \times 10^5) \quad (5.73)$$

式 (5.71) より,

$$x = \frac{A_s E_s \varepsilon_0}{R \tau_0} \quad (5.74)$$

式 (5.72) および式 (5.74) より,

$$S_0 = \frac{R \tau_0}{2 A_s E_s} \left(\frac{A_s E_s \varepsilon_0}{R \tau_0} \right)^2 = \frac{A_s E_s \varepsilon_0^2}{2 R \tau_0}$$

$$\frac{\tau_0}{f'_c} = \frac{A_s E_s \varepsilon_0^2}{2 S_0 R f'_c} \quad (5.75)$$

式 (5.72) および式 (5.75) より,

$$\frac{A_s E_s \varepsilon_0^2}{2 S_0 R f'_c} = \frac{0.73 \{ \ln(1 + 5000 S_0 / D) \}^3}{1 + \varepsilon_0 \times 10^5}$$

$$(E_s \varepsilon_0)^2 = \frac{2 S_0 R f'_c E_s}{A_s} \times \frac{0.73 \{ \ln(1 + 5000 S_0 / D) \}^3}{1 + (E_s \varepsilon_0) / E_s \times 10^5} \quad (5.76)$$

式 (5.76) において、右辺の $(E_s \varepsilon_0)$ を与え、左辺の $(E_s \varepsilon_0)$ の値と一致するまで計算を行う。 ε_0 が決定されたならば、式 (5.72) により τ_0 も定まる。

積分開始点の S_0 、 ε_0 および τ_0 が求めれば、次ステップ以降の計算では最初に $\tau_n = \tau_{n-1}$ と仮定し、以下の繰り返し計算によって τ_n が収束するまで計算を行う。

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_n &= \frac{A_s E_s \varepsilon_{n-1} + R \tau_n \Delta x}{A_s E_s} \\ S_n &= S_{n-1} + \frac{\varepsilon_{n-1} + \varepsilon_n}{2} \Delta x \\ \tau_n &= \frac{0.73 f'_c \{ \ln(1 + 5000 S_n / D) \}^3}{1 + \varepsilon_n \times 10^5} \end{aligned} \right\} \quad (5.77)$$

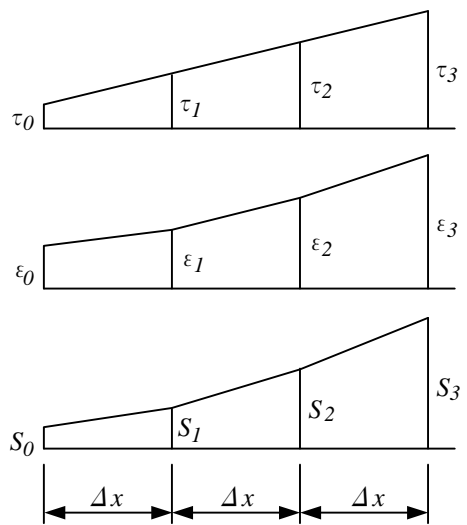


図-5.61 すべりの計算

以上のモデルにより、実測された鉄筋のひずみと照合し、人工ひび割れ面での鉄筋のすべり量を導出する。なお、はりタイプ供試体の実験Aにおいては、人工ひび割れ位置の点を除く全測定点に対して、曲げモーメントによって生じるひずみを差し引いた。ひずみの算出にあたっては、全断面有効の断面力計算から鉄筋のひずみを算出した。実験Aの供試体の断面二次モーメントは以下のとおりである。

$$I_g = \frac{b}{3}(y_1^3 + y_2^3) + nA_s(d - y_1)^2 = \frac{150}{3} \times (135.7^3 + 114.3^3) + 7.5 \times 832 \times (200 - 135.7)^2 = 2.254 \times 10^8$$

$$y_1 = \frac{(bh^2/2) + nA_s d}{bh + nA_s} = \frac{(150 \times 250^2 / 2) + 7.5 \times 832 \times 200}{150 \times 250 + 7.5 \times 832} = 135.7$$

$$y_2 = h - y_1 = 250 - 135.7 = 114.3$$

ここに、 y_1 : 中立軸深さ
 y_2 : 中立軸から断面下縁までの距離
 b : 断面幅
 h : 断面高さ
 d : 有効高さ
 A_s : 鉄筋の断面積
 n : 弾性係数比 (= E_s / E_c)
 E_s および E_c : 鉄筋およびコンクリートの弾性係数

鉄筋のひずみは次式による。

$$\varepsilon_{sx} = n \frac{M_x}{E_s I_g} (d - y_1) = n \frac{R(a' - x)}{E_s I_g} (d - y_1) \quad (5.78)$$

ここに、 M_x : 位置 x の作用曲げモーメント
 R : 支点反力
 a' : 人工ひび割れ面からの支点までの距離
 x : 人工ひび割れ面からの距離

上記の方法によって導かれたすべり変位の一列を図-5.62に示す。(a)は弾性限界時におけるひずみ分布の実測値と島モデルによる計算値で、(b)はすべり変位の分布である。他の供試体について同様に求めた結果を表-5.6に示す。

表-5.6 弾性限界時のすべりの計算結果

	DB9607	DB9404	DB9401	DB9403	DB9402	DB9608	DB9605	DB9606
ε_{cr} (μ m/m)	4.1	34.9	43.7	18.1	39.0	85.0	68.3	85.0
S_{cr} (mm)	0.00075	0.00392	0.00470	0.00239	0.00429	0.00844	0.00691	0.00844
τ_{cr} (N/mm ²)	0.034	0.716	0.957	0.371	0.854	1.802	1.477	1.802

