

Twin-PBL 接合部の押抜きせん断実験

海外事業部	工務部	森下健二
技術本部	土木技術第一部	櫻田道博
札幌支店	土木工事部	清水俊一
東京土木支店	土木工事統括部技術部	熊谷善明

概要: 北海道横断自動車道 ペンケオタソイ川橋(発注名:広内第二橋)では、上床版と波形鋼板との接合に、2列の孔あき鋼板ジベル(以降、Twin-PBL)が採用された。また、本橋は全外ケーブル方式による片持ち架設を行うため、架設外ケーブルの定着突起を設ける必要性から、一部床版を打ち下ろすコンクリートエッジ方式としている。Twin-PBL がコンクリートエッジ方式に使用されるのは本橋が初めてであり、コンクリートエッジ幅が小さいことによる水平せん断耐力の低下が懸念された。そこで、発注者である日本道路公団北海道支社と協議した結果、接合部をモデル化した供試体を製作して押抜きせん断実験を行って耐力を確認することとした。この結果と土木学会で提案されている孔あき鋼板ジベルの耐力式を基に、Twin-PBL 接合をコンクリートエッジ方式に適用した場合の設計せん断耐力式を提案した。

Key Words: Twin-PBL, コンクリートエッジ方式, せん断耐力

1. はじめに

北海道横断自動車道 ペンケオタソイ川橋は、図-1 に示すように 5 径間連続波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋である。本橋は、上川郡新得町に位置し、砂防指定地にあるペンケオタソイ川を跨いで A1 側は日高山脈の裾野、A2 側は十勝平野の広大な牧草地帯となっている。

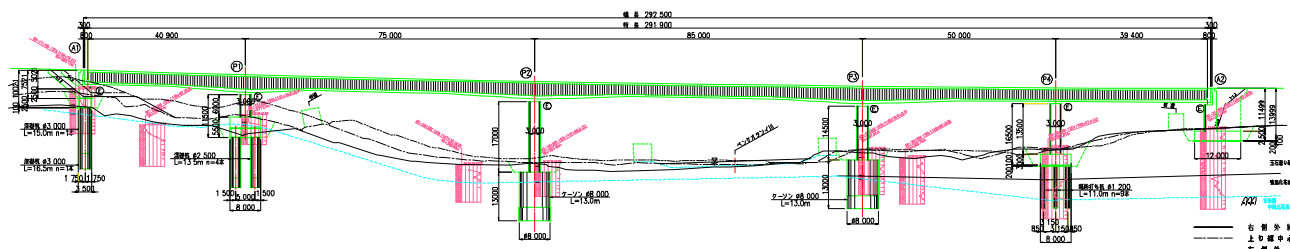


図-1 ペンケオタソイ川橋側面図

床版と波形鋼板ウェブとの接合部には種々の方式が提案されているが、本橋では、図-2 に示すような Twin-PBL を採用することとした。この方式は、水平せん断力に対して Twin-PBL の貫通孔と貫通鉄筋で抵抗し、橋軸直角方向の曲げモーメントに対しては、Twin-PBL の片側貫通孔と貫通鉄筋によって抵抗する。また、溶接が橋軸方向のみであることに加え、Twin-PBL によってフランジの剛性が向上して溶接ひずみが小さくなることから作業性、経済性も向上することが期待できる構造である。

また、本橋は全外ケーブルによる片持ち架設を行うことから、架設ケーブルの定着突起を設ける必要性より、図-3 に示すように、上床版の一部が打ち下ろされるコンクリートエッジ方式を採用している。Twin-PBL が、現在使用実績の最も多いアングルジベル接合方式(図-2 参照)と同等の性能を有していることは既往の研究で確認¹⁾されているが、コンクリートエッジ方式で Twin-PBL が使用されるのは本橋が初めてであり、コンクリートエッジ表面と Twin-PBL の縁



森下健二



櫻田道博



清水俊一



熊谷善明

端距離が小さくなることによる水平せん断耐力低下が懸念された。そこで、コンクリートエッジ方式におけるTwin-PBL接合部の水平せん断耐力を確認するために、コンクリートエッジ幅と貫通孔数を変化させた供試体を製作し、押抜きせん断実験を実施した。さらに、この実験結果と土木学会で提案されている孔あき鋼板ジベルの耐力式²⁾である保坂式³⁻⁵⁾を基に、コンクリートエッジ方式の設計せん断耐力算出方法を提案した。

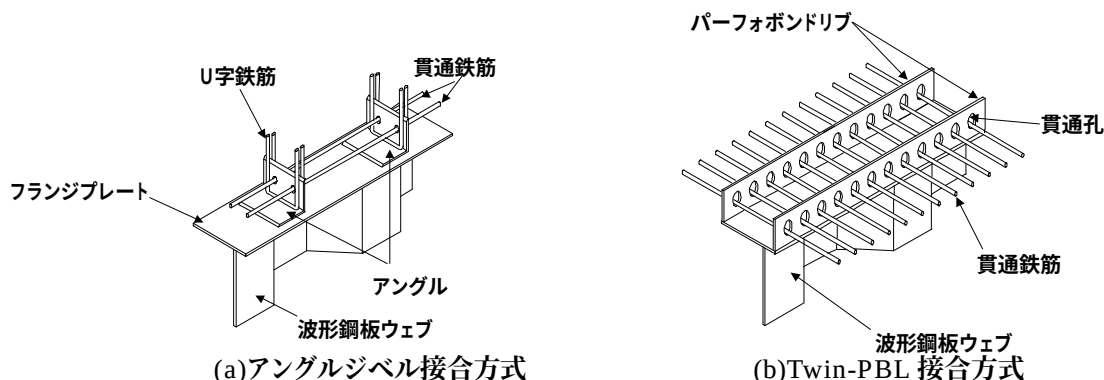


図-2 コンクリート床版と波形鋼板ウェブとの接合部

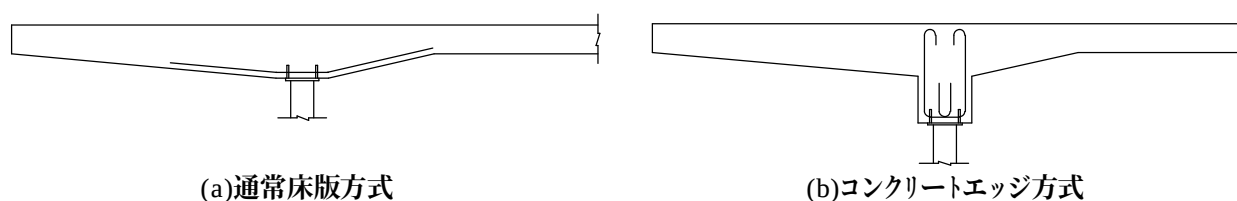


図-3 コンクリート床版の形状

2. 実験概要

(1) 使用材料

本実験に使用した材料、コンクリートの示方配合、鉄筋機械的性質およびコンクリートの機械的性質を表-1、表-2、表-3 および表-4 にそれぞれ示す。

表-1 使用材料

種別	記号	種類および性質
セメント	C	早強セメント(三菱マテリアル製), 密度 3.14g/cm ³
水	W	上水道水
細骨材	S1	山砂(麻生町産), 表乾密度 2.61g/cm ³
細骨材	S2	砕砂(岩間町産), 表乾密度 2.69g/cm ³
粗骨材	G	砕石(岩間町産), 表乾密度 2.76g/cm ³ , 粗骨材最大寸法 20mm
AE 剤	AE	マイクロエア 775S(エヌエムビー社製), 10 倍希釈液
高性能減水剤	SP	レオビルド 8000S(エヌエムビー社製)
鉄筋	—	SD345, 降伏点強度 345MPa(公称), 引張強度 490MPa(公称)

表-2 コンクリートの配合

粗骨材 最大寸法(mm)	Air (%)	W/C (%)	単位量(kg/m ³)					AE 添加量	SP 添加量
			W	C	S1	S2	G		
20	4.5	43.0	153	356	393	404	1071	C×0.15%	C×0.65%

表-3 鉄筋の機械的性質

鉄筋	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)
D16	381	553
D19	380	550
D22	376	555

表-4 コンクリートの機械的性質

材齢	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	備考
1日	31.4	—	脱枠時
11日	42.1	27.6	載荷実験(1日目)
12日	42.5	29.1	載荷実験(2日目)
13日	41.8	28.6	載荷実験(3日目)
14日	42.5	28.7	載荷実験(4日目)
15日	43.3	29.2	載荷実験(5日目)
18日	42.6	29.2	載荷実験(6日目)
19日	43.5	28.9	載荷実験(7日目)
28日	46.2	—	

(2) 実験方法

1) 供試体

供試体諸元, 供試体製作図を表-5 および図-4 にそれぞれ示す。パラメータはコンクリートエッジ幅および貫通孔の数とした。供試体接合部の形状は、実構造物と同様とし、PBL2枚, 孔径60mm, 貫通鉄筋径D22とした。また、図-2における通常床版方式において Twin-PBL を採用した遊楽部(ユウラップ)川橋において行われた実験結果⁶⁾と比較するために、孔径55mm, 貫通鉄筋径D16の供試体も製作した。打設方向は実施工に合わせて接合部上方からとし、鋼フランジとコンクリートエッジとの付着を切った。

表-5 供試体の諸元

供試体名	コンクリート エッジ幅(mm)	PBL 枚数	孔个数 (個/枚)	孔径 (mm)	貫通 鉄筋	打設 方向	供試 体数	備考
50-D22-1	500	2	1	60	D22	上から	3	実橋と同様
50-D22-2	500	2	2	60	D22	上から	3	//
60-D22-1	600	2	1	60	D22	上から	3	//
60-D22-2	600	2	2	60	D22	上から	3	//
50-D16-1	500	2	1	55	D16	上から	3	既往実験との比較

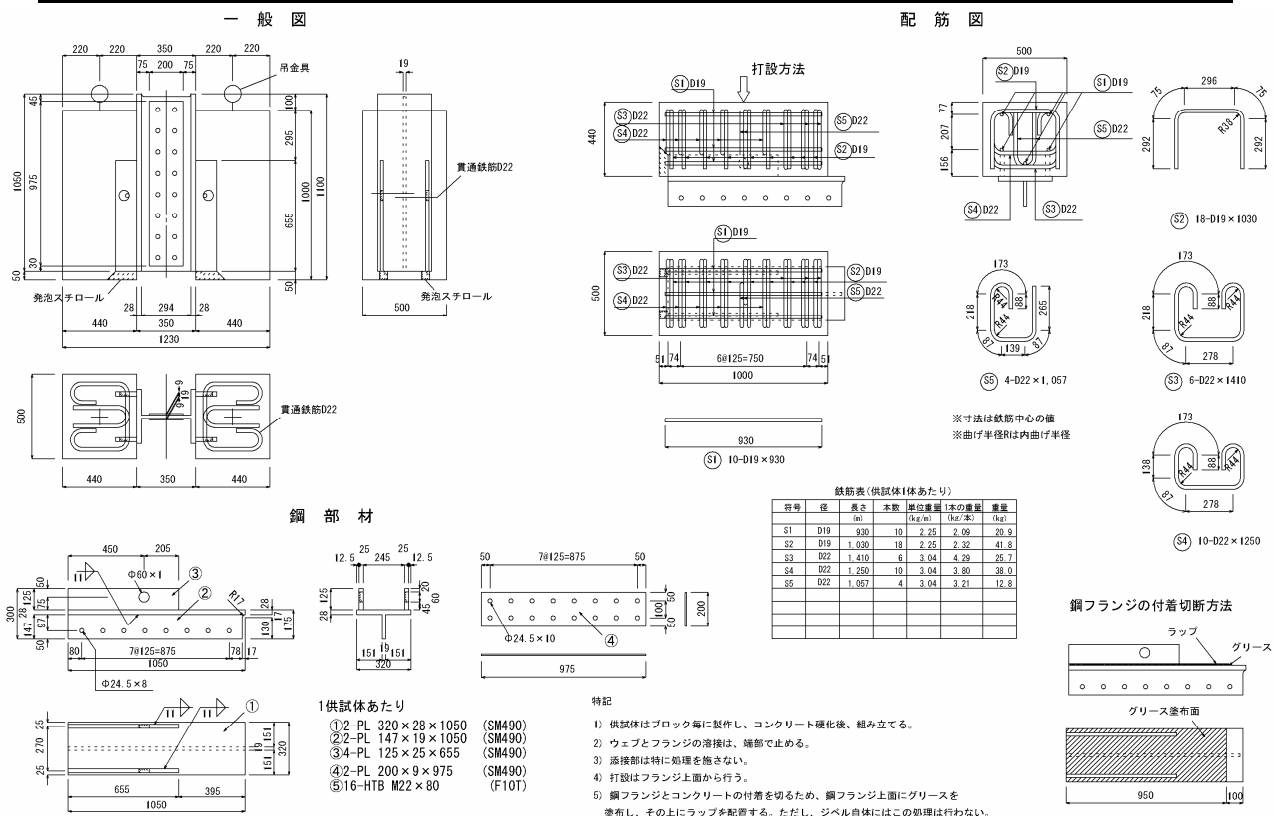


図-4(a) 供試体製作図(50-D22-1)

