

論文 鉄筋の定着不良を有する RC 梁のせん断破壊性状の評価

阿部 仁^{*1}・斉藤 成彦^{*2}・檜貝 勇^{*3}

要旨：鉄筋の定着不良が、せん断破壊耐力、および破壊性状に及ぼす影響を検討するため、せん断補強鉄筋の破断と主鉄筋の付着劣化を想定した RC 梁の実験、および解析を行った。その結果、せん断補強鉄筋の破断はせん断破壊耐力を低下させ、破壊性状を変化させることが確認された。また、耐力低下の度合は、せん断スパン比に大きく影響を受けることが示された。さらに、主鉄筋の付着劣化による破壊性状の変化には、主鉄筋の定着部が大きく影響していることが確認できた。

キーワード：せん断破壊、定着不良、剛体バネモデル、アルカリ骨材反応

1. はじめに

近年、アルカリ骨材反応によりコンクリートが膨張した構造物で、内部鉄筋が破断していることが報告され問題になっている。この鉄筋の破断は、軸方向鉄筋の曲げ加工部や圧接箇所、およびせん断補強鉄筋の曲げ加工部において事例が報告された。構造物としては橋梁の橋脚や橋台が多いが、T型橋脚の張り出し部においては、引張主鉄筋位置においてせん断補強鉄筋の破断が確認されている¹⁾。しかし、鉄筋破断を想定した実験は少なく、耐力の低下傾向や破壊性状の変化といった、内部に損傷を有する構造物の性能には不明な点が多い。せん断補強鉄筋の破断は、せん断補強効果を低減させることがせん断補強鉄筋の破断、または定着不良を扱った既往の実験結果^{2) 3)}より確認できるが、それがどの程度の耐力低下を引き起こすのか、また、どのような諸元の供試体で影響が大きくなるのかについてより詳細に把握するためには、更なる情報の蓄積が必要である。

そこで本研究では、せん断補強鉄筋の折り曲げ加工部の破断を想定した実験を行い、鉄筋の破断がせん断破壊耐力、せん断破壊性状に及ぼす影響について考察した。特に、破断端部付近

の定着不良や、せん断スパン比の違いによる影響を検討した。また、アルカリ骨材反応に起因するコンクリートの膨張によって、主鉄筋位置でせん断補強鉄筋の破断が生ずる場合には、コンクリートの劣化による主鉄筋に沿った付着の低下も考えられるため、破断と同時に主鉄筋の付着が低下した場合についても検討の対象とした。更に、これらの実験結果を補完する目的で、剛体バネモデル (RBSM) による解析的評価も併せて行った。

2. せん断補強鉄筋の定着不良がせん断耐力の低下に及ぼす影響

2.1 供試体概要

せん断補強鉄筋の引張側折り曲げ加工部の破断を想定し、破断端部からの定着不良区間を変化させた A1~A4 の 4 体の RC 単純梁について実験を行った。せん断スパン比 (a/d) は 3.0 であり、有効高さ $d=400\text{mm}$ である。すでに、東京大学でも有効高さ、およびせん断スパン比の異なる供試体 ($d=310\text{mm}$, $a/d=3.2$) について、同様の実験²⁾が行われており、本実験はそれを補うものとなる。実験では、せん断耐力の低下度合を把握するために、せん断補強鉄筋が定着

*1 山梨大学大学院 医学工学総合教育部 (正会員)

*2 山梨大学大学院 医学工学総合研究部助教授 博 (工) (正会員)

*3 山梨大学大学院 医学工学総合研究部教授 工博 (正会員)

表-1 供試体諸元 (A シリーズ)

供試体	d (mm)	a/d	f'_c (N/mm ²)	定着不良 区間	V_u (exp) (kN)
A1	400	3.0	27.9	定着	287
A2	400	3.0	28.7	0D	213
A3	400	3.0	28.6	5D	154
A4	400	3.0	26.2	10D	164

A1 : $V_c = 105$ kN $V_s = 119$ kN $V_u = V_c + V_s = 224$ kN

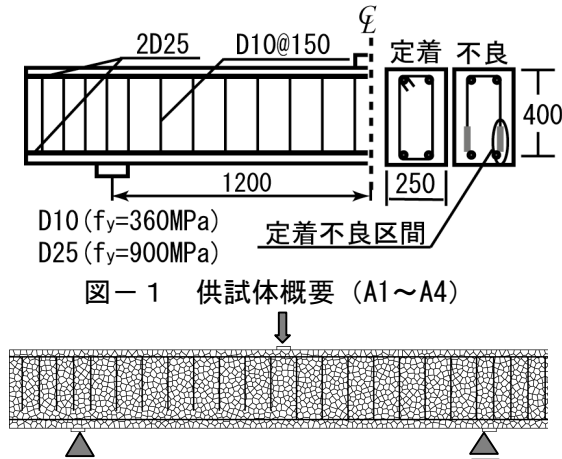


図-1 供試体概要 (A1~A4)

