

3.2 鉄筋コンクリート建物実験

3.2.1 鉄筋コンクリート建物の三次元動的破壊実験

目 次

(1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 5 ヶ年の年次実施計画
- (e) 平成 14 年度業務目的

(2) 平成 14 年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
 - 1) 耐震壁単体の動的応答性状の把握
 - 2) 連層耐震壁付き立体フレーム構造振動台実験計画
- (c) 業務の成果
 - 1) 耐震壁単体の動的応答性状の把握
 - 2) 連層耐震壁付き立体フレーム構造振動台実験計画
- (d) 結論ならびに今後の課題
 - 1) 耐震壁単体の動的応答性状の把握
 - 2) 連層耐震壁付き立体フレーム構造振動台実験計画
- (e) 引用文献
- (f) 成果の論文発表・口頭発表等
- (g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

(3) 平成 15 年度業務計画案

(1) 業務の内容

(a) 業務題目 鉄筋コンクリート建物の三次元動的破壊メカニズムの解明

(b) 担当者

所 属	役 職	氏 名
独立行政法人 防災科学技術研究所 総合防災研究部門	研究員	加藤 敦
東京大学大学院 工学系研究科 東京大学 地震研究所 (防災科学技術研究所)	大学院生 教授 (客員研究員)	松井智哉 壁谷澤寿海
独立行政法人 防災科学技術研究所 総合防災研究部門	主任研究員	梶原浩一
豊橋技術科学大学 大成建設株式会社 技術センター	助教授 主任研究員	倉本 洋 長島一郎

(c) 業務の目的

本研究では、鉄筋コンクリート建物を対象にして、震動台による実験を主体にして、地震時の三次元動的応答性状や破壊メカニズムを解明する。更に、汎用性と発展性のある構造物の数値シミュレーションシステムの精度検証のための実験データを提供する。実構造物の三次元動的応答性状や破壊メカニズムの解明、あるいは、構造物の地震時挙動を精度よく予測する手法の開発は、構造物の耐震設計手法・耐震性能評価手法の高度化、新しい構造システムの開発、既存構造物の耐震診断・耐震補強等の具体的な方法の提案、などに直接結びつくものである。

(d) 5 ヶ年の年次実施計画

1) 平成14年度：

耐震壁単体の動的応答性状を検討する。

立体耐震壁フレーム構造の縮小モデルの一次元振動台実験の計画を行う。

2) 平成15年度：

立体耐震壁フレーム構造の動的応答性状の検討を行う。

柱破壊型の立体耐震壁フレーム構造の縮小モデルの一次元振動台実験の計画および実施を行う。

3) 平成16年度：

立体耐震壁フレーム構造の縮小モデルの三次元振動台実験の計画及び実施を行う。

立体耐震壁フレーム構造の多次元動的応答性状を検討する。

4) 平成17年度：

実大鉄筋コンクリート建物の震動台実験の計画および実施を行う。
立体耐震壁フレーム構造の多次元動的応答性状を検討する。

5) 平成18年度：

実大鉄筋コンクリート建物の震動台実験の計画および実施を行う。
立体耐震壁フレーム構造の多次元動的応答性状を検討する。

(e) 平成14年度業務目的

耐震壁単体の動的応答性状の検討を行う。

立体耐震壁フレーム構造モデルの一次元震動台実験の計画を行う。

(2) 平成14年度の成果

(a) 業務の要約

平成14年度は次の各項目を実施した。

- 1) 耐震壁単体試験体に対して振動台実験を行い、その動的応答性状を検討した。
- 2) 立体耐震壁フレーム構造について、特に、その主要な崩壊形である曲げ降伏型崩壊形、および基礎浮き上がり崩壊形について検討を行い、振動台実験のための試験体の設計と加振計画を行った。

(b) 業務の実施方法

1) 耐震壁単体の動的応答性状の把握

構造物全体の動的応答性状や崩壊メカニズムを評価するためには、それを構成する各部材に関する動的変形・崩壊性状を把握する必要がある。特に、本研究課題が対象としている連層耐震壁フレーム構造物の特性には、耐震壁の強度や変形特性が大きな影響を持つと考えられる。耐震壁の挙動は各種要因に大きく作用されるが、形状、配筋等詳細が同一な実験データの取得は、今後のプロジェクト遂行のために重要である。また、境界梁の影響のない耐震壁単体の動的な実験は、既往の研究では数例しか報告されておらず、その意義においても価値が高い。

a) 試験体の概要

試験体は、6階建ての連層耐震壁構造を想定し、その下部2層の3分の1縮小モデルとした。試験体は、形状と断面が全く等しい2体とし、2つの試験体では、水平慣性力の作用位置を変え、せん断スパン比 M/Q_{iw} を変化させることにより、曲げ破壊先行型とせん断破壊先行型の2通りの破壊モードを想定することとした。せん断スパン比は、試験体Aでは1.38、試験体Bでは1.75とした。

試験体の形状は、階高1000mm、側柱中心間距離1800mm、壁厚80mm、壁中梁150mm×200mm、側柱200mm×200mmである。試験体概形を図1に示す。部材配筋は、柱主筋12-D13($\rho_g=3.8\%$)、帯筋2-D6($\rho_w=0.53\%$)、副帯筋2-D6($\rho_w=0.27\%$)、梁主筋4-D10($\rho_f=0.54\%$)、あばら筋2-D6($\rho_w=0.42\%$)、壁筋D6@100($\rho_s=0.4\%$)、d6@100($\rho_s=0.4\%$)である。ただし、2

階上部（40cm以上）は、面外変形等による損傷防止のため、壁筋をダブルにする等の処置をした。断面詳細を表1に、壁部付近の配筋図を図2に示す。

要求されるせん断スパンを満足させるため、スチールインゴットとコンクリートブロックを併用した。慣性マス設置概要図を図3に示す。慣性マスの重量は、想定する6層鉄筋コンクリート建物の軸力に相当する45.1tfとした。

b) 計測方法

計測は、加速度、変位、鉄筋のひずみについて行った。加速度計配置図を図4に、変位計の配置図を図5に、ひずみゲージ貼付位置を図6に示す。加速度は、主なものとして錘上部の加震方向、上部スタブ1層梁、基礎スタブ位置での3成分方向を含む30成分を測定した。変位は、上部スタブ及び側柱での水平変位、側柱を4分割して軸方向変位、壁板の部分変位を変位計によって測定した。鉄筋の歪は、柱主筋、帯筋、壁のせん断補強筋等の主要な位置に歪ゲージを貼付した。収録はADコンバータ（分解能24bit）で行い、サンプリング周波数は2kHzとした。ただし、データ処理では200Hzにダウンサンプリングして処理をした。

c) 入力計画

入力波は、TOH（1978年宮城県沖地震、東北大学の記録、NS成分）、ELC（1940年Imperial Valley地震、El Centroの記録、NS成分）、JMA（1995年兵庫県南部地震、神戸海洋気象台の記録、NS成分）、CHI（Chile地震、1985年）、TAK（1995年兵庫県南部地震、JR鷹取駅の記録、NS成分）の5種類を用いた。入力波一覧を表2に示す。相似率を満足させるために時間軸を1/3としている。

予備解析では、試験体AはJMA100、試験体BはJMA75付近で降伏すると予想され、弾性時、降伏点近傍、降伏後終局までの応答性状を得ること、両試験体とも同じ入力計画にすることを考慮した。また、損傷による試験体の固有振動数の変化を測定する目的で各地震動の入力前後に20galレベルのホワイトノイズを入力した。

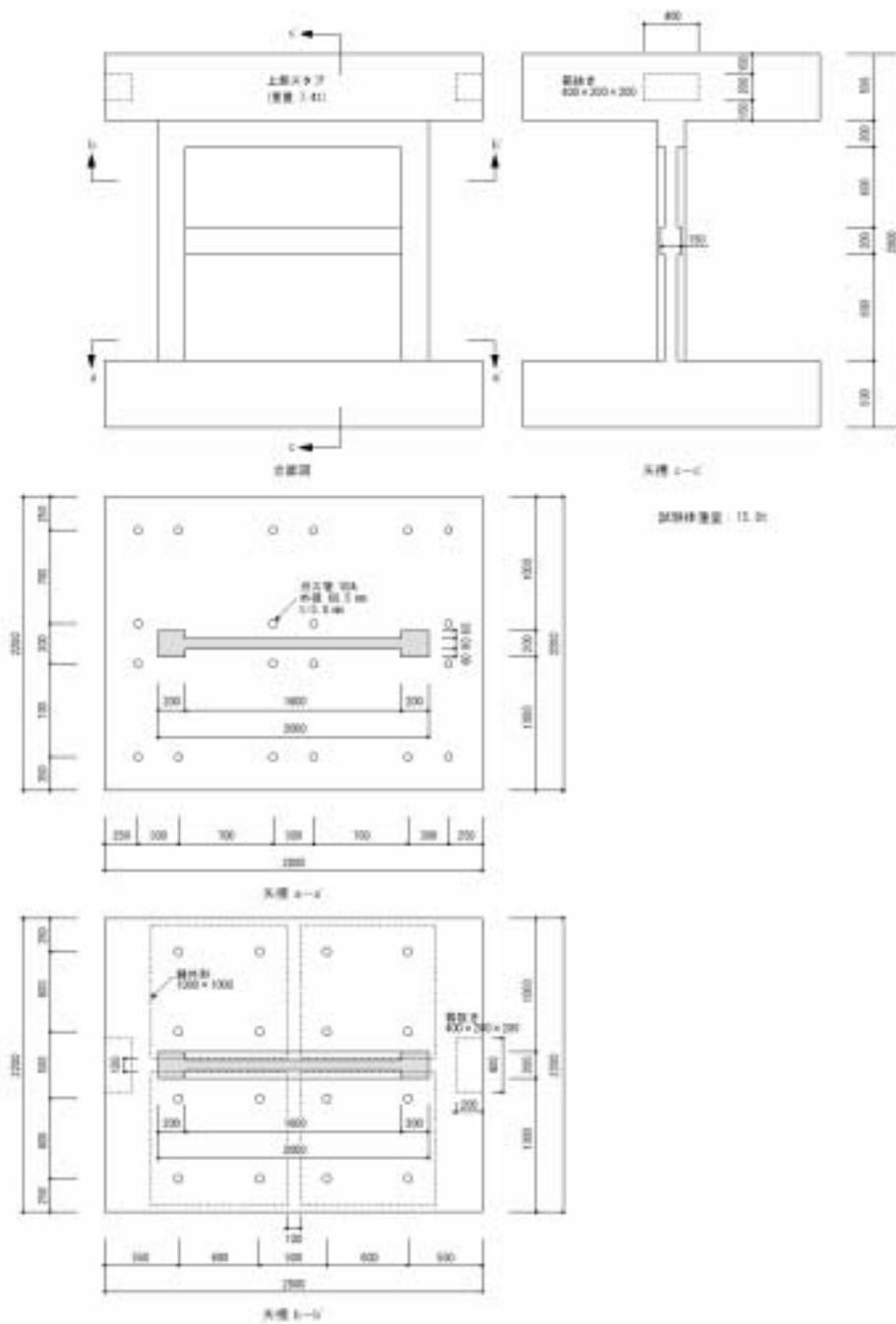


図 1 試験体概要

表 1 部材配筋一覧

(単位:mm)

