

## 1. 被害調査の目的と概要

2009年9月30日にインドネシア、スマトラ島西部のインド洋沖においてマグニチュード7.5の地震が発生した。また、翌10月1日には大規模な余震が発生した。本調査団に先行して10月15日から20日にかけて現地へ派遣された土木学会（JSCE）、日本地震工学会（JAEE）、国境なき技師団（EWBJ）の合同調査団（団長：濱田政則・早稲田大学教授）によると、震源に近いWest Sumatra州の州都であるPadang市において、比較的規模が大きい鉄筋コンクリート（RC）造建物が数多く被害を受けたことが明らかとなった。いわゆるノンエンジニアド住宅のみならず、エンジニアド建築にも被害が生じた地震災害の重要性を鑑みて、日本建築学会では災害委員会の下に被害調査団が組織された。

本調査団の主目的は、被災したRC造建物の被害の特徴を把握することであるが、現地で多用される組積造建築の被害の特徴を把握することも考慮された。計画された調査内容は、1) 被災地域の典型的なRC造建物の構造詳細と地震被害に関する精密な資料を収集すること、2) 収集した資料に基づき構造詳細と地震被害の関係を分析すること、3) 組積造建築の構造と被害の概要を把握すること、などである。

本報告は、2009年12月13日から20日にかけて実施した現地調査結果の速報である。調査団の構成および行程の概要は下記の通りである。

### 構成

団 長：倉本 洋（大阪大学）

幹 事：真田 靖士（豊橋技術科学大学）

団 員：崔 琥（東京大学）

坂下 雅信（京都大学）

日比野 陽（東京工業大学）

壁谷澤寿一（東京大学）

秋田 知芳（千葉大学）

協力者：Fauzan（Andalas University）

Jafri Tanjung（Andalas University）

Maidiawati（Padang Institute of Technology）

### 行程

12月13日：日本出発

12月14日：Padang到着

12月14日～12月18日：Padang市内および郊外の被害調査

12月19日：Padang出発

12月20日：日本到着

## 2. 地震の概要

2009年9月30日17時16分（現地時間）にインドネシア、スマトラ島西部のインド洋沖を震源とするマグニチュード（Mw）7.5の地震が発生した。以下に地震の基礎情報を、10月1日に発生した余震と併せて示す。また、図1にU.S. Geological Survey（USGS<sup>1)</sup>より伝えられた震源位置を示す。表1は近郊主要都市を基準とする本震震源の位置関係である。

### 【本震】

発生日時：2009年9月30日17時16分（現地時間）

震源位置：インドネシア・スマトラ島西部のインド洋沖（南緯0.72度、東経99.86度）

震源深さ：81km

地震規模：マグニチュード（Mw）7.5

### 【余震】

発生日時：2009年10月1日8時52分（現地時間）

震源位置：インドネシア・スマトラ島西部（南緯2.51度、東経101.49度）

震源深さ：10km

地震規模：マグニチュード（Mw）6.6

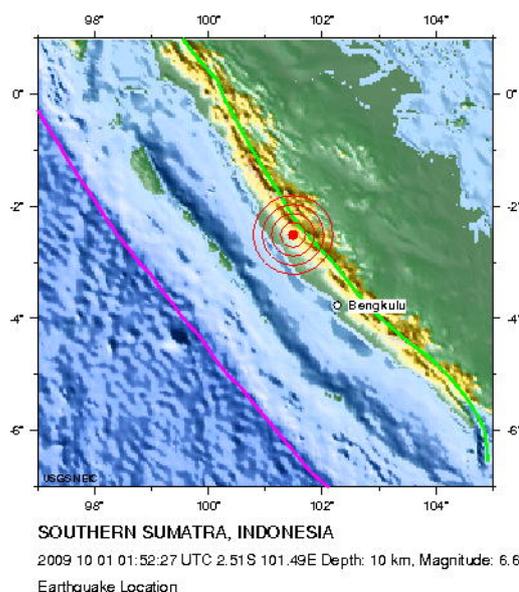
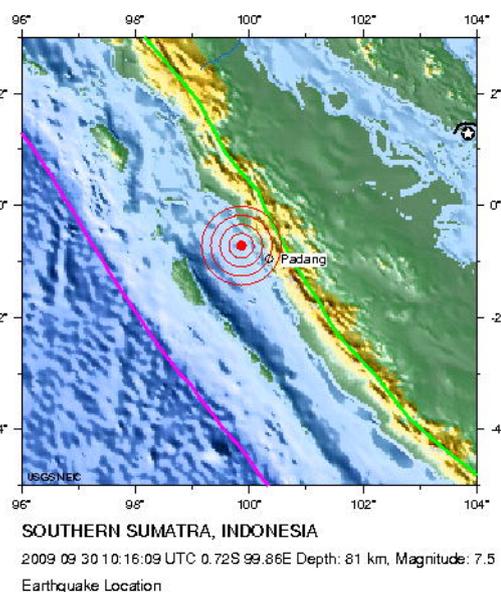