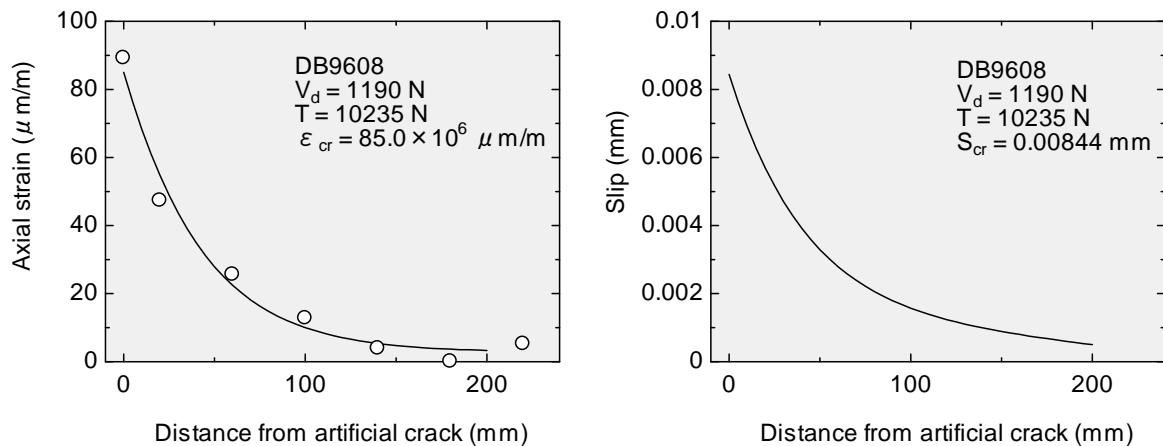


図-5.62 島モデルによる計算結果の一例 (供試体DB9608)

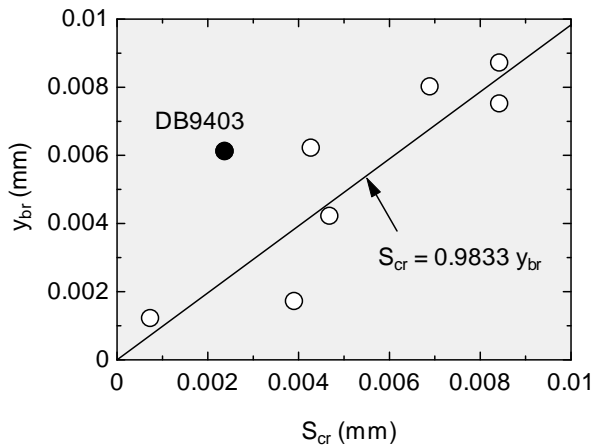


図-5.63 すべり変位と弾性限界変位の関係

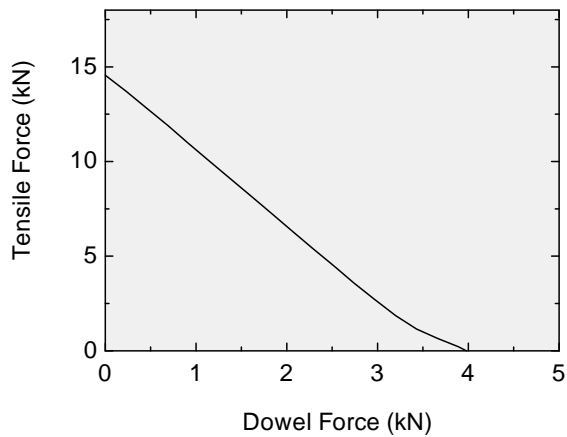


図-5.64 弾性限界時の作用力

図-5.63は、くさび作用が弾性限界に与える影響として、変位量 y_{br} とすべり量 s_{cr} の関係を示したものである（ここで与えた y_{br} は、 $\Delta_{cr} - y_{cr}$ である）。このうち、鉄筋のひずみの測定値が不良であったDB9403（図-5.50参照）を除けば、両者は概ね比例関係にあると考えられる。結局、近似式から得られる関係は、両者がほぼ等しい値であることを示している。したがって、式(5.68)で仮定した弾性限界変位の関係は次式のようになる。

$$\frac{y_{cr}}{\Delta_{cr}} + \frac{s_{cr}}{\Delta_{cr}} \geq 1 \tag{5.79}$$

本節のダウエル作用の弾性バネ支持ばりモデルと島モデルによって、上記弾性限界時におけるダウエル力と引張力の関係を表すと図-5.64のようになる。この図より、両者の作用が弾性限界に与える影響は、概ね単純な重ね合わせの関係にあることがわかる。

弾性限界以降の付着作用については、島モデルをそのまま適用することとする。このモデルは水平ひび割れが発生していないコンクリートにおける鉄筋の付着応力-ひずみ-すべり関係を表したものであるので、鉄筋周囲のコンクリートの塑性化が生じていても明らかな水平ひび割れが発現していなければ適用できるものと判断した。

ここで、ダウエル作用の弾塑性モデルにおいて、破壊時の塑性領域長さ X_p が計算されているので、弾性限界すべり s_{cr} の位置から X_p だけ離れた位置における鉄筋のすべり変位 s_u とひずみ ϵ_u を島モデルによって算定した（図-5.65参照）。計算結果を表-5.7に示す。終局時の人工ひび割れ面における鉄筋の引張力は、 ϵ_u に鉄筋の

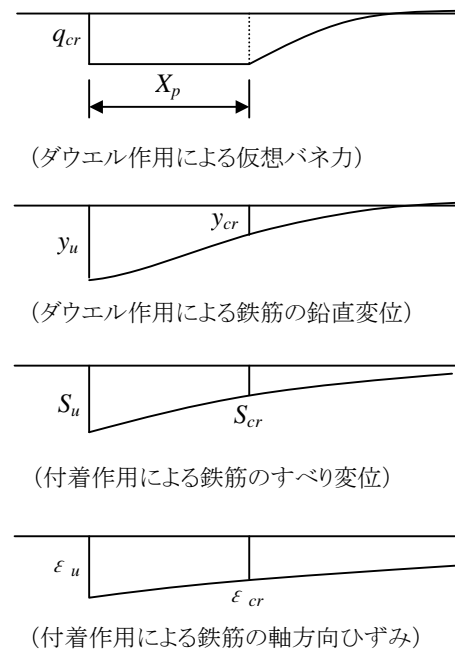


図-5.65 終局時の鉄筋のひずみとすべり

表-5.7 終局時における鉄筋のひずみとすべり変位

供試体	DB9607	DB9404	DB9403	DB9401	DB9402	DB9608	DB9605	DB9606
S_u (mm)	0.00117	0.00933	0.02059	0.02493	0.03603	0.08782	0.10844	0.14984
ε_u (μ m/m)	6.6	93.6	198.7	235.5	321.9	639.8	738.6	919.6
T_u (kN)	1.1	15.6	33.1	39.2	53.6	106.5	122.9	153.0

