

2011 年東北地方太平洋沖地震で被災した筋かい付架構の分析

Analysis of a Braced Frame Damaged after the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake

山地 冬馬¹, 岡崎 太一郎¹, 緑川 光正¹, 麻里 哲広¹

1, 北海道大学工学院工学研究院

Toma Yamachi¹, Taichiro Okazaki¹, Mitsumasa Midorikawa¹, Tetsuhiro Asari¹

1, Faculty of Engineering, Hokkaido University

Abstract

After the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku earthquake, the authors observed several steel braced frames that suffered damage due to the eccentric configuration of their bracing connections. These connections comprised a pair of gusset plates, one welded to the framing elements and the other welded to the slotted end of a brace, that were clamped in single shear. It is suspected that the eccentricity and lack of out-of-plane stiffness of the connections caused the connection to fail at a compressive force lower than the capacity of the brace. One particular structure is selected to evaluate the bracing connections based on mechanics, and to examine the cyclic loading demands experienced by the connections. The reason why the majority of connections fractured in one framing direction of this structure, while much lighter damage occurred in the other framing direction, is investigated.

Key Words: Steel structures, braced frames, the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku earthquake, structural damage, connections

キーワード：鋼構造建物, 筋かい付架構, 2011 年東北地方太平洋沖地震, 振動被害, 接合部

1. はじめに

筋かい付鋼構造架構においては、筋かい材に先んじてその端部接合部が破壊しないことを保証しなければならないが、実際には、筋かい接合部の地震被害例は数多く報告されており、その多くは、接合部の引張耐力を上回る引張力が筋かいに作用したことが原因と考えられている。しかし、一昨年の東北地方太平洋沖地震の被害には、耐力の検討を俟つまでもなく、接合部詳細の不適格さが原因とみられるものもあった。際立ったのが、圧縮に対してあまりに脆弱な筋かい接合部である。このような筋かい接合部はかなり一般的に見られる。現行の設計指針に筋かい接合部の圧縮耐力に対する明確な規定がないこともあり、筋かい接合部の設計条件とその要求性能がいまも設計者に十分に認識されていない可能性がある。そこで本報告は、東北地方太平洋沖地震で被災した実際の筋かい付架構を取りあげ、その筋かい接合部の耐力を検討する

とともに、架構の地震応答解析を実施し、これらの結果から被災要因を考察した。

2. 建物の地震動被害

2011年東北地方太平洋沖地震において、筋かい接合部に損傷を受けた建物の例を、以下に3つ挙げる。このうち一例は日本建築構造技術者協会東北支部の報告書¹⁾に基づき、残る二例は著者らの調査結果である。

2-1 大規模店舗¹⁾

写真1は、新耐震設計法で設計された大規模店舗の筋かい接合部の被害状況と報告されている。構造詳細は明らかでない。写真は、厚さ32mmのガセットプレートが曲がり、破断した状況を示す。角型鋼管筋かいの端部で断面形状が変わり、断面積が低下した部位で曲げ変形が集中し、この曲げ変形が繰り返されたことが破断につながったと思われる。筋かい接合部の圧縮耐力が、筋かいの圧縮耐力を下まわったことによる被害だと考えられる。

2-2 駐車場A

写真2は、S造の2階建て駐車場で、各方向に6スパンずつの筋かい付架構である（写真2a）。残留変形はなく、被害も限定的であったが、筋かい接合部の被害をみると、この構造が設計の想定通りに機能しない可能性が危惧される。すなわち、1階においてK形筋かい（写真2b）の上下端で、ガセットプレートに折れ曲がり降伏線を生じて（写真2c, d）ガセットプレートが構面外に変形した箇所が多数あった。一方で、筋かい自体に損傷は認められなかった。この被害は、接合部の構面外曲げ剛性が不足し、かつ接合部が二枚の鋼プレートを継いだ形であり、軸力の作用軸に対して偏心するために、接合部の圧縮耐力が極めて低いことを示唆する。筋かいが軸組に接合する部位で、被りコンクリートが亀裂する被害（写真2e, f）も見られた。

2-3 駐車場B

写真3は、S造の2階建て駐車場で、東西9スパン南北7スパンの二方向筋かい付架構であった（写真3a）。図1に平面図を、図2に南立面と西立面を示す。現在すでに取り壊されており、設計図面を入手できなかったが、実地調査で主な寸法を測定した。柱は角型鋼管、梁はH形鋼、筋かいは円形鋼管で、主要部材に亜鉛メッキが施されていた。東西方向に0.01ラジアンの残留変形があり、1階の筋かいの多くが上端接合部で破断していた（写真3b）。K形筋かいの梁に残留たわみが見られた（写真3c）が、これは後述するように、筋かいが圧縮より引張で効いたために、梁中央で鉛直下向きに力が作用した結果だと推察される。直交構面の筋かいが接合する柱脚の周りのアスファルト被りに大きな亀裂が見られた（写真3d）のは、複数の筋かいが同時に引張力を生じた結果だと推察される。

図1に、筋かい上端接合部の被害分布を示す。1階の筋かい62本の上端接合部のうち27箇所が破断し（写真3b）、23箇所で著しく曲がっていた（写真3e）。東西構面の方が南北構面よりも破断の頻度が高かった。損傷の原因是接合部詳細にあると考えられる。駐車場Aと同様に、接合部の構面外曲げ剛性が低く、鋼プレートを継ぐ接合部の形状が軸力の作用軸に対して偏心したために、小さな圧縮力の作用で接合部は構面外に曲がる（写真3e）。曲げ変形は筋かい端と継プレートの間のわずかな部分に集中し（写真3f）、この折れ曲がり線に大きな塑性変形を生じる。また、ガセットプレートがせん断応力の流れに準じていないために、引張応力は筋かい鋼管壁から直近のボルトに伝達される。したがって、引張・圧縮交番載荷を受けるうちに、