図1 震源（USGS Website<sup>1)</sup>より）

表1 近郊都市と本震震源の位置関係 (USGS Website<sup>1)</sup>より)

都市	方位	距離
Padang, Indonesia	WNW	60km
Kuala Lumpur, Malaysia	SSW	470km
Jakarta, Indonesia	NW	975km



図2 Padang市の調査地域(軌跡はPadang市における調査の全行程を示す, Google Earthより)

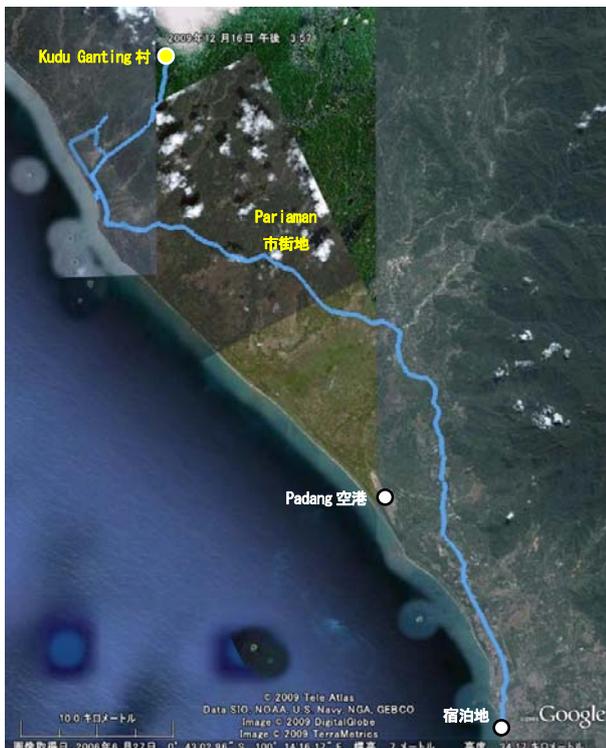


図3 Pariaman市の調査地域(軌跡は宿泊地を基点とする調査の全行程を示す, Google Earthより)

### 3. 調査地域と被害概要

被害調査は震源近傍に位置する West Sumatra 州の州都である Padang 市および Padang Pariaman 県 Pariaman 市において実施した。図2および3に Padang 市および Pariaman 市それぞれの調査地域を示す。以下では、各地域別に被害の概要をまとめる。

#### 3.1 Padang 市

建物の地震被害は市内の中心部において顕著であった。特に図2の官庁街区, ホテル街区では, 3~8階建ての比較的規模が大きい RC 造建物が倒壊を含む甚大な被害を受けた。より詳しい被害の状況は次章で報告する。Padang 市内には, 上記の他, 低層の RC, 組積構造 (Masonry), 木構造 (Timber) が住宅や商業建築を中心に用いられていた (写真1~4)。また, これらの構造よりは大幅に数は少ないものの, 鉄骨構造 (Steel) の使用も確認された (写真5)。



写真1 規模が大きいRC建物



写真2 RC住宅



写真3 Masonry住宅



写真4 Timber住宅



写真5 建設中のSteel建築

#### 3.2 Pariaman 市

市街地から内陸方向(図3よりおよそN方向)へ10kmほどの丘陵地において, 地震被害が確認された。郊外の住宅地であり規模が大きい建物はなく, 大部分が住宅である。建物の主体構造には Masonry, Timber が用いられていたが, Masonry の被害が相対的に大きい。調査した範囲内で最も被害が大きかったのは, 図3の Kudu Ganting 村である。写真6に示すように, 2階建ての住宅が多く, 1階が Masonry, 2階が Timber の複合構造である点が特徴的である。同行したインドネシア人研究者によると, 当初 Timber の2階建て住宅の1階のみを Masonry により改修しているとのことであった。Masonry にはレンガ壁と石積み壁(写真7)の2通りが用いられており, 特に石積み壁の被害が相対的に大きかった。なお, Kudu Ganting 村では写真8に示す地滑りや地滑りに起因する道路被害も確認された。



写真6 典型的な2階建て住宅



写真7 石積み壁



写真8 Kudu Ganting 村の地滑り

#### 4. 代表的な建築構造と特徴的な被害

調査地域で一般的に用いられていた建築構造形式は、1) 鉄筋コンクリート構造 (RC)、2) 組積構造 (Masonry)、3) 木構造 (Timber) の3通りにおよそ分類できる。以下では、インドネシアの耐震規定について概説するとともに、構造形式ごとにその構造詳細および特徴的な被害をまとめる。

##### 4.1 インドネシアの耐震規定

インドネシアでは 1971 年にインドネシア建築基準が施行され、1983 年に耐震規定<sup>2)</sup>が整備された。さらに、1991 年には耐震規定の一部が改定され、いわゆるニュージーランドの Capacity Design の概念が導入された。その後、2002 年に国立基準局 (National Standard Agency) によって大幅な改定が行われ、現在の耐震規定 (Design Methods Earthquake Withstand for Building Structures) が施行された<sup>3)</sup>。

