論文 RC 造連層耐力壁の浮き上がり挙動を活用した構造システムの開発に 関する研究

坂下 雅信*1·向井 智久*2·川越 悠馬*3

要旨:大地震時における損傷低減型の構造システムの開発を行うために,全ての軸方向鉄筋を脚部の浮き上がり面よりも上側で定着した RC 造連層耐力壁の載荷実験を行った。ダンパーの取り付けの有無と載荷履歴 を変数とした2回の載荷実験を行い,提案した構造システムが浮き上がり後も安定した挙動を示し,RC部分 の損傷低減が可能となることを明らかにした。ダンパーの設置方法には課題を残したが,簡易な評価式でダ ンパー取り付け前後の浮き上がり耐力を概ね評価できることを示した。 キーワード:連層耐力壁,浮き上がり,損傷低減,鋼製ダンパー,水平二方向載荷

1. はじめに

大地震時における損傷低減は、高機能化した成熟都市 に存在する構造物に強く求められる要求性能の一つであ る。既往の研究では、連層耐力壁の浮き上がり挙動を活 用することで、損傷低減を実現する構造システムに関す る研究が行われている。勅使川原、岡野ら^{1,2)}は、1/3 ス ケールの6階建てRC造連層耐力壁フレーム構造を対象 に、連層壁下の基礎の浮き上がり挙動を許容した状態で 仮動的実験を実施し、損傷低減効果の確認などを行って いる。また、長江ら³⁾は、実大の4階建てPC造建物の振 動台実験を行い、PCa壁部材をアンボンドPC 鋼材で圧 着した PCaPC 壁のロッキング挙動の検証を行っている。

筆者らは、内周構面に浮き上がりを許容した RC 造の 連層耐力壁、外周構面にフラットビーム・壁柱を有する ラーメン構造を組み合わせた部分浮き上がり機構を有す る構造システムを実現するために、地震時における連層 耐力壁の浮き上がり挙動の保証や極大地震時に倒壊を防 止するためのバックアップ機構の開発を目的とした検討 を進めている。本稿では、縮尺 20%の RC 造連層耐力壁 試験体の静的載荷実験を対象に、浮き上がり挙動の分析 を行う。

2. 実験概要

2.1 想定建物

本研究では、中層建築物向けの構造システムとして、 図-1に示すような平面形状を持つ8階建ての想定建物 を設定した。外周部の長さは32m×32mで、平面の中央 に8m×8mのロ形断面を持つRC造連層耐力壁を、外周 部に壁柱を設け、これらの構造要素をフラットスラブに よって接続する計画とした。文献1,2)では、RC造連層 耐力壁の基礎下を浮き上がり面としているため,実際の 構造物では,地盤や杭による反力を評価する必要があり, 浮き上がり挙動を保証する上でやや不確定な要素となる。 そこで,本研究では,文献 3)のように,連層耐力壁の1 階壁脚を浮き上がり面とすることとした。浮き上がり面 には,中・大地震時の応答変位を低減するための減衰機 構と,極大地震時の応答変位を強制的に抑制するための バックアップ機構を設置する。バックアップ機構が働く と,連層耐力壁の浮き上がり挙動が拘束され,連層耐力 壁が本来有している高い水平剛性と水平耐力が発揮され る。その結果,設計時の想定を上回る過大な応答変位の 発生が抑制され,建築物の安全性が担保される。浮き上 がり挙動が拘束された後の破壊モードとしては,連層耐 力壁の曲げ破壊を想定している。





2.2 実験試験体

図-2(a)~(h)に実験試験体の立面図,平面図を示す。 試験体は、図-1 で示した想定建物の中央コア部分のう ち、5 階相当の高さ(16m)を抽出して製作した縮尺20% のRC 造連層耐力壁試験体1体である。実験試験体は、 上下のスタブと試験区間となるロ形断面を持つ連層耐力 壁によって構成されており、最小の壁厚は150mm、壁全 長はいずれの方向も1750mmである。本試験体の特徴と して,連層耐力壁の脚部の浮き上がりを許容するために、

*1 国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部 主任研究官 博士 (工学) (正会員)

*2 国立研究開発法人 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 博士 (工学)(正会員) *3 東京理科大学 理工学研究科 建築学専攻 修士課程 (学生会員) 全ての軸方向鉄筋を下スタブの上端面よりも上側で直線 定着しており,浮き上がり面を横切る軸方向鉄筋がない 点が挙げられる。