曲げ変形と応力集中のために筋かい端の近傍で亀裂が発生し（写真 3f），接合部の破断に至った（写真 3b）と考えられる。なお，上端接合部でガセットプレートが一側面で梁に溶接され

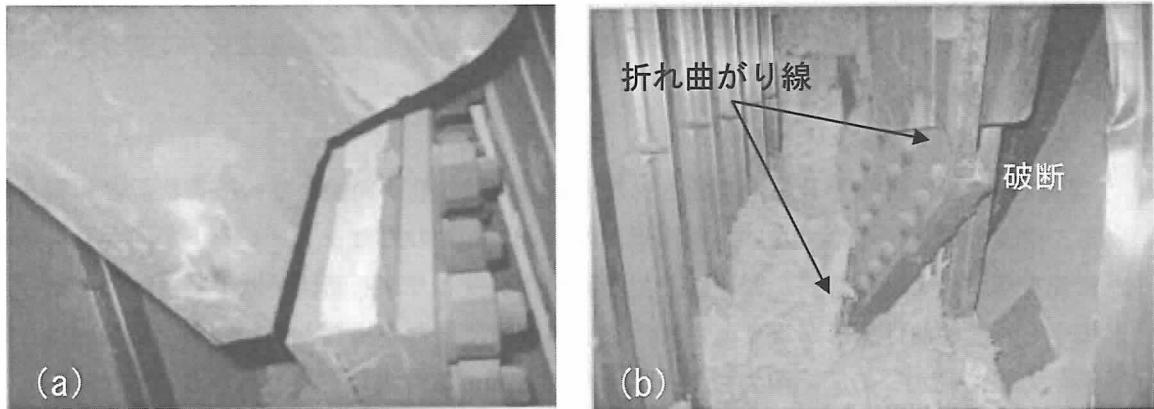
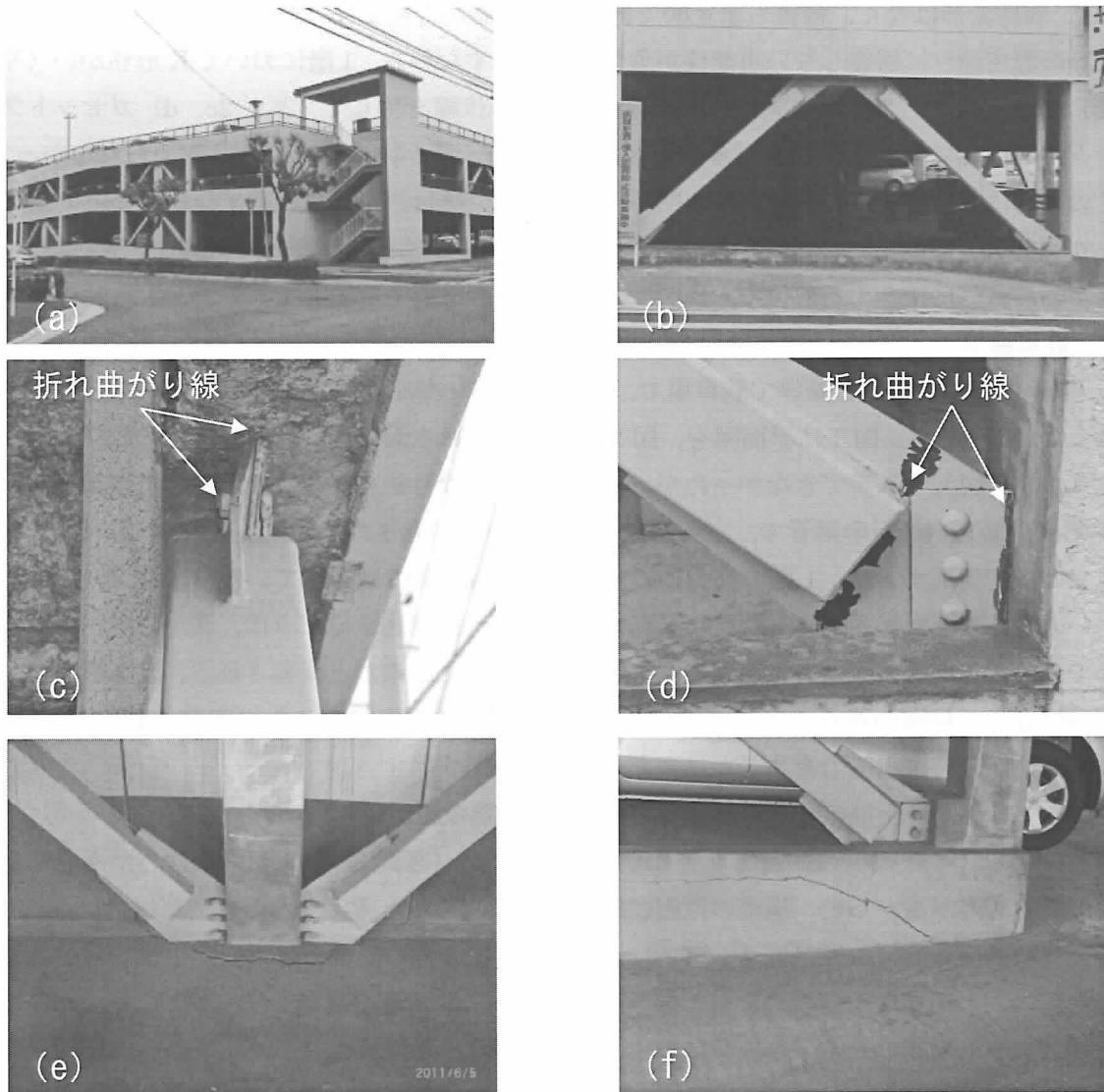