図-2 解析モデル例 (A3)

していてもせん断破壊を生ずるように設計した。供試体の諸元を表-1, および図-1に示す。表-1欄外の V_c は二羽式⁴⁾を用いて算出した斜めひび割れ耐力であり, V_s はトラス理論に基づくせん断補強効果⁵⁾である。A1はせん断補強鉄筋を定着させた基準供試体であり,A2破壊性状の観察を容易にするため、片側半スパンに対して、せん断補強鉄筋を主鉄筋位置で切断した。内部コンクリートの膨張により鉄筋の破断が生じる場合、破断付近での定着に不良が生じていることが予測される。そこで,A3,A4はそれぞれ、切断するとともに定着不良区間を5D,10D(Dはせん断補強鉄筋の径)と与えた。定着不良は粘土でコーティングした上にビニールテープを巻くことで再現した。破断の影響を明確にするために、せん断補強効果 V_s が比較的大きい諸元とした。

また、解析には離散型解析手法である剛体-バネモデル(RBSM)を用いた。解析モデルの詳細は文献⁶⁾を参考にされたい。図-2に解析モデ

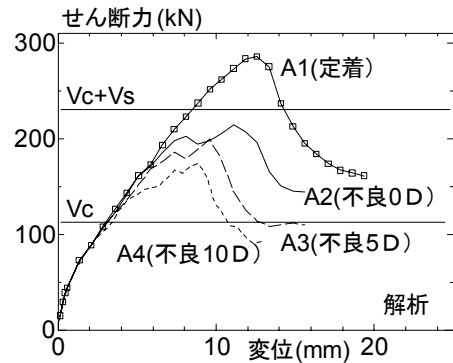
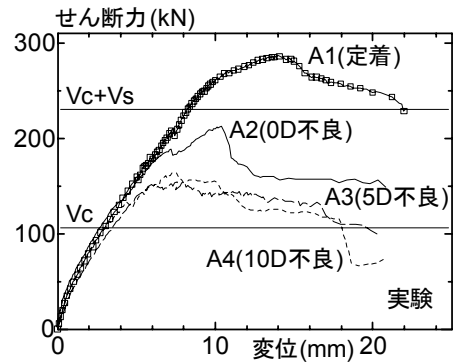


図-3 せん断力-変位関係 (A1~A4)

ルの例 (A3 供試体) を示した。なお、解析では定着不良区間の鉄筋を無視した。

2.2 実験結果

実験、および解析から得られたせん断力 ($V =$ 荷重/2) -変位関係を図-3に示す。実験と解析は同様の傾向を示し、せん断補強鉄筋に定着不良を与えることにより耐力が低下し、斜めひび割れ耐力 V_c に近づくことが確認された。また、定着不良区間が長くなるにつれて、耐力も更に低下していく傾向を示し、定着不良を与えた場合にはせん断補強筋は降伏しなかった。

図-4に実験と解析から得られた、A1(定着)とA4(不良10D)のひび割れ図を示す。A1では外側の斜めひび割れで破壊に至っているのに対して、A4では内側の斜めひび割れが、せん断補強鉄筋を幾分避けるように進展し、主鉄筋に沿った定着破壊を伴っている。これは、せん断補強鉄筋の定着不良によってトラス機構が保たれなかったために、破壊性状に変化が生じ、耐力が大きく低下したことを示している。解析では、このような耐力低下傾向と斜めひび割れ進展の様子をよく捉えており、本解析手法がせん断破