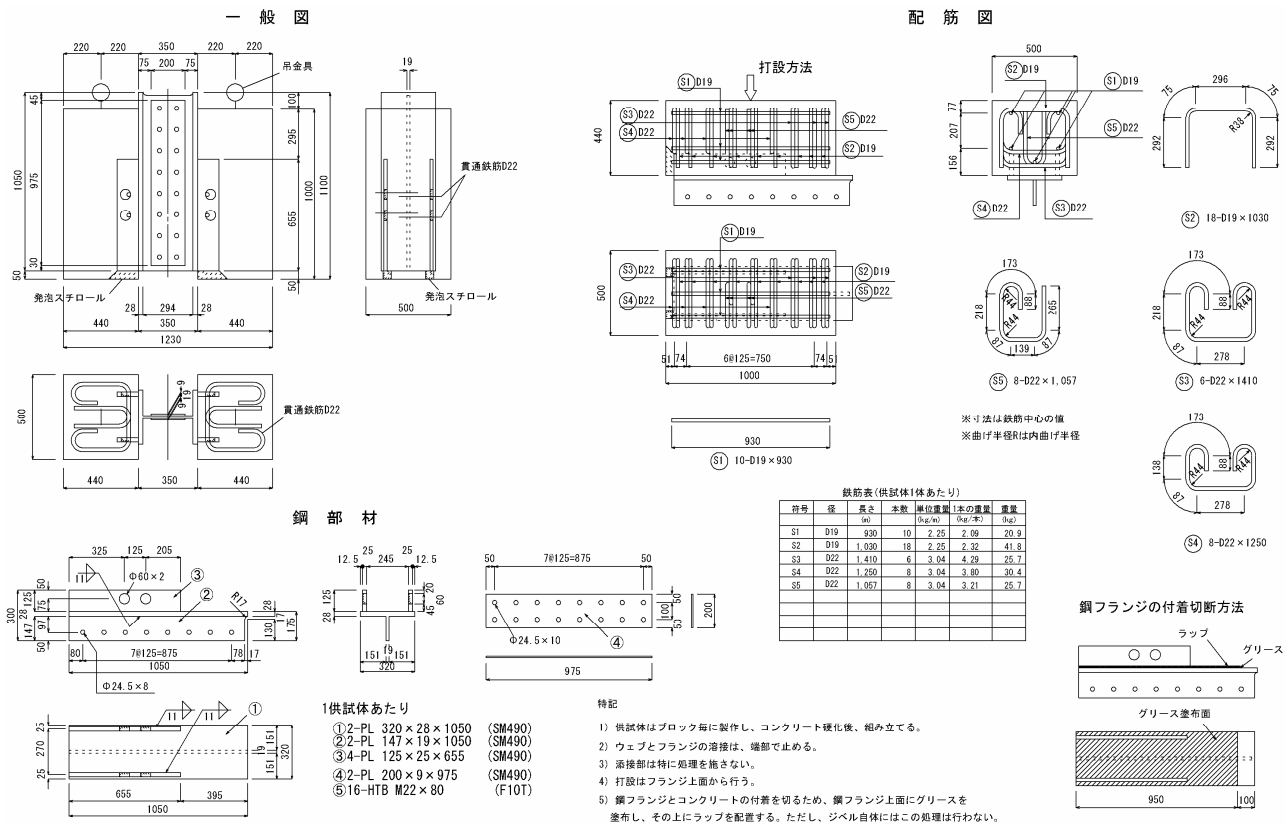


図-4(b) 供試体製作図(50-D22-2)

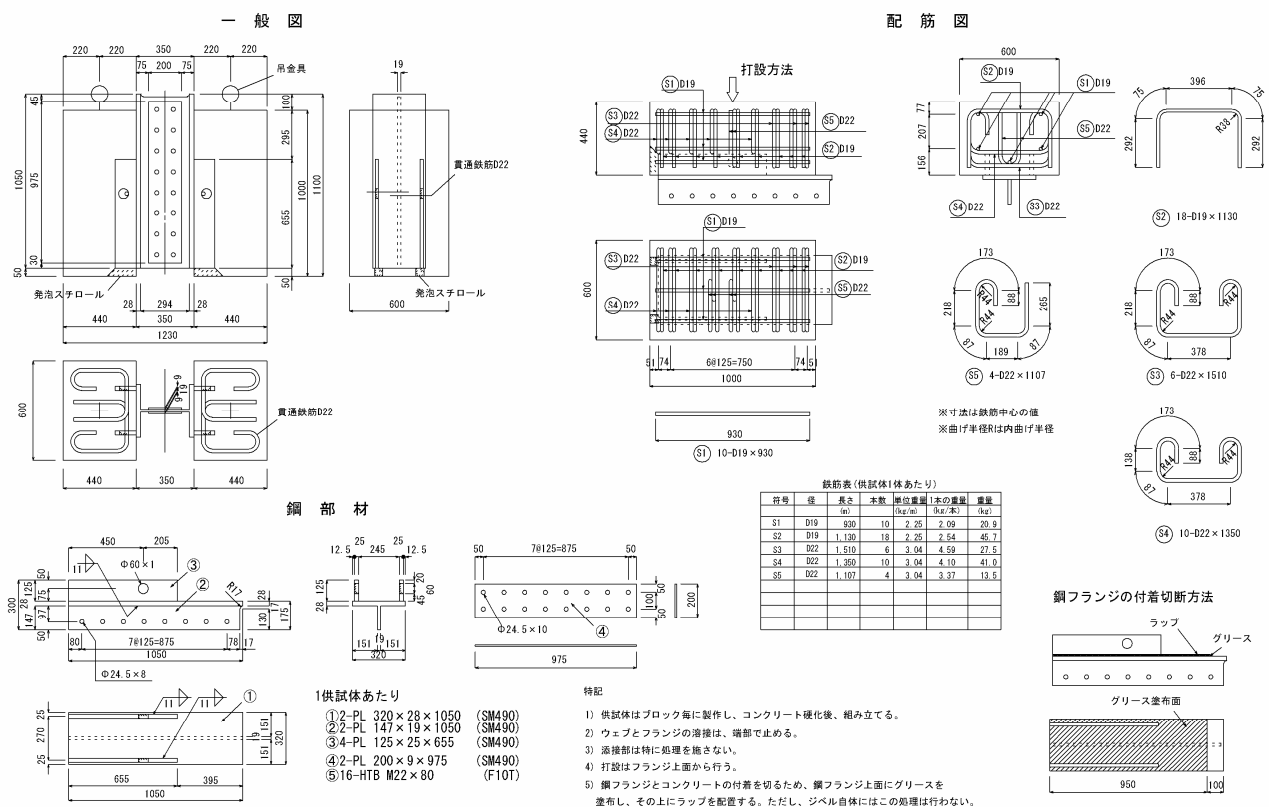


図-4(c) 供試体製作図(60-D22-1)

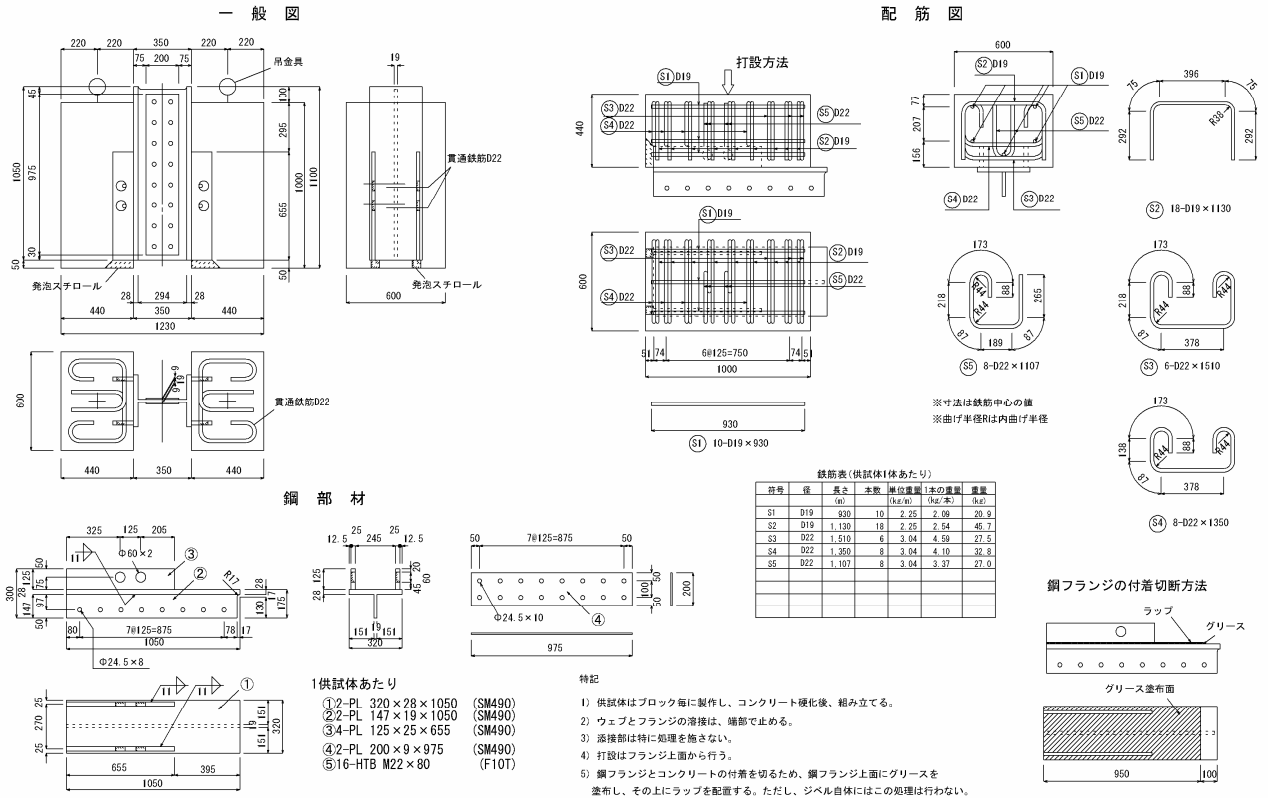


図-4(d) 供試体製作図(60-D22-2)

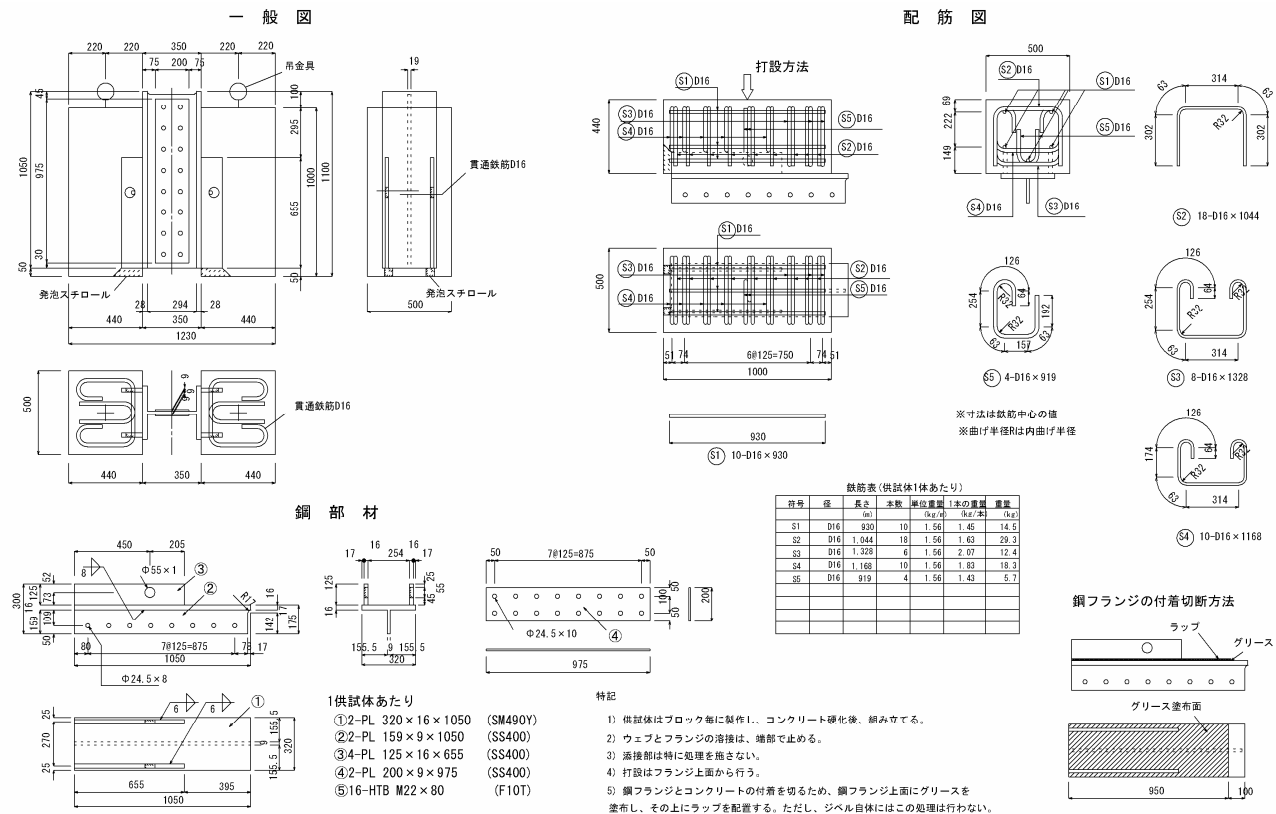


図-4(e) 供試体製作図(50-D16-1)

