シアスパン比が1以下のRC造耐震壁の水平耐力評価に関する考察

AN EXAMINATION FOR THE LATERAL STRENGTH OF A LOW HEIGHT CONCRETE WALL

河崎 守 — * 1 大村哲矢 — * 2
石井亮太 — * 3

Mamoru KAWASAKI — * 1 Tetsuya OHMURA — * 2
Ryota ISHII — * 3

キーワード：
RC造耐震壁, FEM解析, コンクリート強度低下, 水平耐力,
シアスパン比, 圧縮ストラット

Keywords:
Concrete wall, FE analysis, Concrete strength reduction, Lateral strength, Shear span ratio, Compressive strut

Less number of specimen with the shear span ratio of 0.50 or less were test, because it is extremely hard to set it up. FE analysis can resolve above issues. In addition, the concrete strength reduction (CSR) would be occurred for the vertical direction due to the bleeding and the aggregate sedimentation. In this paper, concrete walls with shear span ratio of 1.0 or less and the CSR were analyzed. As a result, the CSR and Q_{sr} should be taken into account the seismic assessment in addition to a conventional concrete survey for especially an existing building.

1. はじめに

地震が頻繁に発生するわが国では、建物の構造設計において水平方向地震力に対する検討が非常に重要である。鉄筋コンクリート（以下、RC）造建物において、耐震壁は水平方向地震力に対し面材として極めて有効に抵抗するため、建物全体の耐震性能に大きな影響を及ぼす部材である。特に、耐震壁は柱・梁よりも相対的に剛性が大きいこと、ラーメン架構内に配置されると水平方向地震力のほとんどが耐震壁に集中することになる。そのため、耐震壁の剛性及び水平耐力の評価を適切に行う必要がある。また、終局曲げ耐力と終局せん断耐力の評価精度は破壊形式の推定精度に関係する。

集合住宅などでは、耐震壁は連層で配置されることが多いため、シアスパン比（以下、 a/D a : 加力点高さ、 D : 耐震壁全せい）が1.0以上となる傾向にある。しかし、RC造の事務所、学校などでは、平面計画の多様性に対応した構造計画により、平面計画上の剛性の偏在を抑制するために耐震壁の配置を連層としない場合が見られる。

文献¹⁾の耐震壁のせん断耐力評価式は実験データの回帰結果に基づいているが、既往の研究において a/D が1.0程度までの実験は多く見られるのに対し、 a/D が0.5程度以下の実験は少なくなる。

また、 a/D が1.0以下の耐震壁のせん断耐力は、文献¹⁾に準拠すれば、安全側の評価である可能性が高く、耐震壁を有する建物は耐震性が高いと考えられる。その要因として、上記評価式において a/D が1.0以下のときは1とすること及び破壊モードがせん断破壊からパンチングシア破壊に移行することなどが考えられる。

一方、公共建築物以外の建物に関する耐震化が緩やかにしか向上しない理由の一つに、耐震補強費用の問題が挙げられる。耐震診断において、耐震壁を安全側の評価としたことに伴って、耐震診断結果を十分に安全側の評価としてしまうために、耐震補強が必要であると判定された建物が少なからず見受けられる。すなわち、耐震壁を有す

る建物に対しては、安全側の評価としたので必ずしも良いということではなく、このような場合は、不要なまたは過剰な耐震補強に導きかねない。よって、 a/D が1.0以下の耐震壁の水平耐力評価に関する精度向上は工学的のみならず社会的にも価値が高いと言える。

前述の通り、 a/D が0.5程度以下の実験は少ない傾向にあるが、例えば、4階建ての学校校舎において、1階のみに耐震壁が配置されている場合などは、 a/D が0.3程度以下になるのに対し、このような実情に適した試験体形状の実験は見られない。その理由は、試験装置の制約などにより試験体形状が設定されることにも起因される。また、モーメント分布が片持ち形式ではなく、壁上部の固定度を確保し逆対象形式とし、 a/D が0.5程度以下の試験体として水平力を載荷することも可能ではあるが、壁部コンクリートにおける圧縮ストラットの形成が実際の建物における現象と異なることになる。加えて、試験装置の特徴が実験結果に影響する²⁾と指摘されている。

