

論文 立体支持条件を考慮したディープビームの3次元非線形解析と検証

半井 健一郎*1・三輪 康宏*2・前川 宏一*3

要旨：RC ディープビームのせん断耐力は、評価式で概ね精度良く評価できるが、その一方で、境界条件に大きく左右されるものであることを十分に認識する必要がある。本研究では、横梁を介し間接的な支持/载荷をおこなうことで境界条件の異なる梁のせん断耐力の検討を行い、境界条件がせん断耐力に及ぼす影響を非線形解析によって明らかにすると共に、実験により検証を行った。その結果、载荷/支持条件によっては梁のせん断耐力は大きく変化し、多様な条件下における耐力は概ね非線形数値解析で評価可能であることが分かった。

キーワード：ディープビーム、せん断、载荷条件、支持条件、非線形解析

1. はじめに

せん断スパン比 a/d の小さい梁（ディープビーム）のせん断耐力は、境界条件に大きく左右される。土木学会コンクリート標準示方書のディープビーム評価式では a/d によるせん断耐力の著しい増加を精度良く算定できるが、その適用範囲は、 a/d が小さい部材の中でも圧縮応力によるアーチ機構が形成される直接载荷・支持の場合に限定される。間接支持や間接载荷となる場合には、ディープビーム本来のせん断耐力が発揮されないことがある¹⁾²⁾ため、これまでの設計では、 a/d の影響を安全側に設定した棒部材のせん断耐力式が用いられてきた。設計者がこの判断を誤らない限り、安全な構造物が建設されることになる。しかしながら、時として過剰な安全率を許容する可能性もあり、コスト高な設計となる場合もある。間接载荷/支持のディープビームにおいて、それぞれの境界条件の違いに応じたせん断耐力を個別に評価することができれば、安全を確保した上で過剰設計を回避し、適切な配筋設計が可能となる。特に、間接载荷/支持という3次元構造物の適切な耐力評価は、既存構造物の後補修・補強の場面で重要性を増す課題であるとも考えられる。

そこで本研究では、立体载荷/支持条件の違いがディープビームのせん断耐力に与える影響に対し、非線形数値解析手法による評価を試みる。また、その手法の妥当性を、梁の载荷実験によって検証することを目的とするものである。これら3次元挙動の検討に先立ち、単純梁における载荷点数の問題についても事前検討を行った。なお、せん断補強筋を有しないディープビームが本稿の検討対象である。

2. 検討対象と解析手法

2.1 検討供試体概要

(1) 载荷点数の検討

ディープビームのせん断耐力は、载荷条件の影響を大きく受けることが知られている³⁾。ここでは、载荷点数に着目した検討を载荷実験ならびに数値解析によって行うこととする。

表-1のうち、N100（1点载荷）およびN200（2点载荷）がここでの検討対象である。図-1に供試体の概要を示した。载荷・支点間の条件は共通で、载荷点数が異なる。したがって、評価式では同じ耐力が算定される。2点载荷の载荷点間距離は、300mmとした。

*1 東京大学大学院助手 工学系研究科社会基盤工学専攻 工修 (正会員)

*2 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤工学専攻

*3 東京大学大学院教授 工学系研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)

表-1 供試体の概要

No.	b (mm)	h (mm)	d (mm)	l (mm)	a (mm)	r (mm)	横梁	bx (mm)	引張主鉄筋	横梁鉄筋	検討方法
N100	150	450	400	1800	400	100	0	—	2D25	—	解析/実験
N200				2100							解析/実験
X120				1800			1	200		解析/—	
X121										解析/—	
X122							解析/—				
X142							400	解析/—			
W121							2	200		2*4D16	解析/実験

(2) 立体載荷/支持条件の検討

表-1 で、通常の梁 (N100) に加え、載荷を横梁を介して間接的に行う梁 (X シリーズ)、載荷および片側支点支持を横梁を介して行う梁 (W121、図-2) が、ここでの 3 次元載荷/支持条件の検討対象である。すべての試験体の梁本体は、長さおよび高さ方向の 2 次元の諸元は共通で、奥行き方向に取り付けた横梁の有無およびそれに伴う載荷/支持方法のみが異なる。

