

局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート梁端部の実験的検討

Experimental Study on RC Beam Ends Subjected to Local Concentrated Load

幸左賢二*, 宮原みか子**, 関上直浩***, 萩原隆朗****

Kenji Kosa, Mikako Miyahara, Naohiro Kanjo, Takaro Hagiwara

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

** 学生会員 九州工業大学大学院 建設社会工学専攻 (〒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 bearings have been replaced with rubber bearings to improve seismic resistance. However, 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, two types of experiments were conducted: an experiment using the application points of local load as the parameter, an experiment to increase the quantity of reinforcement. Based on the experimental results, an equation for calculating the bearing capacity of the beam is proposed.

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年に発生し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梁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り、梁の安全性照査が必要である。

現在照査式として、各機関では破壊面が押し抜きせん断破壊タイプであるために、簡易的に道路橋示方書に示される橋座の設計耐力の算定式^{1),2)}を鉛直方向に適応したものを用いる場合が多くある。その照査によって危険側と判定された場合には、補強アンカーボルトを梁に後から入れることにより不足耐力を補う手法が用いられている。しかし、実際にはこのような梁端部での局所的な集中荷重の破壊メカニズムは、梁端部の鉛直荷重を対象とした研究³⁾が少ないため明らかにされておらず、照査式の適応性の検討もなされていない。

そこで、一昨年度、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となる端部破壊の耐力評価式の検討を行った。その際、対象とした荷重位置は、後述する荷重位置ケースでの case1~4 である。しかし、実際の工事におけるジャッキの位置は、case1~4 よりも梁端部の場合もあることから検討が不十分であるため、昨年度 case5~12 での検討を行った。また、スターラップの効果を検討するための実験として、鉄筋増加ケースである case13~16 を行った。case13~16 の荷重位置は、実際の支承取替え工事において最も多く行われている case6, 8 と同様の位置とした。これらの実験結果を踏まえて、評価式の再検討を行った。

2. 実験概要

2.1 供試体諸元

表-1 に実験供試体の諸元を、図-1 に供試体および荷重板形状を示す。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梁で最も耐力が小さい先端部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箇所において局所荷重する。

また、荷重板位置は水平方向端部から75~125mmであり、平均で100mmである。これに対し、供試体高さは330mm

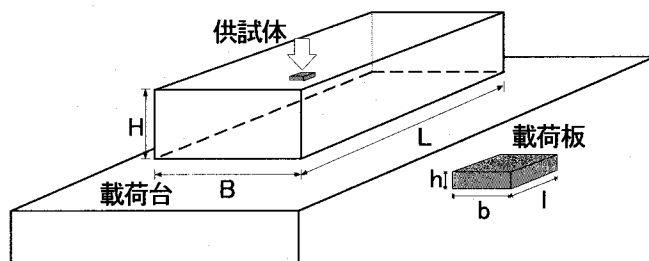


図-1 供試体および載荷板形状

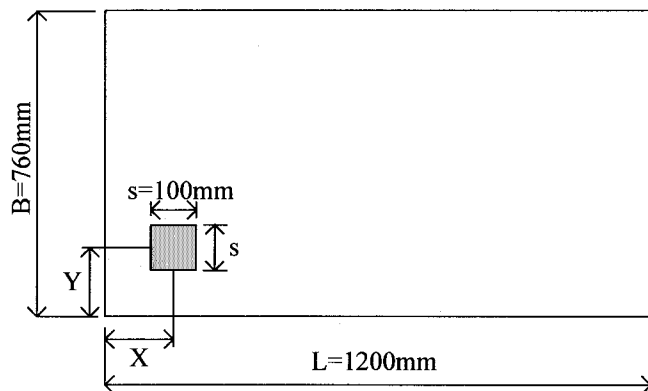


図-2 載荷位置図(載荷面)