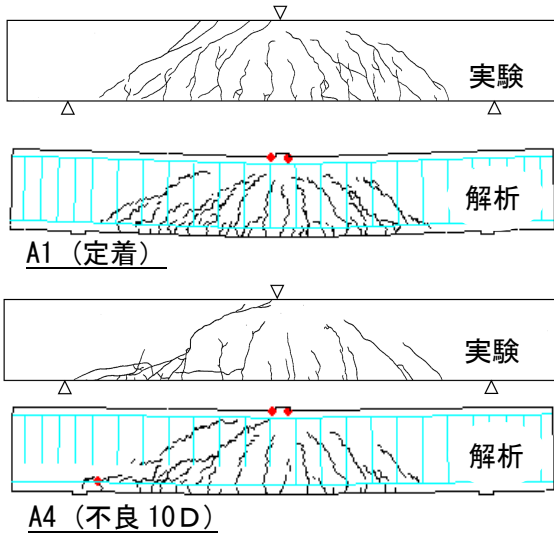


図-4 ひび割れ性状 (A1, A4)

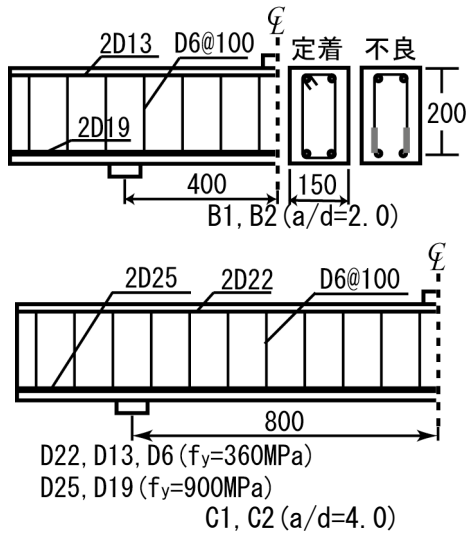


図-5 供試体概要 (B, C シリーズ)

壊性状の把握に有効であることが確認できる。ただし解析では、せん断補強鉄筋によるポストピークのゆるやかな荷重低下の傾向を表現できておらず、今後更なる検討が必要である。

3. せん断スパン比の異なる梁に対する検討

3.1 供試体概要

前章の結果より、せん断補強鉄筋に定着不良が生じると、せん断補強効果が減少し、耐力が低下することが確認された。ここで、耐力の低下度合に影響を与えるのは、せん断補強鉄筋の効果を表すトラス理論のせん断耐力 V_s の低下であるが、せん断スパン比の小さい部材では耐荷機構が変化するため、 V_s の効果が小さくなるこ

表-2 供試体諸元 (B, C シリーズ)

供試体	d (mm)	a/d	f'_c (N/mm ²)	定着不良 区間	V_u (exp) (kN)
B1	200	2.0	37.8	定着	138
B2	200	2.0	38.3	10D	115
C1	200	4.0	35.5	定着	115
C2	200	4.0	38.4	10D	59

B1 : $V_c = 54$ kN $V_s = 40$ kN $V_u = V_c + V_s = 93$ kN

C1 : $V_c = 48$ kN $V_s = 40$ kN $V_u = V_c + V_s = 88$ kN

とが予想される。そこで、本研究では V_s を一定にしたまま、せん断スパン比を変化させた RC 梁の実験を行い、せん断補強鉄筋の破断が耐力低下に及ぼす影響について検討した。A シリーズに比べ小さい断面で、 $a/d=2.0$ の B シリーズと、 $a/d=4.0$ の C シリーズについて、それぞれ基準供試体 (B1, C1) と片側半スパンに定着不良 10D を与えた供試体 (B2, C2) の計 4 体の実験を行った。なお、基準供試体は、せん断補強鉄筋が定着していてもせん断破壊するように設計した。実験供試体の諸元を図-5 および表-2 に示す。

3.2 実験結果

図-6 に B1, B2 のせん断力-変位関係を、図-7 に C1, C2 のせん断力-変位関係を示す。ここで、C1 に関しては最大荷重付近で、圧縮側の圧壊が先行しているが、解析結果より、ほぼせん断破壊耐力と等しいものと判断した。実験結果より、せん断スパン比によらず、定着不良によって耐力が低下しているのが確認できるが、その度合は、せん断スパン比の大きい C シリーズの方が著しいことがわかる。

図-8, 図-9 に、それぞれ B シリーズ, C シリーズのひび割れ性状を示す。せん断スパン比の小さい B シリーズでは、斜めひび割れが横切るせん断補強鉄筋の数が少なく、またアーチ機構を形成するため、せん断補強効果が小さくなり、結果として破壊性状に定着不良の影響が C シリーズほどは見られない。