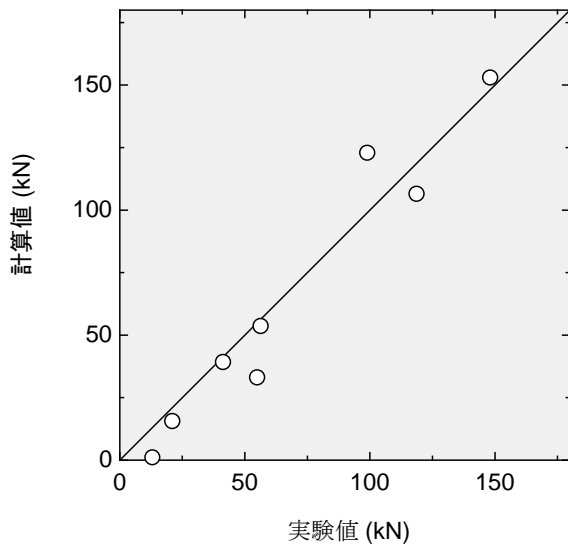


図-5.66 終局時における鉄筋の引張力

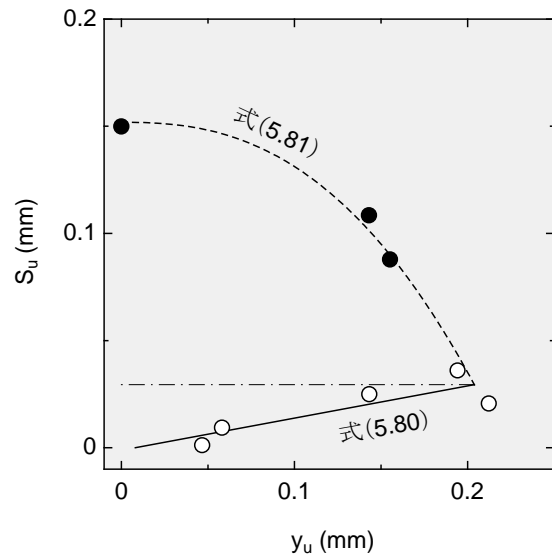


図-5.67 終局時の鉛直変位とすべり変位

弾性係数と断面積を乗じることで理論値が得られる。その結果、**図-5.66**に示すように実験で得られた終局時の引張力と理論によって導かれた引張力は概ね一致することとなる。

次に終局時における鉄筋の鉛直変位 y_u とすべり変位 S_u の関係を整理すると、**図-5.67**のような関係が得られる。この関係によれば、明らかにダウエル作用が卓越している場合と、付着割裂作用が卓越している場合に分けることができる。ダウエル作用が破壊に対して支配的な場合には、引張力が作用すると終局ダウエル変位 y_u は増加する傾向にある。引張力が支配的な場合は、ダウエル作用による変位が破壊を早める効果となり終局すべり変位 S_u は小さくなる傾向が現れてくるようである。以上を整理して、鉛直変位とすべり変位による破壊基準を定式化すると次式が得られる。

$$(S_u \geq 0.0294 \text{ mm}) \quad \frac{S_u}{S_{u0}} + 6.523 \frac{y_u^{2.5}}{S_{u0}} \geq 1 \quad (5.80)$$

$$(S_u < 0.0294 \text{ mm}) \quad \frac{y_u}{y_{u0}} + 6.645 \frac{S_u}{y_{u0}} \geq 1 \quad (5.81)$$

ここに、 y_{u0} : ダウエル力のみが作用したときの終局ダウエル変位 (=0.0081 mm)

S_{u0} : 引張力のみが作用したときの終局すべり変位 (=0.1518 mm)

本節で構築したダウエル作用の弾塑性モデルと付着作用に対する島モデルを組合せ、弾塑性モデルにおける弾性限界基準として式(5.79)を、破壊基準として式(5.80)および式(5.81)を用いて試算を行った結果、破壊時におけるダウエル力と引張力は図-5.68に示すような関係が得られた。この試算では、ダウエル力と引張力の比が常に一定の大きさとなるように増分を与えて行っている。試算結果より、ダウエル力支配型の破壊では、引張力の増加によりダウエル破壊荷重(耐力)が増加することとなり、概ね10kN弱で頭打ちとなる。引張力がほとんど作用しない場合にはダウエル耐力の落ち込みが大きく6kNくらいまで低下することになる。供試体9607は、本来ダウエル力のみ作用させた実験であるが、上記傾向に従えば破壊間際に引張力が若干作用したことによりダウエル耐力が増加したこととなる。引張力支配型の破壊では、ダウエル力の増加とともに概ね単調で引張耐力が低下する傾向が示された。

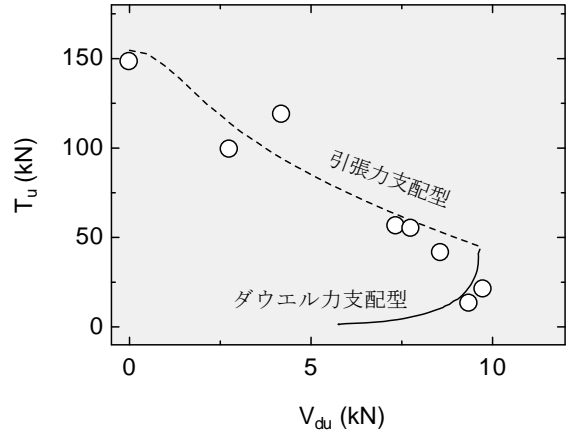


図-5.68 提案されたモデルによる破壊荷重

ダウエル作用の弾塑性モデルにおける塑性領域長さ x_p に着目すると、図-5.69と図-5.70に見られるように y_u よりも s_u の方が相関性を有しているようである。これは、すべりが大きくなると弾性限界変位 y_{cr} が小さくなることが原因の1つと考えられる。さらに、鉄筋の付着作用による劣化メカニズムがふしのくさび作用であることから、微視的には鉄筋に沿ってその周囲のみを奥行き方向に損傷させていくことがもう1つの原因と考えられる。引張力が小さい場合には、 y_{cr} が大きめとなることとダウエル作用の直接的な割裂き挙動で塑性領域がそれほど大きくならないうちに終局を迎えるものと思われる。