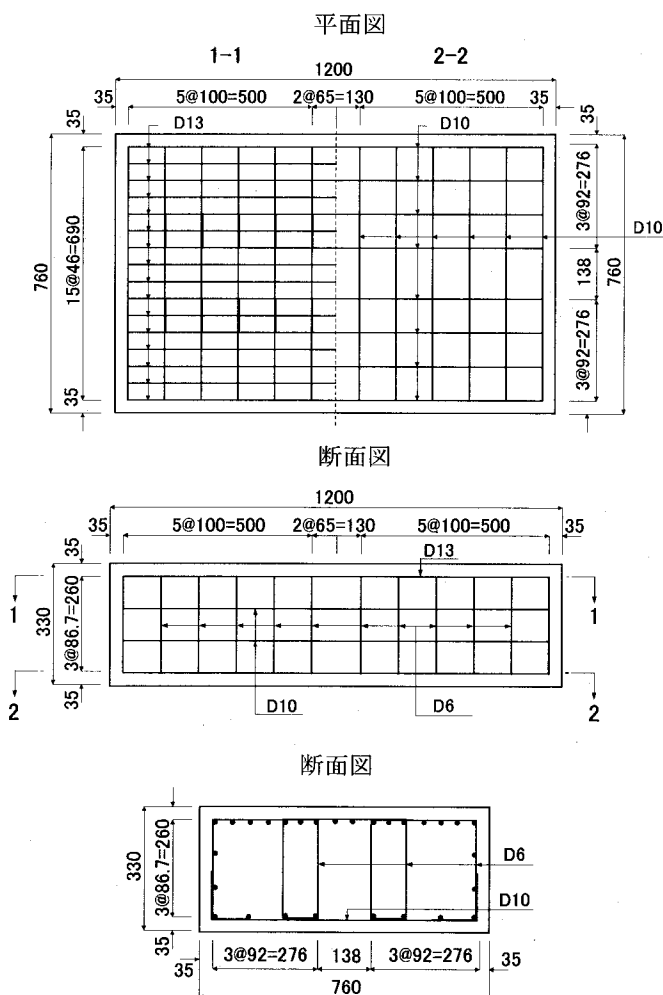


図-3 配筋図(単位: mm)

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
載荷板	h(mm)	b(mm)	l(mm)	
	30	100	100	

表-2 実験ケース

実験ケース	載荷位置	帯鉄筋比
case1~12	表-3, 図-2参照	0.33%
case13	X=1.00	0.75%
case14	Y=0.75	1.33%
case15	X=2.00	0.75%
case16	Y=0.75	1.33%

表-3 載荷位置

		X=x/s				
		0.75	1.00	1.50	2.00	2.50
Y=y/s	0.75	case5	case6	case7	case8	
	1.00		case9	case10	case11	case12
	1.25		case1	case2	case3	case4

で載荷位置の水平方向の平均値に対して、3.3 倍の値であることから、供試体は底面に破壊面が達しないほどの高さを有していると考えられる。したがって、破壊面は供試体下側まで進展せず、前面・側面に発生すると想定されるため、底面全体を直接載荷台に設置した。なお、後述する実験から得られた下面鉄筋のひずみ量からも、破壊は供試体下側まで進展していないと考えられるため、底面全体を直接載荷台に設置することは、載荷上の問題に与える影響は少ないと判断される。

2.2 載荷条件

載荷板は標準的なジャッキ底板寸法 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した。表-2 に実験ケースを示し、表-3 に実験における載荷位置を示す。載荷位置の選定は実際の工事におけるジャッキアップの位置を想定した 12ヶ所とした。また、スターラップの鉄筋量をパラメータとした実験として、載荷位置ケースで使った、スターラップ径が D6 以外に、D10, D13 に変えたものを行った。

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載荷位置ケースの場合 50kN とし、ステップ毎に荷重を完全に除荷し、ひび割れ状況を観測する。鉄筋量増加ケースに関しては、載荷位置ケースよりも詳細にひび割れを測定することを目的とし、荷重ステップ増加量を 25kN とした。

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。これらのひずみと載荷荷重、損傷状況、およびひび割れの進展との相関を調べる。

③ ひび割れ図

載荷位置ケースでは載荷荷重 50kN 毎に、鉄筋量増加ケースでは載荷荷重 25kN 毎に、ひび割れの進展状況を作図する。このひび割れ進展状況と載荷荷重、ひずみの相関を調べる。

3. 実験結果

3.1 材料強度

表-4 に実験での使用材料の材料試験結果を示す。

コンクリートの設計基準強度は、設計値では $\sigma_{ck} = 27\text{N/mm}^2$ としていたが、強度試験の結果は 35.4N/mm^2 (case1~4), 30.8N/mm^2 (case5~12), 29.3N/mm^2 (case13~16) となっている。

また、材料の最大粗骨材寸法は 20mm である。

3.2 供試体損傷状況

(1) 載荷位置ケースの損傷状況

載荷位置ケースの供試体損傷状況を代表例として以下に説明を加える。case4 は載荷ケースのうち最も供試体内部での載荷位置ではあるが、実際の補強工事がなされている橋脚のジャッキアップ位置として多く見られる載荷位置である。

図-4 に case4 における鉛直荷重-載荷板の鉛直変位の関係を、図-5 に初期ひび割れ発生時から最大荷重作用時までのひび割れ進展図を示す。図-5 に示すように、450kN で供試体前面に初期ひび割れが確認された。その後、鉛直荷重の増加に伴い、ひび割れが進展し、680kN で鉄筋が降伏した。最終的には、載荷板付近から供試体前面にかけてかぶり欠落し、最大荷重に至っており、最大荷重以降は急激に荷重が減少している。

図-6 に載荷板中心 (A-A 断面) のスターラップにおける荷重-ひずみ曲線を示す。載荷板直下である①~③において、初期ひび割れが発生した 450kN 以降、荷重増加とともにひずみは増加している。その後、スターラップのひずみが降伏ひずみである 1700μ に達した後、最大荷重に至っている。

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、最大荷重に至るまで極めて小さいひずみ量となっている。これに対し、④点については初期ひび割

表-4 材料物性値

コンクリート	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
case1~4	35.4	2.83
case5~12	30.8	2.61
case13~16	29.3	2.59
鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D6	346	514
D10	363	534
D13	360	530