図-2(i)に本実験で使用した鋼製ダンパーを示す。使 用した鋼製ダンパーは、池永ら⁴⁾が実施した PC 鋼棒を 活用した鋼製のセルフセンタリング柱脚の実験で用いら れたダンパーを参考に設計したもので、浮き上がりによ って生じる変形に追随できる点が特徴である。ダンパー は下スタブと試験体脚部に高力ボルトを用いて接続し、 幅 40mm,高さ 100mm の塑性化区間に浮き上がりによる 変形を集中させることを想定した。今回の実験では特殊 な鋼材は用いず,一般的な鋼材(SM490)を用いた。ダ ンパーの形状は,塑性化区間でひずみ硬化が生じた場合 にも,区間上下の取り付け部で鋼材の降伏が生じないよ うに,また,変形角 1/100rad 程度まで,ダンパーの破断 が生じないように決めた。連層耐力壁の脚部には,鋼製 ダンパーを各辺に最大で4個ずつ取り付けることができ, 浮き上がり挙動と連動した履歴エネルギー消費が期待で





きる。また、ダンパーの取り付け数を増やすと、最終的 に浮き上がりが抑制され、極大地震に対するバックアッ プとして、ダンパー取り付け位置の上側(下スタブ上端 面から 500mm の高さ)を危険断面とする曲げ降伏が生 じるように設計されている。このような一連の挙動を実 現するため、図-2(d)~(h)に示すように、試験区間では 高さ位置によって異なる断面形状や配筋としている。こ こではそれぞれの部位を脚部から順番に、定着部、一般 部、補強部と呼ぶこととする。コンクリートは、下スタ ブ,定着部・一般部,補強部,上スタブの4回に分けて 打設した。表-1 に試験体に用いた材料の力学的特性を 示す。

表-2,3に端部拘束域,壁板の配筋を示す。一般部で は、ダンパーの取り付け数を増やし、浮き上がり挙動を 抑制した場合に、曲げ降伏がせん断破壊に先行するよう に各部の配筋を決定した。端部拘束域(隅角部では壁端 から 310mm までの範囲, 開口際では壁端から 150mm ま での範囲)の寸法は、断面解析により、X 方向、Y 方向、 XY 方向(水平二方向)加力時の最大曲げモーメント時 の中立軸位置を算定し、曲げ圧縮領域の大部分が端部拘 束域の内部に収まるように決めた。なお,一般部のうち, 脚部に近い 500mm の高さの範囲については、塑性ヒン ジの形成を想定し、それよりも上側の 750mm の範囲と 比べて、壁横筋や帯筋の間隔を半分とするとともに、壁 横筋と同じ間隔で、全ての壁縦筋に幅止め筋を設けた。

ダンパーの取り付け数が少ない場合には、試験区間脚 部で浮き上がりが生じるように、一般部に配筋された端 部補強筋や壁縦筋(D6, D10)の定着は、下スタブ内で はなく,試験区間の一番下側の定着部で取ることとした。 RC 規準 5)の式(17.2)で求められる必要定着長さを満足す るように、定着部の高さは 500mm とし、施工性を考え、 軸方向鉄筋は直線定着として,下スタブの上端面に到達 するようにした。また、定着部には、ダンパーを取り付 けるための高ナットが埋め込まれているが、ダンパーの 取り付け部に損傷が生じないように, 定着部の主筋, 壁 縦筋の量を一般部の 1.5 倍とすると共に、帯筋、壁横筋 を一般部(ヒンジ)と同じ間隔とし、壁横筋と同じ間隔 で、全ての壁縦筋に幅止め筋を設けた。

