

鉛直荷重を受ける鉄筋コンクリート梁端部の耐荷性能

Load Bearing Capacity of RC Beam at the Edge Applied the Concentrated Vertical Load

幸左賢二*, 北原秀樹**, 閑上直浩***, 萩原隆朗****

Kenji-Kosa, Hideki-Kitahara, Naohiro-Kanjo, Takaro-Hagiwara

*正会員 Ph.D. 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

**正会員 九州工業大学 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

***正会員 阪神高速道路公団 大阪管理部 (〒552-0006 大阪市港区石田 3-1-25)

****正会員 東京エンジニアリング(株) 大阪支社 技術部 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 3-4-30)

The Hyogo-Ken Nanbu Earthquake that occurred in 1995 gave tremendous damage to the bridge structures in the Hanshin region. Steel bearings were also severely damaged. After the earthquake, steel bearing gradually replaced with rubber bearings so as to improve seismic resistance of the bearing. When jacking up the girder for replacement work, the end of the pier beam may be damaged due to acting dead load. In this study, experiments were conducted to investigate a cracking pattern and failure mode under local loading, and to propose an equation for calculating the bearing capacity.

Key Words : jack up, reinforced concrete beam, shearing stress, punching shear

キーワード : ジャッキアップ, 鉄筋コンクリート梁, せん断応力度, 押し抜きせん断

1. はじめに

平成7年に起きた兵庫県南部地震は、橋梁に多大な損傷を与えた。支承部においても例外ではなく、設置されていた金属支承に損傷が発生した。この損傷事例を鑑みて、耐震性能向上を目的として、従来の金属支承からゴム支承への取替えが行われている。

支承取替えの際には、上部工の桁を一時的にジャッキアップする必要がある。この場合、既設の支承を避けてジャッキを設置する必要があるため、ジャッキアップ位置は橋脚端部になることが多い。このジャッキアップによって、コンクリート橋脚の梁端部に損傷が生じる恐れがある。既往の研究では、梁端部の鉛直荷重を対象とした研究がないため、本研究では橋脚の梁をモデル化した供試体を用いて、局部荷重によるひび割れの発生状況、破壊モードを調べ、局部荷重に関する安全性の照査に必要なとなる端部破壊耐力の評価式を提案することを目的としている。

2. 実験概要

2.1 供試体

表-1に実験供試体の諸元を、図-1に供試体および載荷板形状を示す。供試体は阪神高速道路公団が有する支承取替えが必要な橋脚の梁の内、代表的な7基を抽出し、梁幅、鉄筋比等のパラメータが最も平均に近い橋脚をプロトタイプとしている。縮尺は1/3としている。供試体は上面からみて四隅をそれぞれ均一の配筋状態とし、1つの供試体につき4箇所において局所載荷をする。載荷位置から供試体端部までの距離に対して、梁

高さが高いことから、破壊面は供試体下側まで進展せず、側面に発生すると考えられるため、底面全体を直接載荷台に設置した。図-2に供試体配筋図を示す。

2.2 載荷条件

載荷板は標準的なジャッキ寸法 30×30cm を考慮し、供試体等と同様に1/3縮尺でモデル化している。載荷板は載荷装置との接触を良くするために機械仕上げとする。コンクリートの不陸による影響を抑えるために、供試体と載荷板の間にはゴム板を設置する。表-2に実験における載荷位置を示す。載荷位置は実際の工事におけるジャッキの位置を考慮した4Caseで行う。

2.3 載荷手法

鉛直荷重載荷は、1000kN 正負交番載荷試験装置を使用し、静的一方向単調載荷で行う。載荷ステップは最大荷重に達するまでは荷重制御で行い、それ以降は変位制御で載荷する。また、荷重制御時の荷重ステップ増加量は50kNを基本とし、ステップ毎に荷重を0kNまで除荷し、ひび割れ状況を観測する。

2.4 測定項目

以下に本実験で測定する項目を示す。

- ① 載荷板の鉛直変位(載荷装置の鉛直変位)
載荷装置に変位計を設置し、鉛直方向の変位を測定し、載荷荷重との関係を調べる。
- ② 鉄筋ひずみ
主鉄筋、スターラップ、側方鉄筋にひずみゲージを取り付け、各鉄筋のひずみを測定する。このひずみ分布と載荷荷重、損傷状況、クラックの進展との相関を調べる。

③ クラック図(50kN 毎)

載荷荷重 50kN 毎にクラックの進展状況を作図する。このクラック進展状況と載荷荷重、ひずみ分布の相関を調べる。

表-1 供試体諸元

	H (mm)	B (mm)	L (mm)	備考
供試体	330	760	1200	1/3 縮尺
	h (mm)	b (mm)	l (mm)	
載荷板	30	100	100	