2) 載荷方法

供試体設置方法, 荷重載荷ステップおよび載荷状況を図-5, 表-6 および写真-1 にそれぞれ示す。弾性域での荷重載荷は, 荷重制御にて 50kN 間隔で行い, 荷重と相対ずれ変位(鋼フランジとコンクリートの相対変位)との関係が直線でなくなった後は, 変位制御にて載荷した。

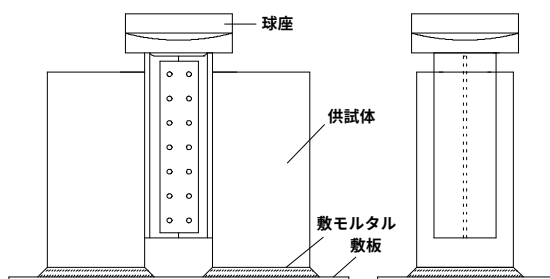


図-5 供試体設置方法

表-5 荷重載荷ステップ

供試体の状況	載荷間隔
弾性域	50kN 間隔(荷重制御)
塑性域	1mm 間隔(変位制御)



写真-1 載荷状況

(2) 計測方法

計測項目は, I.鋼フランジとコンクリートの相対ずれ変位, II.PBL 孔周りの鋼板のひずみおよび III.PBL 孔内近傍の貫通鉄筋のひずみとした。

鋼フランジとコンクリートの相対ずれ変位は, 供試体に傾き等が生じる可能性があるため, 図-6 に示す 4 箇所を高性能変位計で計測した。相対ずれ変位は, これら 4 箇所の平均値を採用した。

PBL 孔周りのひずみは, 図-7 に示すように孔 1 箇所につき 4 枚の 3 軸ゲージを貼付し力の流れを計測した。

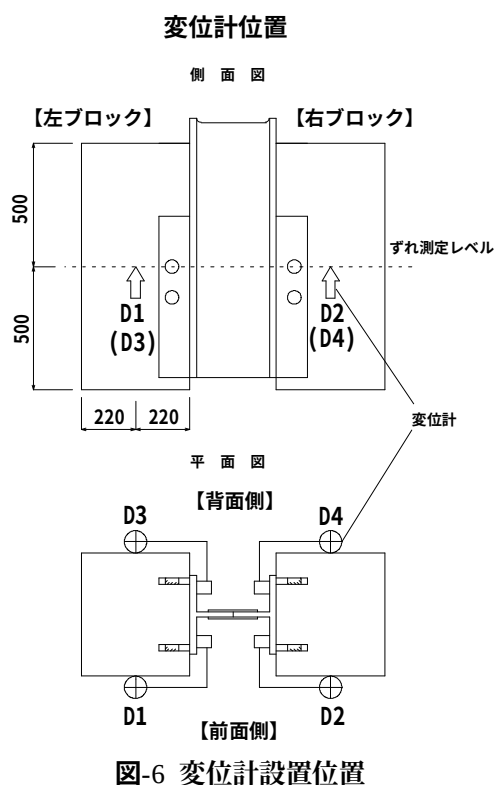


図-6 変位計設置位置

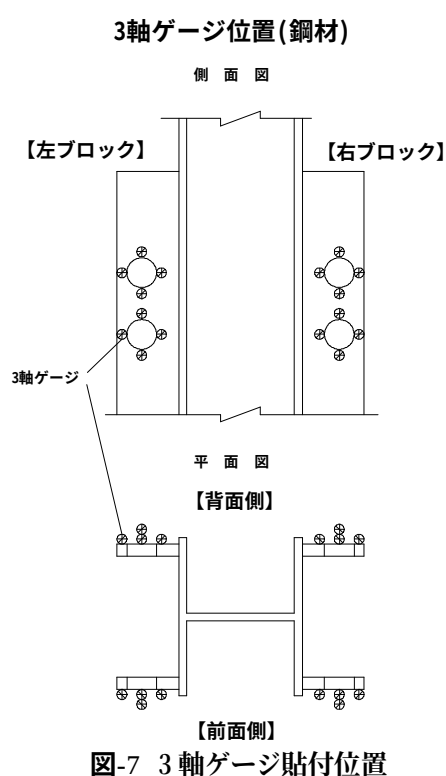


図-7 3軸ゲージ貼付位置

また、偏載荷の可能性があるので、全ての PBL 孔周りに貼付することとした。

PBL 孔内の貫通鉄筋には、載荷によって局所的な変形が生じ、鉄筋の上下面で応力状態が異なることが予想されたことから、図-8に示すように貫通鉄筋の上下面に1軸ゲージを貼付して計測を行った。貫通鉄筋に生じるひずみは、この上下面で計測されたひずみを平均した値によって評価するものとした。

(3) 供試体耐荷力の算定

式-1 に示す土木学会式を用いて算出した供試体の耐荷力を表-6に示す。ここで用いられた、コンクリート強度は、各供試体載荷実験時に計測した実測値を使用した。

$$Q_u = 1.45 \left\{ (d^2 - \phi_{st}^2) \cdot f'_c + \phi_{st}^2 \cdot f_{st} \right\} / 1000 - 106.1 \cdots \cdots \text{式-1}$$

ここに、 Q_u : コンクリートジベル1個当たりのせん断耐力(kN)
 f'_c : コンクリート強度(MPa)
 f_{st} : 鉄筋の引張強度(MPa)
 d : 孔径(mm)
 ϕ_{st} : 貫通鉄筋径(mm)

図-8 1軸ゲージ貼付位置

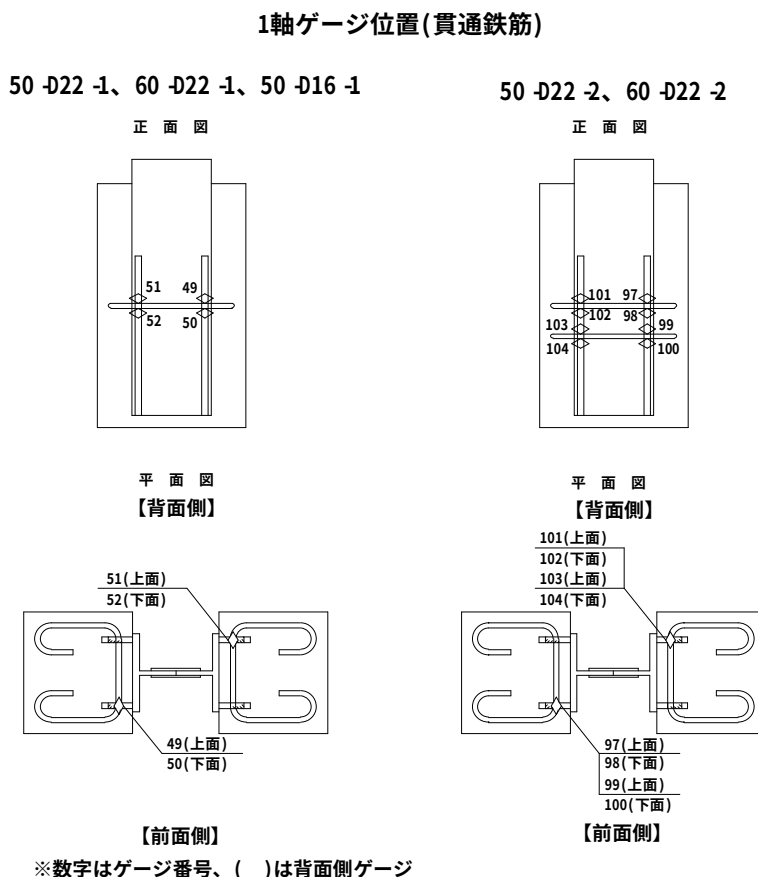


表-6 各供試体の耐荷力

供試体名		コンクリート 強度 f'c (MPa)	孔径 Φ (mm)	貫通 鉄筋径 d(mm)	孔数 (個/枚)	リブ数 (枚)	ジベル耐力 (kN/個)	供試体耐力 (kN)
50-D22-1	1 体目	41.8	60	22	1	2	427	1707
	2 体目	42.5	60	22	1	2	430	1719
	3 体目	42.5	60	22	1	2	430	1719
50-D22-2	1 体目	43.3	60	22	2	2	433	3467
	2 体目	43.3	60	22	2	2	433	3467
	3 体目	42.6	60	22	2	2	430	3442
60-D22-1	1 体目	42.5	60	22	1	2	430	1719
	2 体目	41.8	60	22	1	2	427	1707
	3 体目	41.8	60	22	1	2	427	1707
60-D22-2	1 体目	42.6	60	22	2	2	430	3442
	2 体目	43.5	60	22	2	2	434	3475
	3 体目	43.5	60	22	2	2	434	3475
50-D16-1	1 体目	42.1	55	16	1	2	245	979
	2 体目	42.1	55	16	1	2	245	979
	3 体目	42.5	55	16	1	2	247	986

3. 実験結果と考察

(1) 供試体の耐荷力

各供試体の耐荷力を表-7 に、荷重と相対ずれ変位との関係を図-9 にそれぞれ示す。表-7 には、通常床版方式で Twin-PBL を採用した遊楽部川橋にて行われた実験結果を合わせて示している。コンクリートエッジ方式とした場合、全ての供試体の中で土木学会式により算出した耐荷力を上回ったのは、60-D22-1 のみであった。その他の供試体耐荷力は、土木学会式の 72%～98%であった。

表-7 供試体の耐荷力

供試体		ひび割れ 荷重(kN)	各供試体の耐荷力(kN)			耐荷力の平均(kN)		
			I 実測値	II 計算値*	比(I/II)	III 実測値	IV 計算値*	比(III/IV)
50-D22-1	1 体目	1118	1560	1707	0.91	1511	1715	0.88
	2 体目	1177	1580	1719	0.92			
	3 体目	1055	1393	1719	0.81			
60-D22-1	1 体目	1642	1772	1719	1.03	1872	1711	1.09
	2 体目	1530	1885	1707	1.10			
	3 体目	1527	1961	1707	1.15			
50-D22-2	1 体目	1733	2251	3467	0.65	2505	3459	0.72
	2 体目	1128	2646	3467	0.76			
	3 体目	1362	2619	3442	0.76			
60-D22-2	1 体目	1864	2924	3442	0.85	2838	3464	0.82
	2 体目	1495	2702	3475	0.78			
	3 体目	2453	2887	3475	0.83			
50-D16-1	1 体目	981	1008	979	1.03	958	981	0.98
	2 体目	873	879	979	0.90			
	3 体目	982	986	986	1.00			
既往の実験**	1 体目	—	1501	1103	1.36	1545	1124	1.37
	2 体目	—	1497	1134	1.32			
	3 体目	—	1637	1134	1.44			

*土木学会式による計算値

**コンクリートブロック幅 1250mm, 厚さ 250mm, 貫通鉄筋 D16, 孔径φ55mm

1) コンクリートエッジ幅の影響

コンクリートエッジ幅が 500mm の供試体と 600mm の供試体を比較した場合、エッジ幅が 600mm の供試体の耐荷力はエッジ幅 500mm の供試体に比べて2割程度大きくなっている。エッジ幅が 500mm の供試体では、ひび割れが早期に発生していることから、コンクリートが比較的早い段階から損傷を受けたことが原因の 1 つと考えられる。

2) 連続孔の影響

貫通孔が 2 個の供試体(50-D22-2, 60-D22-2)は、耐荷力比が 1 個の場合と比較して 2 割程度小さい。これは、本実験のように集中荷重による押抜きせん断実験では、連続孔の場合には上下の孔が均等にせん断力を負担しないためと考えられる。実設計における水平せん断力は分布荷重によって表現されており、接合部の耐荷力評価は、1 個孔の供試体で行うのが望ましいと考えられる。

3) 貫通鉄筋径の影響

貫通鉄筋に D22 を使用した供試体(50-D22-1, 50-D22-2)における耐荷力比(実測値と土木学会式による計算値との比)が、貫通鉄筋に D16 を使用した供試体(50-D16-1)の耐荷力比に比べて小さくなっている。これは、図-10 に示すように、貫通鉄筋の曲げ加工部が貫通孔の途中に位置するため、貫通鉄筋のダウエル効果が低下したことが一因と考えられる。

4) 既往の実験との比較

遊楽部川橋の実験は、コンクリートエッジ幅 1250mm, 厚さ 250mm, 貫通鉄筋径 D16, 貫通孔径φ55mm で行われている。この供試体の耐荷力比は 1.37 であるのに対し、50-D16-1 供試体では 0.98 となっている。土木学会式が