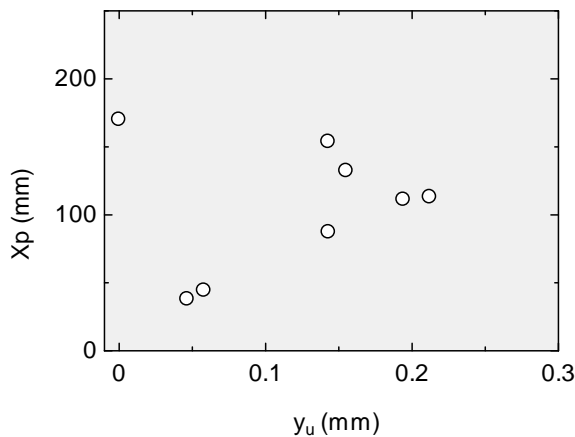


図-5.69 y_u と塑性領域長さ X_p の関係

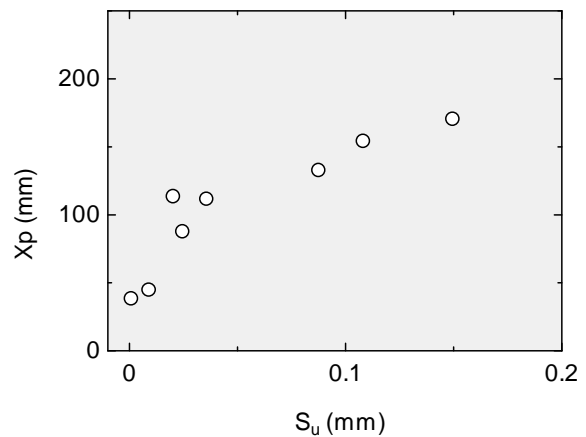


図-5.70 S_u と塑性領域長さ X_p の関係

5.5 まとめ

本章では、非線形有限要素解析により水平ひび割れが鉄筋コンクリートはりの斜め引張破壊に与える影響を検証した後、水平ひび割れ発生に対して実験結果に基づいて力学モデルを構築した。本章から結論づけられる事項を列記すれば、以下のとおりである。

はりの斜め引張破壊の実験結果に対し、ダウエルひび割れ（水平ひび割れ）を考慮した解析1と考慮しない解析2の比較により、以下のことが明らかとなった。

- 1) ダウエルひび割れを考慮した解析1の破壊荷重（156.5kN）は、ほぼ実験値（161.7kN）を捉えた。ダウエルひび割れを考慮しない解析2の破壊荷重（213.2kN）は、終局曲げ耐力（199.9kN）とほぼ同じ値である。
- 2) 載荷点変位—荷重関係においては、初期の剛性は解析1と解析2でほぼ同じであるが、斜めひび割れ発生後に解析1の変位が大きくなり解析2の変位との違いがあらわれた。実験値との比較では、完全には一致しないまでも解析1の結果の適合性がよい。
- 3) 解析1においては斜めひび割れが大きく開口して終局に至ったが、解析2においては最大曲げモーメント付近で鉄筋が広範囲に降伏していること、載荷点付近で軟化したガウス積分点が多数みられることから曲げ破壊と判断される。
- 4) 斜めひび割れの開口変位およびすべり変位は、水平ひび割れを考慮することにより大きく開口することとなった。解析値は実測値よりやや遅れて変位が増加するが、解析2に比較して解析1の結果はほぼ実験値の傾向を捉えている。
- 5) ダウエルひび割れの開口変位については、解析1の結果と実測値で比較すると傾向が異なる。実験では計測された3箇所の位置での開口がほぼ同時であるのに対し、解析では斜めひび割れ近傍から支点方向に徐々に開口していく傾向となっている。したがって、ダウエルひび割れ発生の構成式については再検討が必要で、さらにはダウエル作用のみならず付着割裂作用の影響を組み込む必要があると考えられる。
- 6) 軸方向鉄筋のひずみについて、支間中央点付近では解析1と解析2でほとんど違いが無く実験値と一致している。斜めひび割れ外側（支点側）でのひずみは、解析2で増加のしかたが緩慢であるのに対し、解析1では斜めひび割れ発生後に大きく増加した。このとき、解析1は実験値をほぼ捉えている。
- 7) 以上の実験結果と解析結果の比較から、離散的な破壊形態である斜め引張破壊に対して、斜めひび割れ開口後のダウエルひび割れ発生が破壊の要因として大きく影響していることが確認された。

斜め引張破壊を模したモデル供試体を用いてダウエル力と引張力の比を変数とした実験を行った結果、水平ひび割れ（ダウエルひび割れ）発生メカニズムに関して以下のことが明らかとなった。

- 8) 供試体側面で計測された水平ひび割れの変位を基に開口が急激に大きくなった荷重を破壊荷重と定

義すると、ダウエル力と引張力は強い相互作用があることが示された。すなわち、破壊時のダウエル力は引張力が増加するにつれて小さくなる、あるいは破壊時の引張力はダウエル力が増加するにつれて小さくなる傾向が示されている。

- 9) 鉄筋の曲率分布を基に、ダウエル作用に対して仮想ばりをコンクリートのバネで支える弾塑性バネ支持モデルを構築した。このとき、仮想ばりの曲げ剛性は非常に小さい荷重レベル時の変形を考慮しないとすれば、鉄筋単体の曲げ剛性としてよい。コンクリートによるバネは完全弾塑性体と定義した。
- 10) 上記モデルの弾性限界変位は、鉛直変位とすべり変位の相互作用があることが示された。このとき、ダウエル力の影響が支配的な場合と引張力の影響が支配的な場合に分けられる。弾性限界変位は、鉛直方向変位とすべり変位の和がある限界値に達することとして定義することができる。なお、引張力によって生じる鉄筋のすべり変位は島モデルによって計算した。
- 11) ダウエル作用の弾塑性モデルと付着作用の島モデルを組み合わせて弾性限界時の作用力を計算すると、ダウエル力と引張力は概ね単純累加の関係で表すことができる。
- 12) 弾塑性モデルの塑性領域においても島モデルを適用して鉄筋のひずみを算定したところ、ひずみから計算される鉄筋の引張力は実験値とほぼ一致することから破壊時まで島モデルを適用できることが確認された。
- 13) 破壊時における鉄筋の鉛直変位とすべり変位を用いて、破壊基準を定式化した。その結果、破壊に対してダウエル力が支配的な領域と引張力が支配的な領域に分けられる。引張力が支配的な場合は終局鉛直変位が増加すると終局すべり変位は低下する傾向にあるが、ダウエル作用が支配的な場合は終局鉛直変位が増加に伴い終局すべり変位も増加する傾向がある。本章の供試体において、両者の境界は、終局すべり変位が概ね0.03mmであった。
- 14) 上記破壊基準を用いて、ダウエル作用の弾塑性モデルと付着作用の島モデルにより、破壊時の作用力を計算したところ以下のことが言える。ダウエル力支配型の破壊では、引張力が増加するとダウエル耐力は大きくなる傾向がある。引張力が全く作用しない場合にはダウエル耐力は急激に低下する。引張力支配型の破壊では、ダウエル力が増加すると最大引張力（耐力）は低下する傾向がある。
- 15) ダウエル作用の弾塑性モデルにおける破壊時の塑性領域長さは、終局鉛直変位よりも終局すべり変位との相関が強い。これは、弾性限界変位が引張力の作用が大きいほど小さくなること、鉄筋の付着作用がふしのくさび作用による間接的な影響であることから微視的には鉄筋の周囲のみを損傷させているためであると思われる。
- 16) 以上のことから、ダウエル作用と付着割裂作用を数学的なモデルとして捉えることができた。しかしながら、本章のモデルでは限られた断面諸元に対するもので汎用的ではない。モデルにおけるバネ定数、弾性限界変位および終局鉛直変位は、鉄筋径、鉄筋間隔、かぶり厚、コンクリート強度等の影響を受けるものと想定されるが、これらを考慮したモデルへの拡張を行っていく必要がある。