部材	F _c =30MPa、SD295	
	柱(2F) 基礎スタブ 接合部	B x D
	主筋	12-D13(ρ _g =3.8%)
	帯筋	2-D6@50(ρ _w =0.64%)
	副帯筋	none
梁(3F) スタブ内 300に嵌込	B x D	200 x 500
	主筋	4-D10(ρ _t =0.94%)
	あば筋	2-D6@100(ρ _w =0.43%)
壁 (2F上部40cm)	壁厚	80
	縦筋	2-D6@100(ρ _s =0.8%)
柱	B x D	200 x 200
	主筋	12-D13(ρ _g =3.8%)
	帯筋	2-D6@60(ρ _w =0.53%)
	副帯筋	4-D6@120(ρ _w =0.53%)
梁	B x D	150 x 200
	主筋	4-D10(ρ _t =0.94%)
	あば筋	2-D6@100(ρ _w =0.43%)
壁	壁厚	80
	縦筋	D6@100(ρ _s =0.4%)

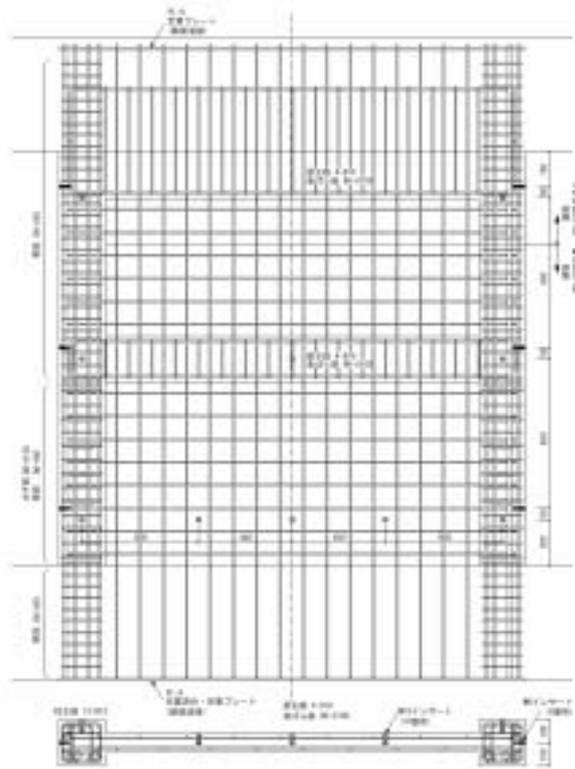


図 2 壁部の配筋

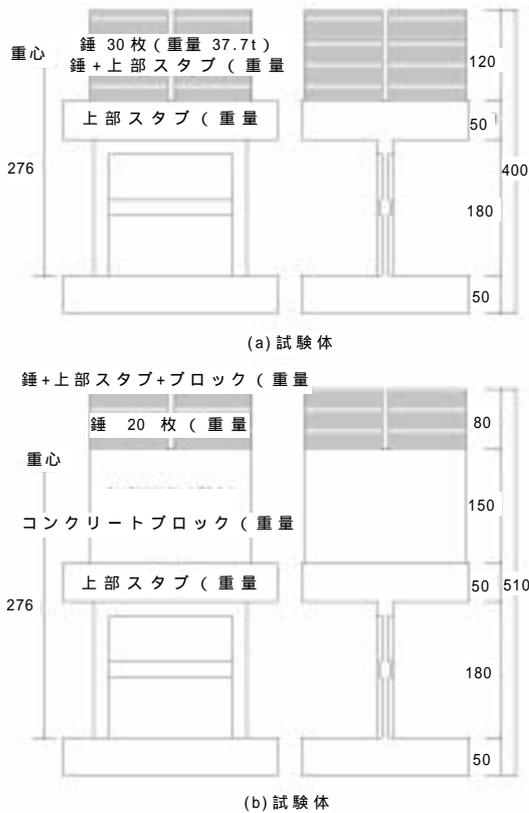


図 3 慣性マス設置概要図

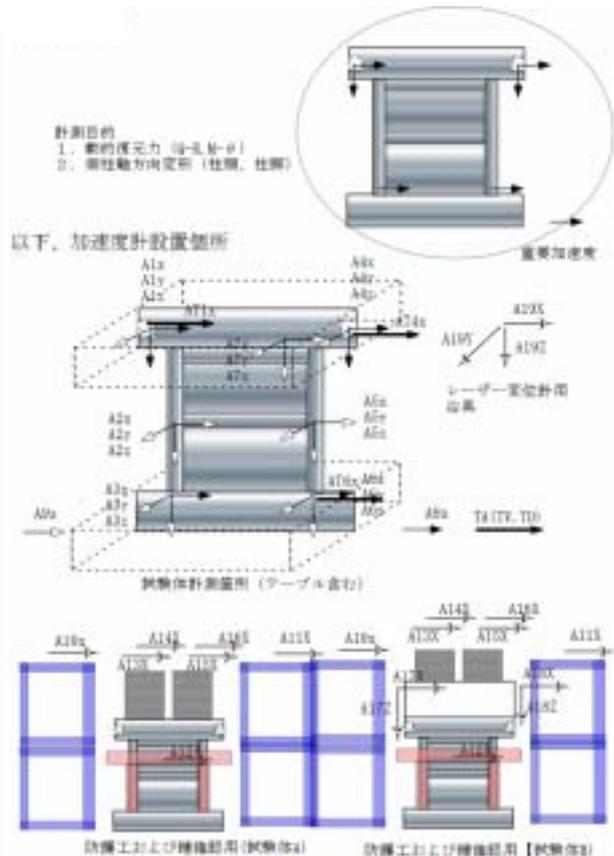


図 4 加速度計配置図

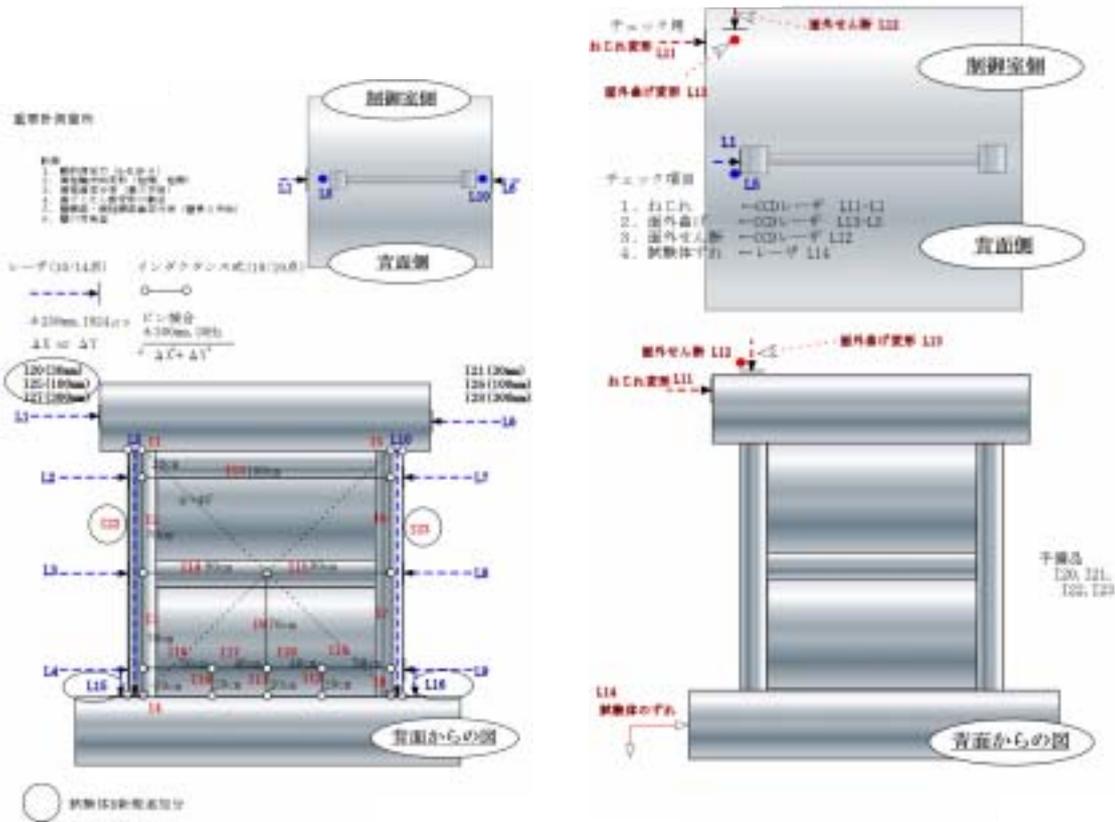


図5 変位計配置図

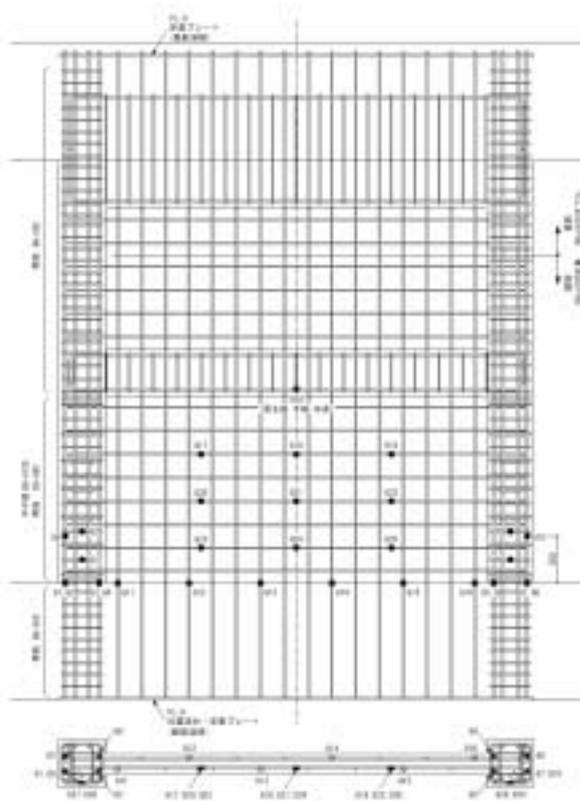


図6 ひずみゲージ配置図

表2 入力波一覧

Input Wave	Target Vel. (kine)	ratio	Original Acc. (gal)	Original Vel. (kine)	Model Acc. (gal)	Model Vel. (kine)
TOH	25	0.6	258.2	40.9	154.9	14.4
ELC	37	1.1	341.7	34.8	375.9	21.4
JMA	50	0.6	820.6	85.4	492.4	28.9
JMA	75	0.9	820.6	85.4	738.5	43.3
CHI	60	0.9	884.4	70.6	796.0	34.6
JMA	100	1.2	820.6	85.4	984.7	57.7
CHI	50	0.7	884.4	70.6	619.1	28.9
TAK	125	1.0	605.5	124.2	605.5	72.2
CHI	70	1.0	884.4	70.6	884.4	40.4