正確に接合部の耐荷力を表していると仮定すると、接合部の耐荷力は、エッジ幅 500mm とすることによって通常の場合の 70%程度まで低下するものと考えられる。

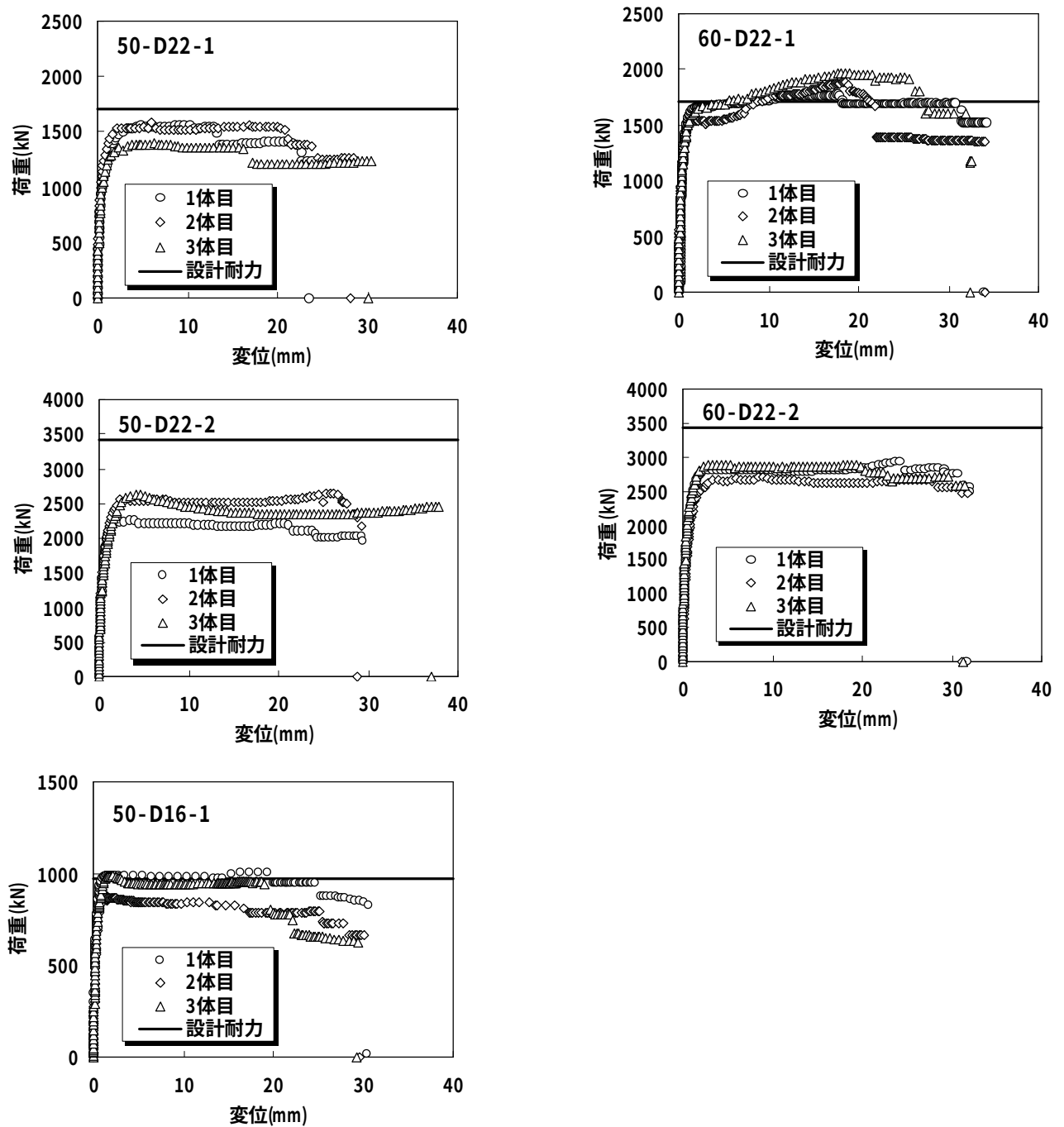


図-9 荷重と相対ずれ変位との関係

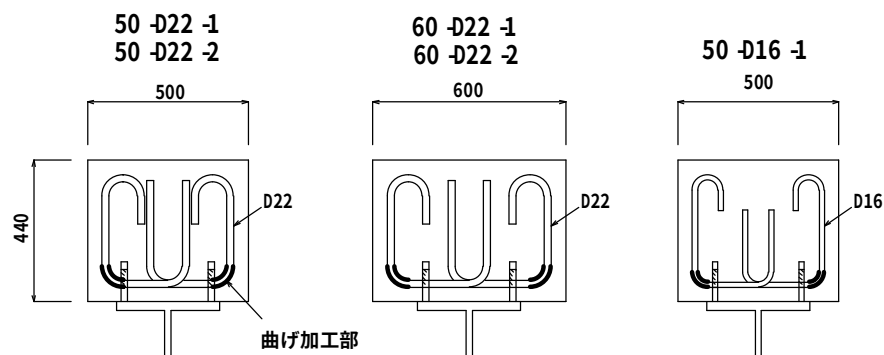


図-10 鉄筋の曲げ加工部

5) ひびわれ耐力

載荷実験におけるひび割れ発生荷重と許容せん断力を表-8に示す。許容せん断力は、過去の実績から土木学会式による耐荷力 Q_u の $1/3$ とした。

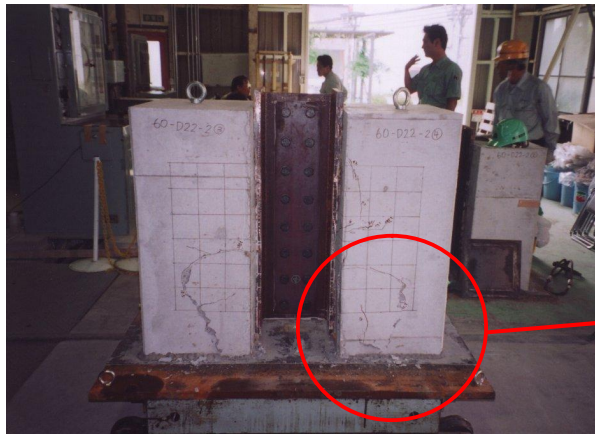
コンクリートエッジ幅が500mmの供試体は、600mmのものと比較して、ひび割れ発生荷重が7割程度となっている。また、50-D22-2 供試体では、ひび割れ発生荷重が許容せん断耐力を下回った供試体も認められた。一方、コンクリートエッジ幅が600mmの供試体では、安全率が最も小さいもので1.29となっている。コンクリートエッジ幅が600mm以上であれば、設計荷重時にひび割れが発生することはないと考えられる。

表-8 載荷実験における供試体のひび割れ発生荷重

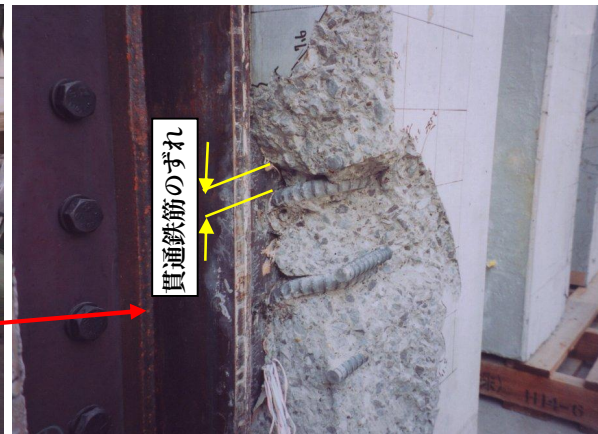
供試体		I ひび割れ荷重(kN)	II 設計時許容せん断力 $Q_u/3$ (kN)	安全率 (I/II)	安全率平均
50-D22-1	1 体目	1118	569	1.96	1.95
	2 体目	1177	573	2.05	
	3 体目	1055	573	1.84	
60-D22-1	1 体目	1642	573	2.87	2.74
	2 体目	1530	569	2.69	
	3 体目	1527	569	2.68	
50-D22-2	1 体目	1733	1156	1.50	1.22
	2 体目	1128	1156	0.98	
	3 体目	1362	1147	1.19	
60-D22-2	1 体目	1864	1147	1.62	1.68
	2 体目	1495	1158	1.29	
	3 体目	2453	1158	2.12	
50-D16-1	1 体目	981	326	3.00	2.89
	2 体目	873	326	2.68	
	3 体目	982	329	2.98	

(2) 破壊形態

供試体の破壊状況の一例を写真-2に示す。コンクリートはかなり損傷しており、ハンマーで軽くたたきただけで除去できた。貫通鉄筋は、下方へ20~30mm移動しており、コンクリートはPBL孔を中心に放射状に破壊していることが分かる。これより、供試体の破壊形態は、図-11のようであったと推定される。コンクリートエッジの幅が小さい供試体の耐荷力が小さかったのは、荷重に抵抗できるコンクリートの断面積が小さかったからと推定できる。



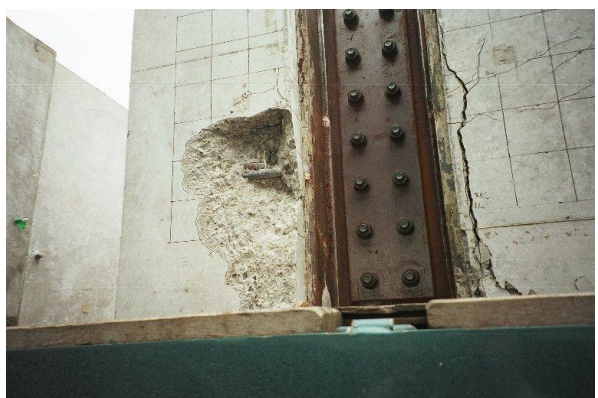
(a)60-D22-2 供試体破壊状況全景



(b)60-D22-2 供試体コンクリート除去後の貫通鉄筋近傍



(c)50-D22-1 供試体破壊状況



(d)50-D22-1 供試体コンクリート破壊状況

写真-2 供試体破壊状況

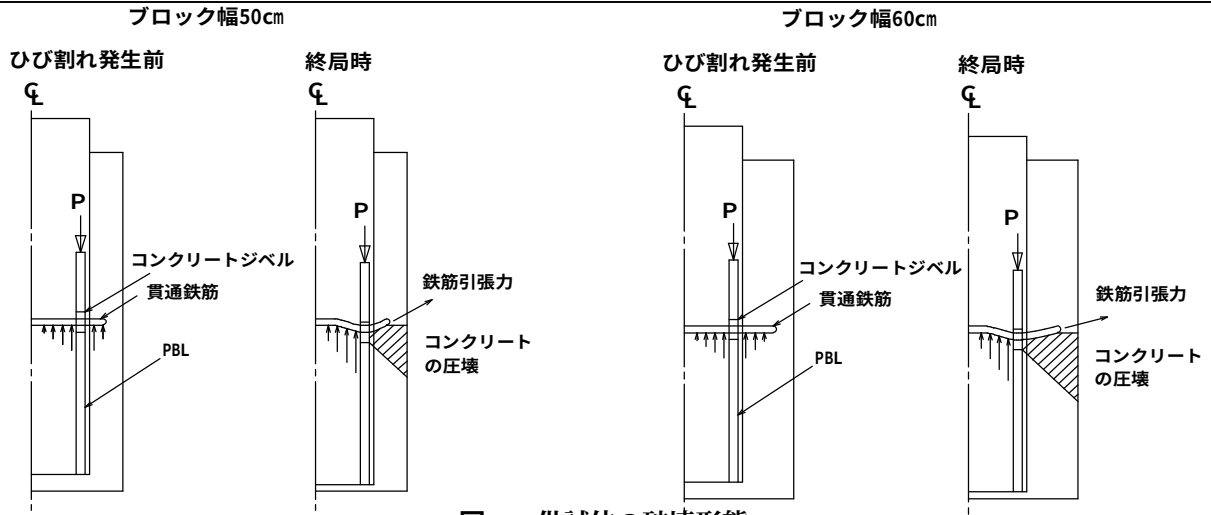


図-11 供試体の破壊形態

破壊後供試体の切断状況を写真-3に示す。PBLに沿ったひび割れと、貫通孔から発生したひび割れが確認できる。コンクリートとPBLの付着が切れたあとは、載荷荷重は、I.貫通孔内のコンクリートのせん断抵抗、II.貫通鉄筋直下のコンクリートの支圧、III.貫通鉄筋の引張力で分担されたことが推察される。

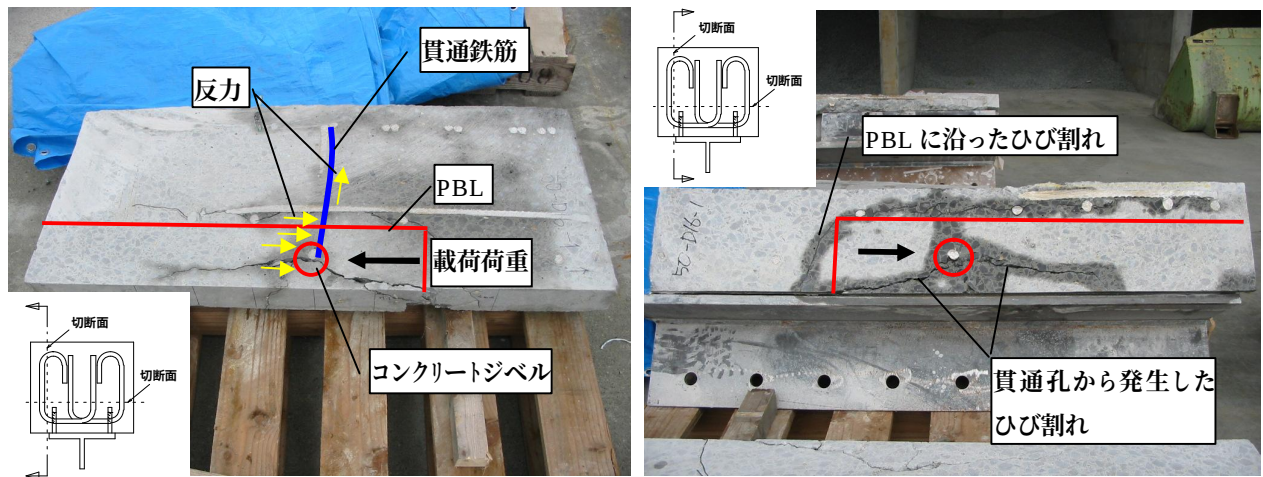


写真-3 供試体の切断状況(50-D16-1)