図-2(b)に示すように、実験試験体には4面ある壁板 のうちのY構面の2面に、コア内のエレベータ等にアク セスすることを想定した縦長の開口が設けている。今回 の実験では、試験体の施工性を考慮し、階を跨ぐように 開口を設けているため、ダンパーを設置して、試験体の 浮き上がりを拘束すると、開口左右の2枚の壁が並列し て,頂部と脚部で曲げ降伏する可能性がある。実験試験 体には、剛強な上スタブが設けられているため、このよ うな挙動が生じると、試験区間頂部の開口横の壁端の曲 げ圧縮力の負担が大きくなり、浮き上がりが生じる試験 区間脚部よりも先に破壊が生じる可能性がある。一方で, 実際の建物では、実験試験体のような剛強な上スタブは 存在しないため、このような破壊が生じる恐れは少ない。 そこで、一般部の破壊が先行するように、本試験体では、 試験区間頂部(補強部)の壁厚を約2倍(310mm)に割 り増して、Y 方向加力時の変形性能を担保することとし た。上スタブ下端面から 500mm までの高さの範囲につ いては、一般部と同様に塑性ヒンジの形成を想定し、そ れよりも下側の 575mm の範囲と比べて, 壁横筋や帯筋 の間隔を半分とするとともに、壁横筋と同じ間隔で、全 ての壁縦筋に幅止め筋を設けた。

表-1 材料特性

a)		シケ	١J	—	ト
4/	_	~ /			

	割線剛性(GPa)	圧縮強度(MPa)	割裂強度(MPa)
下スタブ	32.9	50.1	3.15
定着部,一般部	30.5	43.4	3.18
補強部	32.6	46.8	3.08
上スタブ	32.7	51.1	3.11

	(D) 鉄肋, タンハー									
	材種	ヤング係数 (GPa)	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	降伏ひずみ (µ)					
D6*	SD345	187	335	523	1797					
D10	SD345	187	356	554	1903					
D13	SD345	180	343	511	1908					
D22	SD345	180	360	556	2007					
ダンパー	SM490	198	329	523	1665					
	7 Januar 24 (1 7								

. . .

* 0.2%オフセット法による

表-2 端部拘束域の配筋

			十次ル	X方I	向	Y方I	向
		主筋	主肋比 (%)	帯筋	帯筋比 (%)	帯筋	帯筋比 (%)
補強部	隅角部	16-D10	1.19	4-D6@60	0.68	4 D6@60	0.60
(ヒンジ)	開口際	8-D10+4-D6	0.94	3-D6@60	0.66	4-00@00	0.08
结合实	隅角部	16-D10	1.19	4-D6@120	0.34	4-D6@120	0.34
印度建立	開口際	8-D10+4-D6	0.94	3-D6@120	0.33	4-00@120	
	隅角部	12-D10	1.21	2-D6@120	0.35	2 06@120	0.35
一般部	開口際	4-D10	1.27	2-D6@120	0.35	2-00@120	
一般部	隅角部	12-D10	1.21	2-D6@60	0.70	2 06@60	0.70
(ヒンジ)	開口際	4-D10	1.27	2-D6@60	0.70	2-00@00	0.70
中美如	隅角部	18-D10	1.82	2-D6@60	0.70	2 06@60	0.70
止 有部	開口際	6-D10	1.90	2-D6@60	0.70	2-00@00	0.70

表-3 壁板の配筋

		X方	向	Y方I	向
		鉄筋	鉄筋比 (%)	鉄筋	鉄筋比 (%)
	壁縦筋	2-D6@120	0.35	4-D6@100	0.41
補強部 (ヒンジ)	壁横筋	2-D6@60	0.70	4-D6@60	0.68
(2))	幅止め筋	D6@60	/	D6@60	/
	壁縦筋	2-D6@120	0.35	4-D6@100	0.41
補強部	壁横筋	2-D6@120	0.35	4-D6@120	0.34
	幅止め筋	なし		なし	/
一般部	壁縦筋	2-D6@120	0.35	2-D6@100	0.42
	壁横筋	2-D6@120	0.35	2-D6@120	0.35
	幅止め筋	なし	/	なし	/
	壁縦筋	2-D6@120	0.35	2-D6@100	0.42
一般部(ヒンジ)	壁横筋	2-D6@60	0.70	2-D6@60	0.70
	幅止め筋	D6@60	/	D6@60	/
	壁縦筋	2-D6@120	0.35	2-D6@100	0.42
定着部	壁横筋	2-D6@60	0.70	2-D6@60	0.70
	幅止め筋	D6@60	\sim	D6@60	\sim