ここでは、4.2 節で述べる 2 棟の詳細調査対象建物の耐震設計に適用された 2002 年改定の耐震規定について概説する。なお、1983 年の耐震規定については文献<sup>4)</sup>に概説されているので、そちらを参照されたい。

2002 年に施行された新耐震規定 (SNI 03-1726-2002) における設計法は、基本的には前耐震規定である SNI 03-1726-1989 と同様なものであるが、米国の NEHARP 規定<sup>5)</sup>や UBC コード<sup>6)</sup>の (当時における) 最新の考え方を導入している点に特徴がある。特に大きな変更点は、設計用地震荷重の考え方と、設計用ベースシアの評価において NEHARP 規定の応答修正係数 (Response Modification Coefficient)  $R$  を導入して強度設計 (Strength Design) を行っている点である。

設計用地震荷重は、従来、再現期間を約 200 年の地震を想定していたのに対して、新耐震規定では NEHARP 規定を参考に約 500 年の再現期間の地震を対象としている。設計用地震荷重は、図 4 に示すように、インドネシア全土を 6 つの地震地域に分類し、それぞれに対して 3 つの地盤条件を設定した加速度応答スペクトルで与えられている。地盤条件は表層地盤の平均せん断波速度、平均  $N$  値および平均非排水繰返三軸応力によって分類されている。ちなみに、表層地盤の平均せん断波速度および平均  $N$  値はそれぞれ Hard Soil に対して  $V_s \geq 350m/s$  および  $N \geq 50$ 、Medium Soil に対して  $175 \leq V_s < 350m/s$  および  $15 \leq N < 50$ 、Soft Soil に対して  $V_s < 175m/s$  および  $N < 15$  と規定している。

一方、設計用加速度応答スペクトルで想定する工学的基盤および

表層地盤における最大加速度  $A_{EB}$  および  $A_0$  は表 2 のように与えられている。さらに、設計用最大応答加速度  $A_m$  と表層地盤における最大加速度  $A_0$  の関係を

$$A_m = 2.5 \cdot A_0 \quad (1)$$

で与え、応答スペクトルのコーナー周期  $T_c$  を地盤条件に応じてそれぞれ 0.5 s (Hard Soil)、0.6 s (Medium Soil) および 1.0 s (Soft Soil) と設定し、応答スペクトルにおける基本耐震係数  $C$  を下式で定義し、その形状を規定している。

$$T \leq T_c \text{ のとき} \quad C = A_m \quad (2)$$

$$T > T_c \text{ のとき} \quad C = A_m \cdot T_c / T \quad (3)$$

本調査の対象被災地であるスマトラ島西部 (Zone 5) における設計用加速度応答スペクトル ( $C-T$  関係) を一例として図 5 に示す。

設計用ベースシアは式(4)で与えられる。

$$V = \frac{C \cdot I}{R} \cdot W_t \quad (4)$$

ここで、 $R$  は前述の応答修正係数であり、構造強度超過係数 (Structural Overstrength Factor)  $\Omega_0$  および建築物の最大強度  $V_y$  と弾性応答強度  $V_E$  の比  $R_d (=V_E/V_y)$  によって次式で与えられる。なお、構造強度超過係数  $\Omega_0=1.6$  としている。

$$R = R_d \cdot \Omega_0 \quad (5)$$

ちなみに、応答修正係数  $R$  は 1.6~8.5 の値が採用されている。

なお、新耐震規定では上記のように、強度設計を基本としているが、終局強度設計としてニュージーランド基準における耐力設計 (Capacity Design) の考え方も取り入れており、特に、RC 造建築物および鉄骨建築物には梁降伏先行型の全体崩壊形を推奨している。

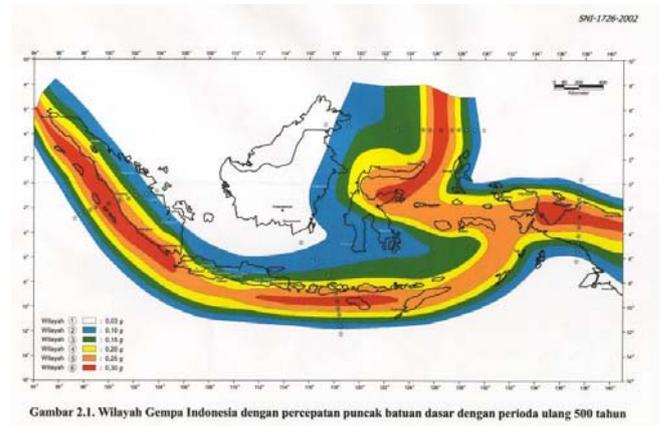


図4 インドネシアの地震エリアマップ (2002年改定)