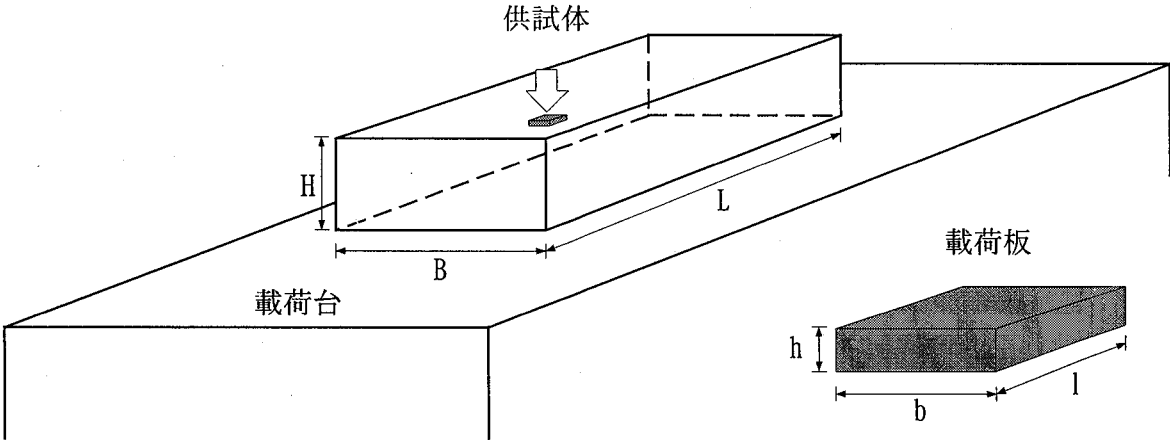


図-1 供試体および載荷板形状

表-2 載荷位置

		X=x/s			
		1.00	1.50	2.00	2.50
Y=y/s	1.25	Case1	Case2	Case3	Case4

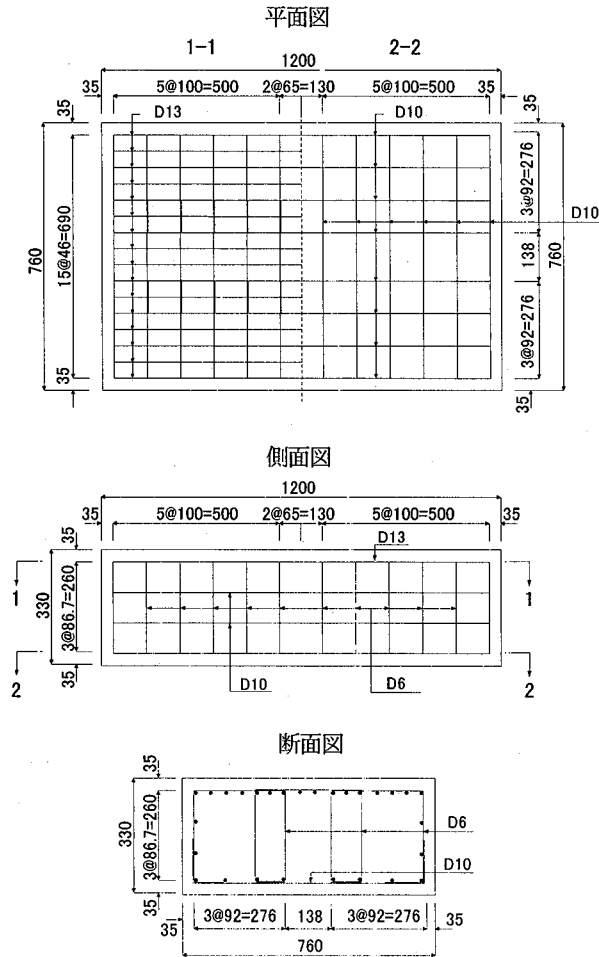


図-2 配筋図(単位: mm)

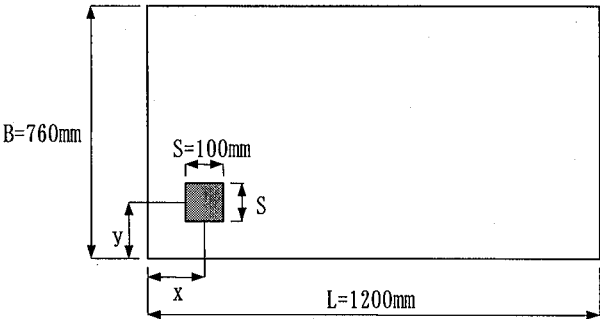


図-3 載荷位置図(載荷面)