横梁を有する梁の載荷/支持は、横梁に設置した載荷/支持板によって間接的に行う。この場合、本体に直接圧縮応力が作用しないように、載荷/支持板は梁本体上には設置せず、分割して張出部のみに設置した。載荷板は幅 100mm、厚さ 30mm で、長さは、本体に設置する時は部材幅 b と同じ 150mm、横梁に設置する場合は横梁の張出長さ bx と同じ 200mm または 400mm とした。また、横梁を有する梁は 3 次元構造であることから、載荷/支持点における境界条件を明確にするため、球支承による 1 点集中載荷を想定した。

X シリーズの解析では、横梁の張出長さ 200mm の場合には、取り付け位置から 0mm、100、200mm の各点 (図-3)、400mm の場合には 200mm の位置に載荷を行った。W シリーズの解析及び実験では、200mm の張出の中心である 100mm の位置で載荷及び支持を行った。また、横梁の中心には、引張縁から 75mm 間隔で D16 を 4 本配筋した。

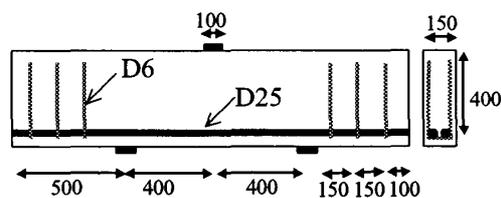


図-1a 供試体概要図 N100

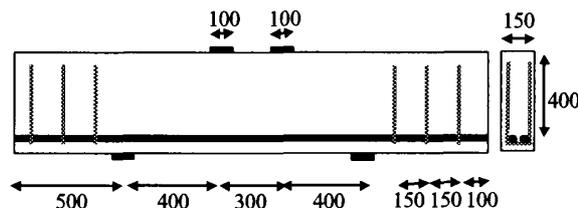


図-1b 供試体概要図 N200

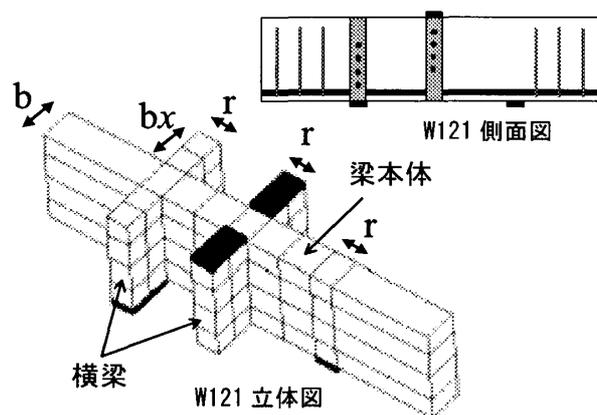


図-2 試験体 W121 概要図 (黒色部分は載荷板)

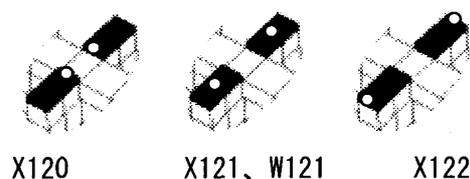


図-3 荷重載荷位置 (白丸の点)

表-2 コンクリートの配合表

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スラ ンプ (cm)	W/C (%)	空気 量 (%)	細骨 材率 (%)	単位量(kg/m ³)				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	AE 減水剤 (cc)
20	5.0	55.0	2.1	47.8	178	345	842	429	284

2.2 実験概要

コンクリートの配合は、表-2 に示した通りで、セメントは普通ポルトランドセメントを用いた。材料特性値は、表-3、4 に示した。W121の横梁は、梁本体と一体で打設した。乾燥収縮等の初期欠陥を極力排除するため湿潤養生を行った。引張主鉄筋の定着を確保するため、供試体端部で鋼板をナットで固定した。载荷は、材齢 28 日以降に、0.2mm/min の変位制御で行った。梁本体への直接载荷にはローラー支承を、横梁への载荷には球支承をそれぞれ用いた。