写真1 大規模店舗：(a) GPL取り合い部の破断、(b) GPL取り合い部の座屈と破断（「2011年東北地方太平洋沖地震被害調査報告書」¹⁾より転載）



ていた（写真 3b）のに対し、下端接合部（写真 3g）ではガセットプレートが二側面で支持されていた。自ずと、構面外曲げ剛性がより小さい上端接合部のみが被害を受けた。

なお、この構造物では、柱梁接合部が梁ウェブだけを柱に接合する単純せん断接合であったため（写真 3h），多くの筋かいが接合部で破断したことで、構造物の水平剛性と耐力が大きく損なわれた。このような被害は、倒壊につながる危険性が非常に高いので、今後このような被害を生じない対策が重要である。本研究では駐車場 B について設計式を見直し、地震応答解析を実施することで、被害の原因を詳しく考察する。

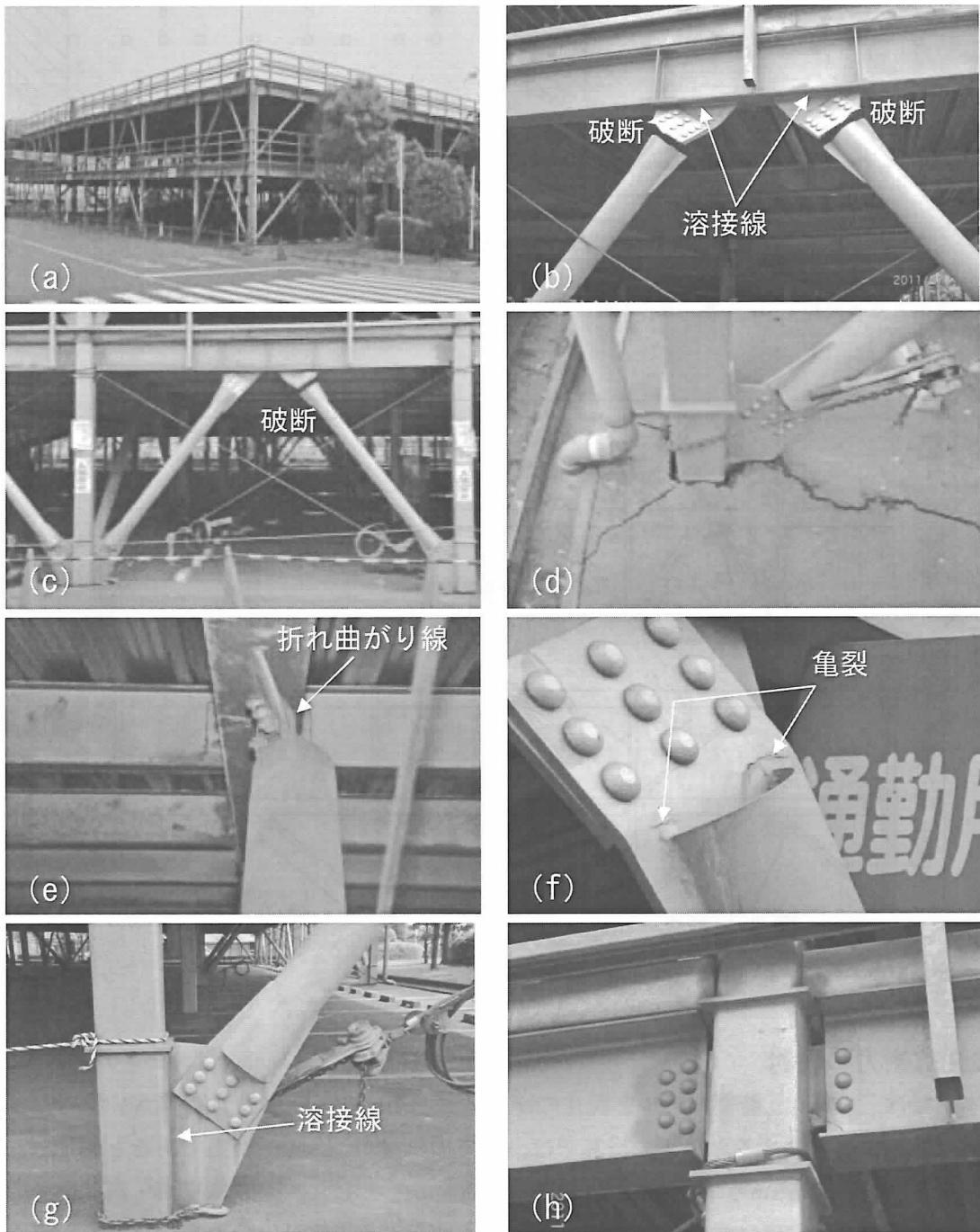


写真 3 駐車場 B：(a) 外観, (b) 破断した筋かい上端接合部, (c) K 形筋かい, (d) アスファルト被りの亀裂, (e) 構面外に曲がった筋かい上端接合部, (f) 亀裂を生じた筋かい接合部, (g) 筋かいの下端接合部, (h) 柱梁接合部