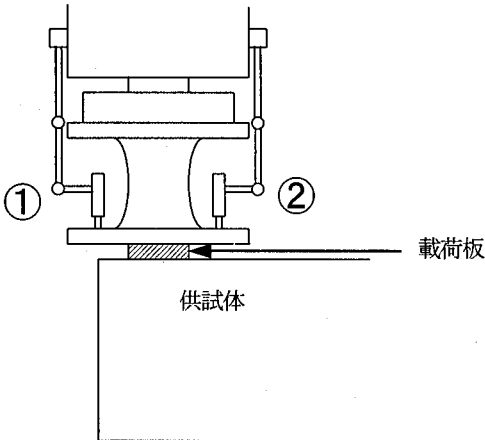


図-4 載荷装置および変位計位置

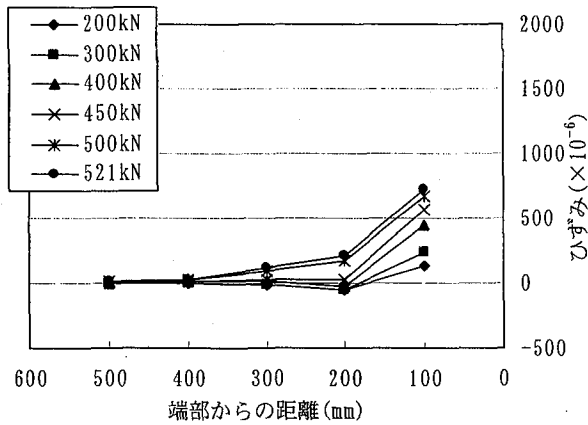


図-7 主鉄筋②のひずみ分布(Case1)

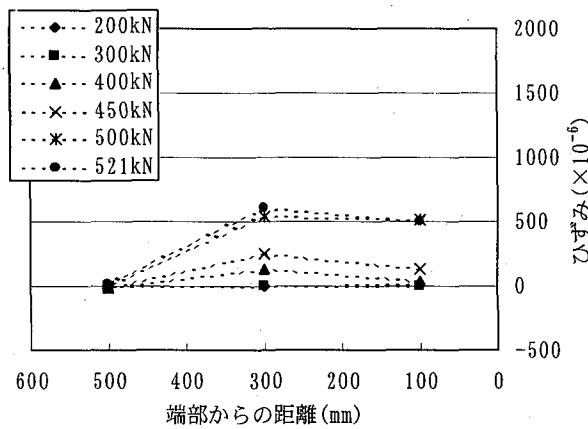


図-8 主鉄筋①のひずみ分布(Case1)

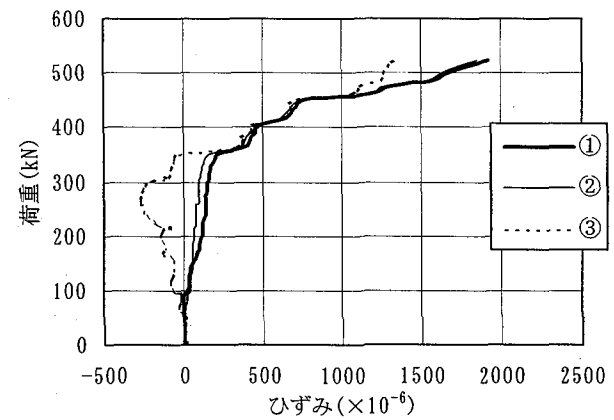
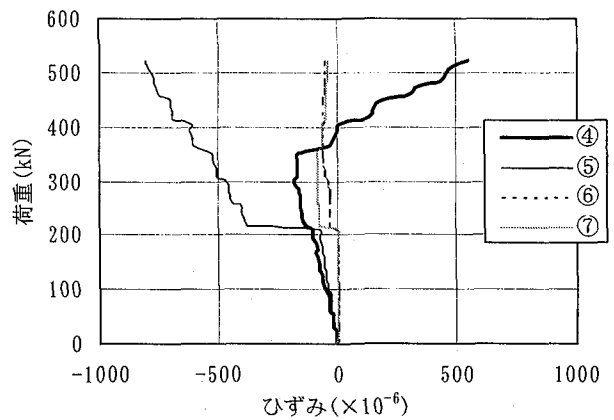


図-10 スターラップの荷重-ひずみ関係(Case1)

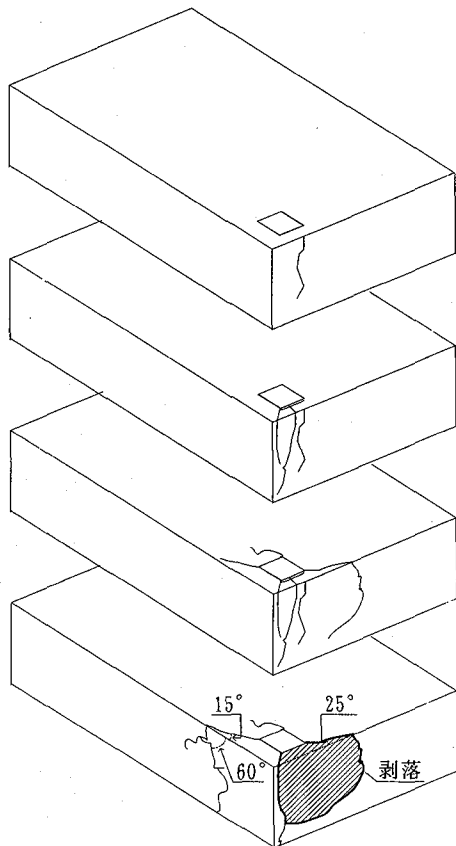


図-9 クラック進展図(Case1)