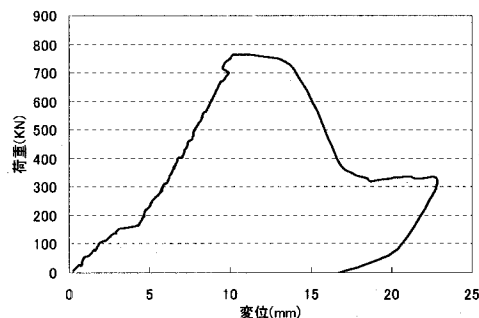


図-4 荷重-変位曲線

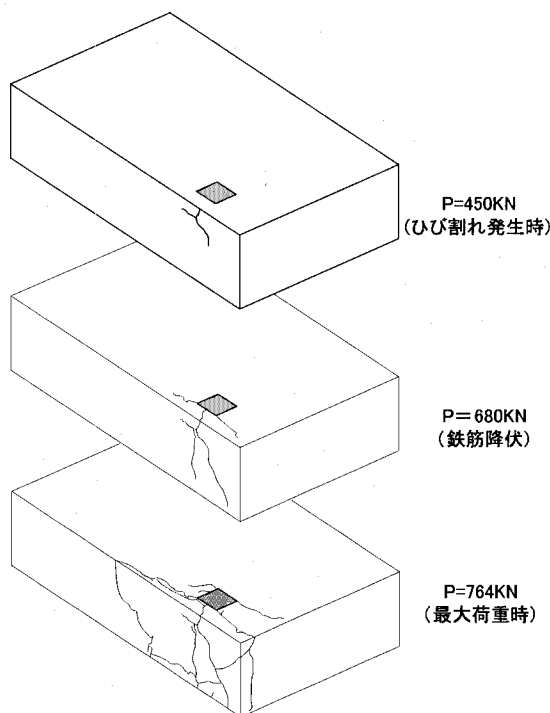


図-5 ひび割れ発生状況 (case4)

れが発生する 450kN までは圧縮側にひずみが進展しているが、その後コンクリートのはらみだし等による、鉛直荷重に伴う圧縮力解放の傾向が見られる。

また、供試体下面鉄筋のひずみ量は小さいことから、供試体の破壊は、下面にまでは進展せず、上面および前面・側面において起こると考えられる。最終的に耐力低下の要因となるひび割れは、鉄筋ひずみが 1000μ を超える部分に現れ、ひび割れの進展と鉄筋ひずみの進展には相関が確認される。

本実験では、端部に局所載荷を行うことで、載荷板直下は圧縮破壊領域となる。クラックおよび鉄筋ひずみの急激な進展が見られる箇所においては、ずれ破壊領域に

なると考えられる。この2つの破壊領域を考慮すると、推定破壊面はまず、鉛直荷重の影響で載荷板周辺から形成される。その後、圧縮力の増加からずれが急激に発生する。このずれは、載荷位置が供試体の端部に近いことから、拘束力の小さい前面および側面に向かって形成されると考えられる。

これらの検討結果をふまえると、供試体は、鉛直荷重に伴う圧縮力により、載荷板直下のコンクリートは圧縮破壊し、その後前面にずれ応力が急激に発生する。最終的に前面が持ちこたえられず、コンクリートが破壊に至る、局所的なずれ破壊であると考えられる。

載荷位置をパラメータとした各ケースは、いずれも同様な挙動を示した。

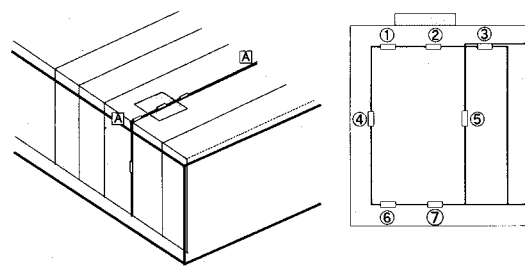
(2) 鉄筋増加ケースに対する検討

この実験での損傷破壊メカニズムは載荷位置 case6, 8 それぞれの損傷破壊メカニズムと概ね一致する結果であった。

図-7 に鉄筋耐力の比較を示した。供試体の耐力は、後述するように、初期ひび割れ発生荷重までをコンクリートが負担する耐力とし、初期ひび割れ発生荷重から最大耐力までを鉄筋が負担する耐力とし、各ケースでの実験から得られた最大荷重から初期ひび割れ発生荷重を引いたものを鉄筋耐力とし、縦軸に示した。横軸には鉄筋の総断面積をとった。図-7 より、直線近似式の勾配（相関係数 $R=0.12$ ）0.32 が得られ、鉄筋面積を増加すると鉄筋耐力が増加することがわかる。したがって、スターラップ径を大きくし、鉄筋量を増加させることは供試体耐力の増加につながると考えられる。