このようなケースにおいて、境界条件を容易に設定できるFEM解析は上記の問題を解消でき、 a/D が0.5程度以下の耐震壁においても実際の建物が水平力を受けた時の実状と同等にモデル化し、解析を行うことが可能である。また、実験では試験体の施工精度、材料特性のばらつきを考慮して、複数の実験値に対して平均的な値を回帰する方法が一般的であるが、FEM解析ではそれが不要となることも長所である。本研究では、 a/D が1.0以下のRC造耐震壁の水平耐力について基礎的データを得ることを目的として、2次元静的弾塑性FEMを用いて解析を行い、文献³⁾に研究結果を加えて考察し、まとめおいたもの^{註1)}である。

2. 解析概要

2.1. 解析対象試験体

本研究では、勅使川原らの研究⁴⁾のRC造連層耐震壁試験体を基準

¹⁾ 東京都市大学工学研究科建築学専攻 大学院生
(〒158-8557 世田谷区玉堤 1-28-1)

²⁾ 東京都市大学工学部建築学科 准教授・博士(工学)

³⁾ ㈱銭高組 修士(工学)

¹⁾ Graduate Student, Architecture, Graduate School of Engineering, Tokyo City Univ.

²⁾ Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Tokyo City Univ., Dr. Eng.

³⁾ The Zenitaka Corporation, M. Eng.

Fig.1 Bar arrangement and the geometry⁴⁾ (mm)

として耐震壁をモデル化した。Fig.1 に解析対象試験体の配筋図及びコンクリート強度、Fig.2 に柱及び梁の詳細図を示す。この試験体は、12 階 RC 建造物の下層部 4 階の耐震壁を対象とした 1/3 縮小モデルで、 a/D は 0.97 である。Table1 に鉄筋の材料特性を示す。

2.2. 解析モデル

Fig.3 に解析モデルを示す。コンクリート要素については、4 節点 4 辺形アイソパラメトリック平面応力要素を使用し、100mm 四方の正方形になるように要素分割を行った。鉄筋要素は、埋め込み鉄筋要素を使用した。また、壁縦筋と柱主筋は後述の方法により付着を考慮し、他の鉄筋については完全付着とした。境界条件は、基礎スタブを十分に拘束した。

荷重条件については実験⁹⁾と同様に、加力スタブ内の加力芯において変位制御とした。軸力は鉛直荷重として加えた。

2.3. 材料特性

(1) コンクリートモデル

Fig.4 にコンクリートモデルの材料特性を示す。圧縮領域の応力度-ひずみ度関係には Feenstra の放物曲線⁹⁾を用いた。圧縮強度時ひずみは 0.2%，圧縮強度後の降下域における圧縮破壊エネルギー G_c は、中村らの式⁹⁾を参考に柱・梁を 9.5N/mm、壁を 7.2N/mm とした。ひび割れ後の圧縮強度低減については、文献⁹⁾などが報告されているが、柱・梁に拘束された耐震壁とは境界条件が異なるため、本研究では考慮しないこととした。

引張領域の応力度-ひずみ度関係には Hordijk らの非線形引張軟化曲線⁹⁾を用いた。割裂強度後の降下域における引張破壊エネルギー G_f は、大岡、橘高の式⁹⁾により、0.1N/mm とした。

コンクリートの 2 軸応力下における破壊基準については、Fig.5 に示す Von Mises の破壊基準を用いた。

(2) 鉄筋モデル

降伏後のひずみ硬化を考慮しない完全弾塑性を仮定したバイリニア型とし、応力については軸力のみを考慮した。降伏基準には Von Mises の降伏基準を用いた。

Fig.2 Section of the column and girder⁴⁾ (mm)