2) 連層耐震壁付き立体フレーム構造の振動台実験の計画

連層耐震壁を有する鉄筋コンクリート造の耐震壁フレーム構造について、壁脚降伏型による全体降伏機構、および基礎浮き上がり回転による全体崩壊機構を設定し、振動台実験を実施するための各種検討を行い、試験体の設計および加振計画を行う。

(c) 業務の成果

1) 耐震壁単体の動的応答性状の把握

a) 試験体の損傷過程

各地震波入力後に観察されたひび割れの発生状況、鉄筋に貼付した歪ゲージから得られた降伏状態、および固有振動数の変化を以下に述べる。なお、固有振動数は、各地震波入力前後にホワイトノイズを入力して得られた基礎と上部スタブの加速度応答から Welch の手法を用いて算定した。試験体 A の JMA75 入力以後のひび割れ状況、および試験体 B の JMA50 入力以後のひび割れ状況を図 7 に示す。

弾性時固有振動数は、試験体 A が 10.4Hz、試験体 B が 8.2Hz であった。

TOH25 : 試験体 A、試験体 B とともに目視での損傷は見られなかった。固有振動数は、試験体 A では変化がなく、試験体 B では 8.1Hz とわずかに低下した。

ELC37 : 試験体 A、試験体 B とともに目視での損傷は見られなかった。固有振動数は、試験体 A で 10.3Hz であり、試験体 B では 7.9Hz であった。

JMA50 : 試験体 A では、目視による損傷はみられなかったが、試験体 B では、曲げせん断ひび割れが生じ、壁脚部の縦筋のほとんどが降伏した。固有振動数は、試験体 A で 10.1Hz であり、試験体 B では 7.6Hz であった。

JMA75 : 試験体 A ではせん断ひび割れが生じ、壁縦筋のすべてが脚部において降伏し、横筋の一部でも降伏現象が見られた。また、基礎スタブと側柱の境界にひび割れが観察された。試験体 B では、壁全体にひび割れが進展し、両側柱にも多くの曲げひび割れが生じ、柱主筋のすべてが降伏した。壁板の残留ひび割れ幅は最大で 0.3mm 程度であった。固有振動数は、試験体 A では 9.6Hz であり、試験体 B では 3.7Hz であった。

CHI60 : 試験体 A では、ひび割れに変化がなく、損傷の進行はほとんど見られなかった。試験体 B は、せん断ひび割れがさらに進行し、残留ひび割れ幅は最大 0.7mm にまで達した。また、コンクリートの剥落も生じた。固有振動数は、試験体 A では変化がなく、試験体 B では 2.3Hz とさらに低下した。

JMA100 : 試験体 A では、せん断ひび割れが進行し、最大残留ひび割れは 0.5mm にまで達した。側柱にも曲げひび割れが生じ、柱主筋のすべてが降伏した。固有振動数は 2.7Hz となり著しく低下した。試験体 B では、壁板部を含む東側柱の基部周辺が圧壊し、試験体 B は崩壊に至った。

(以下、試験体 A のみ)

CHI50 : ひび割れが進行し、残留ひび割れは最大で 0.7mm にまで達し、コンクリートの剥落も生じた。

TAK125 : ひび割れがさらに進行した。

CHI70 : 中央のせん断ひび割れが拡大していき、1 層の壁板の対角線に沿って壁板が

圧壊し、西側柱も圧壊し、崩壊に至った。

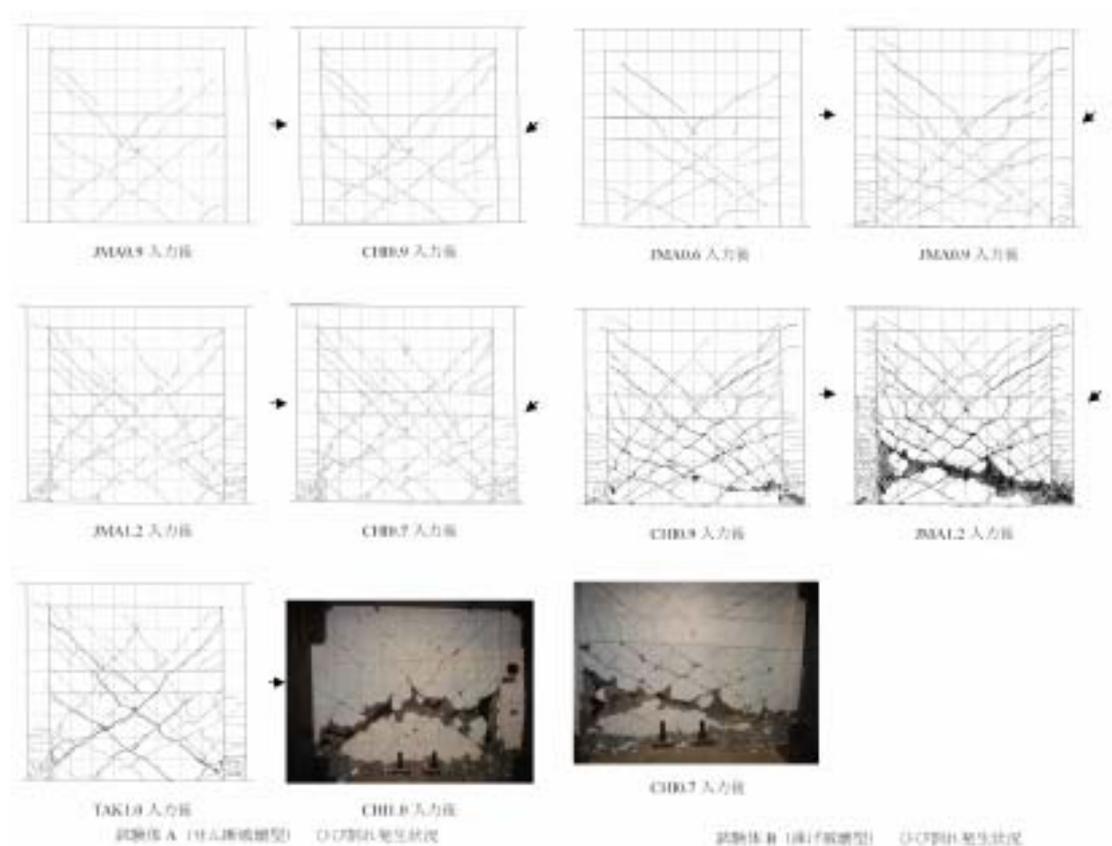


図7 ひび割れ状況

b) せん断力 水平変位関係

試験体のせん断力 水平変位関係を図8に示す。

試験体AはTOH25、ELC37、JMA50ではほぼ弾性範囲であり、試験体BはTOH25、ELC37ではほぼ弾性範囲である。剛性低下は、試験体AではJMA75、試験体BではJMA50において見られる。両試験体とも、最大耐力に以前ではエネルギー吸収能力が少なく、残留変位が少ないS字型の履歴を示した。

試験体AではJMA100において最大耐力は正側645kN(変形角 $R=1/248$)、負側730kN($R=1/121$)に達し、試験体BではJMA75において最大耐力は正側578kN($R=1/208$)、負側533kN($R=1/258$)に達した。せん断強度の計算値(広沢式)と比較すると試験体Bは計算値に近いのに対し、試験体Aは計算値を大きく上回る結果となった。