3.3 供試体の耐力力に対する検討

次に、供試体の耐力力について検討する。供試体のせん断耐力は、コンクリートによるものと鉄筋によるものと和として考えられる。初期ひび割れ発生後から鉄筋のひずみ増加が始まり、鉄筋が荷重に対して抵抗し始めることから、それまでは、コンクリートのみのせん断耐力であったと考えられる。そして初期ひび割れ発生後、最大荷重時までは、コンクリートのせん断耐力と鉄筋のせん断耐力が存在している。case4 について、600kN 載荷時に推定破壊面内に含まれる鉄筋のひずみから、鉄筋に作用している応力を算出し、鉄筋が負担している荷重を算出する。実験での鉄筋ひずみの平均は 600μ であり、これに鉄筋の弾性係数 ($2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$) を乗じて、鉄筋に発生している平均応力として 126 N/mm^2 が算出される。次に、実験のひび割れ発生状況から推定される供試体の破壊面積に含まれる鉄筋の断面積の総和を鉄筋の有効断面積とし、 1188.61 mm^2 を算出した。この鉄筋の有効断面積に平均応力を乗じて、鉄筋が負担する荷重 149.8 kN が算出される。この 149.8 kN が鉄筋のせん断耐力である。これにコンクリートのせん断耐力 450 kN を加えると、供試



A-A 断面におけるひずみゲージ位置

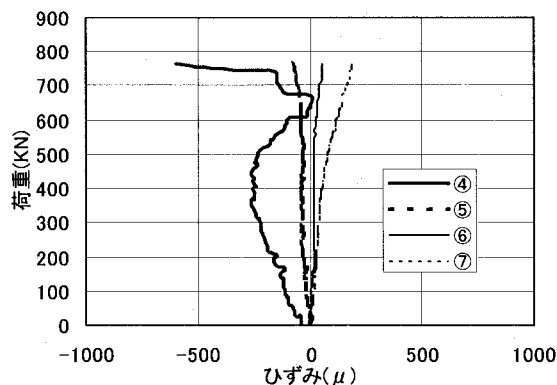
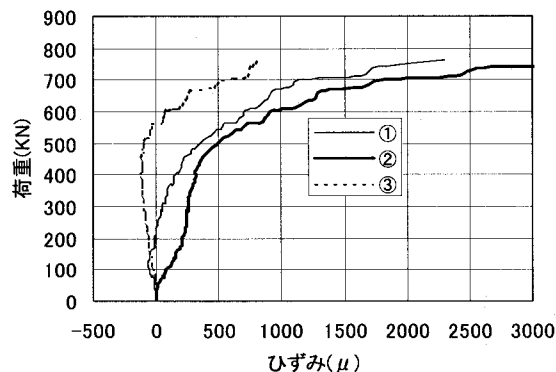


図-6 スターラップ荷重-ひずみ曲線(A-A断面)

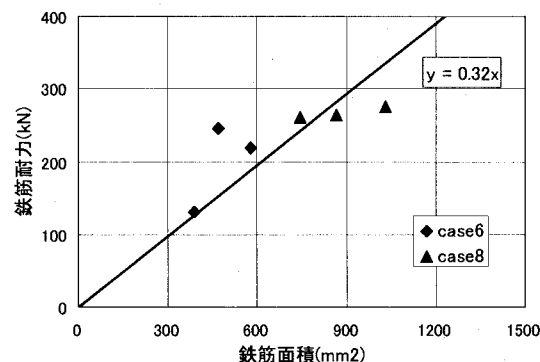


図-7 鉄筋耐力の比較（鉄筋量増加ケース）

体のせん断耐力は 599.8 kN となり、載荷荷重 600 kN にほぼ等しい値が推定できる。同様に初期ひび割れ荷重 (450 kN) から最大荷重 (764 kN) まで計算を行い、結果を図-8 に示す。図-8 から、載荷荷重はコンクリートのせん断耐力と鉄筋のせん断耐力を足し合わせた耐力とほぼ同じになることが分かる。表-5 に、他のケースの例として、case1~3 の結果を示す。以上より、鉄筋のひずみが測定されていなくても、載荷荷重からコンクリートのせ

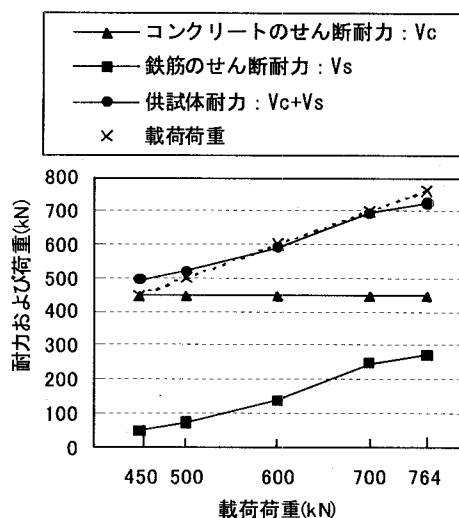


図-8 供試体耐力と載荷荷重の関係(case4)

表-5 供試体耐力と載荷荷重の比較

	case1	case2	cas3
初期ひび割れ発生荷重	300	300	400
鉄筋のせん断応力	198	244	352
供試体耐力(kN)	498	544	752
載荷荷重(kN)	523	574	735