Table1 Rebar properties⁴⁾

Size (Grade)	Yield strength (N/mm ²)
D4(SD295A)	351
D6(SD295A)	323
D10(SD345)	385
D22(SD345)	563
D25(SD345)	535

Fig.3 Meshed model

(3) 付着特性

Fig.6 にコンクリートと鉄筋の付着特性を示す。付着応力-すべり関係には森田、角の研究¹⁰⁾に基づく多線形モデルを用いた。実験は繰返し載荷であるが、解析は一方方向単調載荷であり、付着劣化を考慮するために、文献¹⁰⁾の初回載荷ではなく、図中の太線に示す 2 回目以降載荷の付着応力-すべり関係とした。

3. モデル化と解析方法の検証

はじめに、モデル設定に関する妥当性の検証が重要となるが、壁部コンクリートにおいて圧縮ストラットが形成されてせん断破壊した試験体⁹⁾の実験結果と解析結果を比較することにより、妥当性を確認する。モデルの妥当性の確認において重要となる事項は、実験結果と同様の破壊形式となること及び最大耐力が実験結果と同程度となるということが挙げられ、それらは、コンクリートのモデルとその破壊基準が妥当であるかということと関係が深い。

よって、 a/D が 0.97 である同試験体の実験結果と本論の解析結果が良好な適合性を示した場合、コンクリートのモデルとその破壊基準が妥当であることを意味する。つまり、同様の耐震壁の断面で a/D が 0.97 よりも小さいケースにおいても、コンクリートの圧縮ストラットが形成されて最大耐力に達すると考えられ、後述の Table2 の範囲において解析結果は妥当な値を示すものと判断できる。

3.1. 水平耐力-相対変形角関係

Fig.7 に水平耐力-相対変形角関係を示す。実験結果をグレーの線、解析結果を黒線でそれぞれ示した。

実験結果は、相対変形角 ($R = \delta/a$) が 0.37% の時に最大耐力

1,822kNに達した。解析結果は、Rが0.36%の時に最大耐力($F_E Q_u$)1,876kNに達した。 $F_E Q_u$ は実験結果の103%であった。よって、水平力-相対変形関係において、最大耐力付近までは、解析結果は実験結果との適合性が高いことを確認した。

3.2. 損傷状況

Fig.8に実験結果と解析結果のピーク時の損傷状況を示す。実験結果については文献⁴⁾のひび割れ図を、解析結果については引張強度に達した要素のひび割れひずみベクトル図を使用した。破壊モード及び破壊部位については、実験結果と解析結果ともに耐震壁の圧縮破壊によるものであった。

実験結果では、著しいせん断ひび割れが45度方向に発生し、解析結果でも、引張強度に達した要素のひずみベクトルが壁面全体45度方向に発生していることが確認できる。よって、ピーク時において解析結果と実験結果は同様の傾向を示していることを確認した。

以上の結果から損傷状況についても、解析結果は実験結果と適合性が高いことを確認した。

4. 解析結果および考察

3章ではモデル化と解析方法の検証を行い、適合性を確認した。ここでは、3章と同断面の耐震壁を対象に、 a/D をパラメータとして解析を行った。

一方、コンクリートは水、セメント及び骨材からなる混合材料であるため、コンクリートの打設時または養生期間にブリーディング現象や骨材沈降などにより、部材内部で材料分離が発生することが考えられる。

Fig.4 Concrete model

Fig.7 Lateral force versus drift angle

Fig.9に圧縮強度試験に関する柱・壁部材の強度比分布¹¹⁾を示す。笠井らは打込み面から深さ1,000mmのコンクリート強度を基準とし、打込み面では、壁部材で80~90%、柱部材で60~90%までコンクリート強度が低下していることを示した。すなわち、既存建物の耐震壁内部で鉛直方向にコンクリート強度にばらつきが発生し、耐震壁上部におけるコンクリート強度の低下が危惧される。