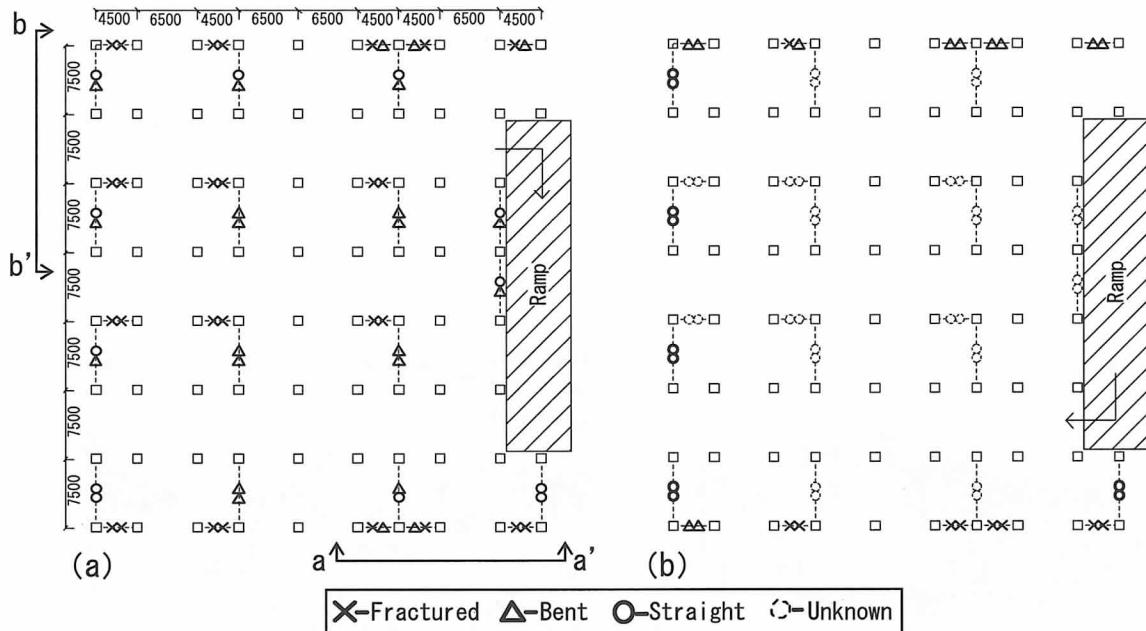


図1 平面図と被害分布：(a) 1階, (b) 2階

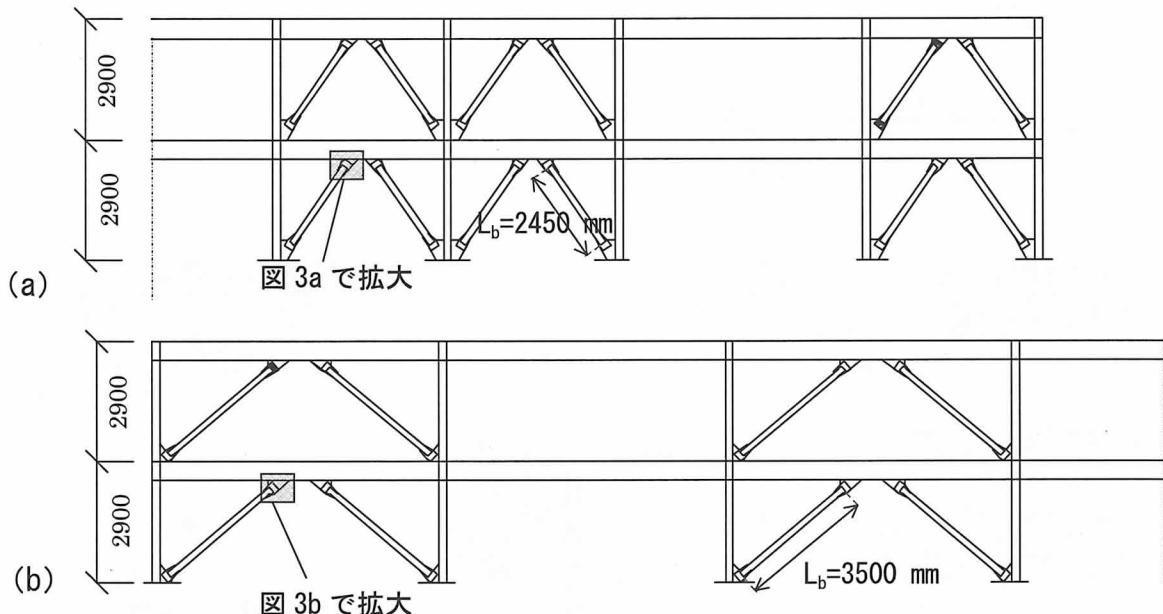


図2 筋かい架構：(a) a-a'立面, (b) b-b'立面

3. 接合部耐力の検討

本章では、設計式、簡便モデルと既往の研究結果を用いて、駐車場Bの筋かい接合部が損傷を受けた原因を考察する。以下の計算では、全ての鋼材がSS400相当であると想定し、引張強度を $F_u = 400 \text{ N/mm}^2$ 、降伏強度を $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$ とした。図3に東西・南北構面の筋かい上端接合部を、主要寸法とともに示す。図2に見るように筋かいの取り付け角度が異なるために、東西構面と南北構面で寸法が若干異なる。