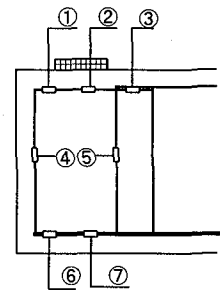


図-11 ゲージ位置図

では載荷板の側面への投影位置ではなく中央側に最大の引っ張りひずみを生じることがわかる。

他の Case について調べてみると、Case2 では Case1 と同様に、載荷板の側面への投影位置から供試体中央側に、Case3, 4 では供試体端部側に最大引っ張りひずみが発生している。

この測定結果より、載荷板位置から供試体側面に近づくにつれて、ひずみの分布範囲が供試体の長さ方向に広がることが分かる。この傾向は、供試体上面鉄筋のひずみ分布を見ても同様に言えることであり、クラックの分布状況も含めて、応力の広がりを推測することができる。

図-9 に供試体のクラックの進展図を示す。Case1 では距離の短い幅方向にクラックが進展していることがわかる。荷重の増加に伴いクラックの数、幅とも増加し最大荷重到達直前に、実際に破壊もしくは剥落につながるクラックが入るという特徴を持つことも分かる。このクラックの進展状況・破壊ステップは、

全 Case において同様の傾向にある。

また、このクラック進展状況・分布状況は、スターラップおよび主鉄筋のひずみ進展およびひずみ分布の傾向とよく一致した結果となっている。

図-10 にスターラップの荷重-ひずみ関係を示す。図-10 におけるひずみゲージ①～⑦の位置を図-11 に示す。

Case1 においてはクラック発生荷重を超えた付近から、供試体上面のひずみが急激に増加し始め、①、②点では最終的に降伏し、スターラップの降伏後まもなく最大荷重に至った。Case2 では①点のみが降伏し、Case3、4 では Case1 と同様に①、②点が降伏する。スターラップの降伏後まもなく最大荷重に至るのは、全 Case 共通の傾向である。

次に鉛直方向のひずみ（④、⑤点）をみると、供試体内部の⑤点では、最大荷重にいたるまで終始圧縮をうけているが④点については圧縮から引っ張りに転じている。他の Case でも⑤点は終始圧縮をうけているが、④点については、圧縮から引張へ転じる応力をうけている。このことから、載荷板直下よりも供試体内部にある鉄筋については、終始圧縮応力を受け応力状態は変化しないが、載荷板直下よりも供試体端部にある鉄筋については、内部コンクリートのはらみだし等によって応力状態が変化していると考えられる

また下面鉄筋のひずみ（⑥、⑦点）は、Case1 では影響が極めて小さい圧縮ひずみが生じているため、応力の発生もきわめて小さいものと考えられる。

(3) 破壊形態

以上のような実験結果のまとめから、各 Case は共通して次のようなステップを踏んで破壊に至ったと考えられる。図-12 に破壊ステップ図を示す。

ステップ1：荷重を受けて供試体に圧縮力が作用する。

ステップ2：供試体端部のスターラップの応力状態が圧縮から引張に転じていることから、鉛直荷重によりスターラップが座屈し外側へ変形する。コンクリートには初期クラックが発生する。

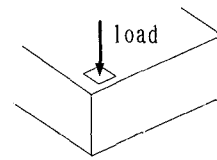
ステップ3：クラック進展図より、クラックが側面および端部に進展する。また、ひずみ分布図から鉄筋ひずみも側面および端部に向かって広がっていく。

ステップ4：スターラップが降伏ひずみに達する。

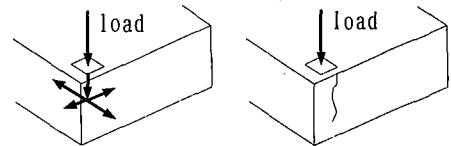
ステップ5：圧縮力の増加に伴い供試体がせん断破壊され、かぶりコンクリートが欠落する。この時荷重は最大荷重を示す。

これらの破壊ステップの追跡および供試体の損壊状況から考えると、供試体の破壊は単純な押し抜きせん断破壊ではなく、圧縮破壊の要素を含んだ変則的な押し抜きせん断である。