参考文献

- [1] R. Jones : The Ultimate Strength of Reinforced Concrete Beams in Shear, Magazine of Research, Vol.8, No.23, pp.69-84,1956
- [2] W. J. Krefeld and C. W. Thurston : Contribution of Longitudinal Steel to Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams, Journal of the American Concrete Institute, Vol.63, No.3, pp.325-344, 1966
- [3] R. C. Fenwick and Thomas Paulay : Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams, Journal of the Structural Division, ASCE, pp.2325-2350, 1968
- [4] T. Baumman und H. Rusch : Versuche zum Studium der Verdubelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahbetonbalkens, Munich, Technischen Hochschule, No.77, 1968
- [5] P. Gergely : Splitting Cracks along the Main Reinforcement in Concrete Members, Report to Bureau of Public Roads U. S. Department of Transportation, 1969
- [6] H. Dulacska : Dowel Action of Reinforcement Crossing Cracks in Concrete, Journal of the American Concrete Institute, Vol.69, No.12, 1972
- [7] H. P. J. Taylor : The Fundamental Behavior of reinforced Concrete Beams in Bending and Shear, Shear in reinforced Concrete SP 42-3, ACI, pp.43-77, 1974
- [8] J. A. Hofbeck, I. O. Ibrahim and Alan H. Mattock : Shear Transfer in Reinforced Concrete, Journal of American Concrete Institute, Vol.66, No.2, pp.119-128, 1969
- [9] C. O. Orangun, J. O. Jirsa and J. E. Breen : A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices, Journal of American Concrete Institute, Proc. Vol.74, 1977
- [10] R. Jimenez, R. N. White and P. Gergely : Bond and Dowel Capacities of Reinforced Concrete, Journal of American Concrete Institute, Proc. Vol.76, 1979
- [11] 藤井栄, 森田司郎 : 異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究—第1報 付着破壊を支配する要因についての実験結果—, 日本建築学会論文報告集, 第319号, pp.47-55, 1982年
- [12] 藤井栄, 森田司郎 : 異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究—第2報 付着割裂強度算定式の提案—, 日本建築学会論文報告集, 第324号, pp.45-53, 1983年
- [13] 角徹三, 山田守 : 付着割裂作用を受けるコンクリートの応力解析, 土木学会論文集, 第396号/V-9, pp.159-168, 1988年
- [14] 三浦尚, 鈴木知洋 : 鉄筋の重ね継手強度における横方向鉄筋の効果, 土木学会論文集, 第378号/V-6, pp.53-59, 1987年
- [15] 村田二郎, 河合紘茲 : 引抜き試験による異形鉄筋の付着強度に関する研究, 土木学会論文集, 第348号/V-1, pp.113-122, 1984年
- [16] 前川宏一, 二羽淳一郎, 岡村甫 : 鉄筋コンクリート用解析プログラム「COMM2」, RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.79-86, 1983年
- [17] 岡村甫, 前川宏一 : 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1990

- [18] 上田多門, ヘル プトロ : せん断補強鉄筋の無いプレストレストコンクリート梁のせん断耐力の解析的研究, プレストレストコンクリート, Vol.33, No.2, pp.60-65, 1991
- [19] P. Toonsakool : A Study on the Shear Strength of reinforced Concrete Beams with Consideration of Shear Crack Displacement, Master Thesis in Asian Institute of Technology, 1990
- [20] 島弘, 周礼良, 岡村甫 : マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着—すべり—ひずみ関係, 土木学会論文集, 第378号/V-6, pp.165-174, 1987年
- [21] A. Hillerborg, M. Modeer and P. E. Peterson : Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Mean of Fracture Mechanics and Finite Elements, Cement and Concrete Research, 6, pp.773-782, 1976
- [22] H. Reinhardt, H. A. W. Cornelissen and D. A. Hordijk : Tensile Tests and Failure Analysis of Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.112, pp.2462-2477, 1986
- [23] 李宝禄, 前川宏一 : 接触面密度関数に基づくコンクリートひび割れ面の応力伝達構成式, コンクリート工学, Vol.26, No.1, pp.123-137, 1988年
- [24] 前川宏一, 岡村甫 : 2軸応力下 (圧縮—引張領域) にあるコンクリートの変形特性, コンクリート工学, Vol.21, No.8, 1983年
- [25] 青柳征夫, 山田一宇 : 面内力を受ける鉄筋コンクリートシェル要素の耐力変形特性, 土木学会論文報告集, No.331, 1983年

第 6 章

総 括

本論文は、現行の示方書・指針等では、せん断に対して合理的に設計できないあるいは安全性の確保が必ずしも明確でない荷重条件や構造形式に対して、その設計法を確立するために行われた一連の研究をとりまとめたものである。個々の研究内容は、第2章から第5章の4つの章に分けられており、このうち第2章から第4章までは主としてせん断耐力の評価方法について検討したものである。第5章は、せん断破壊の一種で斜め引張破壊に視点を向け、斜めひび割れおよび軸方向鉄筋に沿って生じる縦ひび割れの力学的挙動を明らかにすることを目的して行われたものである。本論文で得られた結論を各章ごとに要約して以下に示す。