2.3 数値解析手法の概要

本検討で用いる非線形解析手法は、任意の载荷経路依存性を考慮した材料構成モデルに基づき、多方向固定分散ひび割れモデル⁴⁾によってひび割れを表現するものである。このモデルでは、あらかじめひび割れ位置を固定する必要が無いため、後半で検討する 3 次元構造物に対しても適用が可能である。また、解析における自由度を低減し解析時間を短縮するため、比較的粗い要素に対しても解析精度を確保できる、ゾーニング手法⁴⁾を採用した。この手法では、コンクリート部材を、鉄筋が密に配筋され鉄筋との付着によってひび割れの分散が期待できる領域 (RC 領域) と、付着が期待できず、ひび割れが有限要素内で 1 本以上入ることが無いと仮定できる領域 (無筋領域) に二分し、それぞれの構成側を適用するものである。本検討における要素分割は図 2 に示すとおりで、梁本体の下縁から 225mm までを RC 領域とし、圧縮縁は要素の寸法効果を考慮し 100mm とした⁴⁾。

3. 実験および解析結果

3.1 载荷点数の影響に関する検討結果

実験および 2 次元解析の結果を図-4 に、破壊

表-3 鉄筋の材料特性値 (実験値)

	Es (kN/mm ²)	fy (N/mm ²)
D16	195	376.5
D25	201	519.0

表-4 コンクリートの材料特性値 (実験値)

	f ['] c (N/mm ²)	f _t (N/mm ²)
N100	48.2	3.98
N200	48.9	
W121	54.3	3.61

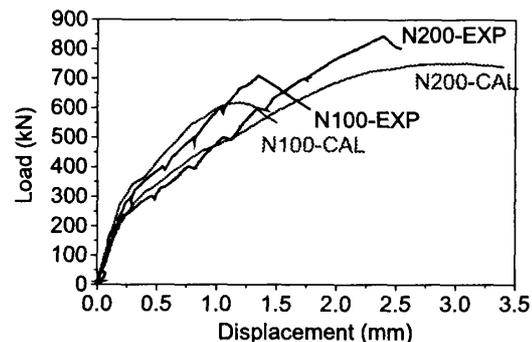


図-4 実験および解析結果

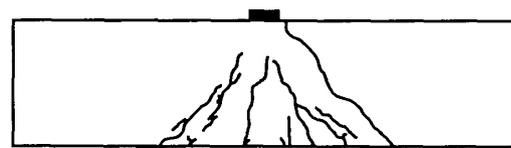


図-5a ひび割れ図 N100-EXP (破壊時)

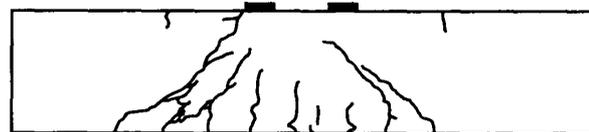


図-5a ひび割れ図 N200-EXP (破壊時)

時のひび割れ図を図-5 に示す。変位は、梁中央下縁での値である。解析におけるコンクリートの引張強度は、乾燥収縮等の影響を考慮し、実験の曲げひび割れ発生荷重から逆推定した

2.5N/mm²としている⁴⁾。2つの実験では、共に、まず 200kN 付近で梁中央下縁に曲げひび割れが発生し、400kN で斜めひび割れが発生した。その後も耐力を保持し続け、最終的には載荷点近傍のコンクリートの圧縮破壊を伴う斜めひび割れの貫通によって破壊するという典型的なディープビームの挙動を示した。

しかしながら、最終耐力を比較すると、1点載荷に比べ、2点載荷では2割程度高い結果となった。2点載荷では、載荷板に集中する荷重が分散されているためであると考えられる。解析結果は、この違いを概ね良好に再現するものとなっている。実験値よりも解析結果が若干小さいのは、2次元解析では、載荷板によるコンクリートの3次元拘束の影響が考慮されていないためと推察される。一方、土木学会の評価式では載荷点数の区別が無いが、表-5に示すように、示方書式では安全側に、その元になった二羽式³⁾では中間に位置していることが分かる。このような違いは、コンクリートの圧縮破壊によって耐力が決定するディープビーム特有である。図-6には、断面の諸元は固定したままで、せん断スパンのみを変化させて、2次元解析によって求めたせん断耐力を示した。材料特性値は、表-6、7に示した。この図から、a/dが小さくなるほど載荷点数の影響は顕著であり、逆にa/dの大きい梁では載荷点数の影響が無いことが分かる。