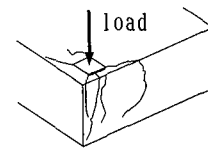
ステップ1：圧縮力作用



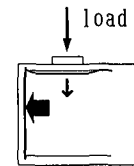
ステップ2：クラック発生



ステップ3：クラック進展



ステップ4：スターラップ降伏



ステップ5：供試体破壊
欠落

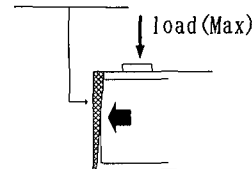


図-12 破壊ステップ図

4. 耐荷性能の評価

4.1 検討ケース

評価式を提案する際の検討ケースを表-5 に示す。
この表に沿って、評価式の提案を行っていく。

表-5 評価式提案までの検討ケース

検討ケース		ケース(1)	ケース(2)	ケース(3)
破壊面		照査式の規定値	照査式の規定値	実験結果より推定
コンクリートのせん断応力度(N/mm ²)		1.40	実験結果より推定	実験結果より推定
鉄筋強度	主鉄筋(N/mm ²)	129.9	実験結果より推定	実験結果より推定
	スターラップ(N/mm ²)	225.0		
目的		照査式の確認	評価式の提案	評価式の提案

4.2 せん断耐力の実験値と計算値との比較

(1) 基準評価式の設定

考察の結果を受けて、同様の破壊形態を想定した式として、道路橋示方書に示される水平方向の押し抜きせん断耐力算定式を基に、耐力算定式を設定した。以下にその算定式(以下、照査式とする)を示す。

$$\text{許容押し抜きせん断耐力} = S_{dc} + S_{ds1} + S_{ds2}$$

ここで、 S_{dc} : コンクリートの押し抜き耐力

S_{ds1} : 鉄筋の引張耐力

S_{ds2} : 鉄筋のせん断耐力

・コンクリートの押し抜き耐力

$$S_{dc} = \tau_{ca} \times \Sigma A_c$$

$$\tau_{ca} = 1.12 \times 1.25 = 1.40 \text{ N/mm}^2$$

$$(\sigma_{ck} = 36 \text{ N/mm}^2)$$

ΣA_c : コンクリートのせん断破壊抵抗面積

・鉄筋の引張耐力

$$S_{ds1} = \sigma_{sa} \times \Sigma A_s$$

$$\sigma_{sa} = 180.0 \times 1.25 = 225.0 \text{ N/mm}^2$$

ΣA_s : 有効となるスターラップの総断面積

・鉄筋のせん断耐力

$$S_{ds2} = \tau_{sa} \times \Sigma A_s$$

$$\tau_{sa} = 180.0 / \sqrt{3} \times 1.25 = 129.9 \text{ N/mm}^2$$

ΣA_s : 有効となる主鉄筋の総断面積

図-13 には照査式における推定破壊面を示している。

実験においてコンクリートが負担していた耐力(S_{dc})をひび割れ発生荷重までとし、ひび割れ発生荷重から最大荷重までの耐力を鉄筋が負担する耐力(S_{ds})とすると、照査式から算出された各耐力の安全率は図-14 のようになる。これを見ると鉄筋の負担する耐力は、平均 2.40、コンクリートの負担する耐力は平均 3.01 の安全率を持っていることがわかった。

評価式は、やや大きめの安全率を有する耐力を算定しているといえる。しかし、適切な安全率を含んだ耐力を算定する場合に、実験結果からコンクリートおよび鉄筋の抵抗力を推定する必要があるため、(2)において、コンクリートのせん断応力度および鉄筋強度について検討を行う。

(2) 各材料の抵抗力の検討

(破壊面を照査式の規定値とした場合)

本実験においてコンクリートが負担していた耐力をひび割れ発生荷重までとし、そこから最大荷重までの耐力を鉄筋が負担する耐力と設定して検討を行う。推定破壊面を照査式の規定値とした場合に、これらの耐力から、コンクリートのせん断応力度、鉄筋の強度を算出した結果を図-15、16 に示す。各材料強度は、実験から得られた耐力をそれぞれコンクリートのせん断破壊抵抗面積および有効となるスターラップと主鉄筋の総断面積で割り戻したものとす。また、併せて信頼性解析を行った結果を示す。信頼性解析は、信頼性区間 90%、下側超過確率 5%(以下 5%超過)および信頼性区間 95.4%、下側超過確率 2.3%(以下 2.3%超過)の分布形状が正規分布であると仮定して検討を行う。

コンクリートのせん断応力度においては、平均で 4.22N/mm²、5%超過で 3.36N/mm² の値を得た。鉄筋の強度においては、平均で 410.5N/mm²、5%超過で 344.0N/mm² の値を得た。

コンクリートのせん断応力度および鉄筋の強度において、変

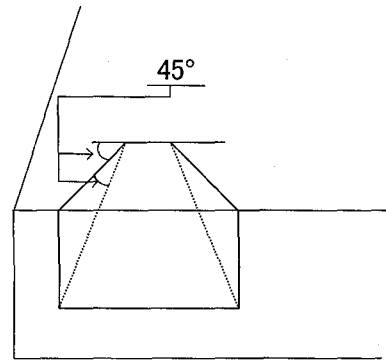


図-13 推定破壊面(照査式より)