2.3 加力方法, 計測方法

載荷装置図を図-3に示す。2本の1000kN鉛直ジャッ キを用いて長期荷重1400kNを作用させた後に,X方向 では2本の2000kN水平ジャッキを用いて,Y方向では 1本の3000kN水平ジャッキを用いて,水平荷重を作用 させた。水平方向のジャッキは、上スタブを貫通する鋼 管内に設けた PC 鋼棒を介して接続している。水平加力 の高さは、X方向では下スタブ上端面から3200mm,Y方 向では3100mmとした。詳細は割愛するが、端部拘束域 の主筋、帯筋、壁縦筋、壁横筋にひずみゲージを貼付し、 計測を行った。ダンパーには、図-2(i)に示す位置に塑 性ゲージ(ひずみ限界100,000~150,000µ)を貼付した。 また、載荷を制御するための上スタブの水平、鉛直変位 に加え、浮き上がり面の離間(図-4の変位計A~D、脚 部80mmの高さを計測)や滑り、各構面の曲げ変形を算

2.4 載荷履歴

出するための変位計も設置した。

表-4に載荷履歴を、図-4に載荷経路を示す。載荷履 歴の制御は、各方向の水平加力高さ(X方向: 3200mm、 Y 方向: 3100mm) で計測した水平変位を, それぞれの高 さで除した変形角 R_x, R_vで行った。実験は二つのフェー ズに分けて実施した。実験Iはダンパーを取り付けない 状態で実施し、剛性や耐力の把握を目的とした。X,Y方 向で交互に±1/800, ±1/400rad を1回ずつ繰り返した。 実験Ⅱは、図-2(i)で示したダンパーを図-3,4に示す ように4個取り付けた状態で実施し、浮き上がりが生じ た状況での損傷やダンパーの寄与分の評価、二方向水平 加力時の挙動の把握を目的とした。ダンパーを取り付け た後に長期荷重を作用させ, X, Y 方向の最初の加力時 に±1/800rad を1回ずつ繰り返した後, X, Y, XY (水平 二方向) 方向の順に, 交互に±1/400, ±1/200rad を3回 ずつ繰り返した。図-4には, XY 方向加力時の載荷経路 を示しており,図中の[1]~[8]の履歴が1サイクルとなる。 なお,現時点では,実験Ⅱまでしか終了していないため, 本稿ではバックアップ機構の検証は取り扱わない。

表-4 載荷履歴

(a) 実験I(取り付けダンパー数:0個)

サイクル名	I -1	I -2	I -3	I -4	
変形角	1/8	300	1/400		
方向	Х	Y	Х	Y	
繰り返し数			1		

(b) 実験Ⅱ(取り付けダンパー数:4個)

サイクル名	∏-1	∏-2	∏-3	∏-4	∏-5	∏-6	∏-7	∏-8
変形角	1/800	1/400	1/800	1/400	1/400		1/200	
方向)	K	١	(XY	X Y XY		XY
繰り返し数	1	3	1	3		3		

3. 実験結果と考察

3.1 せん断カー変形角関係

図-5 に実験における X, Y 方向のせん断力 Q-変形 角 R 関係を示す。各図は表-4 に示した載荷履歴によっ て,水平一方向載荷で行った実験 I-1~4,実験 II-1~4, 6~7,水平二方向載荷を行った実験 II-5,8 に分類して いる。また,各図にはダンパー,端部主筋,壁縦筋の降 伏点を示している。

ダンパーのない実験 I -1 では、Q_x=260kN 付近から水 平剛性の低下が見られ、Q_x=450kN 付近で脚部の離間を 目視で確認した。その後、Q_x=591kN で最大耐力に到達し た後、急激な耐力低下が見られた。実験試験体は、下ス タブの打設を行った後、ワイヤーブラシで表面の目荒ら しを行った上で、直接その上に試験区間のコンクリート を打ちこんでいる。そのため、試験区間のコンクリート が下スタブ上端面に粘着し、浮き上がり面に沿った曲げ ひび割れが進展するまでは下スタブと一体となって挙動 していたものと考えられる。また、目荒らしを行うこと で、浮き上がり面において十分な摩擦抵抗が得られたた め、ダンパーが取り付かない状態でも、浮き上がり面に おける滑りは生じなかった。負方向載荷時でも同様の挙 動が見られたが、以降のサイクルでは、原点指向型の安 定した履歴曲線を描いた。