最大耐力以降、剛性低下および耐力低下がみられ、逆S字型の履歴を示した。

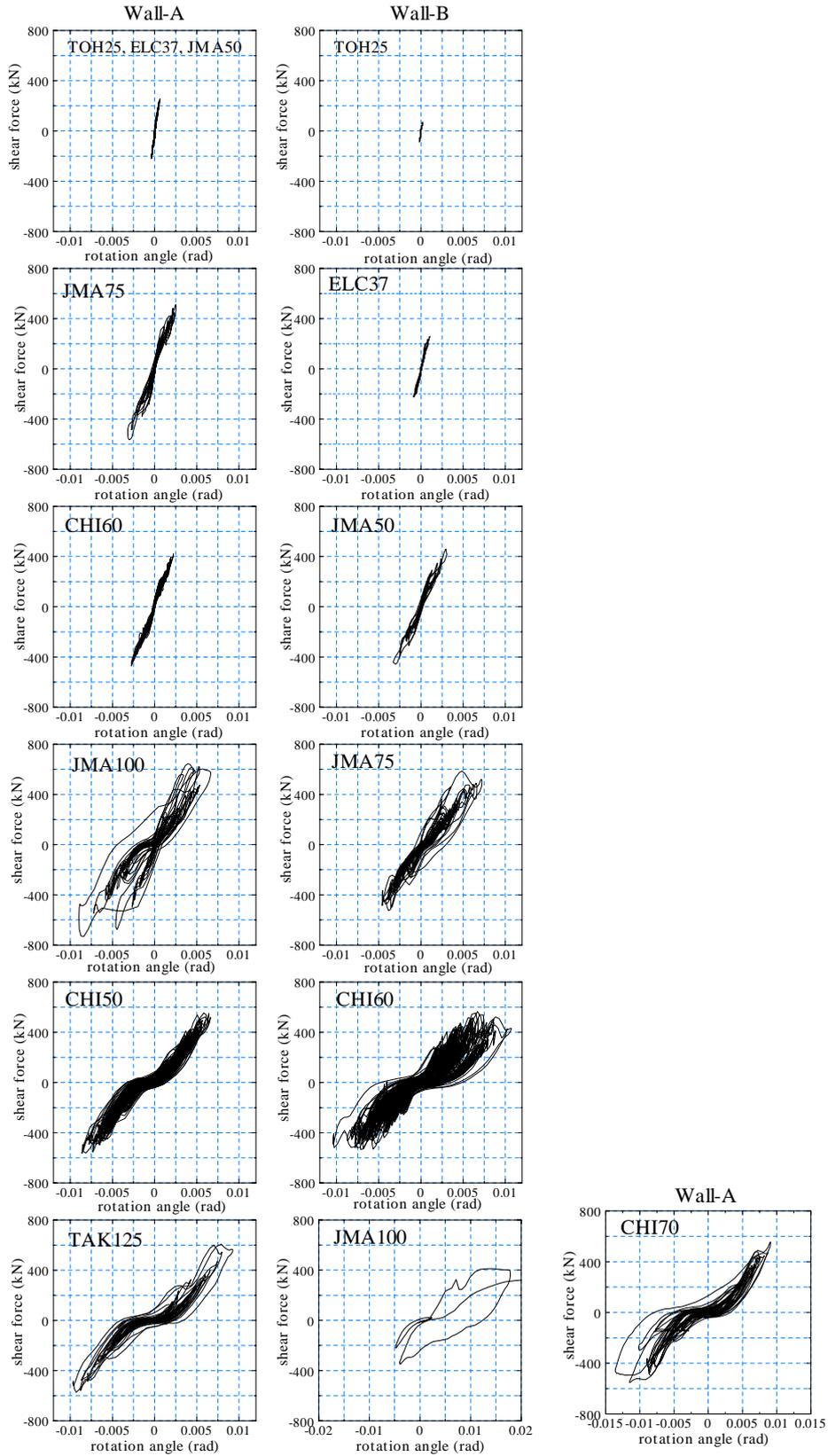


図 8 せん断力 水平変位関係

c) 最大耐力

各試験体の最大耐力の計算値と実験値を比較して図9に示す。同図では、横軸を等価高さ（水平慣性力作用位置）として示している。曲げ強度は実用略算式、せん断強度算定式は既往の実験式（広沢式）¹⁾および靱性保証型指針(AIJ式)²⁾のせん断強度式を用いた。靱性保証型指針のせん断強度式において保証変形角 R_v は1/200あるいは1/67とし、梁主筋の効果を無視した場合($\rho_s=0.004$)と考慮した場合($\rho_s=0.006$)を計算した。最大せん断力の実験値は、上部スタブとコンクリートブロックと錘に設置した加速度計から得られた加速度分布（線形分布を仮定）に質量分布を掛け合わせて算出した。また、実用略算式による曲げ終局耐力を等価高さで除した曲げ強度時せん断力 wQ_{mu} も算出した。

最大せん断力は、試験体AはJMA100において730kN、試験体BはJMA75において578kNを示した。試験体Bは、試験体Aの8割ほどの値であり、等価高さによる影響であるが、曲げ強度時せん断力 wQ_{mu} に対していずれも同程度に上回っている。強度上昇の要因は、鉄筋の歪み硬化、歪み速度、略算式の精度などが考えられるが、これらは静的な実験などでも同程度の上昇が観察される場合もある。

せん断強度の計算値（広沢式）と比較すると、試験体Bは計算値の付近にあるのに対し試験体Aは計算値を大きく上回る結果となった。せん断強度式(AIJ)では、 $R_v=1/200$ 、梁筋考慮とした場合において、試験体Bは、計算値とほぼ一致しているが試験体Aはここでも計算値を上回っている。今回の実験では、上部スタブ、錘の回転慣性の影響もせん断力上昇の原因の1つと考えられる可能性がある。今後の検討が必要である。

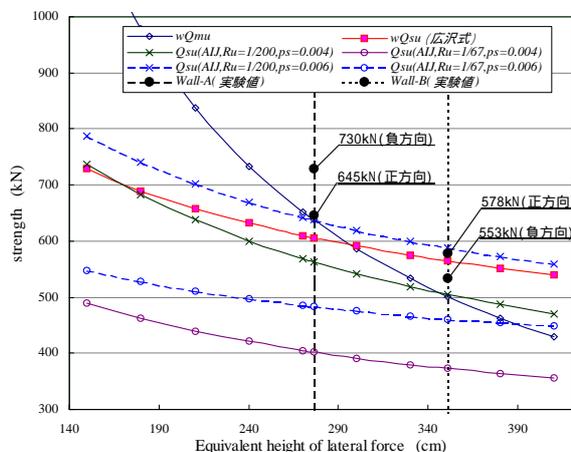


図9 最大耐力の実験値と既往のせん断強度式の比較

d) 終局変形角

せん断力 - 水平変位の履歴の包絡線を図10に示す。図中の 印は実験値から評価した終局変形角（最大耐力が80%に耐力が低下したときの変形角）を、また、 印はそれぞれ文献1)による計算値をあらわしている。終局変形角の実験値は、試験体Aでは正負方向ともに概ね $11 \times 10^{-3} \text{rad}$ （正方向：515kN 負方向：584kN）となった。試験体Bも正方向では $11 \times 10^{-3} \text{rad}$ （463kN）となったが、負方向は $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ （426kN）と若干大きくなった。計算値として最大耐力の80%に相当するときの変形角を指針のせん断強度式から求めた。ここで、壁のせん断補強筋は $\rho_s=0.006$ を用いた。その値を同じグラ

フ上に示してある。比較を行うと試験体 A の負方向の最大耐力自体計算値よりも大きかったこともあり、実験値の終局変形角の方が大きくなっている。試験体 B においては、最大耐力は計算値とほぼ対応していたが、実験による終局変形角は計算値を下回る値となった。これは、最大耐力に達した直後の入力波である比較的継続時間の長い CHI60 において、変形角 $1/200 \sim 1/100 \text{ rad}$ 程度の繰り返し運動によってかなりのエネルギーが消費されたことにより、計算値に達する前に崩壊したためであると考えられる。

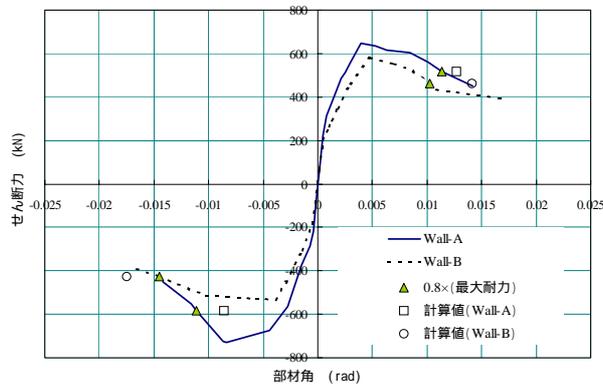


図 10 せん断力 - 水平変位履歴曲線の包絡線

e) 曲げ変形とせん断変形

まず、高さ方向に 4 分割して測定した側柱の軸方向変形量から、平面保持を仮定して各区間での曲率を求め、これにより生ずる水平変位の和として、曲げ変形を算出した。水平変位から曲げ変形を除いたものをせん断変形とする。

両試験体とも曲率分布は同じ傾向であり、部材角 $1/200$ 程度では、下層から上層にかけてなだらかに曲率が減少したが、部材角が大きくなると最下層部に曲率が集中した。曲げ変形については、どの場合でも小さく全体の水平変位の 10%以下となっており、試験体による差異はここでもみられなかった。両試験体とも実験を通じてせん断変形が卓越した挙動をしたと考えられる。

f) 消費エネルギー

試験体の曲げ変形、せん断変形および全体の水平変位に対する消費エネルギーを図 11 に示す。それぞれの変形成分では計測の有無により試験体 A では TOH25 ~ CHI50、試験体 B では TOH25 ~ JMA100 までの入力における消費エネルギーを示している。消費エネルギーは、せん断力を変位で積分して履歴曲線の面積を計算したものである。全体の水平変位の消費エネルギーをみると入力エネルギーの違いがあるが、両試験体の消費エネルギーはほとんど変わらない。JMA100 までの消費エネルギーを比較すると試験体 B が 4 倍ほど大きくなっている。これは、試験体 B が最大耐力に達した直後の CHI60 の入力波の影響が大きい。ここで、CHI60 において試験体 B のほとんどエネルギーが消費されており、その後の JMA100 の入力開始直後に崩壊したことから、CHI60 入力終了時点でほぼ終局状態に至っていたと考えられる。曲げ変形とせん断変形成分についても各入力波における割合は同じであり、前項で述べたように、試験体の変形の大半がせん断変形であったことを消費エネルギーからも確認できる。しかし、試験体 B は継続時間の長い CHI50

で大きな累積消費エネルギー能力を発揮しており、結果として最終的には試験体 A とほぼ同程度の累積エネルギーを消費して崩壊に至ったことは注目に値する。

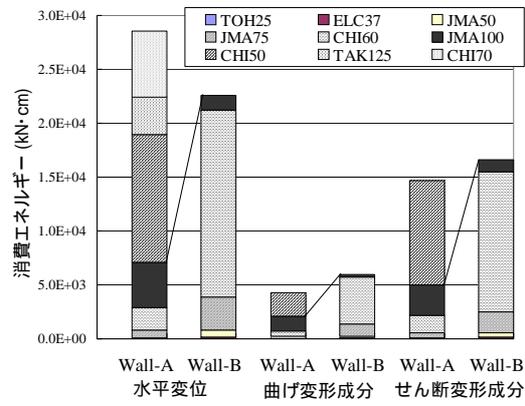


図 1.1 変形と消費エネルギー

2) 連層耐震壁付き立体フレーム構造振動台実験計画

a) 試験体計画

振動台実験の試験体として、縮尺3分の1の縮小モデルを設計した。

試験体は2体とし、いずれも、6階建て、X方向1スパン、Y方向2スパンとし、加振方向はX方向とする。X2通りのみ連層耐震壁構面であり、それ以外はいずれも柱はりのみからなる純フレーム構面である。パラメータは耐震壁構面の基礎部の支持条件であり、試験体Aでは基礎部を完全固定し、壁脚降伏型による全体降伏機構を計画し、試験体Bでは、基礎浮き上がり回転による全体崩壊機構を計画した。1階と2～R階の平面図を図12に、試験体Bの純フレーム構面(X1、X3通り)、連層耐震壁構面(X2通り)、直交構面(Y1、Y2通り)の立面図(試験体Aも基礎形状詳細以外は同様)を図13に、部材断面詳細図を図14に示す。

試験体の各重量については、上部構造が57.5tonf、錘が37.7tonf、基礎が試験体Aでは9.7tonf、試験体Bでは6.3tonfであり、試験体総重量は試験体Aでは67.2tonf、試験体Bでは63.8tonfである。また、計測用フレームは4.7tonf×2台、その他の付帯装置が試験体Aでは4.4tonf、試験体Bでは6.9tonfである。振動台積載総重量は、試験体Aでは81tonf、試験体Bでは80tonfである。