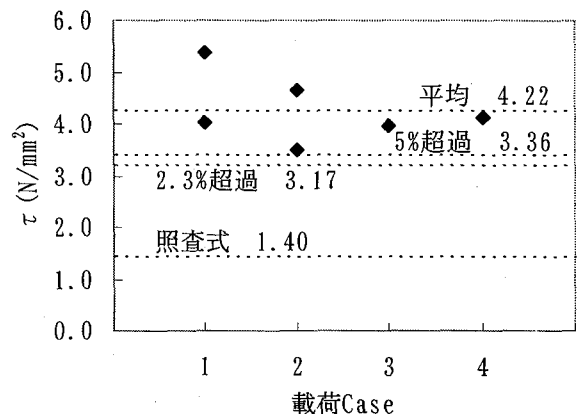
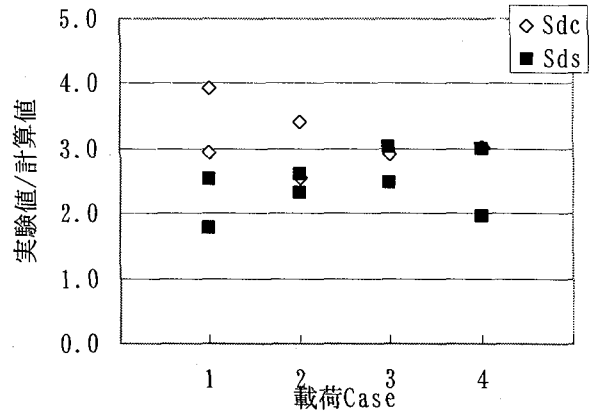


図-15 コンクリートのせん断応力度の検討結果
(破壊面: 照査式)

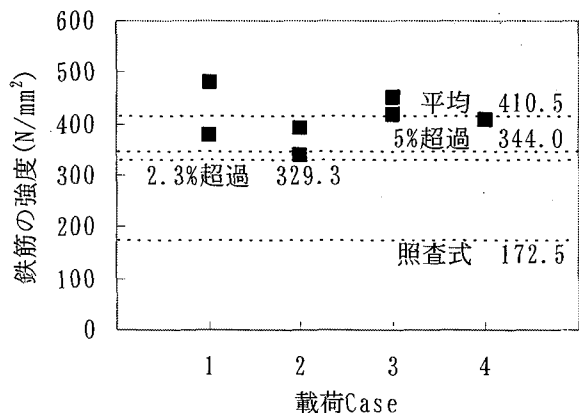


図-16 鉄筋強度の検討結果(破壊面: 照査式)

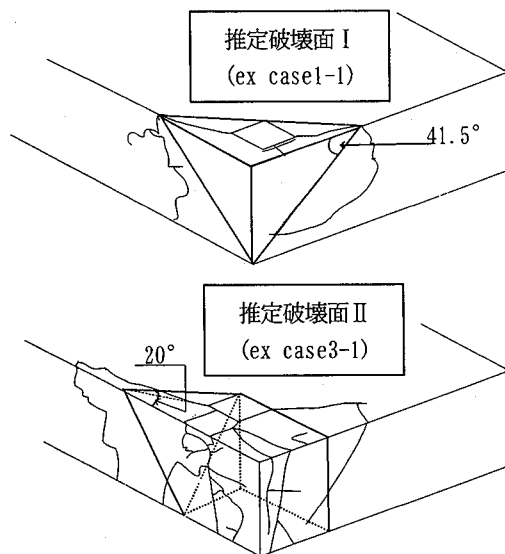


図-17 推定破壊面(実験結果より)

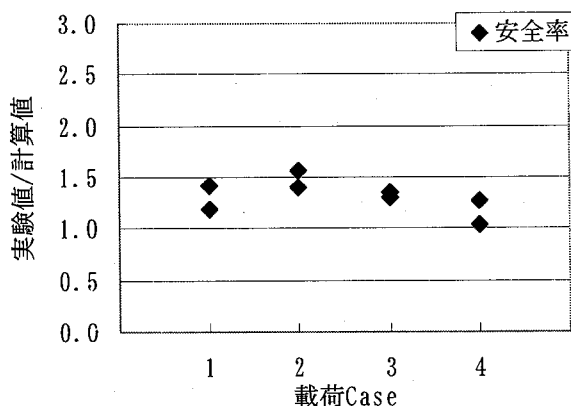


図-18 押し抜きせん断耐力安全率
(破壊面：実験結果)