耐震壁に水平力が作用すると対角方向に圧縮ストラットが形成され、この圧縮ストラットは耐震壁の耐力に大きく依存する。しかし、コンクリート強度の低下(以下、CSR)が懸念される耐震壁上部が先に圧縮破壊され、設計上の耐力より実際の耐力は低下し、建物全体の耐震性能が低下する恐れがある。そのため、文献¹¹⁾に準じたコンクリート強度の低下の有無も解析のパラメータとした。

Fig.9に本研究で想定したコンクリート強度の鉛直方向の分布を示す。コンクリートの打込み面となる梁下端と耐震壁上端の境界を基準に200mm毎の4段階に柱と耐震壁を区切り、強度を設定した。プロット位置は、1/3縮尺モデルを実大スケールに対応させた。

壁部材の強度分布は、打込み面からそれぞれ材料試験結果⁴⁾の80%、90%、100%、110%とし、柱部材の強度分布は、75%、90%、100%、100%とした。なお、引張強度、弾性係数及び付着特性については、低減しないものとした。

Table 2に解析モデル一覧を示す。モデル数は8であり、Model No.1は、3章で用いたモデルである。対象試験体は、主筋量が多く主筋降伏応力度を試験体計画段階で高く設定されているため、終局曲げ耐力時せん断力(Q_{mu})が十分に大きくなり、すべてのモデルにおいて曲げ降伏することはなかった。

Q_{mu} は次式¹¹⁾による値をシアスパンで除したものとする。

Fig.5 Criterion of concrete

Fig.6 Bond slip

(a) Crack at the test

(b) Crack strain vector

Fig.8 Crack and Crack strain vector at the peak

Fig.9 Concrete strength reduction along height⁽¹¹⁾

Fig.10 Lateral force versus drift angle

Fig.11 Shear span versus lateral strength reduction

$${}_wM_u = a_t \cdot \sigma_{sy} \cdot l_w + 0.5 \sum (a_{wv} \cdot \sigma_{wy}) \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w \quad (1)$$

a_t : 引張側柱の主筋全断面積

σ_{sy} : 引張側柱の主筋降伏強度,

l_w : 両側柱中心間距離

a_{wv} : 壁縦筋の全断面積

σ_{wy} : 壁縦筋の降伏強度

N : 当該壁に取り付く柱の全軸力

4.1. 水平耐力-相対変形角関係

Table 3 に解析結果一覧を示す。コンクリート強度を均一にしたモデル (以下, 強度均一モデル, w/o CSR) とコンクリート強度の低下

Table2 Analysis models

No.	a/D	CSR	Q_{mu} (kN)	Q_{su} (kN)	$\frac{Q_{su}}{Q_{mu}}$
1	0.97	w/o	3,553	1,556	0.44
2		w/		1,556	0.44
3	0.73	w/o	4,681	1,556	0.37
4		w/		1,556	0.37
5	0.50	w/o	6,858	1,631	0.30
6		w/		1,631	0.30
7	0.27	w/o	12,821	1,631	0.20
8		w/		1,631	0.20

Q_{mu} : Lateral strength at maximum flexural moment

Q_{su} : Ultimate strength by equation (3) using a/D of 1.0

Table3 Analysis results

No.	FEQ_u (kN)	Q_{su}' (kN)	$\frac{FEQ_u}{Q_{su}}$	$\frac{FEQ_u}{Q_{su}'}$	Q_{slip} (kN)	$\frac{FEQ_u}{Q_{slip}}$
1	1,876	1,575	1.21	1.19	4,504	0.42
2	1,874	1,575	1.20	1.19		0.42
3	2,253	1,732	1.45	1.30	4,504	0.50
4	2,217	1,732	1.43	1.28		0.49
5	2,826	2,072	1.73	1.36	4,504	0.63
6	2,592	2,072	1.59	1.25		0.58
7	3,756	2,529	2.30	1.49	4,504	0.83
8	3,215	2,529	1.97	1.27		0.71