ん断耐力を差し引くことで、鉄筋のせん断耐力を算出できることがわかる。

以上の考察の結果、後述する提案式では、コンクリートが負担していた耐力を初期ひび割れ発生荷重までとし、初期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とする。

4. 評価式の検討

4.1 基準評価式の設定

現在ジャッキアップ時の耐荷力照査において、道路橋示方書に示される、橋座部の耐力算定式を鉛直方向に適応したものを用いている。照査式は式(1)のように設定される場合が多い。

$$\text{押し抜きせん断耐力} = S_{dc} + S_{ds1} + S_{ds2} \quad (1)$$

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

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

τ_{ca} ：コンクリートのせん断応力度 (N/mm^2)

ΣA_c ：コンクリートのせん断破壊抵抗面積 (mm^2)

・鉄筋の引張耐力

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

σ_{sa} ：鉄筋強度 (N/mm^2)

ΣA_s ：有効となるスターラップの総断面積 (mm^2)

・鉄筋のせん断耐力

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

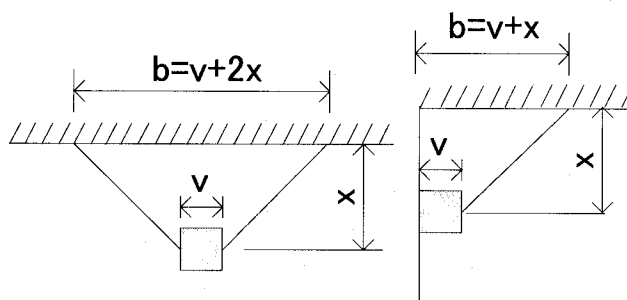


図-9 片持ちスラブの有効幅

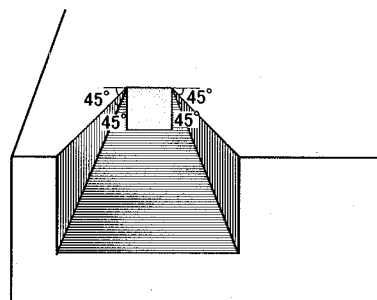


図-10 破壊面(式(1))

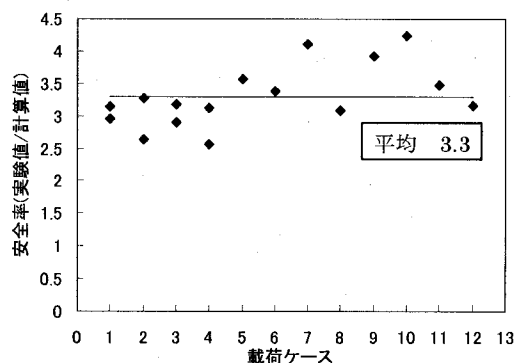


図-11 照査式の安全率

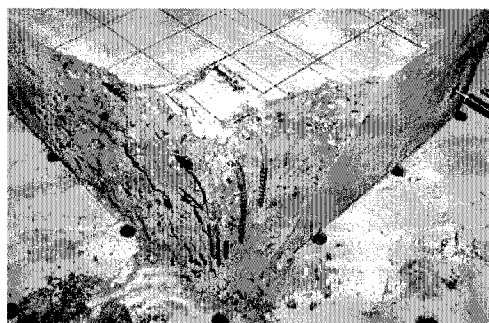


写真-1 推定破壊面 I (case2)

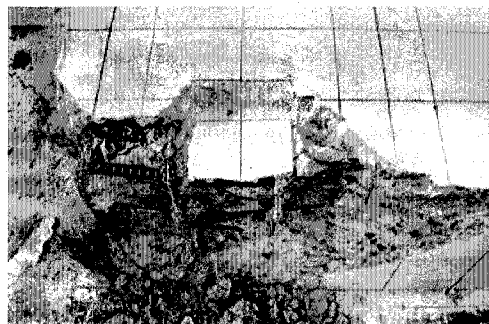


写真-2 推定破壊面 II (case8)

τ_{sa} : 鉄筋強度 (N/mm²)

ΣA_s : 有効となる主鉄筋の総断面積 (mm²)

また、土木学会のコンクリート標準示方書においては、片持ちスラブの押し抜きせん断破壊に対して、荷重位置が端部に近い場合、有効幅を考慮する旨が記されている⁴⁾。図-9に示す様に、片持ちスラブの場合も45度の広がりを持つ破壊面が想定されているが、載荷板中央から端部に向かって45度の広がりを持つものであり、写真-2に示す様に実際は載荷板奥から破壊面が形成されている。そして、照査式の場合、梁高さに対しても45度の広がりを考慮しているが、片持ちスラブの場合、厚さがないために考慮されていない。以上の点から新たに梁高さを考慮した破壊面を有する照査式を設定する必要があると考える。

式(1)より押し抜きせん断耐力は、コンクリートが負担する耐力と鉄筋が負担する耐力との和で成り立っている。これは、図-8に示すように、実験結果からも成り立つ関係である。図-10に示す想定破壊面は、載荷板背面の角部から供試体の前面・側面に45度で破壊面が広がっていき、下面まで進展せずに前面で破壊面が形成されている。実験から得られた最大荷重と、照査式から算出された供試体耐力の安全率は図-11のようになる。これを見ると平均値3.3と大きな安全率を持っていることがわかった。