第1章では、鉄筋コンクリート部材のせん断に対する国内外の研究と指針等による設計法について歴史的背景を概説した上で、設計における応用面での諸課題を掲げた。続いて、それら諸課題に対処すべき設定した4つの目的を示すとともに、本論文の概要、すなわち具体的な検討項目とそれを解決するべく手法について述べた。

第2章では、組合せ荷重を作用させた場合のRCはりのせん断破壊について、せん断耐力の評価方法を実験結果に基づいて検討を行った。一点荷重および対称二点荷重されたはりのせん断破壊実験から、斜め引張耐力は既往の耐力算定式によって精度よく評価できること、せん断圧縮耐力はディープビームのせん断耐力算定式によって安全側に評価できることが確認された。

多点荷重を受けるRCはりのせん断破壊実験から、累積損傷による評価方法の有効性が確認された。A法は破壊位置（斜めひび割れ位置）の影響を考慮した手法で累積損傷度は1.0程度であり、B法は破壊位置を考慮しない簡便な手法で累積損傷度は1.1程度の結果を得た。支点モーメントを有するRCはりのせん断破壊実験から、反曲点を内在するせん断スパンにおけるせん断破壊では、反曲点の無い場合に比べてせん断耐力が増加することが確認された。コンクリート腹部の応力および鉄筋の軸方向ひず

みの測定結果から、鉄筋引張力のシフトが生じていることが明らかとなり、引張カシフトを考慮したせん断耐力評価方法を示した。すなわち、反曲点から載荷点あるいは支点までをせん断スパンとしたとき、計算に用いるせん断スパンはシフト量を加算して耐力を算定することで良好な評価となることが確認された。支点モーメントを有し多点荷重を受けるRCはりのせん断破壊実験から、多点載荷に対する累積損傷度をういた手法、反曲点の影響については鉄筋引張カシフト量をせん断スパンに加算して耐力を算定する手法の組合せにより、安全側の評価となることが確認された。

第3章では、既往の研究において行われたRCスラブの押抜きせん断実験の結果に基づいて、主として自由縁の影響を受ける押抜きせん断破壊の終局耐力について検討が行われた。自由縁の影響を受ける押抜きせん断破壊に対する耐力の評価方法として、載荷面端辺から $2.5d$ 離れた位置に設計断面をとることで耐力の低下の傾向を設計断面の大きさの変化のみで概ね捉えることができた。これに伴い示方書式で与えられている載荷周長の影響は現れないこととなった。この結果に基づき耐力算定式を修正し、実験値に対する適合性が高められた。

RCスラブに対して、有効幅を用いてはりとしてのせん断耐力により評価する方法により、せん断スパン比が2.5付近のスラブでは押抜きせん断耐力よりはりとしてのせん断圧縮耐力（せん断圧縮型）の方が大きく、実験値も後者に一致した。

第4章では、RCディープスラブに対して、幅方向の載荷板長さ、支持板長さ、せん断スパン比を主変数として載荷実験を行った結果、それらの変数が破壊形式および耐力に大きく影響することが明らかとなった。載荷板長さおよび支持板長さがディープスラブ全幅より小さいときに観察される斜めひび割れは、側面に現れたひび割れと内部で発達したひび割れが異なり3次元的な破壊面を形成していること、終局荷重に近づくとき幅の中央部のたわみが卓越してくること、さらに幅中央付近の主方向ひずみが卓越してくることが確認された。

ディープスラブのせん断破壊に対し、ディープビームせん断耐力算定式を適用する場合の有効幅については、載荷板長さ、支持板長さ、供試体全幅およびせん断スパンが影響因子であることが明らかとなった。この場合、支持板長さよりも載荷板長さの方が有効幅に与える影響は大きく、その長さが全幅より小さくても有効幅は全幅に一致することが示された。載荷板と支持板の間で形成される圧縮ストラットを考えたとき、幅方向の膨らみは主にせん断スパンが大きな影響因子となっていること、配筋鉄筋がある場合は幅方向の膨らみはさらに大きくなることが示された。

第5章では、非線形有限要素解析により縦ひび割れが鉄筋コンクリートはりの斜め引張破壊に与える影響を検証した後、縦ひび割れ発生に対して実験結果に基づいて力学モデルを構築した。有限要素解析においては、縦ひび割れ（ダウエルひび割れ）をモデル化して取り入れることにより、荷重-変位曲線、終局荷重および破壊形式が実験値に大きく近づく結果が得られた。また、斜めひび割れの挙動についても縦ひび割れを考慮することに開口変位およびすべり変位が実験値に近づく結果が得られた。軸方向鉄筋のひずみについては、斜めひび割れ外側（支点側）で、縦ひび割れを考慮することにより斜めひび割れ発生後に大きく増加し実験値をほぼ捉えることができた。

斜め引張破壊を模したモデル供試体を用いてダウエル力と引張力の比を変数とした実験を行い、縦ひび割れ発生メカニズムに力学的モデルにあらわすことを試みた。縦ひび割れ発生荷重は、ダウエル力と引張力は強い相互作用があることが示された。実測された鉄筋の曲率分布を基に、ダウエル作用に対して仮想ばりをコンクリートのバネで支える弾塑性バネ支持モデルを構築した。このとき、仮想ばりの曲げ剛性は鉄筋単体の曲げ剛性として、コンクリートによるバネは完全弾塑性体と仮定することができる。このモデルにおける弾性限界変位は、鉛直変位とすべり変位の相互作用があること、ダウエル力の影響が支配的な場合と引張力の影響が支配的な場合に分けられることが示された。付着作用に対しては、縦ひび割れ発生時まで島モデルによってあらわすことが可能であることが示された。

破壊時における鉄筋の鉛直変位とすべり変位を用いて破壊基準を定式化すると、破壊に対してダウエル力が支配的な領域と引張力が支配的な領域に分けることができる。引張力が支配的な場合は終局鉛直変位が増加すると終局すべり変位は低下する傾向にあるが、ダウエル作用が支配的な場合は終局鉛直変位の増加に伴い終局すべり変位も増加する傾向が示された。破壊基準を用いて、ダウエル作用の弾塑性モデルと島モデルにより破壊時の作用力を計算すると、ダウエル力支配型の破壊では引張力が増加するとダウエル耐力は大きくなる傾向があり、引張力が全く作用しない場合にはダウエル耐力は急激に低下することが示された。引張力支配型の破壊では、ダウエル力が増加すると最大引張力（耐力）は低下する傾向が示された。