図-6に、ダンパーを取り付けた実験Ⅱにおける図-4 で示した①~④の位置におけるダンパーの軸ひずみ、A





~Dの位置における試験体脚部の離間量の推移を示す。 ここでは実験Ⅱの各サイクル1回目の正方向ピーク時 (実験Ⅱ-5,8 については,経路[2]のピーク点)の値を 示した。ダンパーを取り付けた実験Ⅱでは、実験Ⅱ-6の R_x=0.35×10⁻²rad でダンパー②の引張降伏が初めて確認 された。同変形角時に当該ダンパーの近傍に設けた変位 計 B で計測された離間量は約 5mm であったが、この値 はダンパーの塑性化領域に変形が集中するものと仮定し た場合の伸び量 0.17mm (=1665µ×100mm, 1665µ は表-1 で示したダンパーの降伏ひずみ)と比べて大きく、浮 き上がりによる変形とダンパーの変形に乖離があること が分かる。本実験では、ダンパーと試験体側面間の接続 に高力ボルトを用いたが,高ナット埋め込み位置の施工 誤差を考慮し、高力ボルトの径(M16)に対して接続用 の穴の径 (24mm) を大きめに設定していた。そのため, 高力ボルトが穴の側面に直接接触するまでの間、ダンパ ーと試験体側面の間で滑りが生じ、ダンパーの降伏が遅 れたものと考えられる。この点については、今後改善が 必要である。

実験 II では一部の鉄筋が降伏しているが、いずれも Y 方向に変形が生じる実験 II -5, 7,8 で生じており、Y 構 面の壁板に配筋された縦長開口の脚部に隣接する端部主 筋や、縦長開口とダンパーの取り付け位置の間にある壁 縦筋、X 構面の壁板に配筋された試験体頂部の壁縦筋の 一部で引張降伏が確認された。また、図-6 に示すよう に、実験 II における水平一方向、水平二方向載荷時のダ ンパーの軸ひずみ、離間量の最大値は、それぞれ 15000, 32000 μ , 7, 12mm 程度であった。

3.2 損傷状況

図-7に実験 I-2 サイクル終了時,実験 II-8 サイクル 終了時の北面,西面におけるひび割れ分布を示す。実験 I-2 では, *R*_y=1/800 サイクルにおいて,開口周辺にひび 割れが発生した。脚部では隅角部を起点とするせん断ひ び割れが,頂部では開口際に曲げひび割れが発生してい る。浮き上がりによる脚部の離間が生じると,その他の ひび割れの進展は見られなかった。

実験IIでは、実験 I-2 で観測された開口周辺のひび割 れが進展すると共に、ダンパーの取り付け位置の周辺で も曲げひび割れが見られた。また、水平二方向加力とな る実験 II-8 では、図-4 で示した経路[2]、[6]のピーク点 において、曲げ圧縮域となる壁脚隅角部のカバーコンク リートが剥落する様子が確認されたが、その他の目立っ た損傷は確認されなかった。また、浮き上がりによって 生じる幾何学的な変形に追随するために、ダンパーの塑 性化区間が面外方向に曲げ変形する様子も観測された。

3.3 耐力評価

表-5 に実験Ⅰ,Ⅱの各方向の最大耐力,計算耐力の 一覧を示す(表-5の計算耐力は,図-5のせん断力-変 形角関係中の点線と対応している)。実験 I に関しては、 式(1)による軸応力度を用いた浮き上がり開始時のせん 断力 Qu, 文献 6) で耐力壁の曲げ終局モーメントの算定 に用いられている式(2)のうち、軸力項のみを取り出した 式(3)で浮き上がり耐力 Q12を計算した。また、3.1節で示 したように、下スタブと試験区間のコンクリートの粘着 により, 浮き上がりが生じる際に耐力低下を伴う挙動が 確認されたため、式(4)による曲げひび割れ強度時のせん 断力 Qer も参考値として示した。Q11, Q12 は、図-5(a) で 示した実験の初期剛性の低下点,耐力低下後の浮き上が り荷重と概ね対応しており、実験時の挙動を追跡できて いる。また、実験 I における最大耐力は、Qcrと比較する と小さく、曲げひび割れ強度を用いた場合、本実験の最 大耐力を過大評価することが確認できた。