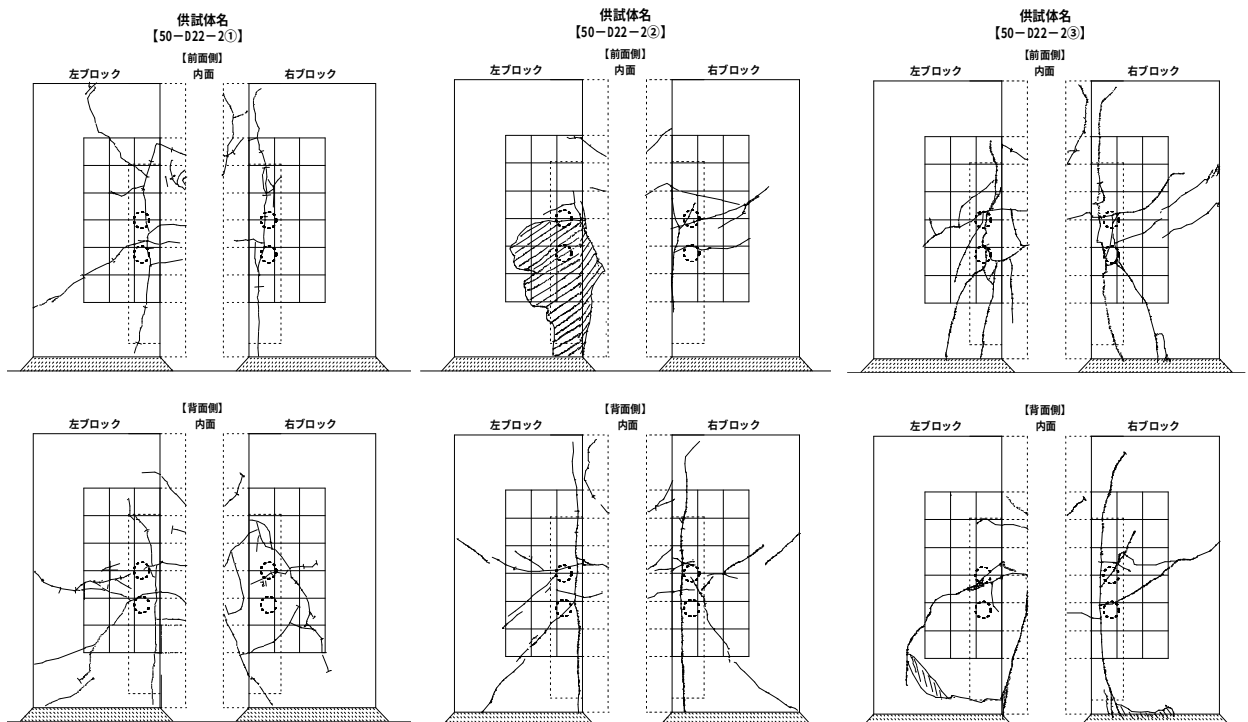


図-12 50-D22-2 供試体のひび割れ発生状況

供試体の代表的なひび割れ発生状況を図-12に示す。ひび割れは、貫通孔付近を中心として複雑に発生している。荷重が局所的に作用し、複雑な応力状態となっていたものと予想される。

(3) 貫通孔周りの応力度

1) 貫通孔周りの応力状態

3軸ゲージから求めた貫通孔周りの応力状態の一例(50-D22-1, 2体目, ひび割れ発生荷重 1177kN)を図-13に示す。貫通孔周りには、複雑な応力が発生している。貫通孔の上には、ほぼ鉛直方向の最小(圧縮)主応力が、横にはほぼ鉛直方向の最大(引張)主応力が発生しているが、貫通孔下縁にはほとんど応力が発生していない。最小主応力が圧縮力の流れ、最大主応力が引張力の流れと考えることができることより、貫通孔部分がせん断力に対して鉛直方向に抵抗していることが分かる。

2) 貫通孔周りの応力状態

連続孔の供試体のうち 50-D22-2 における荷重と貫通孔近傍の主せん断応力度との関係を図-14に示す。ここでの主せん断応力度は、3軸ゲージから求めたものであり、貫通孔の上側の値である。貫通孔付近の主せん断応力は、載荷点に近い方が大きい傾向が認められる。また、比較的ばらつきが大きく、均等な荷重分担になっていないことが理解された。連続孔の供試体耐荷力が低下するのはこれが原因と考えられる。

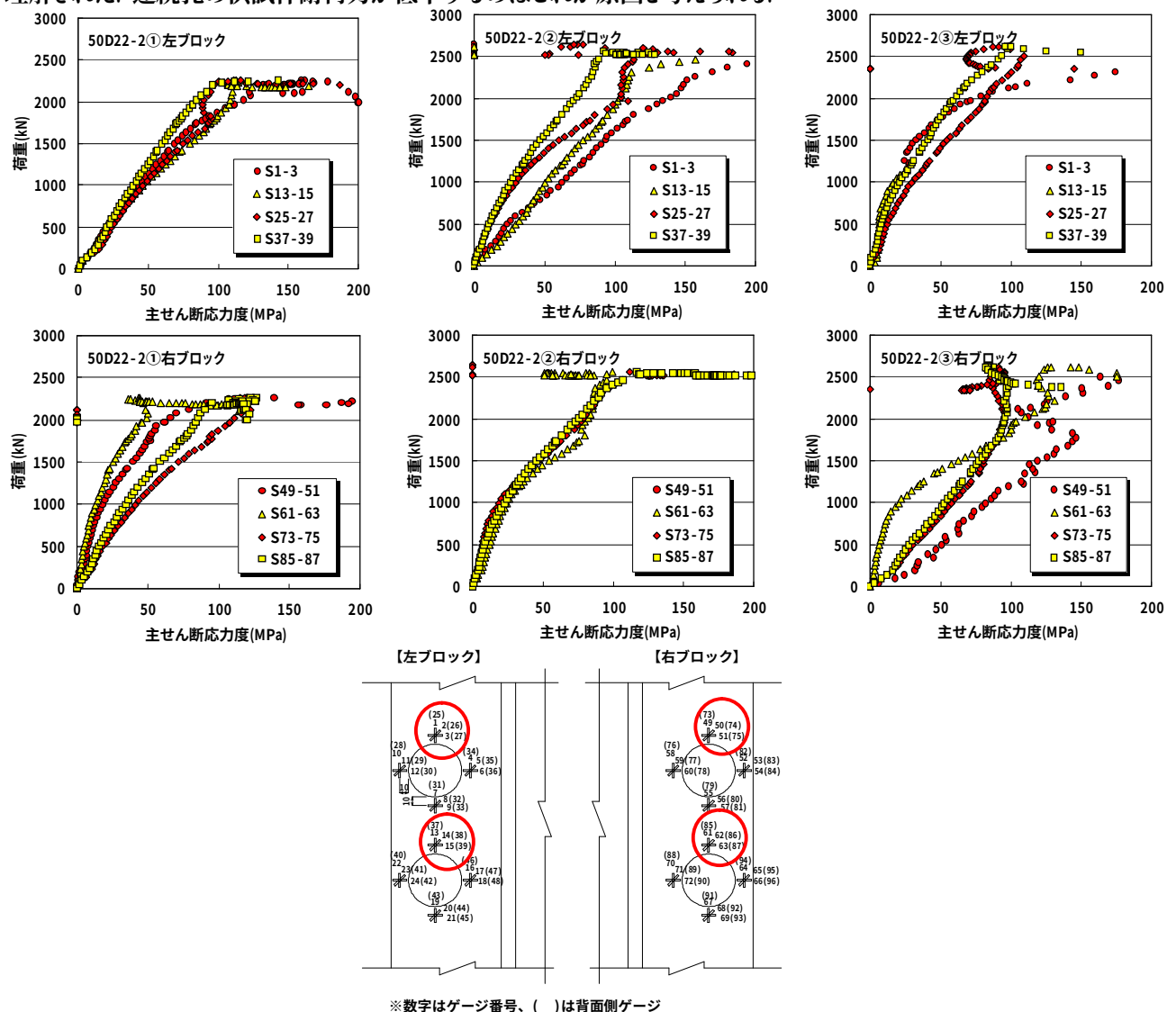


図-14 50-D22-2 供試体の貫通孔周り主せん断応力度

(4) 貫通鉄筋のひずみ

荷重と貫通鉄筋ひずみとの関係を図-15に示す。ここでのひずみは、貫通鉄筋の上下に貼付した1軸ゲージの計測値を平均したものであり、貫通鉄筋に生じる平均引張ひずみである。耐荷力が小さい供試体ほど、貫通鉄筋のひずみが大きい傾向にある。これは、コンクリートが損傷した後に、貫通鉄筋に荷重が移動するためと考えられる。

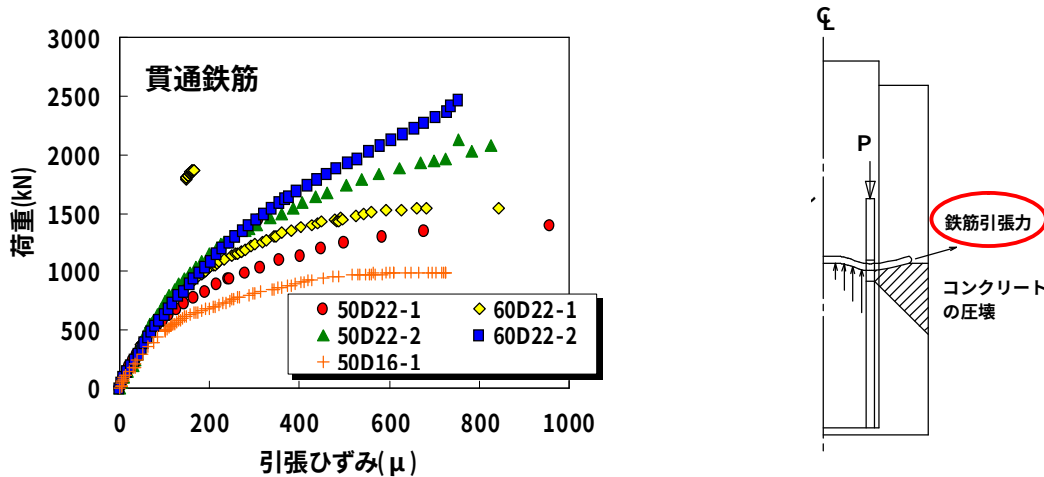


図-15 貫通鉄筋の引張ひずみ

4. Twin-PBL 設計方法の提案

(1) 既存のせん断耐力算定式の評価

貫通鉄筋を考慮した孔あき鋼板ジベルのせん断耐力算定式として、土木学会式に採用されている保坂式^{5)~7)}がある。保坂式には、実験値を再現する式-2と、それを標準偏差 σ の2倍だけ下方にシフトした設計式-3(土木学会式と同一)が提案されている。

$$\text{実験式: } Q_u = 1.45 \left\{ (d^2 - \phi_{st}^2) \cdot f'_c + \phi_{st}^2 \cdot f_{st} \right\} / 1000 - 26.1 \cdots \cdots \text{式-2}$$

$$\text{設計式: } Q_u = 1.45 \left\{ (d^2 - \phi_{st}^2) \cdot f'_c + \phi_{st}^2 \cdot f_{st} \right\} / 1000 - 106.1 \cdots \cdots \text{式-3}$$

ここに、 Q_u : コンクリートジベル1個当たりのせん断耐力(kN)
 f'_c : コンクリート強度(MPa)
 f_{st} : 鉄筋の引張強度(MPa)
 d : 孔径(mm)
 ϕ_{st} : 貫通鉄筋径(mm)

図-16および表-9に保坂式による耐荷力と実験値の比較を示す。実験値には、サンプル数を多くするために、既往の実験である遊楽部川橋の実験(コンクリートエッジ幅 1250mm, 厚さ 250mm, 貫通鉄筋径 D16, 貫通孔径 55mm)結果を含んでいる。

保坂式と実験結果の比較では、コンクリートエッジ幅が 500mm の供試体を除いて実験式に近い値となっており、実験式による耐荷力を中心にばらついている。コンクリートエッジ幅が小さい場合を除き、保坂式は PBL のせん断耐力をほぼ適切に評価していると考えられる。