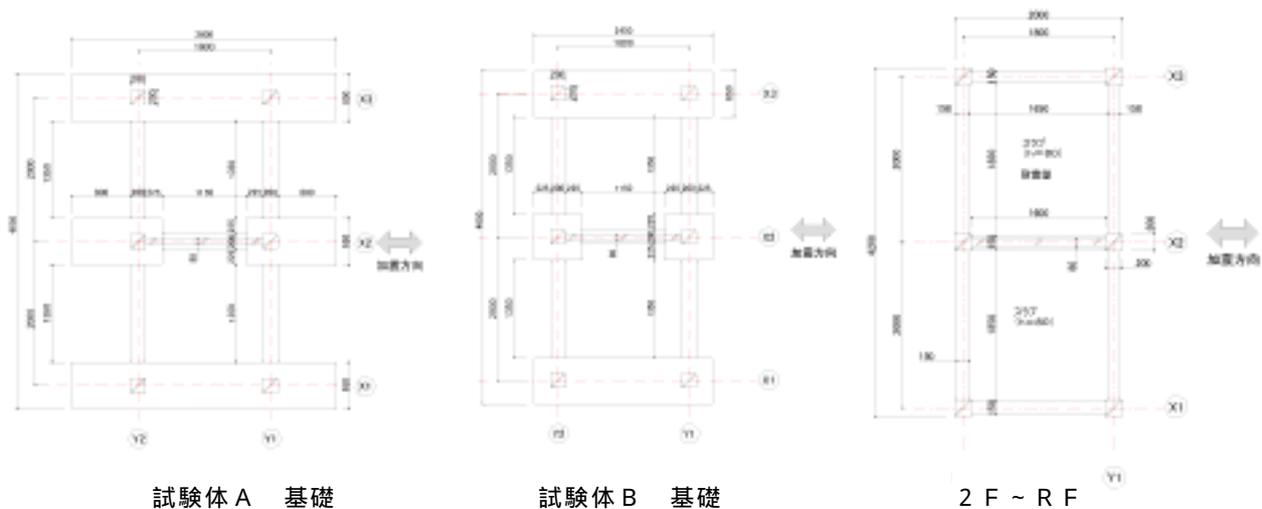
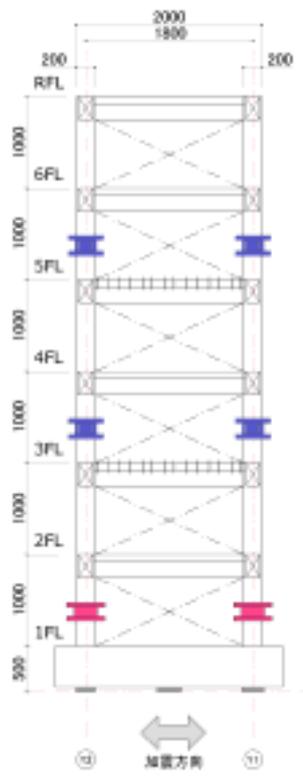
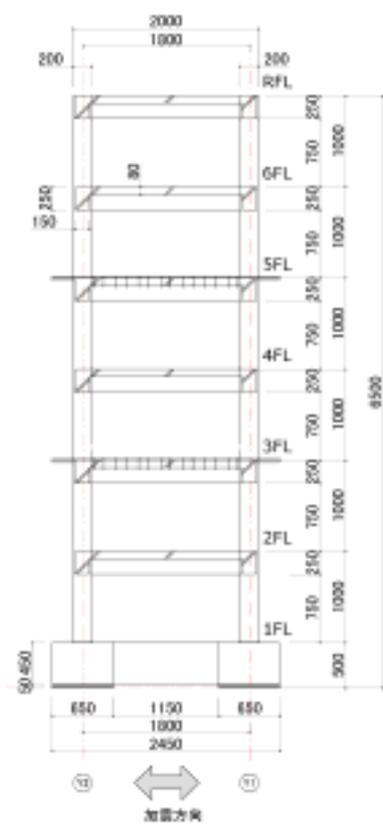


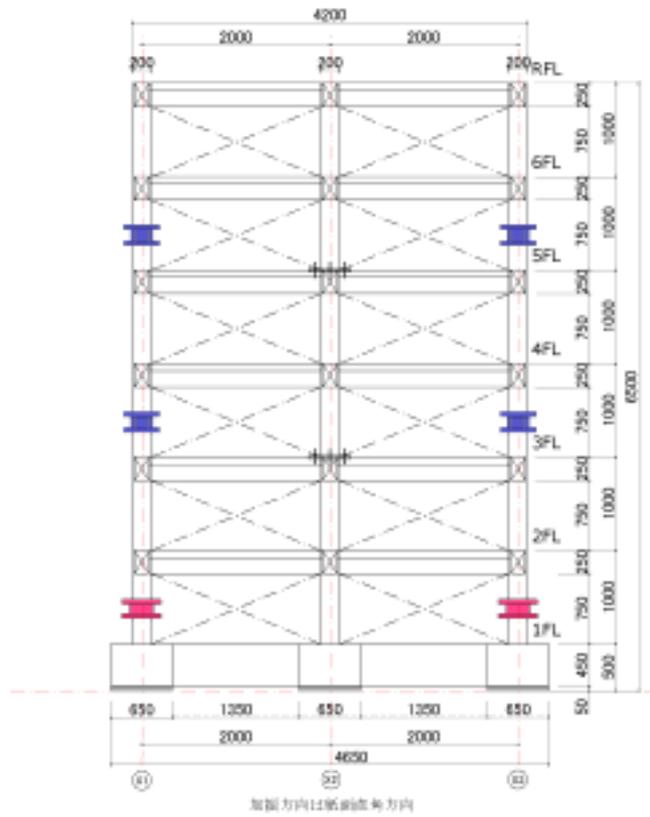
図 1 2 平面図



X 1、X 3 通り



X 2 通り



Y 1・Y 2 通り

図 1 3 立面図 (試験体 B)