実験Ⅱに関しては、式(5)を用いて、ダンパー取り付け 後の浮き上がり耐力 Q13を計算した。X, Y 方向では、ダ ンパーの取り付け状況が異なるが、式(5)は、加力方向に 対して直交方向の壁板の側面にダンパーを取り付けた X 方向の最大耐力をやや小さく,加力方向に対して平行な 方向の壁板の側面にダンパーを取り付けたY方向の最大 耐力をほぼ精度良く評価した。

$$Q_{l1} = \sigma_0 Z / h \tag{1}$$

$$M_{wu} = a_t \sigma_y l_w + 0.5 a_w \sigma_{wy} l_w + 0.5 N l_w$$
(2)

$$Q_{l2} = 0.5Nl_w/h \tag{3}$$

$$Q_{cr} = (\delta_t + \delta_0) Z / n \tag{4}$$

$$Q_{l3} = (\sum T_{ydi} l_{di} + 0.5 N l_w) / h$$
(5)

但し, σ₀: 軸応力度, Z: 断面係数, h: X, Y 方向にお ける水平加力高さ、N:軸力(長期軸力1400kN+上スタ ブの重量 140kN=1540kN), lw: 側柱中心間距離(ここで は 1600mm とした), σ_t : コンクリートの曲げ引張強度 (=0.56 $\sqrt{\sigma_B}$), σ_B : コンクリートの圧縮強度 (MPa), T_{vdi}: 圧縮側の壁板図心よりも引張側に設置されたダンパ ーの降伏耐力, lai: 圧縮側の壁板図心からダンパー設置 位置までの距離である。

表-5 最大耐力の比較(単位:kN)

	実験I		実駒	検Ⅱ		計算	筸値	
	Q _{max}	Q_{min}	Q _{max}	Q_{min}	Q ₁₁	Q _{I2}	Q _{cr}	Q _{I3}
X方向	591	-540	632	-641	318	385	816	551
Y方向	455	461	561	-550	329	397	842	560

4. まとめ

浮き上がりを活用した損傷低減型の構造システムを開 発するために, RC 造連層耐力壁の載荷実験を行った。

- (1) ダンパーを取り付けない状態で水平一方向の加力を 行い, 浮き上がり面における滑り等が生じず, 安定し た載荷履歴が得られることを確認した。
- (2) ダンパーを取り付けた状態で水平一方向,水平二方 向の加力を行い, R=1/200rad サイクルにおいても, 試 験体に目立った損傷が見られないことを確認した。

図-7 ひび割れの分布

一方で,試験体とダンパーのボルト接合部に滑りが 生じ、ダンパーの塑性化が遅れたため、今後の改善が 必要である。

(3) 既往の評価手法に基づいた方法で、実験で確認され た浮き上がり開始時のせん断力や、ダンパー取り付 け前後の浮き上がり耐力を概ね評価できた。

謝辞

本研究は、(国研)建築研究所の研究課題「地震時浮き 上がり挙動を活用した空間可変性の高い中層建築物の構 造システムに関する研究(H28~30)」, 文部科学省科学研 究費助成事業「損傷制御型 RC 造耐震壁の実現に向けた 開発研究(H28~30)」の一環として実施した。実施にあ たっては、東京工業大学の河野進教授、京都大学の谷昌 典准教授の協力があった。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 勅使川原正臣ほか:中央構面に連層耐力壁を有する1 ×2 スパン 6 層 RC 造試験体の仮動的実験における試 験体特性と加力方法,コンクリート工学会年次論文集, Vol.26, No.2, pp.541-546, 2004
- 2) 岡野裕ほか:中央構面に連層耐力壁を有する 1×2 ス パン6層RC造試験体の仮動的実験における損傷過程, コンクリート工学会年次論文集, Vol.26, No.2, pp.571-576, 2004
- 3) 長江拓也ほか: プレストレストコンクリート造建物の 耐震性能評価と向上に関する E-ディフェンス振動台 実験,日本建築学会構造系論文集 Vol.77, No.671, pp.75-84, 2012.1
- 4) 池永昌容ほか:残留変形低減をめざしたセルフセンタ リング柱脚の開発と載荷実験,日本建築学会構造系論 文集, Vol.72, No.612, pp. 223-230, 2007.2
- 5) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解 說, 2010
- 6) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会:2015年 版建築物の構造関係技術基準解説書,2015