3.2 立体載荷/支持条件の検討結果

(1) 3次元非線形解析による事前検討

まず、実験に先立ち、3次元的な載荷/支持条件を変化させて数値解析による検討を行った。解析試験体の材料特性は、実験の設計強度等を参考に、表-6、7のとおり定めた。図-7に3次元解析によって得られた荷重変位関係を示す。また、図-8には荷重が300kNの時のひび割れ図を示した。横梁を介して間接的に荷重を載荷した場合には、直接載荷に比べ、耐力が低下していることが分かる。しかも、その低下率は載荷/

表-5 せん断耐力の比較 (kN)

	実験	解析	示方書	二羽式
N100	355	305	336	403
N200	421	375		

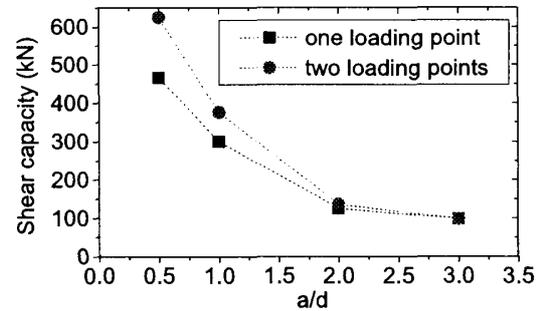


図-6 a/dによる載荷点数の影響の違い(解析)

表-6 鉄筋の材料特性値(解析用)

	Es (kN/mm ²)	fy (N/mm ²)
D6	200	350
D16	200	350
D25	200	500

表-7 コンクリートの材料特性値(解析用)

E ₀ (kN/mm ²)	f' _c (N/mm ²)	f _t (N/mm ²)
33	50	2.5

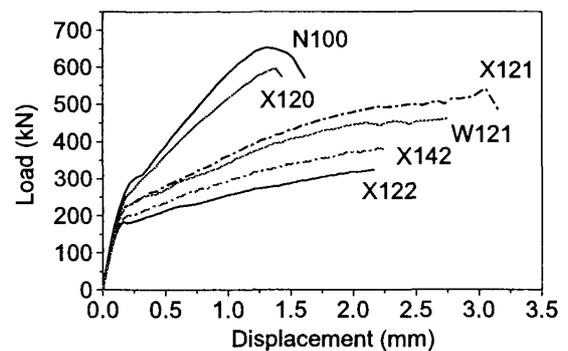


図-7 荷重変位関係(解析値)

支持条件により大きく異なっている。このことは、2次元的には同じディープビームであっても、載荷/支持条件によって最大耐力は大きく異なり、評価式で算出できるのは、限定された条件下においてのみ発揮される最大値であることを示している。したがって、ディープビーム式を間接支持の部材に適用した場合には、せん断耐

力を過大に見積もる結果となる。

間接的な荷重により耐力が低下したケースでは、荷重の増加とともに横梁が曲げ変形し、まず横梁の中央（すなわち梁本体上）に曲げひび割れが生じる。さらに、横梁の取り付け部分に曲げひび割れが進展する。そのため、横梁から梁本体への力の伝達位置は、より下縁側へとその中心が降りてくることになる（図-9）。したがって、実質的な有効高さが減少することになり、ディープビーム特有のアーチ機構が消失し、機能を発揮できなくなっていると言える。この現象は、当然横梁の変形の程度に支配されることになる。X122 や X142 のように荷重位置が梁本体から離れればそれだけ横梁が大きく変形するため、力の伝達位置がより下がり、せん断耐力が低下するが、今回のケースでは、横梁の曲げ破壊によって最終的な耐力が決定された。逆に、X120 のように横梁を介しても梁本体直近で荷重を行った場合には、横梁の変形が小さく、梁本体に直接荷重した場合とほぼ同じように上縁から力が伝達するために、高いせん断耐力を発揮したと考えられる。X121 の場合には、横梁が変形し、曲げ破壊する前に、梁本体がせん断破壊した。図-8 からは、横梁に生じるひび割れの違いとともに、X120 でのみ梁本体の高い位置まで斜めひび割れが入っていることが確認できる。一方、片側の支点における支持を横梁で行った W201 では、間接支持側のせん断破壊によって耐力が決定され、同じ荷重条件の X121 と比較して耐力が低くなった。図-8 のひび割れ図から、支点が横梁になっている左側では、他の直接支持と異なり、ひび割れが支点部分で留まらずに、斜めに貫通していることが分かる。これは、支圧板近傍に発生する圧縮力によるコンクリートの拘束が、横梁を介してことによって無くなったためであると考えられる。