表2 各地震エリアにおける設計用加速度特性値

Earthquake Area	Peak Acceleration Base Rocks $A_{EB}$ (g)	Peak Acceleration Soil Surface $A_0$ (g)			
		Hard Soil	Medium Soil	Soft Soil	Specific Soil
1	0.03	0.04	0.05	0.08	Special evaluation needed at each location
2	0.10	0.12	0.15	0.20	
3	0.15	0.18	0.23	0.30	
4	0.20	0.24	0.28	0.34	
5	0.25	0.28	0.32	0.36	
6	0.30	0.33	0.36	0.38	

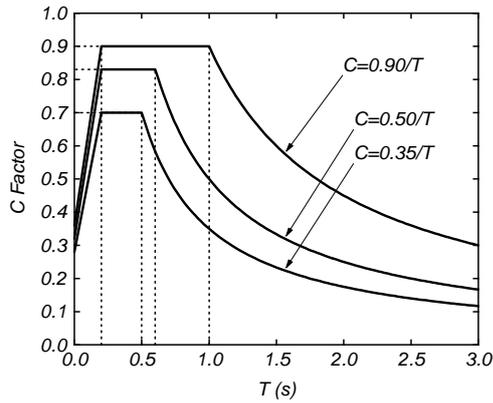


図5 スマトラ島西部における設計用加速度応答スペクトル

#### 4.2 鉄筋コンクリート構造 (RC) とその被害

今回の地震による建築物被害の最も特筆すべき点は、いわゆるエンジニアド建築を含む比較的規模が大きい RC 造建物 (およそ 3~8 階建て程度) が、極めて甚大な被害を被ったことである。

Padang 市中心部において、写真 9~12 に示すように、完全倒壊、1 階層崩壊、中間層崩壊、最上層崩壊などの多数の RC 建物の崩壊事例を確認した。これらの崩壊の主要因のひとつとして、柱梁接合部の不適切な構造詳細による脆弱な破壊が挙げられる。図 6 は写真 10 に示したホテル建築の 3 階床位置の隅角部における外柱と梁の接合詳細を示しているが、接合部内にせん断補強筋が配されておらず、梁主筋の定着長さも短いことがわかる。



写真 9 完全倒壊



写真 10 1 階層崩壊



写真 11 中間層崩壊



写真 12 最上層崩壊

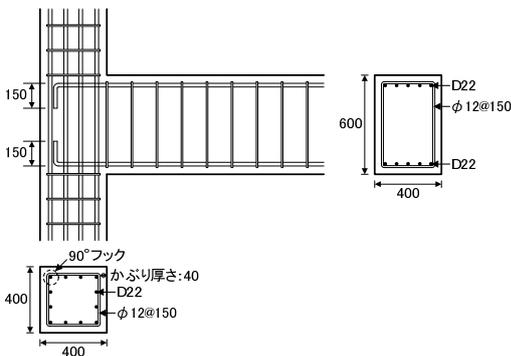


図6 写真10の建物の柱梁接合部 (単位: mm)

本調査では、倒壊は免れたものの比較的大きな損傷を受けた建物のうち、構造図面が入手できた2棟の建物 (BPKP および Suka Fajar) を対象に詳細調査を実施した。被災前後の BPKP を写真 13 に、Suka Fajar を写真 14 にそれぞれ示す。BPKP および Suka Fajar のいずれも中間層の損傷が激しく、外壁が崩落している。図 7 に両建物と震源の位置関係を示す。以下に、各建物の調査結果の概要をまとめる。



(a) 被災前<sup>7)</sup>

(b) 被災後

写真 13 BPKP



(a) 被災前<sup>8)</sup>

(b) 被災後

写真 14 Suka Fajar

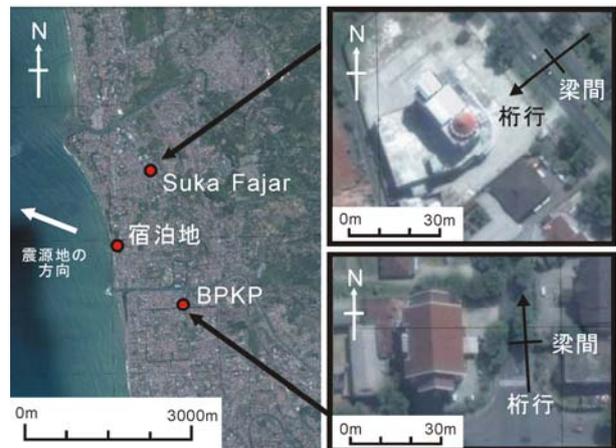


図7 震源と BPKP, Suka Fajar の位置関係

(Google Earth より抜粋)