そこで適切な安全率を含んだ照査式を算定する必要があるため、コンクリートのせん断応力度、鉄筋強度および破壊面について検討を行う。

4.2 推定破壊面に対する検討

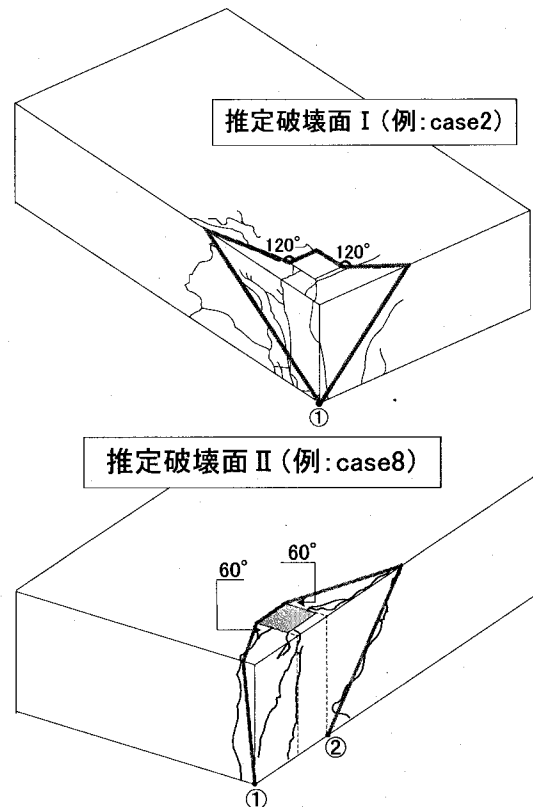
基準評価式における推定破壊面は、道路橋示方書に示される橋座部の耐力算定式のものである。しかし、実験では鉛直方向の局所載荷であり基準評価式の推定破壊面のような45度の角度を持つものは得られなかった。そこで、評価式に用いられている推定破壊面と実験結果から得られた破壊面との関係について検討を行う。

載荷位置ケースの12ケースにおいて実験から得られる推定破壊面について検討を行った。そして、破壊面は2つのパターンに分類される結果となり、推定破壊面Ⅰ、Ⅱと設定した。

まず、推定破壊面Ⅰの例としてcase2を示す。写真-1より、載荷板の対角方向からそれぞれ120度の広がりを持つことがわかる。写真-2には、推定破壊面Ⅱの例としてcase8のものを示す。この破壊面は、主に前面に発生しており、載荷板背面の角部から60度の広がりを持つことがわかる。

他のケースも概ねこの2つのパターンに分けることができた。各ケースの推定破壊面をⅠ、Ⅱに分類し、それらの結果を図-12に示す。共に各ケースの破壊性状を考慮して推定したものであり、特徴を以下に示す。

推定破壊面Ⅰ：載荷板の対角方向からそれぞれ120度の



		X=x/s				
		0.75	1.00	1.50	2.00	2.50
Y=y/s	0.75	case5	case6	case7	case8	
	1.00		case9	case10	case11	case12
	1.25		case1	case2	case3	case4

		X=x/s				
		0.75	1.00	1.50	2.00	2.50
Y=y/s	0.75	I	I	I	II	
	1.00		I	I	II	II
	1.25		I	I	II	II

図-12 推定破壊面の分類

広がりを持っており、前面および側面側のひび割れは、上面から進展した破壊面から供試体下面の頂点①を目指す方向に進み、前面および側面の2面に破壊面を形成する。

推定破壊面Ⅱ：推定破壊面Ⅱは、破壊面が主に前面のみに発生しているものである。載荷板背面の角部から供試体の前面・側面に60度方向に広がっていくような破壊面である。側面では、上面から進展した破壊面が下面の頂点①に向かって進展し、前面では、載荷板の端部を延長したラインと下面との交点②を目指して進展していく。

推定破壊面Ⅰ、Ⅱ共に基準評価式での推定破壊面のように45度の角度で広がっていく破壊面は得られなかった。しかし、基準評価式でジャッキアップ位置が端部の場合、破壊面が2面に形成されるように設定されている。推定破壊面Ⅰで定義される破壊面は、載荷位置が端部よりであるため、前面および側面の2面に出る結果となっており、基準評価式での推定破壊面と同様の傾向が見られた。また、推定破壊面Ⅱでは、図-10に示す基準のものと同様に前面のみにでるような破壊面となっている。

実験から得られるコンクリートの破壊面積（図-12 参照）と基準評価式におけるコンクリートのせん断破壊抵抗面積（図-10）および実験での破壊面に含まれる鉄筋の総断面積と基準評価式での鉄筋の総断面積の比較を図-13, 14 にそれぞれ示す。これらより、それぞれの平均値は 1.37, 1.35 となった。標準偏差が共に約 22% と大きくばらついている。図-13, 14 からわかるように、コンクリートの破壊面において、平均値を上回っている場合、鉄筋の総断面積では平均値を下回っている傾向にある。したがって、式(1)より、押し抜きせん断耐力はコンクリートの負担する耐力と鉄筋の負担する耐力の和で算出されるため、合計耐力としては図-15 に示すように、実験値/計算値は 1.2 となり、標準偏差は 12% と抑えられる。つまり、基準評価式での破壊面を用いることで、一定の安全率を含むと思われる。