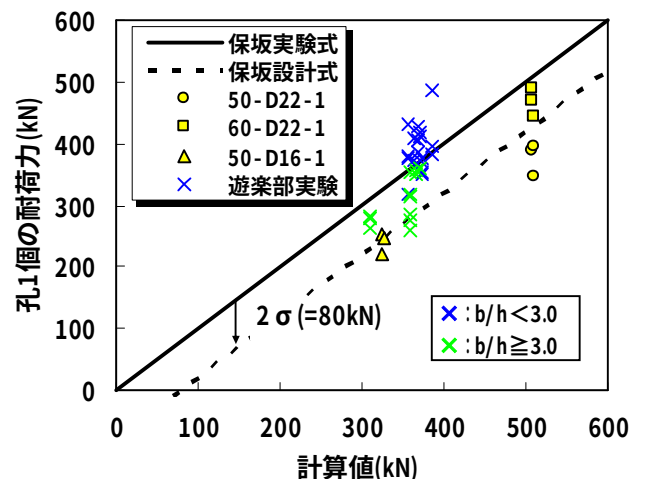


図-16 保坂式と実測値との比較

表-9 保坂式と実測値の比較

供試体		供試体 耐力 (kN)	供試体 貫通孔 数 (個/体)	コン クリート 圧縮強度 (MPa)	貫通鉄筋 引張強度 (MPa)	孔径 (mm)	貫通 鉄筋径 (mm)	I.保坂 式(式-2) 計算値 (kN/個)	II.PBL の耐力 実測値 (kN/個)	耐力 比 (II/I)	耐力比 平均
50-D22-1	1 体目	1560	4	41.8	490	60	22	507	390	0.77	0.74
	2 体目	1580	4	42.5	490	60	22	510	395	0.77	
	3 体目	1393	4	42.5	490	60	22	510	348	0.68	
60-D22-1	1 体目	1772	4	42.5	490	60	22	510	443	0.87	0.92
	2 体目	1885	4	41.8	490	60	22	507	471	0.93	
	3 体目	1961	4	41.8	490	60	22	507	490	0.97	
50-D22-2	1 体目	2256	8	43.3	490	60	22	513	281	0.55	0.61
	2 体目	2551	8	43.3	490	60	22	513	331	0.64	
	3 体目	2619	8	42.6	490	60	22	510	327	0.64	
60-D22-2	1 体目	2923	8	42.6	490	60	22	510	366	0.72	0.69
	2 体目	2698	8	43.5	490	60	22	514	338	0.66	
	3 体目	2884	8	43.5	490	60	22	514	361	0.70	
50-D16-1	1 体目	1008	4	42.1	490	55	16	325	252	0.78	0.74
	2 体目	879	4	42.1	490	55	16	325	220	0.68	
	3 体目	986	4	42.5	490	55	16	326	247	0.76	
A1 PBL1 枚, 単孔	1 体目	746	2	53.6	490	55	16	371	373	1.01	1.08
	2 体目	837	2	53.6	490	55	16	371	419	1.13	
	3 体目	825	2	53.6	490	55	16	371	412	1.11	
A2 PBL2 枚, 単孔 b/h:1.5	1 体目	1519	4	49.6	490	55	16	355	380	1.07	1.06
	2 体目	1275	4	49.6	490	55	16	355	319	0.90	
	3 体目	1723	4	49.6	490	55	16	355	431	1.21	
A3 PBL2 枚, 単孔 b/h:2.0	1 体目	1501	4	49.6	490	55	16	355	375	1.06	1.07
	2 体目	1497	4	51.5	490	55	16	363	374	1.03	
	3 体目	1637	4	51.5	490	55	16	363	409	1.13	
A4 PBL2 枚, 単孔 b/h:2.5	1 体目	1403	4	54.2	490	55	16	373	351	0.94	0.96
	2 体目	1410	4	54.2	490	55	16	373	353	0.94	
	3 体目	1504	4	54.2	490	55	16	373	376	1.01	
A5 PBL2 枚, 単孔 b/h:3.0	1 体目	1427	4	52.6	490	55	16	367	357	0.97	0.97
	2 体目	1407	4	52.6	490	55	16	367	352	0.96	
	3 体目	1435	4	53.6	490	55	16	371	359	0.97	
A10 PBL1 枚, 連続孔	1 体目	1615	4	52.9	490	55	16	368	404	1.10	1.10
	2 体目	1548	4	52.9	490	55	16	368	387	1.05	
	3 体目	1718	4	52.9	490	55	16	368	429	1.17	
A11 PBL2 枚, 連続孔 b/h:3.0	1 体目	2262	8	38.4	490	55	16	310	283	0.91	0.89
	2 体目	2096	8	38.4	490	55	16	310	262	0.85	
	3 体目	2234	8	38.4	490	55	16	310	279	0.90	
A12 PBL2 枚, 単孔 b/h:3.0	1 体目	1253	4	50.3	490	55	16	358	313	0.88	0.85
	2 体目	1270	4	50.3	490	55	16	358	318	0.89	
	3 体目	1105	4	50.3	490	55	16	358	276	0.77	
A13 PBL2 枚, 単孔 b/h:5.0	1 体目	1038	4	50.3	490	55	16	358	259	0.73	0.84
	2 体目	1416	4	50.3	490	55	16	358	354	0.99	
	3 体目	1145	4	50.3	490	55	16	358	286	0.80	
A14 PBL2 枚, 単孔 b/h:0.4	1 体目	1586	4	57.2	490	55	16	385	396	1.03	1.09
	2 体目	1944	4	57.2	490	55	16	385	486	1.26	
	3 体目	1531	4	57.2	490	55	16	385	383	0.99	

ここに、b/h は Twin-PBL 間隔 b と高さ h の比

(2) 縁端距離の影響

コンクリートエッジ側面から PBL 中心までの縁端距離と実測値を式-2 の計算結果で割った耐荷力比との関係を図-17 に、各供試体の縁端距離を図-18 にそれぞれ示す。縁端距離が小さくなると耐荷力が低下する傾向が見られる。これより、コンクリートエッジ方式においては、PBL からコンクリートエッジ側面までの縁端距離を考慮してせん断耐力を低減する必要があると考えられる。

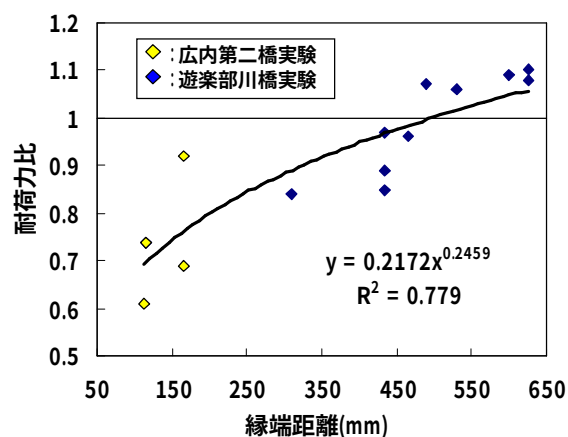
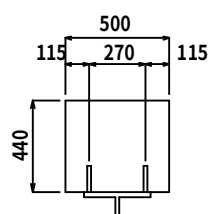


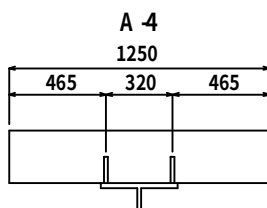
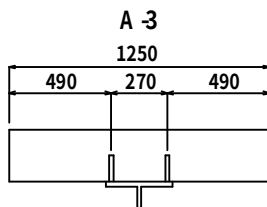
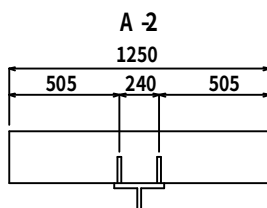
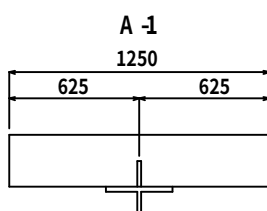
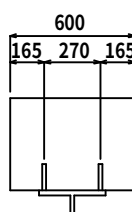
図-17 縁端距離と耐荷力比の関係

ペンケオタソイ川橋実験

50 -D22 -1
50 -D16 -1
50 -D22 -2(連続孔)



60 -D22 -1
60 -D22 -2(連続孔)



遊楽部川橋実験

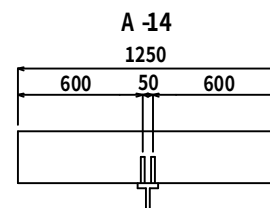
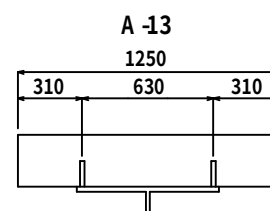
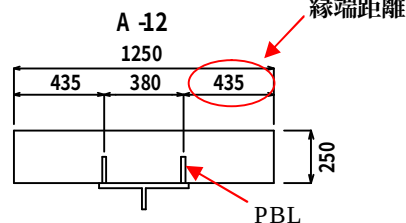
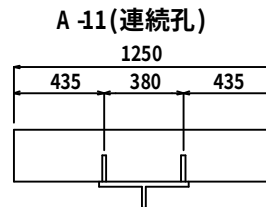
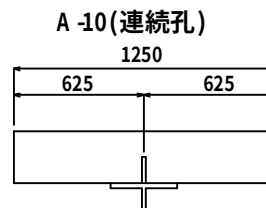
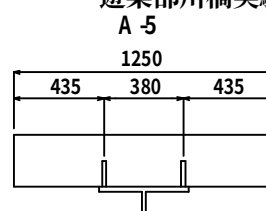


図-18 各供試体の縁端距離

(3) 設計式の提案

PBL の縁端距離が接合部のせん断耐力に与える影響が大きいことが、前述の検討より明らかとなった。そこで、前述の保坂式である式-2および式-3に耐力補正係数 α を乗じ、式-4および式-5に示すような縁端距離によるせん断耐力式を提案する。

耐力補正係数 α は、図-17 に示した縁端距離と耐荷力比の関係より算出したが、実験のデータ数が少ないことおよびデータのばらつきが比較的大きいことを考慮して、上限を 0.85 とした。図-19 に縁端距離と耐力補正係数 α の関係を示す。また、図-20 および表-10 に提案式と実験値の比較を示す。実験式-4 は、実験値をやや過小評価する傾向が見受けられるが、設計式-5 によって算出される設計値と実験値の下限値とは一致している。このことから、式-5 を用

いることにより, 縁端距離が小さい Twin-PBL 接合部を適切に設計できると考えられる。

$$\text{実験式: } Q_u = \alpha \cdot \left[1.45 \left\{ (d^2 - \phi_{st}^2) \cdot f_c' + \phi_{st}^2 \cdot f_{st} \right\} / 1000 - 26.1 \right] \cdots \cdots \text{式-4}$$

$$\text{設計式: } Q_u = \alpha \cdot \left[1.45 \left\{ (d^2 - \phi_{st}^2) \cdot f_c' + \phi_{st}^2 \cdot f_{st} \right\} / 1000 - 106.1 \right] \cdots \cdots \text{式-5}$$

ここに, Q_u : コンクリートジベル1個当たりのせん断耐力(kN)

α : 縁端距離を考慮した耐力補正係数

$$\alpha = 0.217 \cdot x^{0.246} \leq 0.85$$

f_c : コンクリート強度(MPa)

f_{st} : 鉄筋の引張強度(MPa)

d : 孔径(mm)

ϕ_{st} : 貫通鉄筋径(mm)

x : 縁端距離(mm)