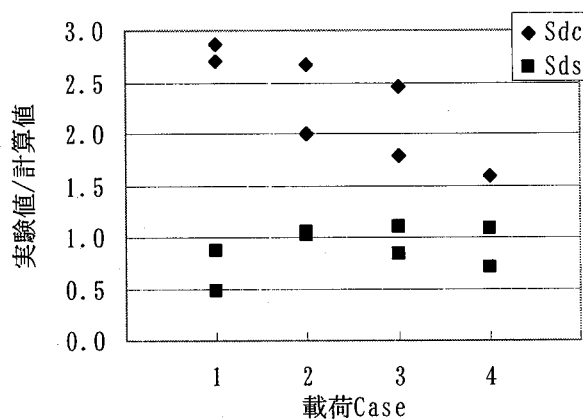


図-19 せん断耐力安全率(破壊面：実験結果)

動係数はそれぞれ0.12, 0.10であり、ばらつきの少ない値が得られたことになる。

実験結果より得られたコンクリートのせん断応力度は、平均で照査式に用いた値(1.40N/mm²)の約3倍、5%超過の値でも2.4倍となっている。この値は、道路橋示方書に示される圧縮破壊時のせん断応力度($\sigma_{ca}=4.88\text{N/mm}^2$ ($\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$))に近く、せん断応力度は単純な押し抜きせん断ではなく、圧縮破壊の要素を含んでいると考えられる。これは、実験結果より考察され

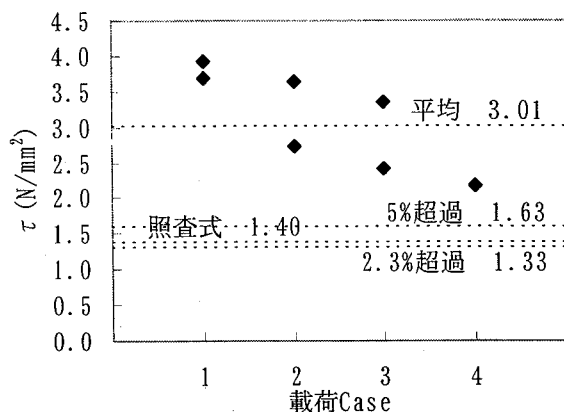


図-20 コンクリートのせん断応力度の検討結果
(破壊面：実験結果)

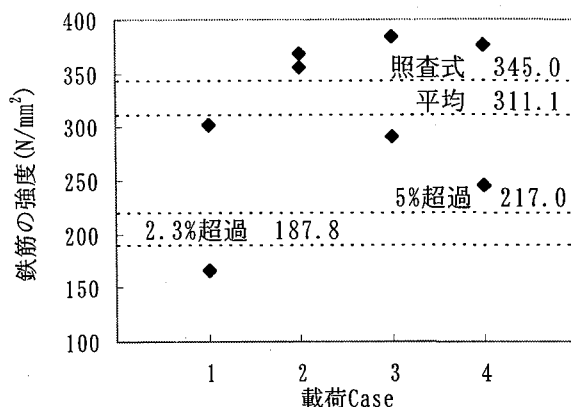


図-21 鉄筋強度の検討結果(破壊面：実験結果)

た破壊形態を考慮した値になっている。

一方、鉄筋強度については、降伏までの鉄筋強度 345.0N/mm²が、信頼性解析の結果、5%超過の値(344.0N/mm²)とほぼ一致し適切な安全率を含んだ値だといえる。平均値でも 410.5N/mm²であり、これは荷重-変位関係の項で述べたように、降伏に至った鉄筋が破断までの耐力によって、供試体の耐力を維持させていると考えられるため、実験結果からも降伏強度から破断までの鉄筋強度を示す値が得られたと考えられる。

(3) 各材料の抵抗力の検討

(破壊面を実験結果から設定した場合)

(2)において、耐力の評価式の提案を行ったが、クラック進展図・ひずみの分布図と比較すると、照査式の推定破壊面は必ずしも実験の破壊面を反映していない。そこで、本項では実験の破壊性状から破壊面を考慮した評価式の提案を行う。

図-17に実験結果から推定した供試体の破壊面を示す。

- ・推定破壊面 I (Case1, 2)

推定破壊面 I はCase1, 2の破壊性状を基に破壊抵抗面は、主要なクラックを直線に変換し、ひずみの分布を考慮した三角形で表している。

- ・推定破壊面 II (Case3, 4)

推定破壊面 II はCase3, 4の破壊性状を基に破壊抵抗面は、梁端部に向かつては荷重板前面の延長と端部の交わる線分を含む長方形、長さ方向に向かつては側面に向かつて20度の広がりの持つ三角形で表している。

今回推定した破壊面で、押し抜きせん断耐力を算定した結果（鉄筋の耐力は降伏（345.0N/mm²）まで持つものとする）に対して、実験より得られた耐力の安全率（実験値/計算値）を図-18 にプロットする。この図-18 によると、安全率は1.0～1.5 の値を示しており、実験より得られた耐力と照査式より求めた耐力が、適度な安全率をもった関係であることがわかる。