これより、現在使用されている推定破壊面のように 45 度の角度は得られなかったが、実験結果同様に基準評価式での推定破壊面でも前面のみおよび前面、側面の 2 面の 2 パターンが得られることもあり、後述する提案式において、安全率を含むとみなし、簡便性を考慮して、推定破壊面は図-10 のものを用いる。

5. 評価式の提案

5.1 各材料の抵抗力の検討

前項に示した式(1)と図-10 の破壊面を用いて各材料の抵抗力を提案する。

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。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-16, 17 に示す。

各材料抵抗力は、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ルラップと主鉄筋の総断面積で割り戻したものである。また、併せて安全率を考慮するため、信頼性解析を行った結果を示す。信頼性解析は式(2)を用いて、信頼性区間 90%, 下側超過確率 5% (以下, 5% 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。

$$\gamma = (1 - 1.64V_p)P \quad (2)$$

ここで、 V_p : 変動係数

P : 平均値

コンクリートのせん断応力度においては、平均で 4.42N/mm^2 、5% 超過で 3.33N/mm^2 の値を得た。鉄筋の強度においては、平均で 440N/mm^2 、5% 超過で 218N/mm^2 の値を得た。鉄筋強度は、既往の照査式で用いられる破壊面より算出した場合、case9, 10 が引張強度を超えるような値を示し、特異値となった。これに対し、図-18 に示すように、実験での破壊面を用いて算出すると、ばらつきが抑えられる結果となった。

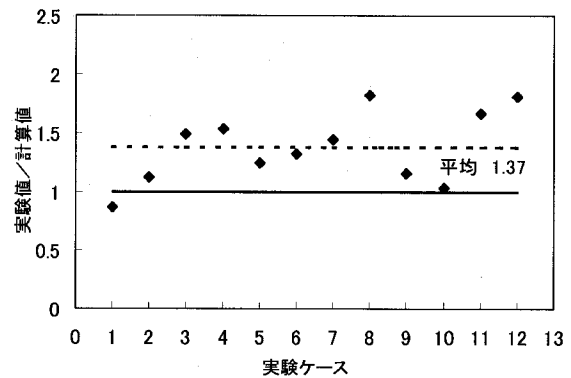


図-13 破壊面積の比較

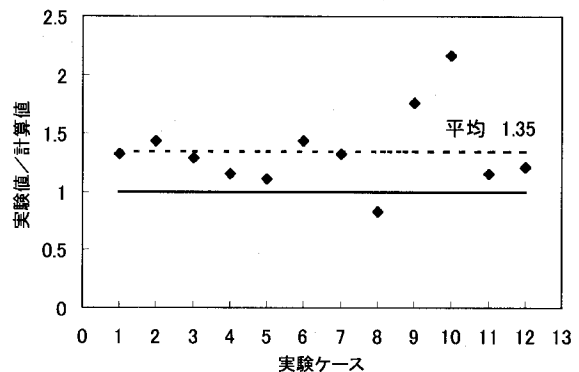


図-14 破壊面に含まれる鉄筋の総断面積の比較

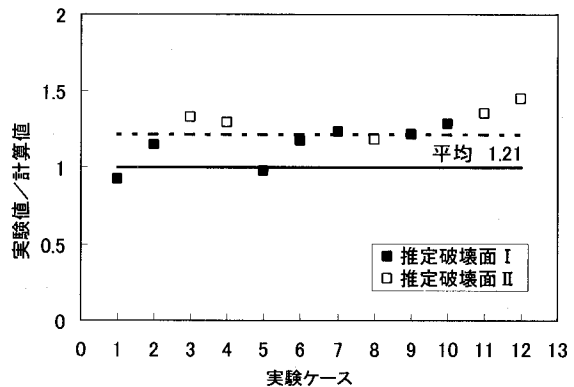


図-15 耐力の比較

これは、推定破壊面 I に分類される case9, 10 は前面および側面の 2 面に破壊面が形成されることで、図-10 を用いて算出する場合より、主鉄筋を多く含み、実際には鉄筋の総断面積は大きい。したがって、鉄筋が負担する耐力が大きくなり、鉄筋強度が大きく算出されたと考えられる。コンクリートのせん断応力度の平均値は、道路橋示方書に示される押し抜きせん断応力度 ($\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$: $\tau_{ca}=1.10\text{N/mm}^2$) を超える値を示しており、圧縮破壊時の許容せん断応力度 ($\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$: $\tau_{ca}=4.78\text{N/mm}^2$) に近い値となっている⁵⁾。