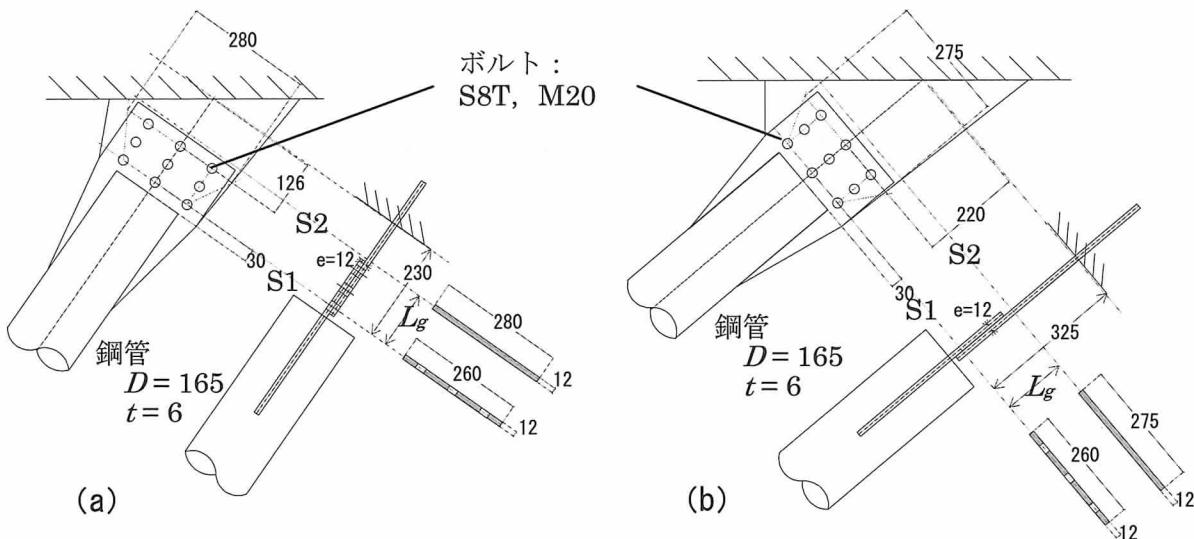


図3 接合部詳細：(a) 東西架構, (b) 南北架構 (単位はmm)

3-1 筋かい耐力

筋かい軸部の断面積 $A_b = 3,000 \text{ mm}^2$ に基づいて、筋かい軸部の降伏引張耐力は $N_y = 705 \text{ kN}$ 、最大引張耐力は $N_u = 1200 \text{ kN}$ と算定される。筋かい軸部の圧縮耐力 N_c は「建築物の構造関係技術基準解説書」³⁾から引用した、下式で算定できる。

$$f_c = \begin{cases} \{1 - 0.4 \cdot (\lambda/\Lambda)^2\} \cdot F_y & (\lambda \leq \Lambda \text{ のとき}) \\ (0.6 \cdot F_y)/(\lambda/\Lambda)^2 & (\lambda > \Lambda \text{ のとき}) \end{cases}$$

ここで、 $\Lambda = 1500/\sqrt{F_y/1.5}$ は限界細長比、 $\lambda = L_b/i_b$ 細長比である。断面二次半径 $i_b = 56.3 \text{ mm}$ 、筋かい長さ $L_b = 2,450 \text{ mm}$ (EW架構), $3,500 \text{ mm}$ (NS架構) を用いて、 $N_c = 652 \text{ kN}$ (EW架構), 629 kN (NS架構) と算定される。

3-2 接合部の引張耐力

筋かい接合部の引張耐力を、「鋼構造接合部設計指針」²⁾に基づいて検討する。筋かい側、梁側ガセットプレートの有効断面は、それぞれ図3に示すS1, S2断面とする。S1は最外縁のボルト線、S2はせん断流れを勘案した有効断面（通称 Whitmore断面）であり、いずれもボルト孔による欠損を考慮した。

高力ボルト摩擦接合による筋かい接合部の降伏引張耐力 jN_y は次式による。

$$\begin{aligned} jN_y &= \min\{jN_{y1}, jN_{y2}\} \\ jN_{y1} &= n \cdot q_{by}, \quad jN_{y2} = A_e \cdot F_y \end{aligned}$$

ここで、 n はボルト本数、 q_{by} は高力ボルトのすべり耐力、 A_e はS1とS2のうちより小さいS1の断面積である。この接合部では、 $n=9$ 本、 $q_{by}=37.7 \times 1.5 \text{ kN}$ 、 $A_e=2,328 \text{ mm}^2$ であるので、筋かい接合部の降伏引張耐力 jN_y は次のように算定される。

$$\begin{aligned} jN_{y1} &= n \cdot q_{by} = 9 \times 37.7 \times 1.5 = 509 \text{ kN} \\ jN_{y2} &= A_e \cdot F_y = 2328 \times 235 \times 10^{-3} = 547 \text{ kN} \end{aligned}$$

したがって、

$$jN_y = \min\{jN_{y1}, jN_{y2}\} = \min\{509, 547\} = 509 \text{ kN}$$

高力ボルト摩擦接合による筋かい接合部の最大引張耐力 jN_u は次式による。

$$\begin{aligned} jN_u &= \min\{jN_{u1}, jN_{u2}, jN_{u3}\} \\ jN_{u1} &= n \cdot q_{bu}, \quad jN_{u2} = A_e \cdot F_u, \quad jN_{u3} = (A_{nt} + 0.5A_{ns}) \cdot F_u \end{aligned}$$

ここで、 q_{bu} は高力ボルトの最大せん断耐力、 A_{nt} は局所的なちぎれ破断のうち中抜け破断または外抜け破断を想定した場合の引張応力の作用する部分の有効断面積、 A_{ns} は局所的なちぎれ破断を想定した場合のせん断応力の作用する部分の有効断面積である。この接合部では溶融亜鉛メッキ高力ボルトが使われているため、強度は S8T 相当として、 $q_{bu} = 151 \text{ kN}$ 、 $A_{nt} = 1,512 \text{ mm}^2$ 、 $A_{ns} = 2,952 \text{ mm}^2$ を用いて、筋かい接合部の最大引張耐力 jN_u は次のように算定される。

$$\begin{aligned} jN_{u1} &= n \cdot q_{bu} = 9 \times 151 = 1360 \text{ kN} \\ jN_{u2} &= A_e \cdot F_u = 2328 \times 400 \times 10^{-3} = 931 \text{ kN} \\ jN_{u3} &= (A_{nt} + 0.5A_{ns}) \cdot F_u = (1512 + 0.5 \times 2950) \times 0.4 = 1,200 \text{ kN} \end{aligned}$$

したがって、

$$jN_u = \min\{jN_{u1}, jN_{u2}, jN_{u3}\} = \min\{1360, 931, 1200\} = 931 \text{ kN}$$

筋かい材が塑性化するまで接合部で破断しないことを保証する、いわゆる保有耐力接合を達成するためには、次式が要求される²⁾。

$$jN_u \geq \alpha \cdot N_y$$

ここで、 α は筋かい接合部の接合部係数で、鋼材が SS400 の場合、 $\alpha = 1.25$ で与えられる²⁾。

$$jN_u = 931 \text{ kN} \geq \alpha \cdot N_y = 1.25 \times 705 = 881 \text{ kN}$$