最後にこの第6章では、本論文で得られた結論をまとめた。

謝 辞

本論文は、著者が昭和58年に北海道大学工学部土木工学科構造工学講座（現 大学院工学研究科複合構造工学分野）に助手として採用されて以来、同講座において実施してきた鉄筋コンクリート部材のせん断耐荷機構に関する一連の研究成果について取りまとめたものです。研究の取りまとめにおいては、同講座角田與史雄教授より多大なるご指導と適切なお助言をいただきました。とくに、著者が採用されて間もない頃は、研究計画から実験データの活用の仕方、理論の組立およびその解法、さらには公表論文の執筆に至るまで熱意をもってご指導いただきました。ここに深甚なる謝意を申し上げる次第です。同講座上田多門助教授からは、本研究を進めていく上で数多くのご指摘とお助言を賜りました。また、第5章の解析では当時最先端の非線形有限要素プログラムCOMM2を使用する機会とそのご指導をいただきました。ここに、深謝の意を表します。

北海道大学大学院工学研究科城攻教授、佐伯昇教授には、副査として本論文の審査をしていただきました。ご多忙の身に関わらず貴重なお助言をいただきましたことに、厚く御礼を申し上げます。

北海道大学工学部の木村勉技官には、実験における様々な技術的指導やトラブル等の対処にご尽力いただきました。本研究の実験および解析の実施に際し、第2章においては幡本篤氏（60期、現 国土交通省北海道開発局）、若山浩氏（修士33期、現 北海道）、石原伸敏氏（61期、現 コマツ）、山田安秀氏（61期、現 経済産業省）、小倉右都氏（63期、現 日本鋪道）、山本勝氏（63期、現 日本がん知識普及協会）、山崎聡介氏（67期、現 日商岩井）、第4章においては富田早季氏（72期、現 オリエンタルコンサルタンツ）、第5章においては真田修氏（修士40期、現 日本道路公団）、徳田源介氏（修士43期、現 愛媛県）など多くの歴代の学生諸氏に多大なるご協力をいただきました。皆様に対して、ここに感謝の意を表すしだいです。また、第3章のRCスラブの押抜きせん断実験については、著者が助手として採用される前に遂行されたものであり、膨大かつ精力的に実験を行われた諸氏に深く敬意を表します。

本研究の一部の実験は、北海学園大学工学部高橋義裕教授の指導のもとに行われました。高橋教授は著者の学生時代の指導教官でもあり、卒業後においてもお助言はもとより激励の言葉も数多くいただきました。また、他研究室および他大学の諸先生からも叱咤激励のお言葉を頂戴しましたことは、著者にとって励みとなりました。ここに厚く御礼を申し上げますしだいです。

平成15年12月 古内 仁

本論文に関する著者の公表論文

第2章

- 【01】 古内仁, 石塚建一, 幡本篤, 角田与史雄: 多点荷重を受けるRCはりのせん断耐力について, 土木学会北海道支部論文報告集, 42, pp.501-504, 1986
- 【02】 古内仁, 木村勉, 角田与史雄: 支点モーメントを有するRCはりのせん断耐力に関する一研究, 土木学会第41回年次学術講演会講演概要集, V, pp.229-230, 1986
- 【03】 古内仁, 高橋義裕, 石原伸敏: 支点モーメントを有するRCはりのせん断耐力について, 土木学会北海道支部論文報告集, 43, pp.525-528, 1987
- 【04】 古内仁, 角田与史雄: 張出しを有するRCばりのせん断強度に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, 9(2), pp.341-346, 1987
- 【05】 Furuuchi, H. and Kakuta, Y.: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams with End Moment, Transactions of JCI, Vol.9, pp.321-326, 1988
- 【06】 古内仁, 角田与史雄: 端モーメントを有するRCはりの多点荷重下におけるせん断耐力算定の一考察, 土木学会第43回年次学術講演会講演概要集, V, pp.688-689, 1988
- 【07】 古内仁, 林川俊郎, 角田与史雄: 鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に及ぼす反曲点の影響について, 土木学会北海道支部論文報告集, 47, pp.767-772, 1991
- 【08】 古内仁, 角田与史雄, 林川俊郎: 反曲点を有する鉄筋コンクリートはりのせん断耐力について, コンクリート工学年次論文報告集, 13(2), pp.185-190, 1991
- 【09】 古内仁, 角田与史雄: 多点荷重が作用し反曲点を有するRCはりのせん断耐力に関する一考察, 土木学会第46回年次学術講演会講演概要集, V, pp.710-711, 1991
- 【10】 Furuuchi, H., Kakuta, Y. and Hayashikawa, T.: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams with Contraflexure Points, Transactions of JCI, Vol.13, pp.535-540, 1992
- 【11】 山崎聡介, 古内仁, 上田多門, 角田与史雄: 反曲点を有し正負鉄筋比の異なる断面のRCはりにおけるせん断耐力について, 土木学会北海道支部論文報告集, 48, pp.901-904, 1992
- 【12】 古内仁, 上田多門, 角田与史雄: 反曲点を有する鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷機構について, コンクリート工学年次論文報告集, 14(2), pp.233-238, 1992
- 【13】 古内仁, 高橋義裕, 上田多門, 角田与史雄: 反曲点を有するRCはりのせん断破壊に及ぼす斜ひびわれの影響について, 土木学会北海道支部論文報告集, 49, pp.979-982, 1993
- 【14】 真田修, 古内仁, 上田多門, 角田与史雄: 反曲点を有するRCはりの有限要素解析, 土木学会北海道支部論文報告集, 49, pp.987-992, 1993
- 【15】 古内仁, 高橋義裕, 上田多門, 角田与史雄: 反曲点を有するRCはりのせん断破壊に対する斜ひびわれの影響, コンクリート工学年次論文報告集, 15(2), pp.449-454, 1993
- 【16】 Furuuchi, H., Ueda, T. and Kakuta, Y.: Effect of Diagonal Cracking on Shear Failure of Reinforced Concrete Beams with an Inflection Point, Transactions of JCI, Vol.15, pp.423-430, 1993