5.2 評価式の提案

これまでの耐荷性能評価より、端部耐力の評価式を以下に提案する。なお、実験時のコンクリート強度は、本実験では $\sigma_{ck}=35.4\text{N/mm}^2$, 30.8N/mm^2 , 29.3N/mm^2 を使用している。しかし、既設橋脚の設計基準強度は $\sigma_{ck}=$

27N/mm²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⁵⁾。

平均式：

$$\text{許容せん断耐力} = S_c + S_s \quad (3)$$

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

$$\tau_{ca} = 4.00\text{N/mm}^2 \quad (\sigma_{ck} = 27\text{N/mm}^2)$$

ΣA_c ：コンクリートのせん断破壊面積

(式(1)の規定値を用いる)

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

$$\sigma_s = 440\text{N/mm}^2$$

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%超過式：

$$\text{許容せん断耐力} = S_c + S_s \quad (4)$$

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

$$\tau_{ca} = 2.42\text{N/mm}^2 \quad (\sigma_{ck} = 27\text{N/mm}^2)$$

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

$$\sigma_s = 218\text{N/mm}^2$$

道路橋示方書では、 $\tau_{ca}=0.95\text{N/mm}^2$ ($\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$)、 $\sigma_s=180\text{N/mm}^2$ であるのに対して、平均値でコンクリートせん断応力度が約 4.2 倍の値を示し、鉄筋強度は約 2.4 倍となった。5%超過値では鉄筋強度は約 1.2 倍と従来の値と概ね変わらない値となったが、コンクリートのせん断応力度は約 3 倍の値となった。このことにより、基準評価式による照査では、補強が必要とされていた橋脚も充分耐力があると考えられ、必要以上の補強がなくなると考えられる。

6. 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) case1~16 の実験の結果より、供試体にはいずれも圧縮力の増加に伴う、圧縮破壊の要素を含んだ押し抜きせん断破壊が生じる。また、鉄筋量を増加させることは、供試体耐力の増加につながる事がわかった。
- (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、平均 4.42N/mm²、5%超過 3.33N/mm²の値を得た。鉄筋強度に関しては、平均 440N/mm²、5%超過 218.0N/mm²の値を得た。
- (3) コンクリートのせん断応力度は、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となり、圧縮破壊の要素を含んだ値が得られた。適切な安全率を含んだ値として、実験結果から考察した破壊形態を反映した評価式が提案された。

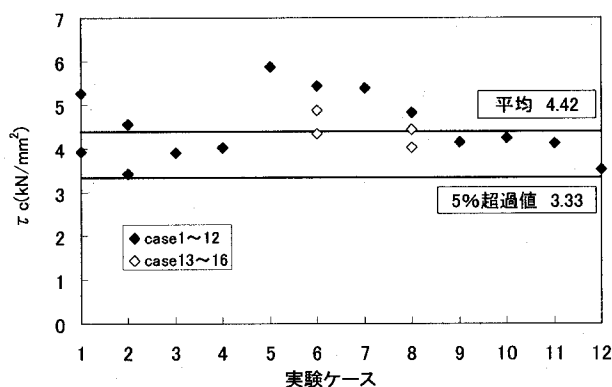


図-16 コンクリートせん断応力度(図-10 より)

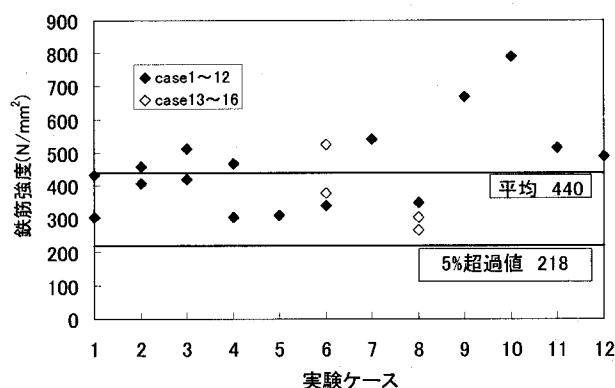


図-17 鉄筋強度(図-10 より)

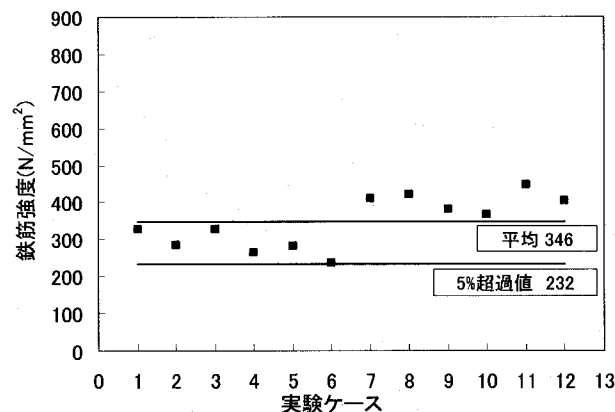


図-18 鉄筋強度(図-12 より)

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：ジャッキアップ設計基本方針, 2000.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, pp. 177-183, 1996. 12.
- 3) 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, 1999. 9.
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書, 設計編, pp. 184-185, 1996. 3.
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書, 設計編, pp. 208-220, 1996. 3.

(2003. 9. 12 受付)