3.3 耐力低下率の評価

せん断補強鉄筋の定着不良が、せん断スパン

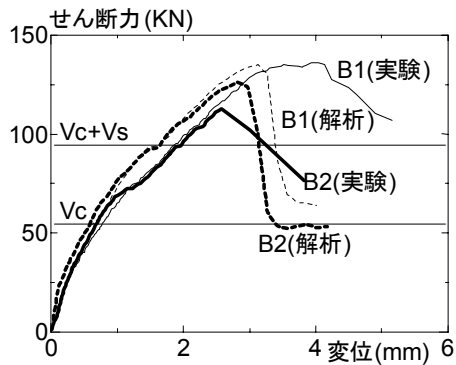


図-6 せん断力-変位関係 ($a/d=2.0$)

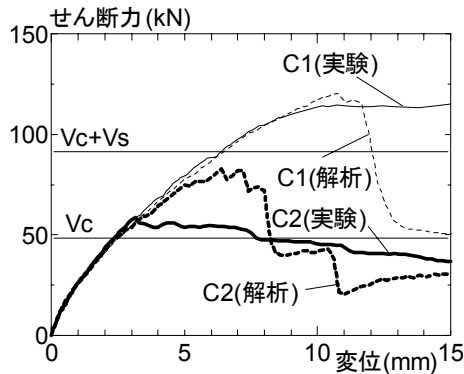


図-7 せん断力-変位関係 ($a/d=4.0$)

比の異なる梁の耐力低下傾向に及ぼす影響を評価するために、有効高さ $d=400\text{mm}$ の断面 (A シリーズ) と $d=200\text{mm}$ の断面 (B, C シリーズ) それぞれについて、 a/d を 2.0, 3.0, 4.0 と変化させた解析を行った。定着不良は 0D, および 10D を対象とし、せん断補強鉄筋を定着させた供試体に対する耐力比を求め、図-10, および図-11 に示した。ここで図中に破線で示されている算定値は、Regan らによって提案された評価法³⁾である。Regan らは、鉄筋の腐食を想定したせん断補強鉄筋の定着不良による補強効果の低下を、せん断補強鉄筋の降伏に必要な定着長さ $2l_y$ を用いて、トラスモデルよりせん断補強筋の効果 (V_s) の低下率 η を導いている。

$$l_y = \phi \frac{f_{wy}}{4f_b} \quad (1)$$

$$\eta = \begin{cases} \frac{d-d'}{4l_y}, & (d-d') \leq 2l_y \\ 1 - \frac{l_y}{d-d'}, & (d-d') \geq 2l_y \end{cases} \quad (2)$$

ここで ϕ はせん断補強鉄筋の直径、 f_{wy} はせん断

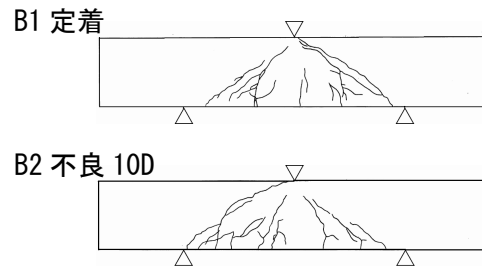


図-8 ひび割れ図 (B1, B2)

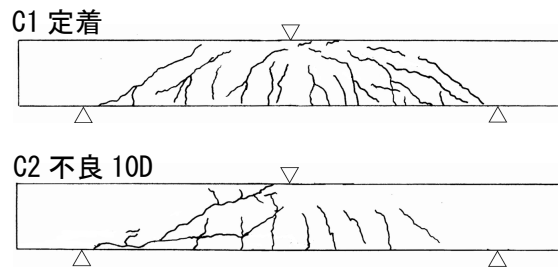


図-9 ひび割れ図 (C1, C2)

補強鉄筋の降伏応力、 f_b は付着強度、 $(d-d')$ はせん断補強鉄筋の長さである。Regan らの実験は、圧縮、引張側の両方の破断を想定したもので、引張側のみ破断させた本実験に適用する場合には、必要定着長は l_y となる。Regan らの方法に土木学会式を適用して求めた V_s の低下率 η 、および基準供試体からの耐力低下率を実験値とともに表-3 に示す。定着不良区間 10D については、 d から 10D を減ずることで評価した。

図-10, 図-11 より、実験、解析ともにせん断スパン比が大きくなるにしたがって、耐力の低下割合も大きくなっているのがわかる。断面の小さい B シリーズでは、解析での低下割合が実験値を過小評価しているが、耐力低下の傾向は一致している。また、A シリーズ、B シリーズで供試体の有効高さは異なるが、本実験では両シリーズで有効高さに対する必要定着長さ l_y の割合がほぼ等しいために、有効高さによらず同様の低下傾向を示している。