#### 【BPKP】

BPKP (Badan Pengawasan Keuangan Dan Pembangunan) は Padang 市内中心部に所在する公共建築物 (会計検査院) であり、7x4 スパン 5 階建て RC 造建物であり、2003 年に建設された。写真 13 に被災前後の外観を示す。桁行は NS 方向である (図 7)。スパン長さは桁行、梁間ともに 6 m、柱内法長さは 3.3 m である。図 8、9 に被害が大きかった 2、3 階の平面図を、柱およびレンガ造インフィル壁の損傷度とともに示す。本建物では構造図面の内、柱断面リストのみ入手できなかったため、目視観察や鉄筋探査 (写真 15(a)) により情報を収集した。表 3 に柱断面リストを示す。その他、スラブ厚さは 12 cm、シュミットハンマー試験によるコンクリート強度の平均値は 42 MPa であった (写真 15(b))。

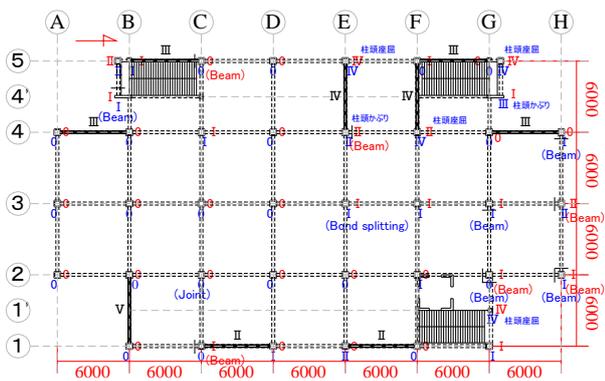


図8 BPKPの2階平面図と損傷度判定結果

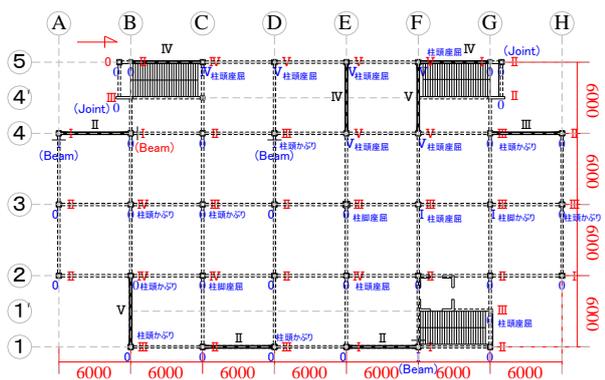


図9 BPKPの3階平面図と損傷度判定結果

表3 BPKPの柱断面リスト

1階, 2階 柱断面		3階, 4階 柱断面		5階 柱断面		壁柱断面
550 × 550	400 × 400	450 × 450	350 × 350	450 × 450	300 × 300	250 × 550
16D19(22)	8D19	12D19	8D19	12D19	8D19	8D19



(a) 鉄筋探査試験



(b) シュミットハンマー試験

写真15 現地試験

### 損傷状況

1階は構面②, ④間がピロティであるが, RC 主体架構の損傷は小さかった。ただし, ③-①柱の脚部でジャンカのため主筋が露出していた。一方, RC 架構内に設置されたレンガ壁の面外変形やせん断破壊が目立った。また, 階段室周りでは後打ちの RC 柱や梁が主体架構に接続されており, その損傷も大きかった。(写真16)。

2階の損傷は1階よりもやや大きく, ⑤-④柱はカバーコンクリートの一部剥落(損傷度Ⅱ), ③-④'柱は曲げによる損傷を受けて主筋が露出しており(損傷度Ⅲ), ⑤-⑤, ③-⑤, ⑥-④柱の頭部では主筋の座屈も見られた(損傷度Ⅳ)。その他, 数本の柱で柱頭お

よび接合部に曲げひび割れが観察された。柱の損傷度は西側構面の方が大きかった。梁の曲げひび割れは北側構面で顕著に見られた(写真17)。また, 2, 3階では外壁の損傷が著しかった(写真18)。

3階の損傷は全層で最も大きく, 特に構面④, ⑤の数箇所の柱頭部において主筋の座屈, 帯筋の破断が観察された(写真19, 損傷度Ⅴ)。また, 構面②, ③の柱頭, 柱脚で主筋が露出していた(写真20, 損傷度Ⅳ)。構面①ではカバーコンクリートの一部剥落が見られた程度であった(損傷度Ⅲ)。2階と同様に西側の損傷が顕著であった。梁の曲げひび割れは南側階段室付近で顕著に見られた。

4階では⑥構面の壁柱, ⑥-④柱でカバーコンクリートが一部剥落したが, その他の柱に大きな損傷は見られなかった。また, 桁行方向にはひび割れがほとんど見られなかった。

5階は他の階と柱割りが異なり, 中央部で一部柱抜けがある。柱の被害はほとんど見られず, ④-⑤柱で腰壁の付帯により曲げせん断ひび割れが生じた程度であった(損傷度Ⅱ)。梁端にもひび割れは見られなかった。



写真16 後打ち RC 柱梁の被害



写真17 3階梁の曲げひび割れ



写真18 外壁の損傷



写真19 3階の損傷度Ⅴの柱



写真20 3階の損傷度Ⅳの柱

### 被災度区分判定

震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針<sup>9)</sup>に従って現地実施した被災度区分判定の結果を表4に示す。3階梁間方向のみ大破であり, それ以外は小破または軽微であった。1階梁間方向では壁柱が面外方向に損傷したため, 2階では柱頭数箇所で一部主筋が座屈したため, それぞれ小破と判定された。