Q_{su}' : Q_{su} using a/D even if less than 1.0

Q_{slip} : Slip failure strength by equation (2)

を考慮したモデル (以下, 強度低下モデル, w/ CSR) の水平力-相対変形角関係について比較を行った。破壊モード及び破壊部位は, すべての解析モデルにおいて, 耐震壁の脆性的な圧縮破壊であり, スリップ破壊強度 (Q_{slip}) を上回ることとはなく, スリップ破壊に相当するコンクリートのひずみは見られなかった。 Q_{slip} は次式¹²⁾による。

$$Q_{slip} = Q_j + {}_pQ_{c1} + {}_pQ_{c2} \quad (2)$$

Q_j : 接合筋によるせん断強度

${}_pQ_{c1}$, ${}_pQ_{c2}$: 側柱のパンチングシア強度

Fig.10 に水平力-相対変形角関係を示す。 a/D が 0.97 (4 層モデル) の強度均一モデルは, R が 0.36% の時に FEQ_u 1,876kN に達した。強度低下モデルについては, R が 0.36% の時 FEQ_u 1,874kN に達した。強度均一モデルと強度低下モデルの FEQ_u 及び, その時の R はほぼ同じであり, コンクリート強度の低下による影響は見られなかった。

a/D が 0.73 (3 層モデル) では, 強度均一モデルは, R が 0.36% の時に FEQ_u 2,253kN に達した。強度低下モデルについては, R が 0.36% の時に FEQ_u 2,217kN に達した。強度低下モデルの FEQ_u は, 強度均一モデルに対して 1.6% 低下し, その時の R は同じであり, コンクリート強度の低下による影響はほぼ見られなかった。

a/D が 0.50 (2 層モデル) では, 強度均一モデルは, R が 0.38% の時に FEQ_u 2,826kN に達した。強度低下モデルについては, R が 0.34% の時に FEQ_u 2,592kN に達した。強度低下モデルの FEQ_u は, 強度均一モデルに対して 8.3% 低下し, その時の R は 10.5% 低下した。

a/D が 0.27 (1 層モデル) では, 強度均一モデルは, R が 0.44% の

Fig.12 Rebar stress in X direction of models without CSR

Fig.13 Rebar stress in Y direction of models without CSR

時に $_{FE}Q_u$ 3,756kN に達した。強度低下モデルについては, R が 0.36% の時に $_{FE}Q_u$ 3,215kN に達した。

強度低下モデルの $_{FE}Q_u$ は, 強度均一モデルに対して 14.4%低下し, その時の R は 18.2%低下した。

Fig.11 に a/D と最大耐力の関係を示す。黒実線は強度均一モデル, グレー実線は強度低下モデルを示す。両モデルともに a/D が 0.97 から 0.27 への減少に伴い, 最大耐力は増加した。黒破線は, 強度均一モデルに対する強度低下モデルの最大耐力低下率を示す。 a/D が 0.50 以下において, 圧縮ストラットの幅が広がることに伴い, CSR の影響を大きく受けるので最大耐力の低下が著しくなる傾向が確認できる。

耐震壁の終局せん断耐力 (Q_{su}) は次式¹³⁾などによって評価される。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_C + 18)}{\sqrt{a/D + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1 \sigma_0} \right\} \cdot t_e \cdot j_e \quad (3)$$

p_{te} : 等価引張鉄筋比

F_C : コンクリートの設計基準強度

σ_{wh} : 水平せん断補強筋の材料強度

p_{wh} : 等価水平せん断補強筋比

σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度

t_e : 等価壁厚

j_e : 応力中心間距離

文献¹⁴⁾では, 安全側の評価とするために min 式を用いているが,

本論では, 評価精度に着眼するため mean 式を用いる。 a/D は第 1 項の分母として評価されるが, a/D が 1.0 以下の時は 1 として扱う。しかし, 文献¹⁴⁾では, a/D の減少に伴う最大耐力の増加が見られる。本論の試験体諸元の範囲においても a/D の減少に伴い最大耐力は増加する傾向が見られた。