表-3 より、 V_s の低下率 η は a/d によらずほぼ一定の値を示し、算定された定着不良を有する梁の耐力は $a/d=2$ の場合を除き、概ね妥当に評価できている。しかし、これは土木学会式によるせん断耐力 ($V_c + V_s$) がかなり安全側の評価を与えているためであり、耐力の低下率を見

表-3 耐力低下率

	実験値		算定値		
	V_u (exp) (kN)	耐力 低下率	η	$V_c + \eta V_s$ (kN)	耐力 低下率
A1(定着)	287	0.57	1.0	224	0.67
A4(10D)	164		0.38	151	
B1(定着)	139	0.83	1.0	93.3	0.71
B2(10D)	115		0.32	66.3	
C1(定着)	117	0.51	1.0	88.1	0.69
C2(10D)	59.9		0.32	61.1	

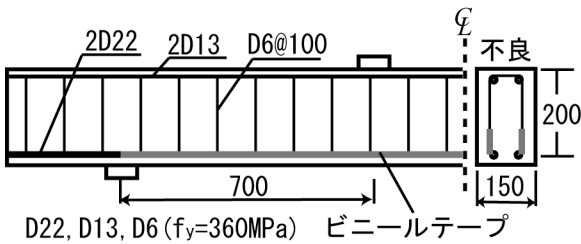


図-12 供試体概要 (D3)

表-4 供試体諸元 (Dシリーズ)

供試体	d (mm)	a/d	f'_c (N/mm ²)	定着不良区間	主筋の付着	V_u (exp)(kN)
D1	200	3.5	35.8	定着	健全	75.2(曲げ)
D2	200	3.5	36.9	10D	健全	70.0(せん断)
D3	200	3.5	36.6	10D	不良	71.8(曲げ)

てみると、算定値は耐力の低下を過小評価している。したがって、 a/d が大きい場合には必ずしも安全側の評価を与えるものとはいえず、注意が必要である。

4. 主鉄筋の付着不良の影響

4.1 供試体概要

アルカリ骨材反応に起因するコンクリートの膨張によって、せん断補強鉄筋の引張側の曲げ加工部が破断する場合、同時に主鉄筋に沿った付着不良が生じている可能性がある。そこで、本研究では、せん断補強鉄筋の破断と主筋の付着低下が複合的に生じた場合を想定した実験を行った。D1は曲げ破壊を起こすように設計された基準供試体で曲げ耐力(V_m)は70kNである。D2はせん断補強鉄筋を引張側曲げ加工部で破断させ、10Dの定着不良区間を与えた供試体である。D3はD2の破断側せん断スパン内の主鉄筋

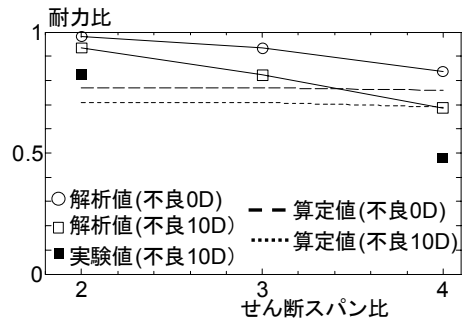


図-10 耐力比の変化 ($d=200$ mm)

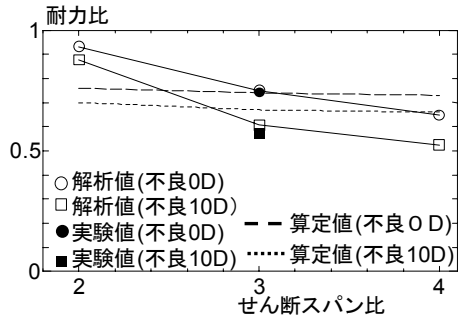


図-11 耐力比の変化 ($d=400$ mm)

にビニールテープを巻き、付着を低下させた供試体である。テープを巻いた鉄筋の付着強度は、通常の30%程度となることを両引き試験の結果より確認した。供試体諸元を表-4および図-12に示す。供試体には400mmの等曲げ区間を設けて、2点载荷とした。