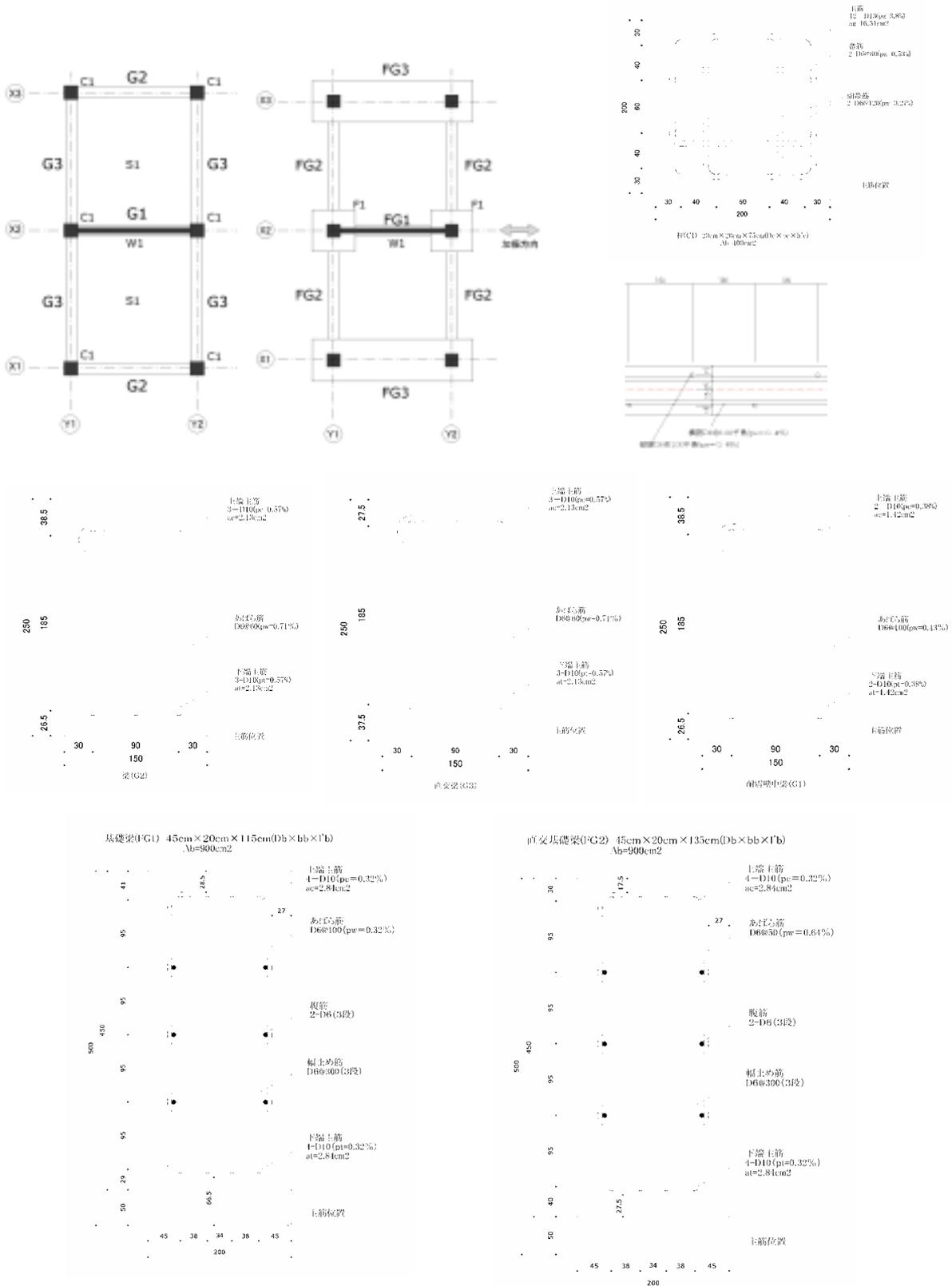


圖 1 4 配筋詳細

b) 浮き上がりメカニズム

浮き上がりを再現するための装置（水平変位拘束工）の概要図を図15に、浮き上がりのイメージ図を図16に示す。

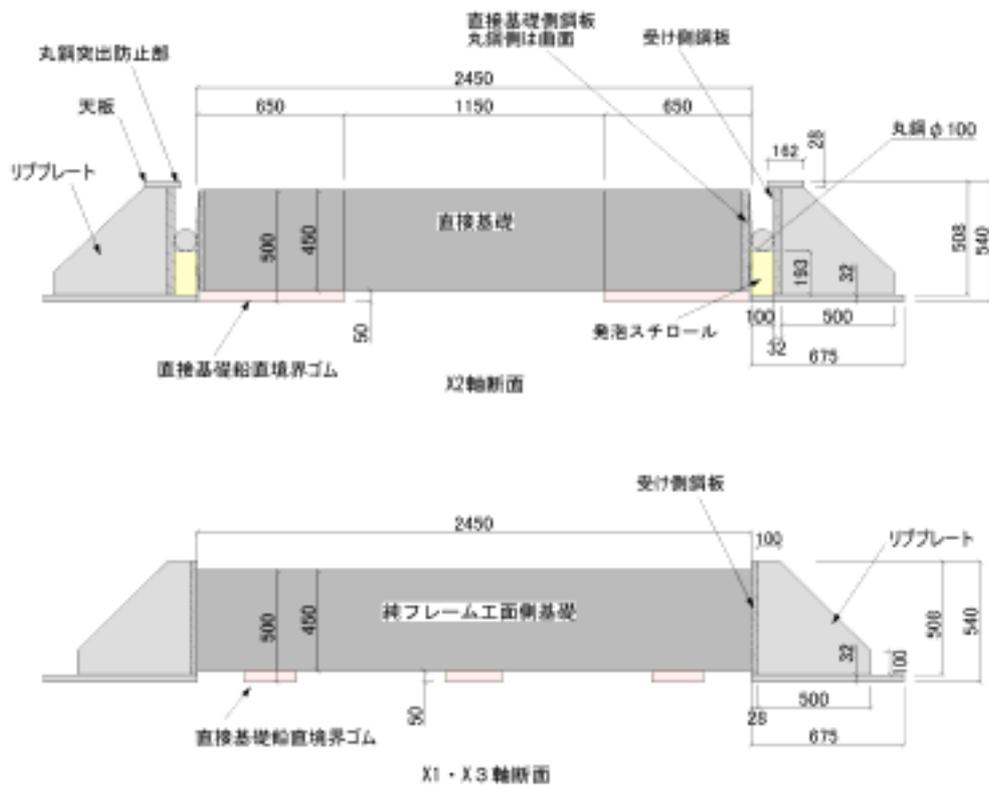
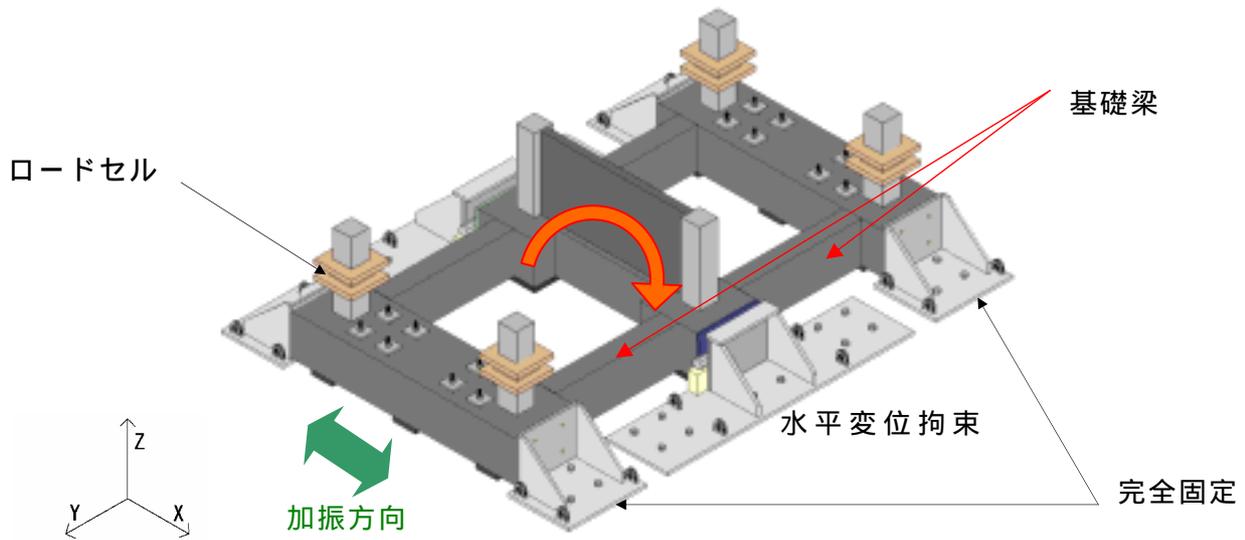


図15 浮き上がりのための装置の概要



図 1 6 浮き上がりのイメージ

c) 使用材料

使用材料としては、コンクリートが呼び強度 30N/mm^2 、最大粗骨材寸法 13mm の普通コンクリートである。但し上部 5、6 層については実験実施期間の制約から早強コンクリートを用いた。主要部の圧縮試験結果を表 3 に、応力ひずみ関係を図 1 7 に示す。鉄筋は SD295 を用い、柱主筋に D13、梁主筋に D10、柱および梁のせん断補強筋、壁筋、スラブ筋に D6 を用いた。鉄筋の引張試験結果を表 4 に、応力ひずみ関係を図 1 8 に示す。

1)で計画した 2 体の異なる崩壊形を持つ試験体に対し振動台実験を行い、耐震壁を有する立体フレーム鉄筋コンクリート建物の動的応答性状に関する重要な実験データを取得した。

表 3 圧縮試験結果（主要部のみ）

使用部位	Specimen A			Specimen B		
	材種(日)	供試体番号	圧縮強度 f_c (Mpa)	材種(日)	供試体番号	圧縮強度 f_c (Mpa)
1,3層	66	1	47.1	81	1	47.1
		2	45.4		2	49.5
		3	47.3		3	50.2
		平均	46.6		平均	48.9
2,4層	49	1	44.4	64	1	45.7
		2	43.6		2	44.5
		3	44.2		3	48.4
		平均	44.1		平均	46.2
基礎部				101	1	42.6
					2	39.5
					3	38.2
					平均	40.1

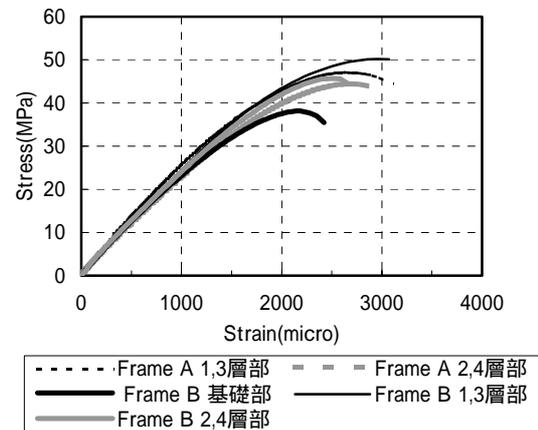


図 1 7 応力ひずみ関係（コンクリート）

表 4 鉄筋の引張試験結果

呼び名	鉄筋材質	供試体 番号	試験結果	
			降伏点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²
D6	SD295A	1	348	453
		2	349	470
		3	350	439
		平均	349	454
D10	SD295A	1	342	502
		2	343	500
		3	346	502
		平均	344	501
D13	SD295A	1	331	474
		2	328	475
		3	325	473
		平均	328	474