したがって、図 3 の筋かい接合部は、引張に対しては妥当であったといえる。

3-3 接合部の圧縮耐力

「鋼構造接合部設計指針」²⁾は、筋かい接合部の圧縮に対する設計要求を、明確に規定しない。そこで本節では、塑性解析による方法と、弾塑性解析による多田ら⁴⁾の方法の二つを用いて接合部の圧縮耐力を検討する。

(a) 塑性解析による圧縮耐力

図 3 に示すように、接合部は軸力の作用軸に対して $e = 12 \text{ mm}$ だけ偏心している。そこで、図 4 の崩壊機構に基づいて圧縮耐力を算定する。塑性ヒンジは S1, S2 断面に生じるものとし、断面耐力を表 1 に示す。機構・A は、筋かいの材軸が平行移動すると考え、筋かい接合部の変形のみを考慮したより簡便な機構を、機構・B は筋かい全体の崩壊後変形を考慮した機構である。図に示す変形は、構面外方向のものである。NS 架構と EW 架構で、筋かいの断面は同じであったが、筋かいの材長 L_b と取り付け角度が異なり、接合部の長さ L_g (図 3 参照、S1 と S2 の間の距離) も若干異なった。

塑性解析の機構法(上界定理)に基づいて仮想仕事式を立てることで、機構・A に対する崩壊荷重 P_A は次式から求められる。

$$P_A \frac{2L_g^2 e}{2L_g^2 - e^2} = M_p^1 \left\{ 1 - \left(\frac{P_A}{N_y^1} \right)^2 \right\} + M_p^2 \left\{ 1 - \left(\frac{P_A}{N_y^2} \right)^2 \right\}$$

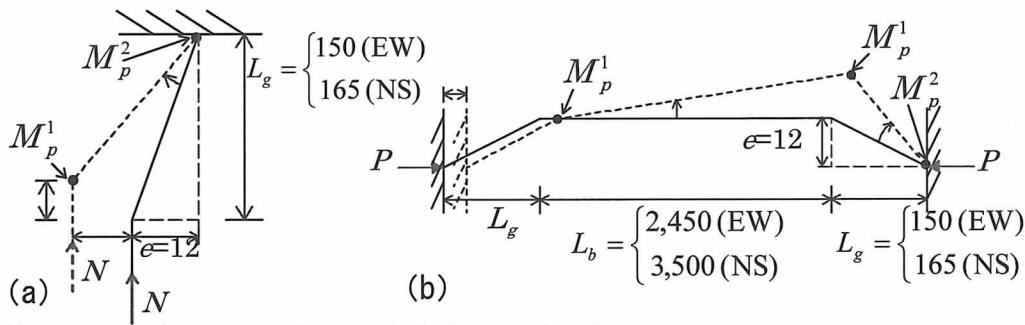


図4 筋かいの崩壊機構：(a) 機構-A, (b) 機構-B (寸法の単位はmm)

表1 筋かい接合部の断面特性および耐力

| | 有効断面積 (mm ²) | 塑性断面 係数(mm ³) | 降伏引張耐力 N_y (kN) | 全塑性曲げ耐力 M_p (N·m) |
|------------------------|-----------------------------|------------------------------|----------------------|------------------------|
| 筋かい側ガセットプレート (S1断面) | 2,330 | 6,980 | 548 | 1,640 |
| 梁側ガセットプレート (S2断面) | EW | 3,360 | 790 | 2,370 |
| | NS | 3,300 | 776 | 2,330 |

表1の断面特性値を用いて、崩壊荷重を $P_A = 275$ kN (EW架構), 272 kN (NS架構) と算定した。

機構・Bに対する崩壊荷重 P_B は、同様に次式から求められる。

$$P_B \frac{2L_g^2e}{2L_g^2 - e^2} = \frac{2L_g + L_b}{L_b} M_p^1 \left\{ 1 - \left(\frac{P_B}{N_y^1} \right)^2 \right\} + M_p^2 \left\{ 1 - \left(\frac{P_B}{N_y^2} \right)^2 \right\}$$

表1の断面特性値を用いて、 $P_B = 284$ kN (EW架構), 279 kN (NS架構) と算定した。

(b) 弾塑性解析による圧縮耐力

多田ら⁴⁾は、ガセットプレートと筋かい軸部の弾塑性変形を考慮した、より複雑な座屈荷重算定式を提案している。筋かい軸部と添プレート部を可撓棒、ガセットプレートを回転ばねとして、図5に示すモデルを考える。