第3章

- 【01】 高橋義裕, 角田與史雄, 古内仁: RC部材の局部せん断破壊に関する実験的研究, 土木学会北海道支部論文報告集, 47, 1991
- 【02】 Furuuchi, H., Takahashi, Y. and Kakuta, Y.: Study on Practical Design Method for Shear of Reinforced Concrete Slabs Loaded near Free Edge, Concrete Library International of JSCE, 29, 93-103, 1997
- 【03】 古内仁, 高橋義裕, 上田多門, 角田與史雄: 自由縁付近に載荷された一方向RCスラブのせん断耐力について, 土木学会北海道支部論文報告集, 52A, pp.624-629, 1996
- 【04】 古内仁, 高橋義裕, 角田與史雄: RCスラブの自由縁附近載荷に対する実用せん断設計法の研究, 土木学会論文集, 532(V-30), pp.141-149, 1996
- 【05】 古内仁, 角田與史雄: 「自由縁の影響を考慮したRCスラブの押抜きせん断耐力算定式に関する研究」コンクリート工学年次論文集(2003年第25巻掲載決定)

第4章

- 【01】 富田早季, 古内仁, 上田多門, 角田與史雄: 載荷条件の異なるRCディープスラブのせん断破壊について, 土木学会北海道支部論文報告集, 53A, pp.616-619, 1997
- 【02】 富田早季, 古内仁, 上田多門, 角田與史雄: 載荷および支持幅の異なるRCディープスラブのせん断破壊に対する実験的研究, 土木学会第52回年次学術講演会講演概要集, V, 1997
- 【03】 古内仁, 高橋義裕, 上田多門, 角田與史雄: RCディープスラブのせん断破壊における有効幅について, コンクリート工学年次論文報告集, 20(3), pp.391-398, 1998

第5章

- 【01】 古内仁, 角田与史雄, 能町純雄: 鉄筋のダウエル作用による破壊機構について, 土木学会北海道支部論文報告集, 40, pp. 622-627, 1984
- 【02】 古内仁, 角田与史雄, 能町純雄: 鉄筋のダウエル作用による破壊機構について, 土木学会第39回年次学術講演会講演概要集, V, pp 391-392, 1984
- 【03】 古内仁, 角田与史雄, 能町純雄: 鉄筋のダウエル作用の力学モデルに関する研究, 土木学会北海道支部論文報告集, 41, pp.542-545, 1985
- 【04】 古内仁, 木村 勉, 角田与史雄: 鉄筋のダウエル作用によるJonesモデルの適用性について, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集, V, pp.327-328, 1985
- 【05】 古内仁, 角田与史雄: 鉄筋のダウエル作用による変形性状について, 第7回コンクリート工学年次講演会論文集, 7, pp.509-512, 1985
- 【06】 Furuuchi, H. and Kakuta, Y.: Deformation Behavior in Dowel Action of Reinforcing Bars, Transactions of JCI, Vol.7, pp.263-268, 1986

- 【07】古内仁, 木村 勉, 角田与史雄: ダウエル作用の変形モデルに関する研究, 土木学会北海道支部論文報告集, 42, pp.497-500, 1986
- 【08】古内仁, 角田与史雄: 鉄筋のダウエル作用における非線形挙動について, 第8回コンクリート工学年次講演会論文集, 8, pp.773-776, 1986
- 【09】Furuuchi, H. and Kakuta, Y.: Nonlinear Behavior in Dowel Action of Reinforcing Bars, Transactions of JCI, Vol.8, pp.289-294, 1987
- 【10】古内仁, 角田与史雄: 鉄筋のダウエル作用の力学モデルに対する研究, 土木学会第42回年次学術講演会講演概要集, V, pp.142-143, 1987
- 【11】古内仁, 葛野尚文, 角田与史雄: 鉄筋のダウエル作用による破壊強度と変形について, 土木学会北海道支部論文報告集, 44, pp.525-528, 1988
- 【12】古内仁, 角田与史雄: 横方向鉄筋を有する軸方向鉄筋のダウエル作用における変形性状について, コンクリート工学年次論文報告集, 10(3), pp.635-638, 1988
- 【13】Furuuchi, H and Y. Kakuta: Deformation in Dowel Action of Reinforcing Bars with Transverse Bars, Transactions of JCI, Vol.10, pp.235-240, 1989
- 【14】古内仁, 徳永篤, 角田与史雄: 鉄筋のダウエル作用に対するスターラップの定量モデル, 土木学会北海道支部論文報告集, 45, pp.643-646, 1989
- 【15】古内仁, 角田与史雄: 鉄筋のダウエル作用に及ぼすスターラップの拘束効果について, 土木学会第44回年次学術講演会講演概要集, V, pp.562-563, 1989
- 【16】真田修, 古内仁, 上田多門, 角田與史雄: 斜めひびわれ性状がせん断破壊に及ぼす影響の解析的研究, 土木学会北海道支部論文報告集, 50, pp.1066-1069, 1994
- 【17】小原孝之, 兼松秀行, 古内仁, 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄: ダウエル作用の力学モデルに関する研究, 土木学会北海道支部論文報告集, 50, pp.1070-1073, 1994
- 【18】真田修, 古内仁, 上田多門, 角田與史雄: 鉄筋コンクリートはりの斜引張破壊に対する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, 16(2), pp.569-574, 1994
- 【19】真田修, 古内仁, 上田多門, 角田與史雄: 有限要素法による鉄筋コンクリートはりの斜め引張破壊の解析, 土木学会第49回年次学術講演会講演概要集, V, pp.848-849, 1994
- 【20】徳田源介, 古内仁, 上田多門, 角田與史雄: 斜め引張破壊におけるダウエルひび割れ発生メカニズムの実験的研究, 土木学会北海道支部論文報告集, 51, pp.488-491, 1995
- 【21】Tokuda, M., Furuuchi, H., Ueda, T. and Kakuta, Y.: Cracking Behavior due to Dowel and Bond Actions, Transaction of JCI, 19, pp.349-356, 1997
- 【22】小山聡, 徳田源介, 古内仁, 上田多門: ダウエル作用と付着作用によるひび割れ発生荷重について, 土木学会北海道支部論文報告集, 53A, pp.526-529, 1997
- 【23】徳田源介, 小山聡, 古内仁, 上田多門: ダウエル作用と付着作用による鉄筋の変形性状について, 土木学会北海道支部論文報告集, 53A, pp.530-533, 1997
- 【24】徳田源介・古内仁・上田多門・角田與史雄: ダウエル作用と付着作用によるひび割れ発生について, コンクリート工学年次論文報告集, 19(2), pp.717-722, 1997