(2) 梁の荷重実験による検証

実験対象は W121 であり、N100 と比較を行う。図-10 には荷重変位関係を、図-11 には供試体破壊時のひび割れ図を示した。N100 では、3次元

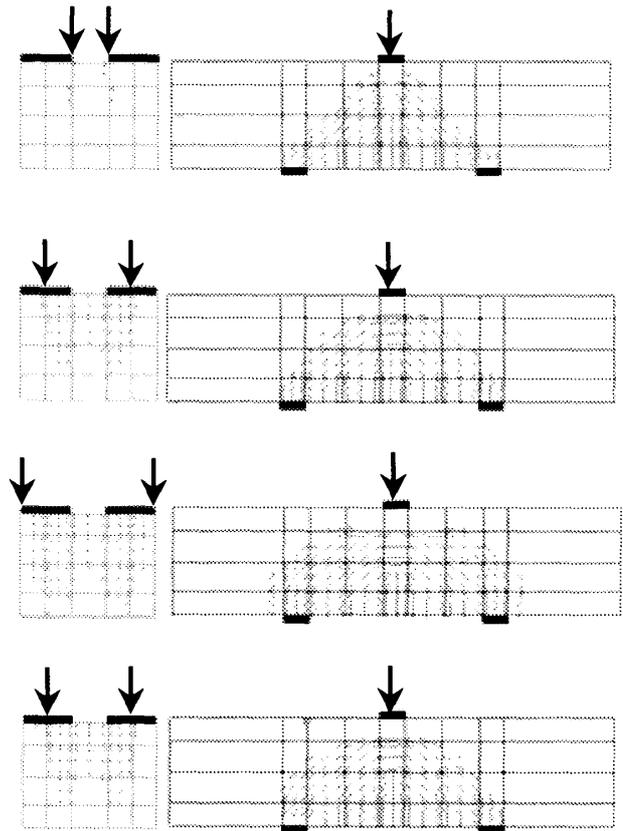


図-8 ひび割れ図（横梁および梁本体の中央）
上から X120、X121、X122、W121（300kN時）

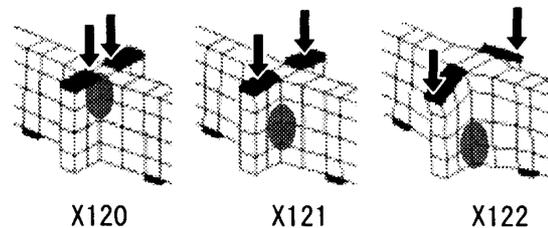


図-9 横梁から梁本体へのせん断力伝達位置
（●がせん断力伝達位置の中心）

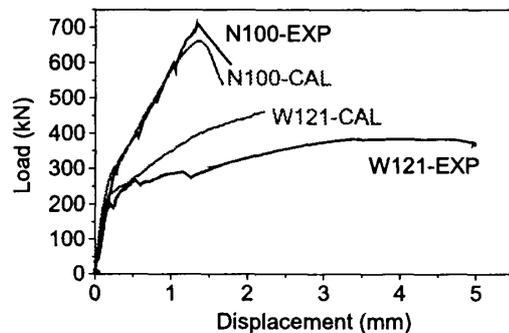


図-10 荷重変位関係（実験と解析）

解析により、2次元解析以上に実験結果を良好に再現できている。一方、実験供試体 W121 では、まず、200kN で荷重用横梁の取り付け部分に曲げひび割れが発生した。そして、270kN で梁本体から横梁へ連なる斜めひび割れが発生し、さらに 285kN で間接支持側に、初めの斜めひび割れよりも高い位置に斜めひび割れが発生した。その後斜めひび割れが進展・拡大しつつも緩やかに荷重は上昇し、最終的に後から生じた斜めひび割れが間接支持支点外側へ貫通し、耐力軟化に至った。数値解析による検討でも見られる通り、横梁取り付け部に生じた曲げひび割れによって、せん断荷重が梁本体の下側に作用したために、最初に導入された斜めひび割れは梁高のほぼ中央から支点内側へ向けて生じた。その後は、横梁と梁本体間のひび割れ面でのせん断伝達と dowel 効果によって、無筋のウェブに複数のひび割れが分散して導入される結果となったと考えられる。W121 の数値解析結果は、以上の実験におけるひび割れの進展状況や間接荷重による最大耐力の低下を的確に示すものであった。ただし、第2勾配以降の差異については、今回考慮していない横梁における定着長の短い鉄筋の付着や鉄筋比の高い鉄筋の dowel 効果が影響していると考えられ、今後検討が必要である。