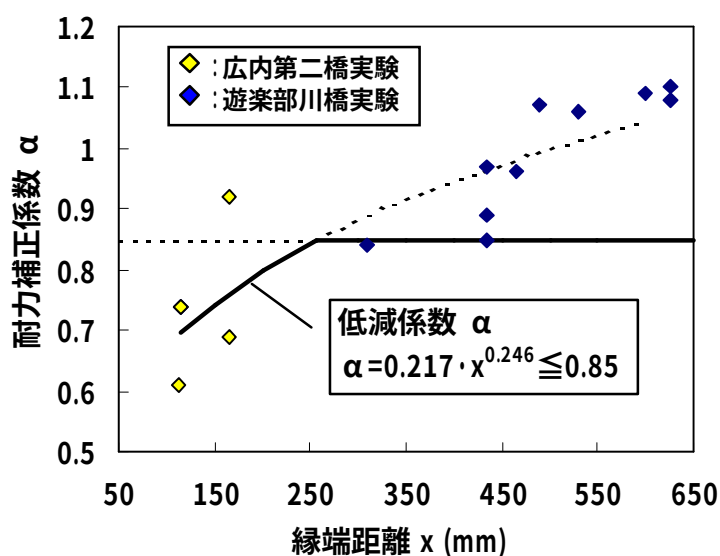


図-19 縁端距離と耐力低減係数 α の関係

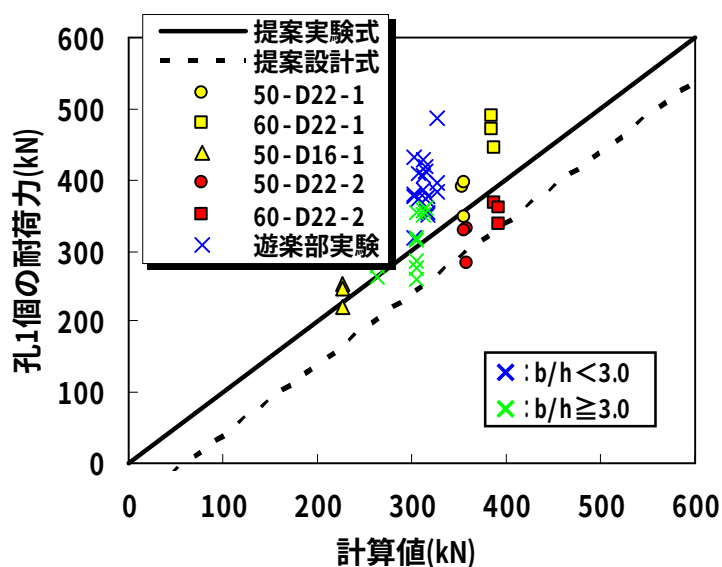


図-20 提案式と耐荷力との関係

表-10 提案式と実験値の比較

供試体		供試体 耐力 (kN)	供試体 貫通孔 数 (個)	コンク リート 強度 (MPa)	貫通 鉄筋 引張 強度 (MPa)	孔径 (mm)	貫通 鉄筋径 (mm)	縁端 距離 x (mm)	低減 係数 α	I.提案 式-4 計算値 (kN)	II.PBL 耐力 実験値 (kN)	耐力 比 (II/I)	耐力 比 平均
50-D22-1	1 体目	1560	4	41.8	490	60	22	115	0.70	353	390	1.10	1.06
	2 体目	1580	4	42.5	490	60	22	115	0.70	355	395	1.11	
	3 体目	1393	4	42.5	490	60	22	115	0.70	355	348	0.98	
60-D22-1	1 体目	1772	4	42.5	490	60	22	165	0.76	388	443	1.14	1.21
	2 体目	1885	4	41.8	490	60	22	165	0.76	386	471	1.22	
	3 体目	1961	4	41.8	490	60	22	165	0.76	386	490	1.27	
50-D22-2	1 体目	2251	8	43.3	490	60	22	115	0.70	358	281	0.79	0.88
	2 体目	2646	8	43.3	490	60	22	115	0.70	358	331	0.92	
	3 体目	2619	8	42.6	490	60	22	115	0.70	356	327	0.92	
60-D22-2	1 体目	2924	8	42.6	490	60	22	165	0.76	389	366	0.94	0.91
	2 体目	2702	8	43.5	490	60	22	165	0.76	392	338	0.86	
	3 体目	2887	8	43.5	490	60	22	165	0.76	392	361	0.92	
50-D16-1	1 体目	1008	4	42.1	490	55	16	115	0.70	226	252	1.11	1.06
	2 体目	879	4	42.1	490	55	16	115	0.70	226	220	0.97	
	3 体目	986	4	42.5	490	55	16	115	0.70	228	247	1.08	
A1 PBL1 枚, 単孔	1 体目	746	2	53.6	490	55	16	625	0.85	315	373	1.18	1.27
	2 体目	837	2	53.6	490	55	16	625	0.85	315	419	1.33	
	3 体目	825	2	53.6	490	55	16	625	0.85	315	412	1.31	
A2 PBL2 枚, 単孔 b/h:1.5	1 体目	1519	4	49.6	490	55	16	530	0.85	302	380	1.26	1.25
	2 体目	1275	4	49.6	490	55	16	530	0.85	302	319	1.06	
	3 体目	1723	4	49.6	490	55	16	530	0.85	302	431	1.43	
A3 PBL2 枚, 単孔 b/h:2.0	1 体目	1501	4	49.6	490	55	16	490	0.85	302	375	1.24	1.26
	2 体目	1497	4	51.5	490	55	16	490	0.85	308	374	1.21	
	3 体目	1637	4	51.5	490	55	16	490	0.85	308	409	1.33	
A4 PBL2 枚, 単孔 b/h:2.5	1 体目	1403	4	54.2	490	55	16	465	0.85	317	351	1.11	1.13
	2 体目	1410	4	54.2	490	55	16	465	0.85	317	353	1.11	
	3 体目	1504	4	54.2	490	55	16	465	0.85	317	376	1.18	
A5 PBL2 枚, 単孔 b/h:3.0	1 体目	1427	4	52.6	490	55	16	435	0.85	312	357	1.14	1.14
	2 体目	1407	4	52.6	490	55	16	435	0.85	312	352	1.13	
	3 体目	1435	4	53.6	490	55	16	435	0.85	315	359	1.14	
A10 PBL1 枚 連続孔	1 体目	1615	4	52.9	490	55	16	625	0.85	313	404	1.29	1.30
	2 体目	1548	4	52.9	490	55	16	625	0.85	313	387	1.24	
	3 体目	1718	4	52.9	490	55	16	625	0.85	313	429	1.37	
A11 PBL2 枚 連続孔, b/h:3.0	1 体目	2262	8	38.4	490	55	16	435	0.85	263	283	1.07	1.04
	2 体目	2096	8	38.4	490	55	16	435	0.85	263	262	0.99	
	3 体目	2234	8	38.4	490	55	16	435	0.85	263	279	1.06	
A12 PBL2 枚, 単孔 b/h:3.0	1 体目	1253	4	50.3	490	55	16	435	0.85	304	313	1.03	0.99
	2 体目	1270	4	50.3	490	55	16	435	0.85	304	318	1.04	
	3 体目	1105	4	50.3	490	55	16	435	0.85	304	276	0.91	
A13 PBL2 枚, 単孔 b/h:5.0	1 体目	1038	4	50.3	490	55	16	310	0.85	304	259	0.85	0.99
	2 体目	1416	4	50.3	490	55	16	310	0.85	304	354	1.16	
	3 体目	1145	4	50.3	490	55	16	310	0.85	304	286	0.94	
A14 PBL2 枚, 単孔 b/h:0.4	1 体目	1586	4	57.2	490	55	16	600	0.85	328	396	1.21	1.29
	2 体目	1944	4	57.2	490	55	16	600	0.85	328	486	1.48	
	3 体目	1531	4	57.2	490	55	16	600	0.85	328	383	1.17	

ここに, b/h は Twin-PBL 間隔 b と高さ h の比

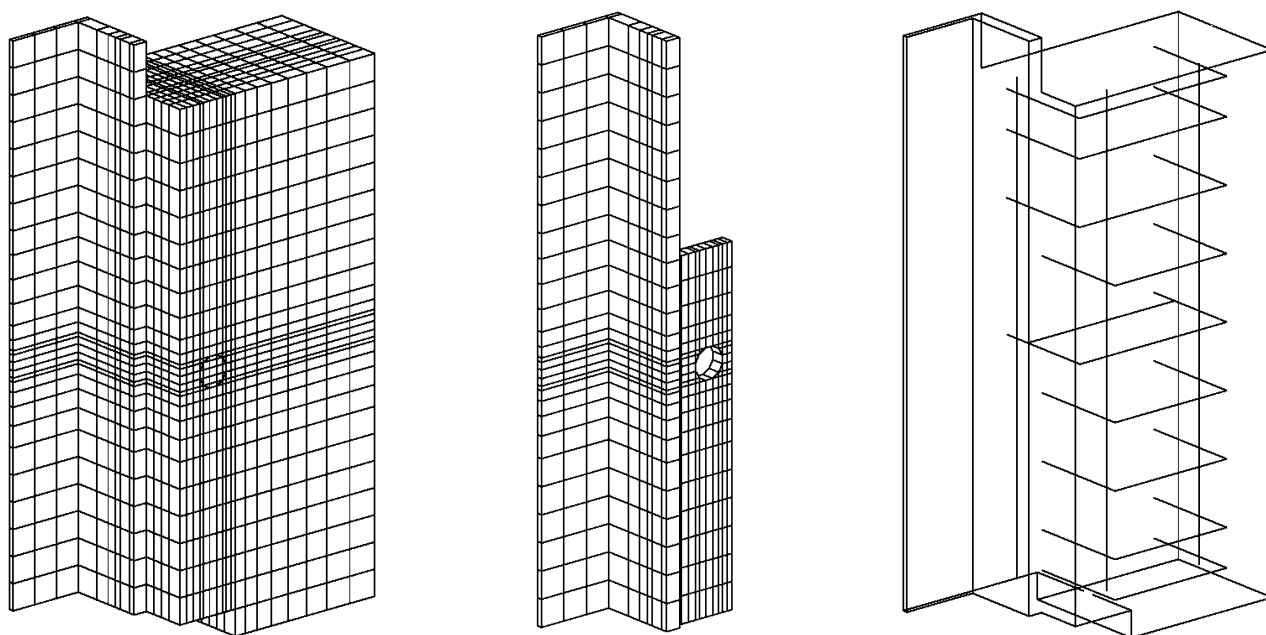
5. 解析による検討

実験供試体の 50-D22-1 を対象に、材料非線形を考慮した FEM 解析を行って実験結果と比較した。解析には、オランダ TNO が開発した汎用有限要素法解析プログラムである DIANA を使用した。

(1) 解析モデル

解析モデルは、鋼部材およびコンクリート部材ともにソリッド要素とした三次元モデルとし、対称条件を考慮して全体構造物の 1/4 モデルとした。鋼部材およびコンクリート部材は非線形とし、鋼とコンクリートの界面にはインターフェイス要素を用いて圧縮力のみ伝達するものとした。また、鉄筋とコンクリートは完全付着とし、ひび割れは固定ひび割れモデルとした。

図-21 にモデルのメッシュと鉄筋のモデルを示す。



(a)全体メッシュ図

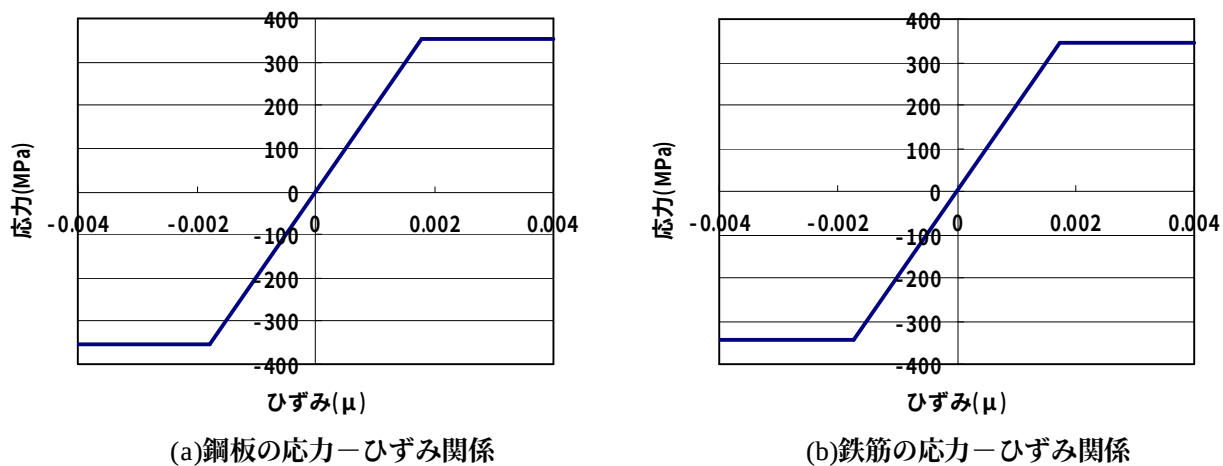
(b)鋼部材メッシュ図

(c)鉄筋モデル図

図-20 モデル図

(2) 鋼材の材料定数

鋼板(SM490YB)および埋め込み鉄筋(SD345)の応力とひずみの関係は、図-21 に示すように完全弾塑性とし、ヤング係数は 200GPa, ポアソン比は 0.3 とした。降伏応力は、鋼板が 355MPa, 鉄筋が 345MPa とした。



(a)鋼板の応力－ひずみ関係

(b)鉄筋の応力－ひずみ関係

図-21 鋼材の応力－ひずみ関係

(3) コンクリートの材料定数

コンクリート構造物のひび割れを考慮した非線形 FEM 解析において、コンクリートの応力-ひずみ関係は構造物の挙動に大きく影響を及ぼすと考えられる。ここでは、実験前に解析した結果が、耐荷力を大きく評価していたことから、コンクリートの破壊エネルギーを考慮したパラメータ解析を行い、適切な材料構成則を検討した。

1) 引張軟化曲線

コンクリートの引張破壊エネルギーは、コンクリート標準示方書「構造性能照査編」より、式-6 によって算出した。

$$G_F = 10(d_{\max})^{1/3} \cdot f_{ck}'^{1/3} \cdots \cdots \text{式-6}$$

ここに、 G_F : コンクリートの引張破壊エネルギー(N/m)
 $d_{\max}$: 粗骨材の最大寸法(mm)
 f_{ck}' : コンクリートの設計基準強度(MPa)

また、コンクリートの引張軟化曲線には、引張強度から直線的に軟化するモデルを用いた。このときの限界ひび割れひずみは、式-7 によって算出される。

$$\varepsilon_{cr} = \frac{2G_F}{f_t \cdot \ell_{eq}} \cdots \cdots \text{式-7}$$

ここに、 ε_{cr} : コンクリートの限界ひび割れひずみ
 G_F : コンクリートの引張破壊エネルギー(N/m)
 f_t : コンクリートの引張強度(MPa)

$$f_t = 0.23 \cdot f_{ck}'^{2/3} \text{ (土木学会標準示方書による式)}$$

f_{ck}' : コンクリートの設計基準強度(MPa)
 ℓ_{eq} : コンクリートの等価要素長さ(mm)

コンクリートの軟化曲線の決定において破壊エネルギーを考慮する場合は、FEM モデルの要素寸法から等価要素長さ ℓ_{eq} を評価する必要がある。ここでは、等価要素長さを要素体積の 3 乗根とした。以下に引張軟化モデルを示す。

I. 引張軟化モデル T1

事前解析に用いた値であり、引張破壊エネルギーを 0.1N/mm とし、等価要素長さを PBL 近傍要素の 20mm を代表として用いた。これより、式-7 から限界ひび割れひずみ $\varepsilon_{cr}=3717\mu$ とした。

II. 引張軟化モデル T2

コンクリートの配合より、最大粗骨材寸法を 20mm、圧縮試験結果から設計基準強度を 42.3MPa として、式-6 より破壊エネルギー $G_F=0.09458\text{N/mm}$ を算出した。また、等価要素モデルはモデル全体の等価要素長さを平均して 25mm とした。これより、式-7 から限界ひび割れひずみ $\varepsilon_{cr}=2710\mu$ とした。

図-22 に 2 種類のコンクリート引張軟化曲線を示す。

2) 圧縮軟化曲線

近年、コンクリートの圧縮特性にも圧縮破壊エネルギーを考慮することが注目され始めている。しかし、この問題に関しては研究事例が少なく、コンクリート標準示方書にも記載されていない。そこで、一般的なコンクリートの軟化モデルと、文献 8) による圧縮破壊エネルギーを考慮した場合を検討した。以下にコンクリートの圧縮軟化モデルを示す。