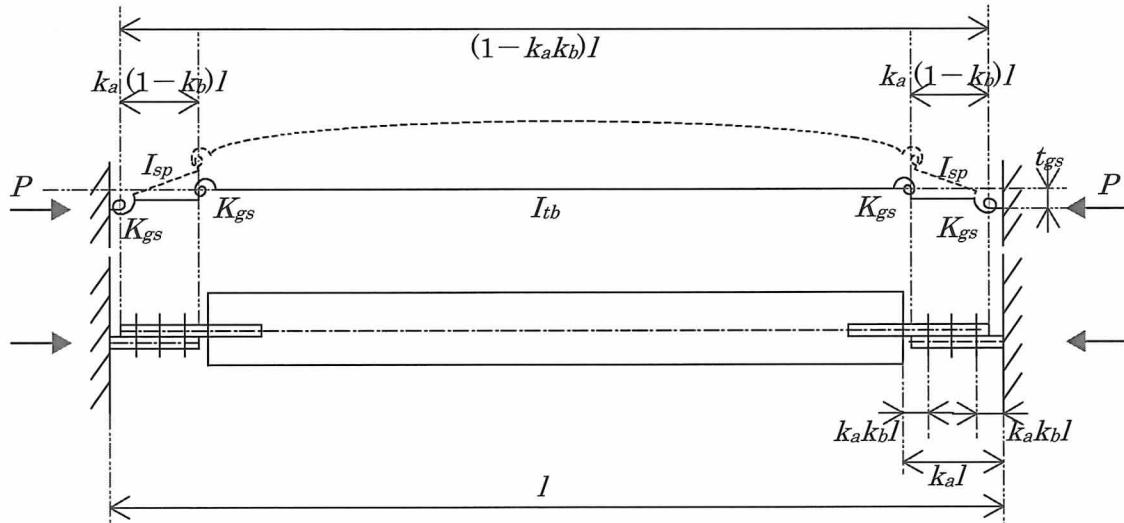


図5 筋かいの力学モデル

ガセットプレートが一面摩擦接合され、系に偏心が生じている筋かいにおいて、座屈モードの形成過程には、(I) 第一ヒンジが筋かい中央 [T] に形成されたのち材端側ガセットプレート [GE] にヒンジが形成される場合、(II) 第一ヒンジが材端側ガセットプレート [GE] に形成されたのち筋かい中央 [T] にヒンジが形成される場合、(III) 第一ヒンジが材端側ガセットプレート [GE] に形成されたのち鋼管側ガセットプレート [GT] にヒンジが形成される場合、の 3 つがある。多田らは、3 つそれぞれに対して算定式を提案するが、ここで対象とする構造物では筋かい軸部が塑性化しなかつたため、場合(III)のみ考慮すればよい。場合(III)に対応する座屈後変形を図 6 に示す。

材端ガセットプレートに第 1 ヒンジが形成され、いまだ鋼管側ガセットプレートにヒンジが形成されていない場合の軸力 P_1 は、次式で表わされる。

$$\begin{aligned} P_1 = & E_{sp}\bar{I}_{sp} \left(\frac{E_{gs}\bar{I}_{gs}}{k_a k_b} \right) (\alpha_{sp}l)(\alpha_{tb}l) \sin(\alpha_{tb}a) \sin(\alpha_{sp}c) \\ & + (\alpha_{sp}l) \left\{ (E_{sp}\bar{I}_{sp})^2 (\alpha_{sp}l)^2 - \left(\frac{E_{gs}\bar{I}_{gs}}{k_a k_b} \right)^2 \right\} \cos(\alpha_{tb}a) \sin(\alpha_{sp}c) \\ & - \left(\frac{E_{gs}\bar{I}_{gs}}{k_a k_b} \right)^2 (\alpha_{tb}l) \sin(\alpha_{tb}a) \cos(\alpha_{sp}c) \\ & - 2E_{sp}\bar{I}_{sp} (\alpha_{sp}l)^2 \left(\frac{E_{gs}\bar{I}_{gs}}{k_a k_b} \right) \cos(\alpha_{tb}a) \cos(\alpha_{sp}c) \end{aligned}$$

材端のガセットプレートに第 1 ヒンジが形成され、そのうちに鋼管側ガセットプレートにヒンジが形成されて崩壊機構に至る場合の軸力 P_2 は、次式で表わされる。

$$\begin{aligned} P_2 = & \left(\frac{E_{gs}\bar{I}_{gs}}{k_a k_b} \right) (\alpha_{tb}l) \sin(\alpha_{tb}a) \sin(\alpha_{sp}c) \\ & + \left\{ E_{sp}\bar{I}_{sp} + \left(\frac{E_{gs}\bar{I}_{gs}}{2} \right) \right\} (\alpha_{sp}l)^2 \cos(\alpha_{tb}a) \sin(\alpha_{sp}c) \\ & + \left(\frac{E_{gs}\bar{I}_{gs}}{2} \right) (\alpha_{tb}l) (\alpha_{sp}l) \sin(\alpha_{tb}a) \cos(\alpha_{sp}c) \\ & + \left\{ E_{sp}\bar{I}_{sp} \frac{k_a k_b}{2} (\alpha_{sp}l)^2 - \frac{E_{gs}\bar{I}_{gs}}{k_a k_b} \right\} (\alpha_{sp}l) \cos(\alpha_{tb}a) \cos(\alpha_{sp}c) \end{aligned}$$

EW 方向をみると、 $P_1 = 297$ kN, $P_2 = 280$ kN と算定される。したがって、材端側ガセットプレートに第一ヒンジが形成されたときに軸力が最大で、その後変形の進行とともに軸力が減少し、鋼管側ガセットプレートにヒンジが形成された時点で崩壊機構に至ると考えられる。

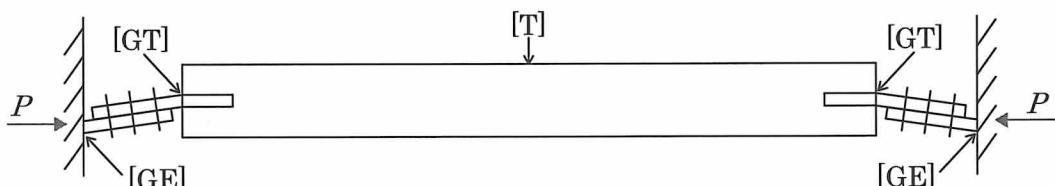


図 6 塑性化位置を示す記号と座屈モード

同様に、NS 方向をみると、 $P_1 = 252 \text{ kN}$, $P_2 = 262 \text{ kN}$ と算定される。

二つの算定法(a), (b)のいずれも、筋かい接合部の圧縮耐力が筋かい材の圧縮耐力の 4 割程度にすぎないことを示す。また、筋かいは圧縮側で、引張側の半分程度の力しか負担できない。筋かい接合部の圧縮耐力が、筋かい材の耐力を大きく下まわる原因是、接合部が偏心していたこと、ガセットプレートを含めて筋かい材が図 4 や 6 のような機構を形成しうる取り付け方法となっていたことの 2 点である。接合部の耐力が極端に不足したことが写真 3 (c), (e) のような被害を生じた原因であると考えられる。