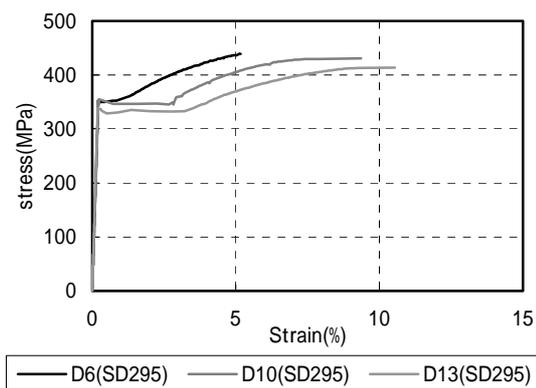


図 1 8 応力ひずみ関係（鉄筋）

d) 付帯装置計画

付帯装置の概要を図 1 9 および図 2 0 に示す。

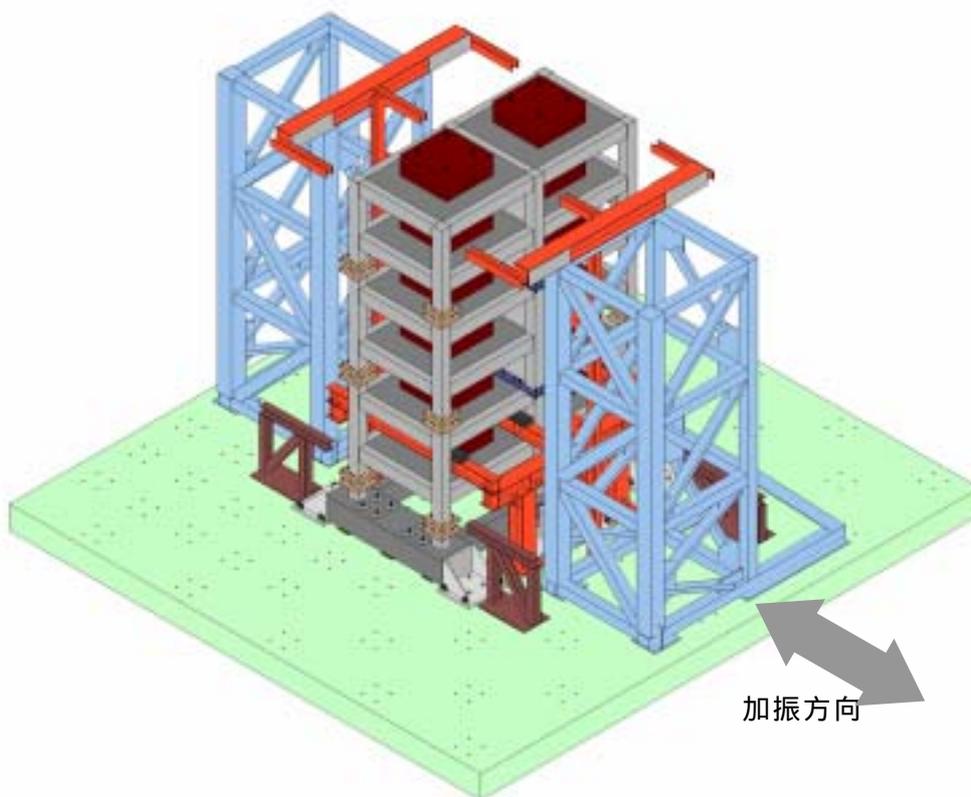


図 1 9 付帯装置の概要（全体）

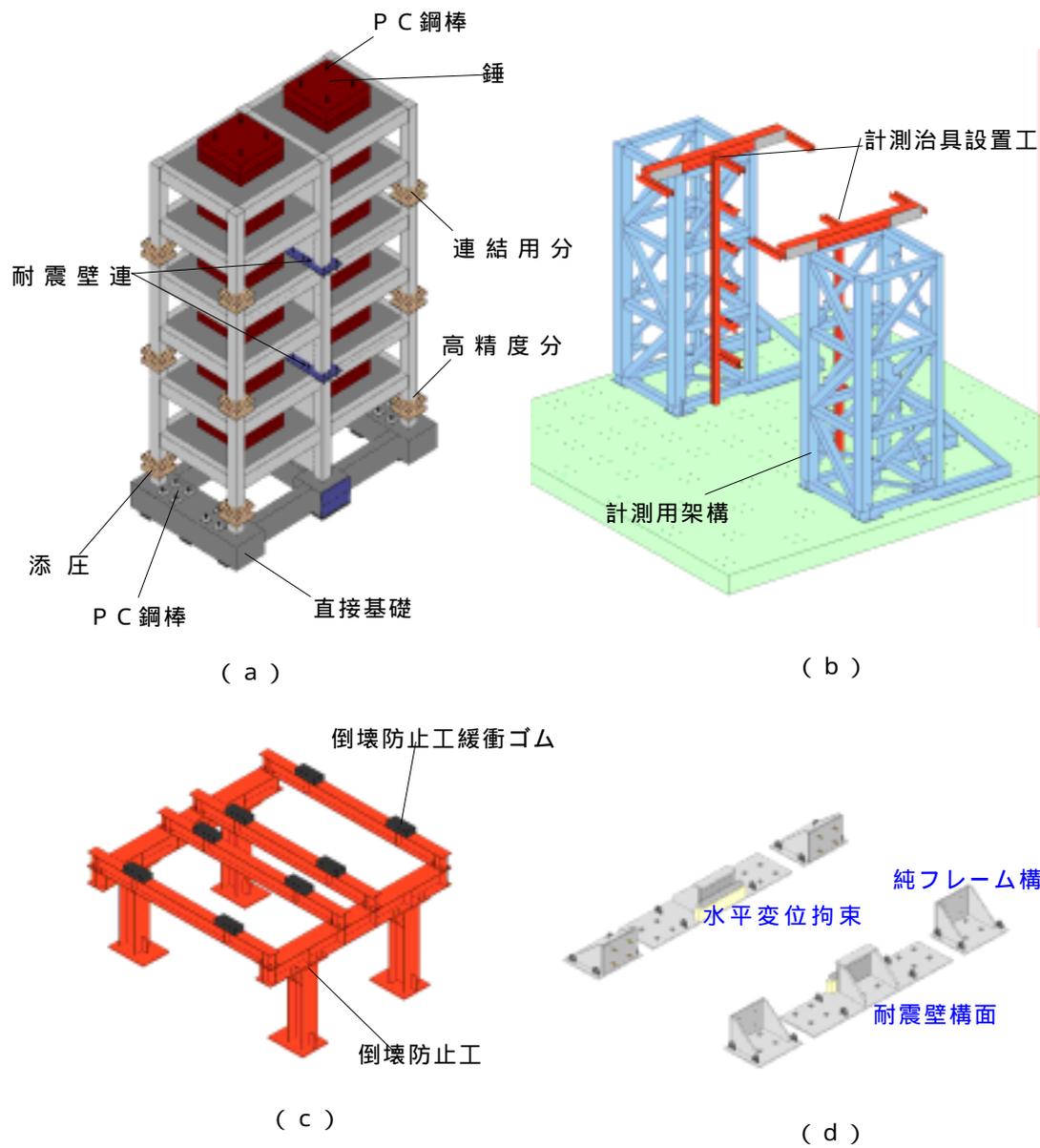


図 2 0 付帯装置の概要

e) 計測計画

() 変位

最上階の応答変位、および2階床の応答変位を、インダクタンス変位計とCCDレーザ変位計を併用して計測を行う。最上階における変位計設置位置を図2-1に、2階床における変位計設置位置を図2-2に示す。各変位計は、図2-0(b)に示した計測治具設置工に設置する。

構造物内の各部位間の相対変位や、耐震壁構面における各階床の応答変位を、インダクタンス変位計、ひずみ型変位計、CCDレーザ変位計により計測する。1層2層の耐震壁周辺の変位形設置位置を図2-3に、試験体Bにおける基礎周辺の変位計設置位置を図2-4に、耐震壁構面における変位計設置位置を図2-5に、耐震壁と直交する構面および純フレーム構面における変位形設置位置を図2-6に示す。

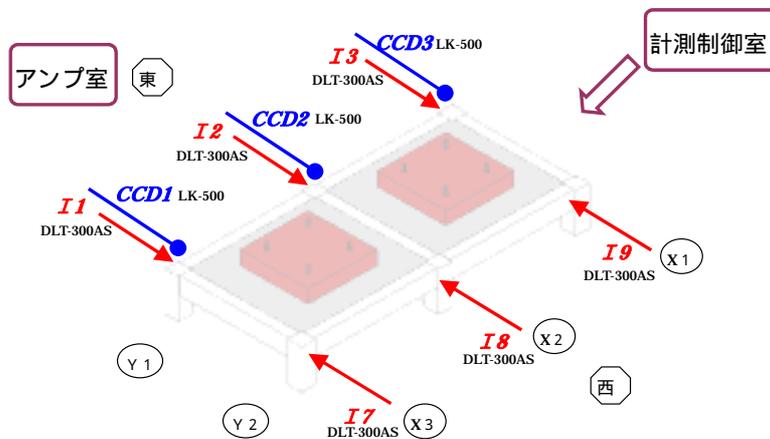


図2-1 最上階における変位計設置位置

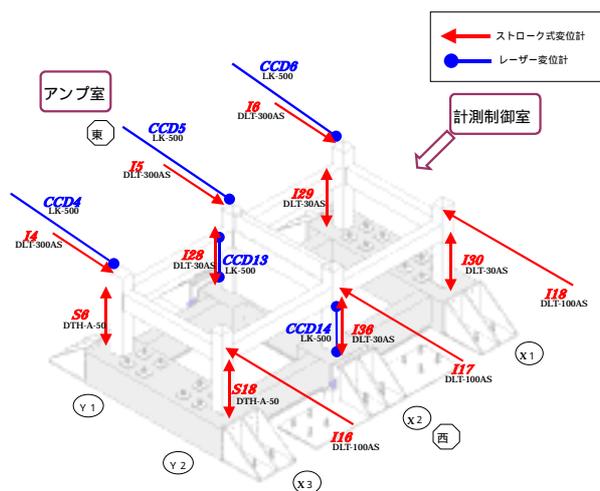


図2-2 2階床における変位計設置位置

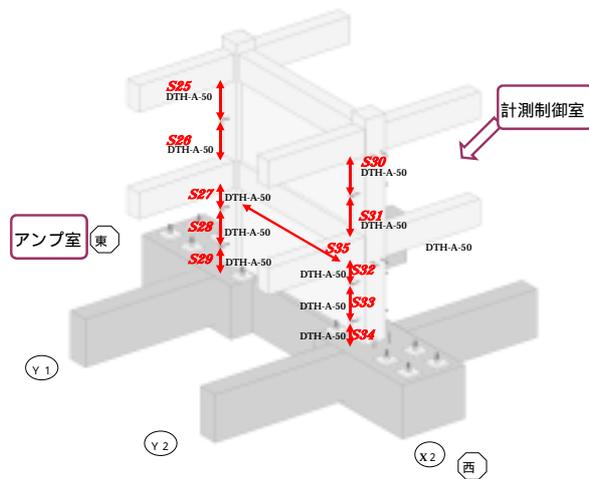


図 2 3 1 層 2 層の耐震壁周辺の変位形設置位置

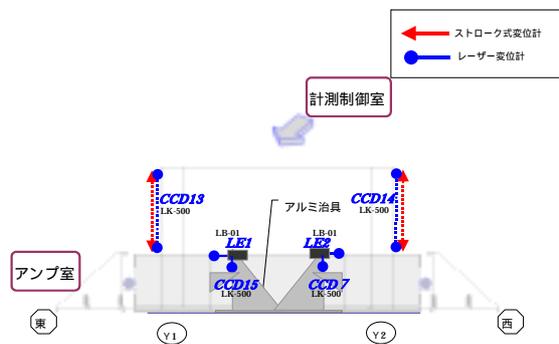


図 2 4 基礎変位計設置位置 (試験体 B)

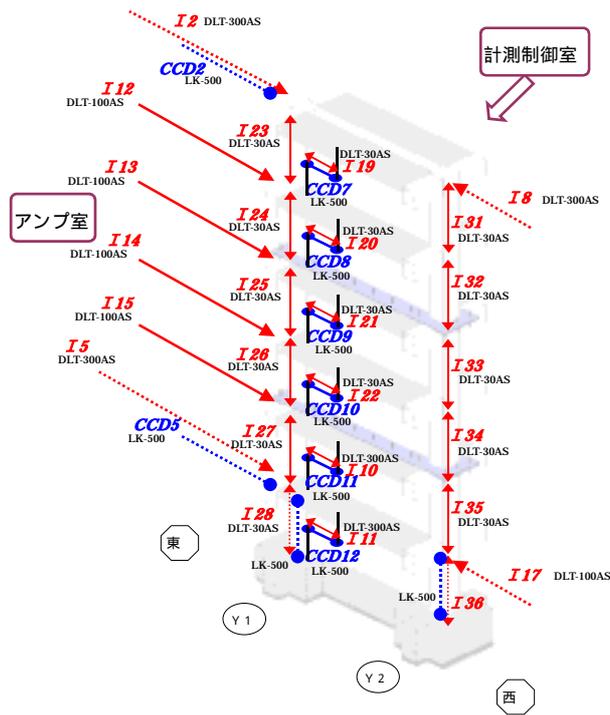
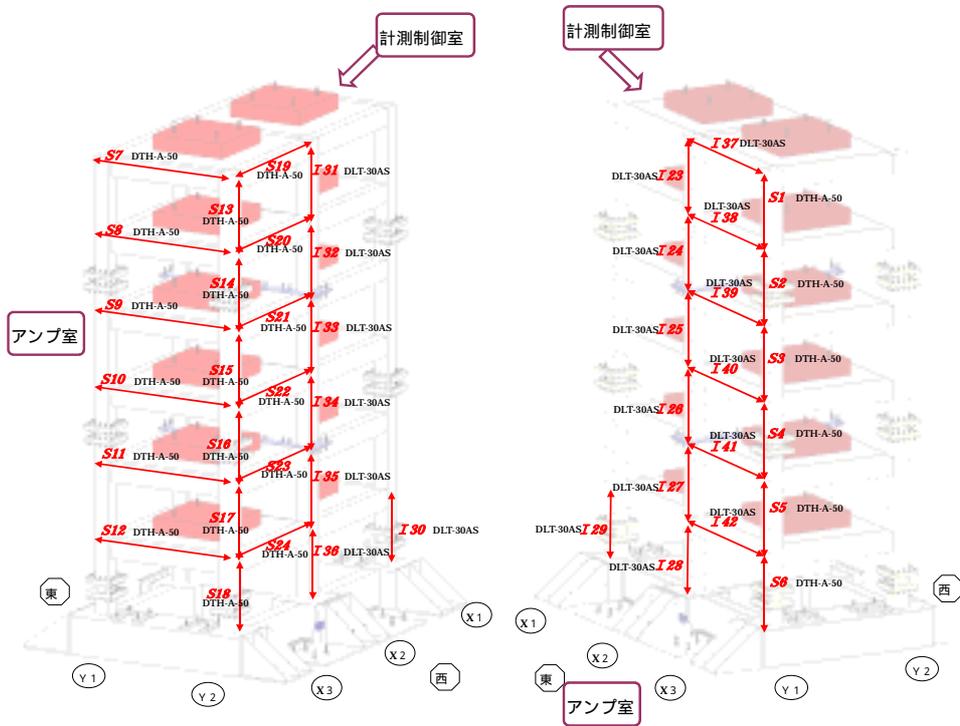