4.2. 壁横筋の引張応力度

Fig.12 に強度均一モデルの降伏応力度の 50%以上に達した壁横筋の応力度分布を示す。また, 壁横筋が降伏した範囲を点線で囲った。強度均一モデルと強度低下モデルを比較しても顕著な差異は確認されなかった。

4.1 節における (3) 式は, 壁横筋比の上限を 1.2%とし, a/D に関係することなく壁横筋比の増加に伴い Q_{su} は増加するものとして評価する。しかし, 本論の解析モデルの範囲では, a/D が小さくなると壁横筋が降伏する範囲は小さくなる傾向が見られた。

また, 文献¹⁵⁾において, a/D が 0.50 の場合ではせん断補強筋量および降伏強度増加によるせん断耐力の増加は確認されなかったことが, 本解析結果で裏付けられた。すなわち, a/D が 0.50 以下では壁横筋による補強効果は低いということが示された。

4.3. 壁縦筋の引張応力度

Fig.13 に強度均一モデルの降伏応力度の 50%以上に達した壁縦筋の応力度分布及び a/D が 0.27 のモデルのコンクリート最小主ひずみ度 (ϵ_2) 分布を示す。また, 壁縦筋が降伏した範囲を点線で囲った。壁縦筋の場合も壁横筋同様, 強度均一モデルと強度低下モデルにおける顕著な差異は確認されなかった。しかし, a/D が小さくなると壁

Fig.14 Comparison with analysis result and Q_{su} (Q_{su}')

縦筋の降伏範囲が大きくなった。一般的に、壁縦筋は曲げ耐力、壁横筋はせん断耐力に寄与するものとして評価されるが、曲げ耐力よりせん断耐力を大きくするために、壁縦筋量を減らし、壁横筋量を増加させるような配筋は望ましくないことを示している。

4.4. 解析値と計算値の比較

参考値として、 a/D が 1.0 以下の場合においても 1 とせず、 a/D の値を用いて (3) 式で評価した値を Q_{su}' とする。Fig.14 に a/D と Q_{su} または Q_{su}' に対する FEQ_u の比率を示す。(3) 式において、コンクリート強度は応力が集中する引張柱側壁最上部設定したものを適用した。耐震診断の際にコンクリートコアを採取する一般的な高さを想定し、強度低下モデルにおいても、Fig.9 に示す壁の 100% 強度を (3) 式に代入した。 a/D が小さくなると FEQ_u / Q_{su} は、強度均一モデルでは 1.21~2.30 に上昇した。強度低下モデルでは 1.20~1.97 となり、CSR によって安全余裕度が低下した。

強度均一及び低下の両モデルにおいて a/D が小さくなると、 Q_{su} は過大評価となる傾向を示した。(3) 式では、 a/D が 1.0 以下の場合、1 として評価することに起因すると考えられる。