6. まとめ

立体支持条件の異なるディーブビームについて非線形数値解析による検討ならびに梁の荷重実験を行い、以下のことを示した。

- (1) a/d の小さいディーブビームのせん断耐力は、荷重/支持条件によって著しく異なる。
- (2) せん断耐力を評価式で精度良く算定できるのは、直接荷重/支持をする場合のみである。
- (3) 横梁を介して間接的に荷重を行った場合には、横梁の曲げ変形によってせん断力の伝達位置が下がり、実質的な有効高さが低下するため、梁のせん断耐力が低下する。
- (4) 以上の、立体荷重/支持条件によるせん断耐

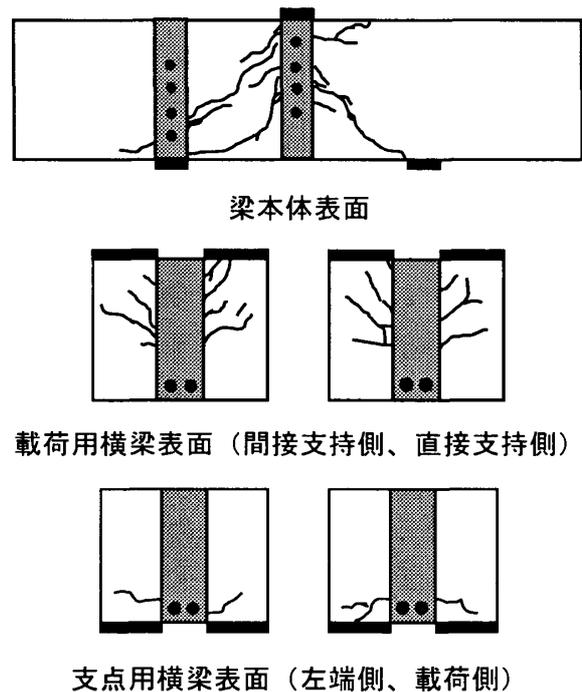


図-11 ひび割れ図 W121-EXP (破壊時)

力の違いは、3次元非線形数値解析手法によって予測可能である。今後せん断補強筋を有するディーブビームについての検討をあわせて行い、任意の実構造物の耐力評価における数値解析手法による検討の有効性を示したい。

参考文献

- 1) Ferguson, P.M.: Some implications of recent diagonal tension tests, *Journal of ACI*, No.53-8, pp.157-172, August 1956
- 2) 渡辺忠朋・石橋忠良・斉藤啓一：鉄筋コンクリートはりの間接支持のせん断耐力に関する実験的研究、土木学会第41回年次学術講演会概要集、pp.219-220、1986.11
- 3) 二羽淳一郎：FEM解析に基づくディーブビームのせん断耐力算定式、第2回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.119-128、1983.10
- 4) K. Maekawa, et al. : *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, Spon press, 2003