I. 圧縮軟化モデル C1

道路橋示方書 III コンクリート橋編 9)(以降、道示 III)の圧縮側コンクリートの応力-ひずみ関係は、式-8 によって

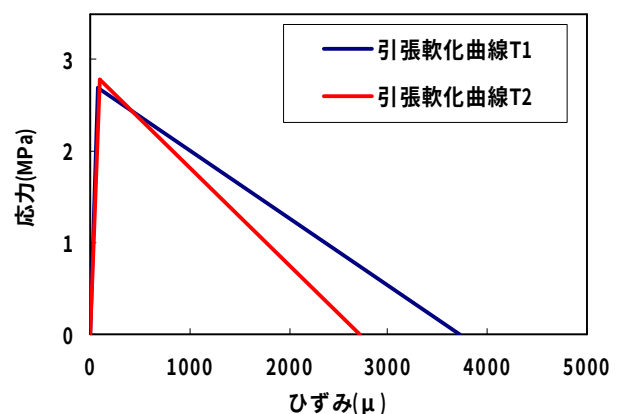


図-22 コンクリートの引張軟化曲線

2000 μ のひずみまでは2次放物線で表され、それ以降は設計基準強度の85%で一定とされている。これは、実験に先立って行った解析であることより、設計基準強度40MPaとしている。

$$\sigma_c = 0.85 f'_{ck} \times \frac{\varepsilon_c}{0.002} \times \left(2 - \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right) \cdots \cdots \text{式-8}$$

ここに、 σ_c : コンクリートの応力度(MPa)
 f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度(MPa)
 ε_c : コンクリートのひずみ

II. 圧縮軟化モデル C2

ここでは、文献5)に示された式-9 および式-10 によって圧縮破壊エネルギーを考慮した圧縮軟化モデルを検討する。式-9 より、設計基準強度を実験値の42.3MPaとした場合の圧縮破壊エネルギーは、 $G_{fc} = 57.04 \text{ N/mm}$ となる。

$$G_{fc} = 8770 \sqrt{f'_{ck}} \cdots \cdots \text{式-9}$$

ここに、 G_{fc} : コンクリート圧縮破壊エネルギー(N/m)
 f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度(MPa)

軟化モデルC1では、2000 μ から応力ゼロまでを線形的に軟化するモデルとした。このとき、応力ゼロのひずみ ε_m は、式-10 によって求める。等価要素長さを25mmとした場合は、 $\varepsilon_m = 0.1088$ となる。

$$\varepsilon_m = \frac{2G_{fc}}{f'_c \cdot \ell_{eq}} + \frac{\varepsilon_o}{2} \cdots \cdots \text{式-10}$$

ここに、 ε_m : コンクリートの圧縮応力がゼロの時のひずみ
 G_{fc} : コンクリートの圧縮破壊エネルギー(N/m)
 f'_c : コンクリートの圧縮強度(MPa)
 ε_o : 0.002
 ℓ_{eq} : コンクリートの等価要素長さ(mm)

なお、コンクリートのひずみが2000 μ までは、式-8 における設計基準強度を実験結果とした値に対して、道示IIIと同様に0.85を乗じた。

III. 圧縮軟化モデル C3

圧縮軟化モデルC2では、設計基準強度に実験結果を採用し、道示IIIと同様に0.85を乗じた値としたが、本モデルでは、実験により得られた圧縮強度をピークとした式-11によるモデルとした。なお、2000 μ 以降については、式-9を用い、応力ゼロのひずみについては式-10によって算出した。

$$\sigma_c = f'_{ck} \times \frac{\varepsilon_c}{0.002} \times \left(2 - \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right) \cdots \cdots \text{式-11}$$

ここに、 σ_c : コンクリートの応力度(MPa)
 f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度(MPa)
 ε_c : コンクリートのひずみ

図-23に3種類のコンクリートの圧縮軟化曲線を示す。

(4) パラメータ

解析に使用した各種パラメータを表-11に示す。ここで、せん断伝達係数は、貫通孔近傍に局部的な破壊が生じ、コンクリートがせん断力をほとんど伝達できなくなると考えて、パラメータ解析では0.001を採用した。

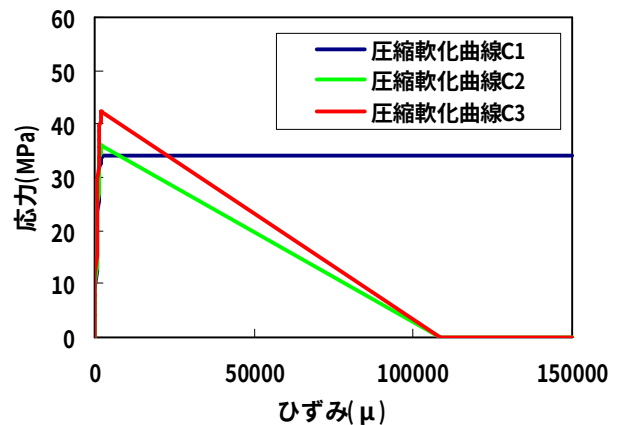


図-23 コンクリートの圧縮軟化曲線

表-11 解析ケースのパラメータ

Case	ヤング係数 (MPa)	引張軟化モデル	圧縮軟化モデル	せん断伝達係数	備考
Case-1	3.10×10^4	T1($\epsilon_{cr}=3717 \mu$)	C1	0.005	事前解析
Case-2	2.87×10^4	T2($\epsilon_{cr}=2710 \mu$)	C2	0.001	パラメータ解析
Case-3	2.87×10^4	T2($\epsilon_{cr}=2710 \mu$)	C3	0.001	パラメータ解析

(5) 解析結果と考察

1) 荷重と変位の関係

図-24 に 50-D22-1 供試体における荷重－変位の関係を示す。解析は、非線形の挙動を示しているが、最終的には行列が不安定となり解析が中断されたことから、ポストピークまでとらえることはできなかった。これは、貫通孔周辺のコンクリートに荷重が集中しており、局部的な破壊が進行することから、はりの曲げ破壊やせん断破壊に比べて複雑な挙動を示すことが一因として考えられる。荷重－変位の関係は、Case-2 が最もよく一致していると考えられる。

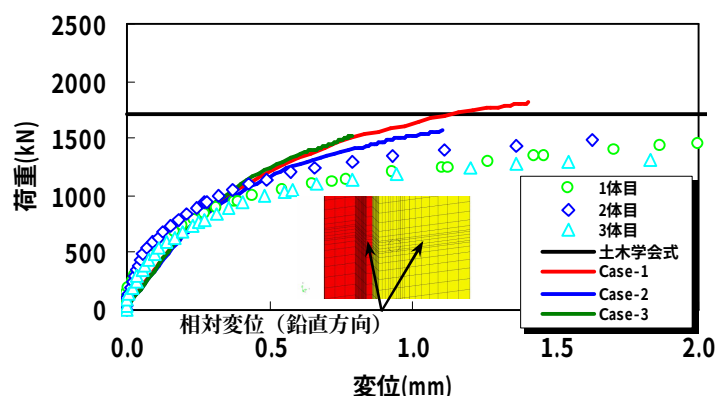


図-24 荷重－変位関係の実験値と解析値の比較

解析によってポストピークまでは確認できなかったが、得られた最大値と実験値の比較を表-12 に示す。圧縮破壊エネルギーによる軟化を考慮していない Case-1 は、耐荷力を実験値より大きく評価している。一方、圧縮破壊エネルギーによる軟化を考慮した Case-2 および Case-3 は、実験結果と比較的よく一致している。Case-2 は、1 体目および 2 体目供試体と、Case-3 は平均値とよく一致している。Case-2 と Case-3 の耐荷力計算結果には大きな差は見られないが、変形性能に差が見られる。

表-12 耐荷力の比較

供試体	実験値		解析値		
	各供試体	平均値	Case-1	Case-2	Case-3
1 体目	1560	1508	1812	1566	1522
2 体目	1570				
3 体目	1393				
平均値との比	—	1.000	1.202	1.038	1.009

2) PBL 貫通孔周りの最大主応力

PBL 貫通孔上側の最大主応力度の実験値と解析値の比較を図-25 に示す。ここで、実験値は、2 体目の供試体である。計測結果は、ばらつきが認められ、4 箇所の貫通孔で均等に荷重が分担されていないものと考えられるが、解析値と比較的よく一致しており、非線形 FEM 解析は、本実験をよく再現できているものと考えられる。

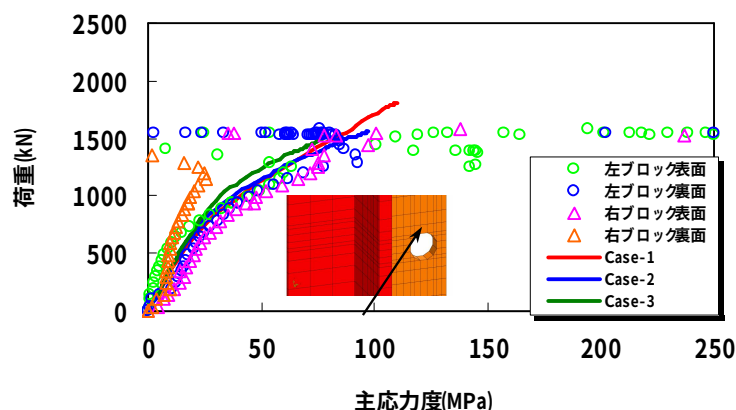


図-25 PBL 最大主応力の実験値と解析値の比較

3) 貫通鉄筋のひずみ

図-26 に貫通鉄筋の軸方向ひずみの実験値と解析値の比較を示す。実験値は、鉄筋の上下段に貼付したひずみゲージの平均値である。実験結果と解析結果は比較的良好に一致しており、解析において鉄筋の効果を十分に評価できているものと考えられる。

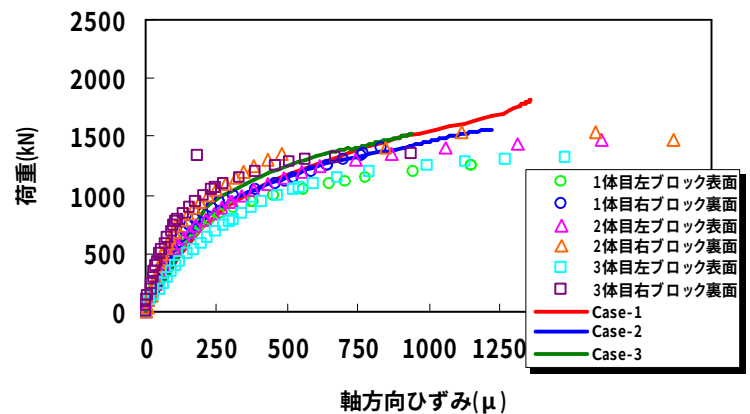


図-26 貫通鉄筋軸方向ひずみの実験値と解析値の比較

6. まとめ

Twin-PBL をコンクリートエッジ方式に採用した場合の水平せん断力の耐荷力について、実験による確認を行った結果、コンクリートエッジ幅によって耐荷力に差が生じることが明らかとなった。そこで、保坂式をもとに、コンクリートエッジ方式に Twin-PBL を採用した場合のせん断耐力算定式を提案した。また、非線形 FEM 解析によって実験結果を検証した結果、ポストピークを再現することはできなかったものの、計測値と解析値は概ねよく一致しており、非線形 FEM 解析によって耐荷力を評価できる可能性を示すことができた。

今後の実験結果および解析結果の蓄積によって、より合理的な設計方法の提案が期待されるが、本研究がその一助となれば幸甚である。

謝辞

本実験を行うに当たり、実験計画や実験結果評価方法、設計式の提案に際して多大なご助言を頂いた、日本道路公団 北海道支社 構造技術課の東田課長をはじめとする構造技術課の皆様、帯広工事事務所 新得工事区の皆様に、この場を借りて感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 角谷・池田：長大支間を有する波形鋼板ウェブPC橋の波形鋼板とコンクリート床版の新しい接合構造について、プレストレストコンクリート, Vol.45, No.3, pp.79-86, 2003.5
- 2) 土木学会：構造工学シリーズ11 複合構造物の性能照査指針(案), pp.204-205, 2002.10
- 3) 保坂・光木・平城・牛島・橘・渡辺：孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46-A3, pp.1593-1604, 2000.3
- 4) 保坂・光木・平城・牛島・渡辺：孔あき鋼板ジベルにおける耐力評価式の一考察, 土木学会年次学術講演概要集第1部(A), Vol.55, pp.522-523, 2000.9
- 5) 上野・保坂・平城・光木・牛島：孔あき鋼板ジベルのせん断耐力挙動に及ぼす影響因子に関する研究, 土木学会年次学術講演概要集第1部(B), Vol.56, pp.572-573, 2001.10
- 6) 蛭名・東田・小野塚・金子・青木：波形鋼板ウェブPC橋におけるパーフォボンドリブ接合のせん断耐力に関する実験的研究, 土木学会年次学術講演会概要集第5部, Vol.58, pp.595-596, 2003.9
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書[構造性能照査編], pp.27-28, 2002.3
- 8) 土木学会：コンクリート技術シリーズNo.50 コンクリート構造物の非線形解析技術研究小委員会成果報告書, pp.207-208, 2003.1
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋編, 2002.3