図 2 5 耐震壁構面変位計設置位置



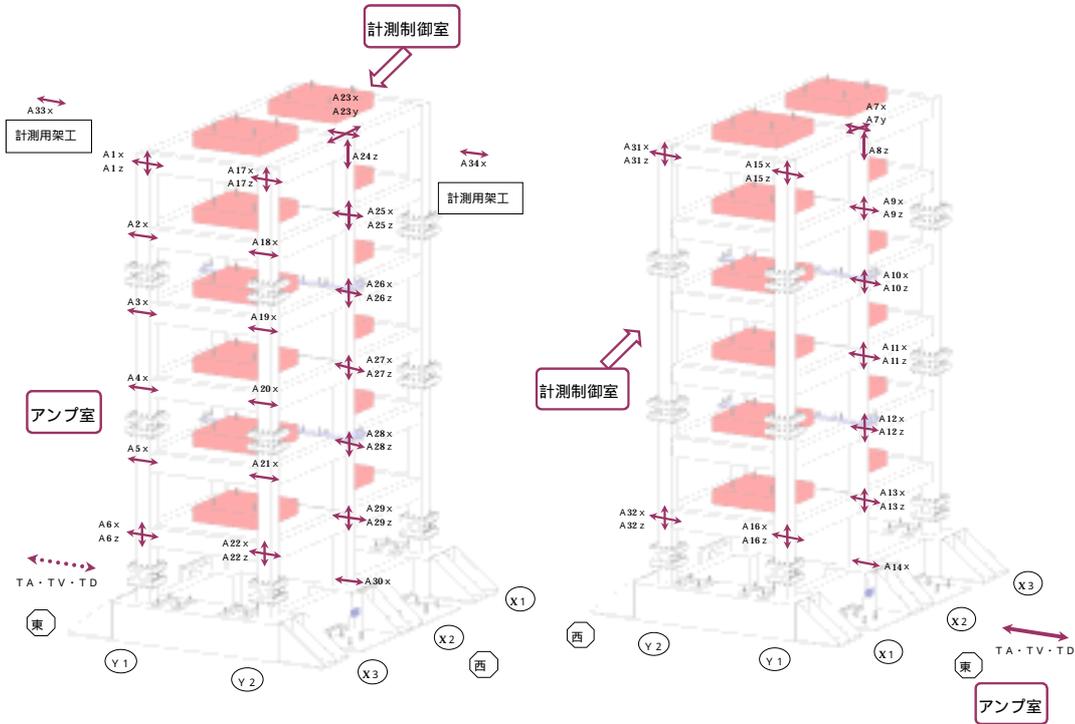
(a) 北西から見た図

(b) 南東から見た図

図 2 6 耐震壁直交構面および柱梁構面変位形設置位置

() 加速度

構造物の各部位における応答加速度を、ひずみ型加速度計およびサーボ型加速度計にて計測を行う。加速度計設置位置を図 2 7 に示す。



(a) 北西から見た図

(b) 南東から見た図

図 2 7 加速度計の設置位置

() 柱の応力

1 層、3 層および 5 層の単独柱の応力を三分力計にて計測する。三分力計設置位置を図 2 8 に示す。

() 鉄筋のひずみ

柱およびはりの主筋、壁のせん断補強筋、およびスラブ筋の主要な位置にひずみゲージを貼付して計測する。ひずみゲージ貼付位置を図 2 9 ~ 図 3 2 に示す。

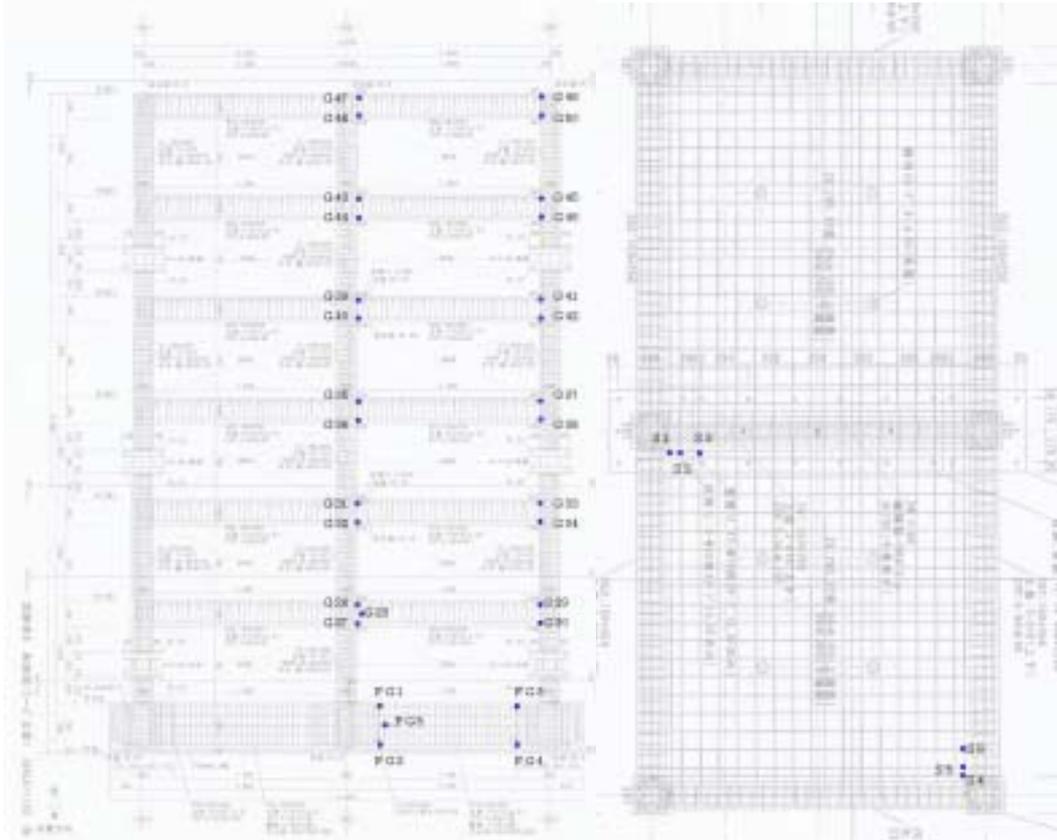


図 3 1 直交構面のひずみゲージ

図 3 2 スラブ筋のひずみゲージ

(d) 結論ならびに今後の課題

1) 耐震壁単体の動的応答性状の把握

耐震壁単体の振動台実験により、その動的応答性状について検討を行った。得られた知見を以下にまとめる。

- a) 従来の耐力および靱性評価式による計算では、慣性力高さの低い試験体（試験体 A）ではせん断破壊先行型、慣性力高さの高い試験体（試験体 B）では曲げ降伏先行型になると予想されたが、両試験体はともに曲げ降伏後のせん断破壊型になった。
- b) どちらの試験体も、最大耐力に至るまではエネルギー吸収能力が少なく、残留変位が少ない S 字型の履歴を示した。最大耐力に達した後は、逆 S 字型の履歴を示し、せん断変形成分が大部分を占める、せん断性状が卓越した破壊モードとなった。
- c) 試験体 A に比べて試験体 B の方の最大耐力は 20% ほど小さく、どちらも歪み硬化、歪み速度の影響により、計算値を大きく上回る曲げ強度を発揮した。最大耐力は、広沢式および AIJ 指針 ($R_u=1/200$) によるせん断強度計算値に対しては、試験体 A では上回ったが、試験体 B では、ほぼ近い値であった。せん断力上昇の原因は、今後の検討課題である

今回得られた実験結果は、耐震壁のモデル化、数値シミュレーション構築に資するとともに、今後予定される実験計画、予備解析に必要な情報であると期待できる。

2) 連層耐震壁付き立体フレーム構造振動台実験計画

立体耐震壁フレーム構造の縮小モデル試験体による振動台実験に関する各種検討を行い、振動台実験を計画した。これにより、次年度において耐震壁を含む立体フレーム構造の動的応答性状に関する必要なデータを取得し、検討をおこなう予定である。

(e) 引用文献

- 1) 建築センター：建築物の構造規定、1997年。
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1997年。

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

1) 論文発表

著者	題名	発表先	発表年月日
松井智哉 壁谷澤寿海 加藤 敦 梶原浩一 倉本 洋 長島一郎	鉄筋コンクリート造耐震壁の動的実験	構造工学論文集，Vol.49B，pp.459-464	2003年4月

2) 口頭発表、その他

発表者	題名	発表先、主催、発表場所	発表年月日
松井智哉 壁谷澤寿海 加藤 敦 梶原浩一 倉本 洋 長島一郎	動的破壊実験による鉄筋コンクリート造耐震壁の変形性能の検討	第4回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム 土木学会	2003年 3月7日
秋田知芳 大井真規子 庄 松涛 金 鎮坤 松井智哉 壁谷澤寿海 倉本 洋 梶原浩一 加藤 敦 長島一郎	鉄筋コンクリート造耐震壁の震動実験 その1 実験の概要 その2 残留せん断ひび割れ幅による損傷評価 その3 復元力特性に関する検討	2003年度日本建築学会大会 日本建築学会 東海 (3編とも)	2003年9月 (発表予定) (3編とも)

(g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

1) 特許出願

なし

2) ソフトウェア開発

名称	機能
なし	

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3) 平成15年度業務計画案

年度の前半は、平成14年度に計画した立体耐震壁フレーム構造の縮小モデル試験体による一次元振動台実験を実施する。実験結果では、パラメータとした基礎固定や基礎浮き上がりの影響を検討するとともに、耐震壁と柱部材の応力分担、あるいは、応答層せん断力や応答変位の高さ方向の分布について検討する。また、同一形状の試験体による擬似動の実験も別途計画されているので、振動台実験と擬似動の実験の比較のための資料とする。

年度の後半には、耐震壁を平面的に偏在させた柱崩壊型の立体耐震壁フレーム構造の一次元振動台実験を計画・実施する。

この2シリーズの振動台実験結果を資料に、実大試験体の震動実験を計画する。