表4 BPKPの被災度区分判定結果

階数	桁行 R	桁行被災度	梁間 R	梁間被災度
1F	100.0	軽微	94.5	小破
2F	85.9	小破	89.4	小破
3F	85.0	小破	54.1	大破
4F	100.0	軽微	96.7	軽微
5F	98.6	軽微	99.3	軽微

上記を総合して、建物3階の梁間方向はおおよそ層崩壊メカニズムを形成したと判断される。そこで、表5に層崩壊メカニズム仮定時の層せん断力係数  $C_i$  の略算値を示す。建物重量と柱軸力は単位床面積あたり重量  $12 \text{ kN/m}^2$ 、主筋降伏強度  $380 \text{ N/mm}^2$  と仮定して算出した。引張鉄筋は全鉄筋数の半分とした。表中の  $W_i$  は  $i$  階以上の部分の建物重量である。層せん断力係数  $C_i$  は3Fで明確に小さな値(0.305)を示し、実際の被害程度と良好な対応関係を示した。また、表3の柱断面リストより、主要柱の構造詳細は桁行、梁間方向で同様であり、建物の耐震性能もほぼ等しいと判断されることから、EW方向の地震入力がNS方向よりも卓越したと推察される。柱被害は西側構面で顕著であり、レンガ壁の負担水平力が周辺柱部材に急激に再配分されたと考えられる。

表5 BPKPの層せん断力係数  $C_i$  の略算結果

階数	$W_i$ (ton)	$C_i$
1F	5404	0.321
2F	4278	0.368
3F	3213	0.305
4F	2149	0.399
5F	1084	0.597

【Suka Fajar】

Suka Fajar は2007年に建設された比較的新しい建物で、2002年に施行された新耐震規定に従って設計されている。図10、11に1階および3階の平面図を示す。写真14(b)からわかるように、建物は2階建ての床面積が広い下層部(図10)と、3階以上の上層部(図11)から構成され、図7より上層部がNE方向にセットバックしている。構造形式はRCラーメン構造であるが、下層部に複数の吹き抜けがある。1、2階の柱断面は比較的大きく、3階の屋上部分では柱が露出していた(写真21)ことから、増築計画があったと考えられる。表6に2、3階の代表的な柱断面を示す。各柱は比較的铁筋量も多いが、一部の柱で大きな被害が生じていたため、詳細な検討を行った。

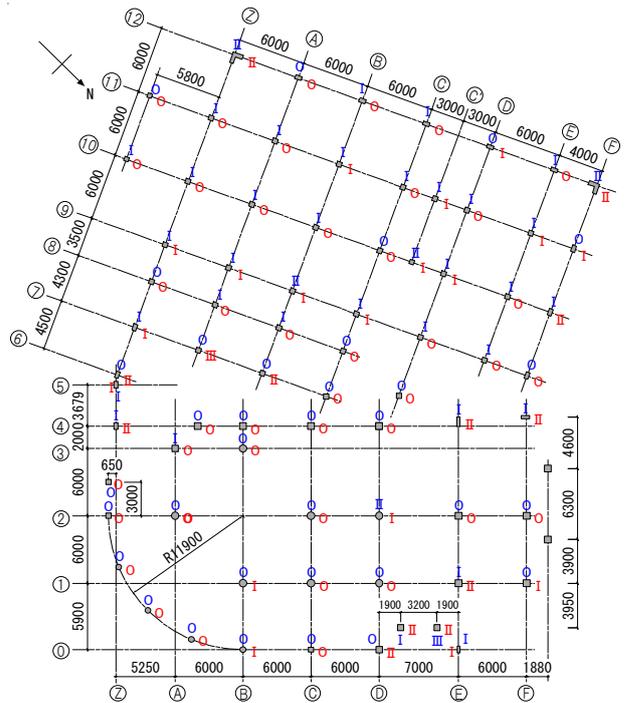


図10 Suka Fajarの1階平面図と損傷度判定結果

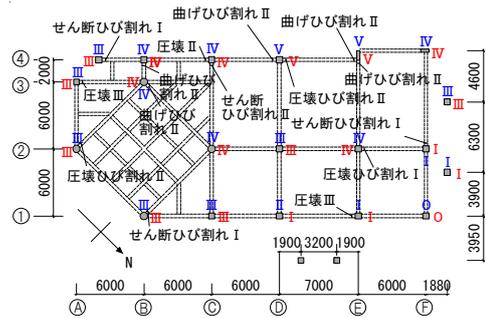


図11 Suka Fajarの3階平面図と損傷度判定結果

表6 Suka Fajarの柱断面リスト

	2F		3F	
断面				
B×D	550×550	φ650	550×550	φ650
主筋	20-D25	24-D25	18-D25	24-D25
帯筋	D10@150		D10@150	