4.2 実験結果

図-13にせん断力-変位関係を、図-14にひび割れ性状を示した。D1の基準供試体は主鉄筋の降伏を伴う曲げ破壊を起こしたのに対して、片側半スパンに定着不良10Dを与えたD2供試体はせん断破壊した。ひび割れ性状より、D1はトラス機構が保持され、最終的に等曲げ区間で曲げ破壊を生じたのに対し、D2では支点付近で斜めひび割れが主鉄筋に沿って進展し、せん断破壊したことが確認できる。

一方、主筋の付着を低下させたD3供試体は、せん断補強鉄筋が破断しているのにも関わらず、

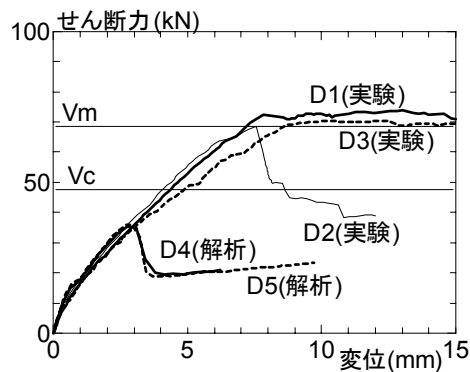


図-13 せん断力-変位関係 (D シリーズ)

最終的に主鉄筋の降伏を伴う曲げ破壊を生じた。ひび割れ性状より、D3 供試体も斜めひび割れ、および主鉄筋に沿うひび割れが発生しているのが分かるが、主筋の付着が弱いために、ひび割れ本数も少なく、また、支点外での付着が有効であったこともあり、せん断破壊には遷移しなかったものと考えられる。なお、図-13 には支点外の主筋も付着を低下させた場合の解析結果についても示している。D4 は、せん断補強鉄筋を定着させた供試体、D5 はせん断補強鉄筋に 10D の不良区間を与えた供試体であるが、いずれも支点外における主筋の端部定着が弱い場合には、RC 梁として機能しておらず、端部定着の重要性を示している。

5. まとめ

せん断補強鉄筋の定着不良を想定した RC 梁に対して、実験、および解析的検討を行った結果、以下のような知見を得た。

- (1) せん断補強鉄筋の定着不良は、トラス機構の形成を妨げるため、せん断耐力の大きな低下をもたらす。せん断補強鉄筋の定着不良による耐力の低下は、せん断スパン比の影響を受け、せん断スパン比が大きいほど低下割合も大きくなることが確認された。
- (2) トラス理論に基づく簡易な評価式は、概ね妥当な評価を与えるが、せん断スパン比の大きい場合には必ずしも安全側とならない場合も考えられるため、耐力低下の評価に用いる耐力算定式そのものの精度にも十分注意し

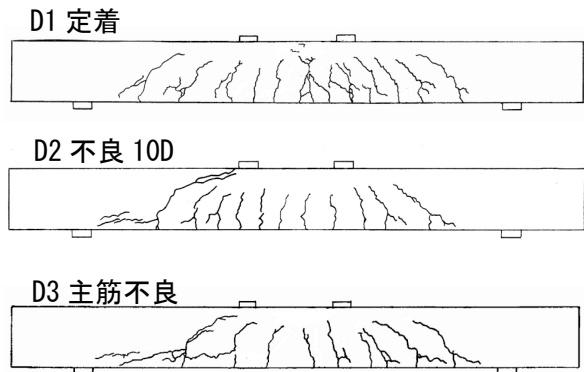


図-14 ひび割れ性状 (D1~D3 実験)

ておく必要がある。

- (3) せん断補強鉄筋定着不良と主鉄筋に沿った付着低下を同時に考慮した場合には、主鉄筋の定着部が健全であれば、曲げ破壊に遷移する場合のあることが確認された。

参考文献

- 1) 宮川豊章：アルカリ骨材反応による鉄筋破断が生じた構造物の安全性評価 (アルカリ骨材反応対策小委員会中間報告), 土木学会誌, Vol.88, No.2, pp.83-84, 2003.9
- 2) 前川宏一他：せん断補強鉄筋の定着不良が RC はりのせん断耐力に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.973-978, 2004.
- 3) Regan, F. E. and Kennedy Reid, I. L.: Shear strength of RC beams with defective stirrup anchorages, Magazine of Concrete Research, Vd.56, No.3, pp.159-166, 2004.4
- 4) 二羽淳一郎他：せん断補強筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp167-176, 1986.
- 5) [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
- 6) 斉藤成彦他：剛体-バネモデルを用いた RC パネルのせん断二次破壊に関する解析的研究, 土木学会論文集, No704/V-55, 219-234, 2002.5