次にコンクリートが負担する耐力と鉄筋が負担する耐力、それぞれについて適切な安全率が設定されているかどうかについて検討する。

図-19 にコンクリートが負担する耐力と鉄筋が負担する耐力の安全率（実験値/計算値）をプロットする。図-20, 21 には、実験結果から算出したコンクリートのせん断応力度および鉄筋の強度を、信頼性解析を行った結果と共に示す。図-19 より、コンクリートが負担する耐力は、安全率の平均値が2.15 であり、耐力を過小評価していることがわかる。鉄筋が負担する耐力は、安全率の平均値が0.90 であり、照査式は適切な耐力の評価を行っている。

コンクリートのせん断応力度に関しては、図-20 に示す信頼性解析の結果、平均値 3.01N/mm²、5%超過 1.63N/mm² が得られる。これらの値は、照査式に用いた値（1.40N/mm²）と、圧縮破壊時のせん断応力度（4.88N/mm²）の平均値となっている。このことから、実験結果から得られたせん断応力度は単純な押し抜きせん断ではなく、圧縮破壊の要素を含んでいると考えられる。

一方、図-21 に示す信頼性解析結果から、鉄筋強度は平均値 311.1N/mm²、5%超過 217.0N/mm² の値を得る。実験結果から破壊面を推定すると、その破壊面内に含まれる鉄筋には、降伏に至ったが破断までには至らなかった鉄筋と降伏にも至らなかった鉄筋が混在することから、降伏強度 345.0N/mm² に近い値が得られたと考えられる。

(4) 評価式の提案

これまでの耐荷性能評価より、以下に端部耐力の評価式を提案する。評価式は式の定性化を考慮して、破壊断面を照査式の規定値とした場合の式を提案する。なお、コンクリートの設計基準強度は、本実験では $\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$ を使用しているが、既設の橋脚の設計基準強度は $\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$ が一般的であるため、評価式の提案においては実験結果より得られたせん断応力度を、道路橋示方書のせん断応力度の増加傾向によって $\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$ に換算した値を使用している。

$$\text{許容せん断耐力} = S_c + S_s$$

$$S_c = \tau_{ca} \times \Sigma A_c$$

$$\tau_{ca} = 2.98\text{N/mm}^2 \quad (\sigma_{ck} = 27\text{N/mm}^2)$$

ΣA_c : コンクリートのせん断破壊面積
(照査式の規定値を用いる)

$$S_s = \sigma_s \times \Sigma A_s$$

$$\sigma_s = 344.0\text{N/mm}^2$$

ΣA_s : 有効となる鉄筋（主鉄筋およびスターラップ）の総断面積

5. まとめ

本実験の結果および考察から以下の結論を得た。

- (1) 4 ケースの実験の結果、供試体にはいずれも圧縮力の増加に伴う押し抜きせん断破壊が生じる。しかし、単純な押し抜きせん断破壊ではなく、圧縮破壊の要素を含んだ変則的な押し抜きせん断破壊である。
- (2) 実験結果から得られたコンクリートのせん断応力度および鉄筋強度に対して、信頼性解析を行った。その結果、コンクリートのせん断応力度に関しては、破壊面を照査式の規定値とした場合には平均 4.22N/mm²、5%超過 3.36N/mm²、破壊面を実験結果から推定した場合には平均 3.01N/mm²、5%超過 1.63N/mm² の値を得た。鉄筋強度に関しては、破壊面を照査式の規定値とした場合には平均 410.5N/mm²、5%超過 344.0N/mm²、破壊面を実験結果から推定した場合には平均 311.1N/mm²、5%超過 217.0N/mm² の値を得た。
- (3) コンクリートのせん断応力度については、どちらの破壊面においても、押し抜きせん断応力度の値を大きく超え、圧縮破壊時のせん断応力度に近い値を示しており、圧縮破壊の要素を含んだ値が得られている。鉄筋強度については、破壊面を照査式の規定値とした場合、降伏強度から破断強度の間の値が得られている。これは降伏に至った鉄筋が破断までの耐力によって、供試体の耐力を維持させているためである。一方、破壊面を実験結果から推定した場合、降伏強度をわずかに下回る値が得られている。これは破壊面が照査式から設定した場合に比べて大きくなるために、破壊面内に降伏に至らなかった鉄筋が存在するためである。実験結果から考察した破壊形態を反映し、適切な安全率を含んだ値として、5%超過の値を用いて評価式の提案を行った。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編〕，平成 8 年
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編，平成 8 年 12 月
- 3) 阪神高速道路公団：ジャッキアップ設計基本方針，平成 12 年
- 4) 広島大学構造材料工学研究室：コンクリート支圧試験報告書，平成 11 年 9 月

(2001 年 9 月 14 日受付)