写真21 セットバックした上層部の損傷状況

損傷状況

1、2階では、非構造のレンガ壁の損傷が目立ち、せん断ひび割れや仕上げの剥落が見られた。RC 架構に関しては、一部の柱でせん断ひび割れやカバーコンクリートの剥落が見られたものの、構造的に大きく影響するような損傷ではなかった。一方、上層部は3階の被害が最も激しく、RC 架構にも大きな損傷が見られた。また、写真21に示すように、レンガ造の外壁が所々で崩壊し、建物外周に落下していた。本建物は3階で平面計画が大きく変化している。部材の損傷状況から判断すると、1、2階の剛性や強度が相対的に高く、3階の損傷を大きくしたものと推察される。

大破した3階では、カバーコンクリートが剥落し、鉄筋がむき出しになった柱が数多く見られた。被害は建物上層部の南西面にあ

る構面④（図 11 参照）周辺に集中しており，⑨-④柱（300mm×850mm）では，主筋が座屈し，コアコンクリートが剥落していた（写真 22，損傷度 V）．⑨-④柱に隣接する⑩-④柱（550mm×550mm）の損傷も顕著であり，柱高さ中央の主筋の重ね継ぎ手部で広範囲に渡ってコアコンクリートが剥落していた（写真 23，損傷度 V）．また，これらの柱の軸縮みにより，上層では床の沈下が確認された．

上記の柱の損傷は，1) 横補強筋の端部が 90 度フックであり，地震時にフックが外れ，主筋の座屈やコアコンクリートの落下に対する拘束効果が低下したこと，2) 構造設計通りに横補強筋が配されなかったこと（構造図面では表 6 のように□D10@150 と指定されていたが，実際には□D10@150，横補強筋比 0.17%であった），3) 主筋量が多いにもかかわらず（表 6 の 3 階矩形柱では 18-D25，鉄筋比 3.0%），重ね継ぎ手されたため，継ぎ手部が過密配筋となり，コンクリートの充填が不十分であったことなどに起因したと考えられる．なお，Suka Fajar で確認されたこれら不適切な構造詳細は，写真 9～12 で示した倒壊した建物でも用いられていた可能性がある．

その他，RC 梁にせん断ひび割れや，端部コンクリートの圧壊が見られた．小梁が取り付けられた部材で特に損傷が大きかった．また，建物隅角部の柱梁接合部では，せん断ひび割れ，コンクリートの剥落，鉄筋の露出も観察された．

#### 被災度区分判定

表 7 に各階の被災度区分判定結果を示す．地震被害はセットバックした上層部の最下層にあたる 3 階で大きく，判定結果は「大破」であった．先の BPKP の調査結果から，地震入力 EW 方向で卓越したと推察されたが，図 7 に示したように本建物は斜め方向に振れて立地しており，各階の桁行，梁間方向の判定がおよそ一致した結果は，先の推察と整合している．



写真 22 3 階⑨-④柱の被害



写真 23 3 階⑩-④柱の被害

表 7 Suka Fajar の被災度区分判定結果

階数	桁行 R	桁行被災度	梁間 R	梁間被災度
1F	90.9	小破	95.1	軽微
中 2F	95.0	軽微	90.2	小破
2F	97.4	軽微	97.4	軽微
3F	49.1	大破	48.2	大破
4F	90.5	小破	87.5	小破
5F	91.3	小破	91.8	小破
6F	98.7	軽微	98.7	軽微

#### 4.3 組積構造 (Masonry)・木構造 (Timber) とその被害

調査地域では RC の他，Masonry と Timber も一般に普及していた．

Masonry はレンガや石などを積み上げた構造である．本調査の範囲では，組積材としてレンガ，石，ブロックが使用されている事例を確認したが，大部分ではレンガが用いられていた．代表的なレンガの寸法は 200×100×55mm である．レンガ壁の構造は，現在は半枚積みか最も一般的であり，結果として壁厚は仕上げを含めて 150mm 程度である．また，鉄筋による補強はない．壁の周辺を鉄筋コンクリート構造の柱，梁で拘束する枠組み組積構造（写真 24）と，無拘束の無補強組積構造（写真 3）の両者が確認されたが，壁部分の構造は RC 構造で用いられる非構造壁と同様である．枠組み組積構造の場合，枠柱は壁厚と等しい 150mm の正方形断面であり，配筋は主筋が 4-φ8，横補強筋が φ6@300 程度である．また，壁上部に設置される屋根架構は木造の平面トラスである．Masonry は 1，2 階建ての小規模な住宅に用いられる場合が多かったが，3 階建て以上の住宅や教会（写真 25）なども見られた．

Masonry は大規模な地震の発生に伴い，度重なる甚大な被害を受けてきた．今回の調査でも，完全倒壊（写真 3），壁の面外への傾斜，転倒などの被害が多数確認された．ただし，この地域の住宅はトタン板で屋根を葺く場合が多く（写真 26），ジャワ島で一般的に用いられる瓦葺き（写真 27）と比較すると，軽量であり地震に対しては相対的に有利であると考えられる．