FEQ_u / Q_{su}' は、1.19 から 1.49 の値を示し、 Q_{su} よりも Q_{su}' の精度は向上する傾向が見られた。

5. まとめ

a/D が 1 以下の RC 造耐震壁について 2 次元静的弾塑性 FEM 解析を行い、以下の知見を得た。

- (1) 実験結果と解析結果の水平力-相対変形角関係及び ひび割れ図と引張強度に達した要素のひび割れひずみベクトルの適合性は良好であり、本研究で行ったモデル化及び解析は妥当なものであることを確認した。
- (2) 最大耐力は、 a/D が 0.73, 0.97 のモデルにおいては強度低下による変化が見られなかったが、 a/D が 0.50 のモデルでは 8.3%、 a/D が 0.27 のモデルでは 14.4% 最大耐力が低下したため、 a/D が 0.50 以下ではコンクリート強度の低下を考慮すべきである。
- (3) シアスパン比が小さくなると壁横筋が降伏する範囲が小さくなるため、最大耐力に対する壁横筋の効果は低下した。 a/D が 0.50 以下では壁横筋による補強効果は低いということが示された。
- (4) a/D が小さくなると、壁縦筋が降伏する範囲が大きくなるため、設計上、壁縦筋を減らすことなく配筋することが望ましい。
- (5) a/D が小さくなると、 Q_{su} に対する FEQ_u の比は増加するため評価

式の精度は低下するが、 Q_{su}' に対する FEQ_u の比は 1.21~1.49 程度となり、評価式の精度は向上する。

- (6) 本研究の範囲では、 a/D が 0.50 以下の耐震壁の終局耐力を評価する場合、コンクリート強度の低下を考慮して、 a/D の下限を 1 とせずに Q_{su}' として評価の方が計算値の精度が向上する傾向が見られた。

参考文献

- 1) 財団法人日本建築防災協会：2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説，2001
- 2) 長沼一洋：鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度に関する解析的研究，日本建築学会構造系論文集，第 447 号，pp107-117，1993,5
- 3) 石井亮太，大村哲矢：コンクリート強度が鉛直方向に変動した RC 造耐震壁の水平耐力に関する考察，日本コンクリート工学会年次論文集，Vol. 38, No. 2，pp391-396，2016
- 4) 田内浩喜，勅使川原正臣，日比野陽，市之瀬敏勝，福山洋ほか：連層耐震壁の中間階における枠梁のせん断強度に対する効果，構造工学論文集，Vol.56B，pp61-66，2010.3
- 5) Feenstra, P.H., Computational Aspects of Biaxial stress in Plain and Reinforced Concrete, PhD Thesis, Delft University of Technology, 1993
- 6) H.Nakamura, T.Higai, Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures subjected to Seismic Loads, JCI-C51E, Vol.2, pp256-272, 1999
- 7) Vecchio, F.J., and Collins, M.P., Compression response of cracked reinforced concrete. J. Str. Eng., ASCE 119, pp3590-3610, 1993
- 8) Cornelissen, H.A.W., Hordijk, D.A., and Reinhardt, H.W. Experimental Determination of Crack Softening Characteristics of Normal Weight and Light Weight Concrete, Heron 31, 2, 1986
- 9) 大岡督尚，橋高義典：コンクリートの破壊パラメータに及ぼす短繊維混入および材齢の影響，日本建築学会構造系論文集，第 529 号，pp1-6，2003.3
- 10) 森田司郎，角徹三：繰返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究，日本建築学会論文報告集，No.229，pp15-24，1975
- 11) Yoshio Kasai, Yuu Matsui : Studies on concrete strength of structure in Japan, RILEM symposium control of concrete structures, 1979, Stockholm Sweden
- 12) 生部宏幸，勅使川原正臣ほか：長スパンビロティ架構における耐震壁の壁縦筋が耐震壁のせん断強度に及ぼす影響，日本コンクリート工学会年次論文集，Vol. 33, No. 2，pp445-450，2011
- 13) 財団法人日本建築センター，2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015
- 14) 植松卓二，高木仁之，狩野芳一：FEM 解析による鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に関する検討，日本コンクリート工学会年次論文集，Vol. 13, No. 2, 1991, pp 553-558
- 15) 谷村幸裕，佐藤勉，渡邊忠朋，松岡茂：スターラップを有するディーブームのせん断耐力に関する研究，土木学会論文集，No.760，pp23-44，2004.5

注

注 1) 本論文は、文献 3) をまとめなおし、さらに、4.2 節以降を加筆したものである。

[2017 年 10 月 3 日原稿受理 2017 年 11 月 17 日採用決定]