写真 24 枠組み組積構造の被害



写真 25 教会の被害



写真 26 典型的なトタン板葺き



写真 27 ジャワ島の被災建物<sup>10)</sup>

一方，Timber は現地の在来軸組構造であり，主に住宅として用いられていた（写真 4）．平屋建てが大部分であったが，3.2 節で先述のように，一部地域では多数の 2 階建て住宅を確認した（写真 6）．柱断面は 150×150mm 程度であり，壁には薄厚の合板が用いられていた．屋根は Masonry と同様，木造トラスにトタン板葺きである．総じて Timber の被害は他の構造と比較して小さかったが，写真 28 に示すように，大きな損傷を受けた建物も一部確認された．また，Masonry よりも Timber の被害が小さかった教訓から，再建された住宅に建物上部のみを Timber とした事例も見られた（写真 29，建物下部 Masonry，上部 Timber の複合構造）．



写真 28 傾斜した Timber 住宅 写真 29 再建された複合構造住宅

## 5. まとめ

2009年9月30日、インドネシア、スマトラ島西部のインド洋沖で発生したマグニチュード7.5の地震により、震源から東南東60kmに位置するPadang市において、エンジニアド建築を含む甚大な地震被害が発生したことを受け、2009年12月13日から12月20日にかけて現地調査を実施した。本調査より得られた知見を以下にまとめる。

1. Padang市および北側に隣接するPariaman市において建築物の被害調査を実施した。Padang市では鉄筋コンクリート構造(RC)、組積構造(Masonry)、木構造(Timber)が主に用いられており、RCとMasonryを中心に甚大な被害が生じた。とくに前者は比較的規模が大きい3~8階建てのエンジニアド建築にも倒壊を含む被害が生じた。一方、Pariaman市では郊外の住宅地でMasonryやTimberに大きな被害が生じた。
2. RC建物では、完全倒壊、1階層崩壊、中間層崩壊、最上層崩壊などの多数の崩壊事例を確認した。崩壊事例の観察結果や倒壊を免れた2棟の建物(BPKP, Suka Fajar)の詳細調査に基づくと、主要な崩壊原因は柱梁接合部、柱の横補強筋、柱主筋の継ぎ手部の不適切な構造詳細にあると判断される。
3. Masonry建物では、完全倒壊、壁の面外への傾斜、転倒などの典型的な被害が確認された。ただし、この地域では軽量のトタン板で屋根を葺く場合が多く、少なからず建物の被害軽減に寄与したものと考えられる。一方、Timber建物の被害は相対的に小さかった。

本調査では、倒壊を免れた2棟のRC建物の詳細調査を実施した。本稿でも調査結果の一部を紹介したが、より詳細な検討は未了である。また、Padang市内の複数の区画を対象に全数調査も実施した。これらの結果については、詳細な分析後に稿を改めて報告する予定である。

## おわりに

最後に、この度の災害で亡くなられた方々に深く哀悼の意を表するとともに、被災地域の速やかな復興を心より祈願し、本報告の結びとする。

## 謝辞

被害調査を実施するにあたり、三重大学の花里利一教授、オリエンタルコンサルタンツの高橋亮司氏より現地の被災状況に関する貴重な情報をいただいた。また、同時期に現地入りした日本地震工学会、土木学会、国境なき技師団の合同調査団とは適宜情報交換させていただいた。ここに記して謝意を表する。

## 参考文献

- 1) USGS Website: <http://www.usgs.gov/>
- 2) Ministry of Public Works: Indonesian Earthquake Code 1983, pp. 22.1-22.28, 1983

- 3) National Standardization Agency: Indonesian National Standard (SNI) - Design Methods Earthquake Withstand for Building Structures, SNI 03-1726-2002, p. 121, 2002
- 4) 日本建築学会:2006年ジャワ島中部地震災害調査報告, 5.1 インドネシアの新・旧耐震規定, pp.114-122, 2007.2
- 5) National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHARP), Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings and Other Structures, 1997 Edition, Part 1-Provisions, Part 2-Commentary, FEMA 302, 1998.2
- 6) Uniform Building Code (UBC), 1997 Edition, Vol. 2, Structural Engineering Design Provisions, International Conference of Building Officials, 1997.4
- 7) ウェブサイト Panoramio: BPKP Perwakilan Prov. Sumbar, <http://www.panoramio.com/photo/1470620>, 2009
- 8) ウェブサイト Panoramio: PT. SUKA FAJAR Ltd, Padang, <http://www.panoramio.com/photo/13697988>, 2009
- 9) 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2001.9
- 10) 真田靖士, 坂下雅信, 黒木正幸, 崔琰, 細野康代, 谷昌典: 2009年インドネシア・ジャワ島西部地震の調査速報, 建築雑誌, Vol. 124, No. 1597, pp. 64-69, 2009.12