4. 時刻歴応答解析と考察

4-1 解析モデル

汎用有限要素法解析プログラム ADINA⁵⁾を用いて有限要素法（FEM）解析を行った。解析モデルの部材は弾性線材とし、柱脚、梁端接合部、筋かい端部はピン接合とし、コンクリート床スラブには平面応力要素を用いた。積載荷重のある場合とない場合の 2 通りを実行し、建物質量は各節点（全 214 箇所）に集中質量として付与した。積載荷重のある場合は、自動車車庫の地震力を計算する場合の数値 $2,000 \text{ N/m}^2$ に面積を乗じ⁶⁾、重力加速度で割った値を集中質量に加算した。対象建物から約 800 m 離れた地点で観測された地震動記録 DCRC No.23⁷⁾を入力地震動に用いた。減衰は積載荷重がある場合の EW 方向の 1 次、2 次モードに対して臨界減衰比を 2%としたレーリー減衰とした。

4-2 振動特性

FEM 解析と等価 2 質点系の手計算から求めた固有値を表 2 に示す。1 次、2 次周期ともに EW 方向の方が NS 方向よりもわずかに長かった。FEM 解析の方が、手計算よりもやや長い周期を示したが、これは等価 2 質点系で梁の変形を無視したのに対し、FEM 解析では梁を弾性としたために、梁の上下変形の影響で架構全体の剛性が低くなったものと考えられる。

4-3 応答スペクトル

図 7 に DCRC No.23 の応答スペクトル (S_A - S_D 曲線) を示す。減衰定数を 0.02 とした。1 次固有周期の範囲内（積載荷重ありを下限値、なしを上限値とする）での変位応答の平均値は EW 方向で 26 mm, NS 方向で 20 mm, 加速度応答の平均値は EW 方向で 17.0 m/s^2 , NS 方向で 15.2 m/s^2 である。変位応答で 3 割、加速度応答で 1 割、EW 方向の方が大きかったことが、EW 方向に被害が集中した原因の 1 つと考えられる。

表 2 対象建物の固有周期（単位：秒）

| | | 積載荷重あり | | 積載荷重なし | |
|------|----|--------|--------|--------|--------|
| | | FEM解析 | 等価2質点系 | FEM解析 | 等価2質点系 |
| EW方向 | 1次 | 0.276 | 0.257 | 0.218 | 0.203 |
| | 2次 | 0.116 | 0.099 | 0.092 | 0.078 |
| NS方向 | 1次 | 0.246 | 0.234 | 0.195 | 0.185 |
| | 2次 | 0.099 | 0.090 | 0.078 | 0.071 |

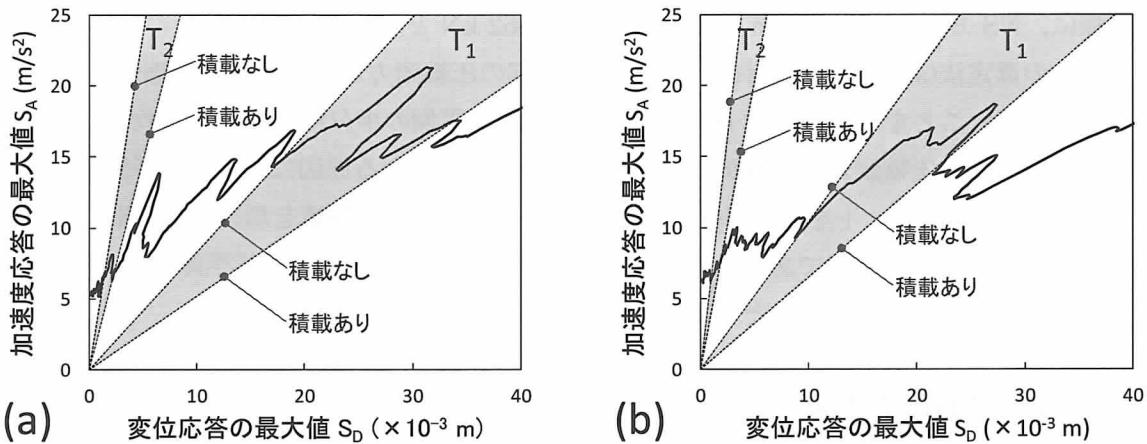


図 7 地震動の応答スペクトル (S_A - S_D 曲線) : (a) EW 方向, (b) NS 方向

4-4 時刻歴応答解析

図 8 に積載荷重がある場合の筋かい軸力の時刻歴応答を示す。図中の引張耐力は 3-2 で求めた筋かい接合部の最大引張耐力 jN_u , 圧縮耐力は 3-3(a)で機構・B に対して算定した崩壊荷重 P_B にそれぞれ実勢値補正係数 1.1 をかけた値を示す。最大軸力を比較すると、EW 筋かいは NS 筋かいよりも 5 割ほど大きく、この違いは、積載荷重がある場合の 1 次固有周期の最大変位応答と対応している。実際の筋かいは比較的小さな圧縮力で塑性化したため圧縮にほとんど効かず、また被害観察から判断して、引張で降伏しなかったと考えられる。ただ、塑性載荷の繰り返し回数の目安として、図 8において筋かいが引張耐力を超える軸力を受けた回数をみると、EW 筋かいで 42 回、NS 筋かいで 9 回と、5 倍の差があった。これは最大応答変位の差がそのまま反映されたものであろう。しがたって、軸力の最大値においても作用回数においても、EW 筋かいは NS 筋かいより厳しい条件にさらされた。このことが、被害が NS 方向より EW 方向で大きかった原因だと考えられる。

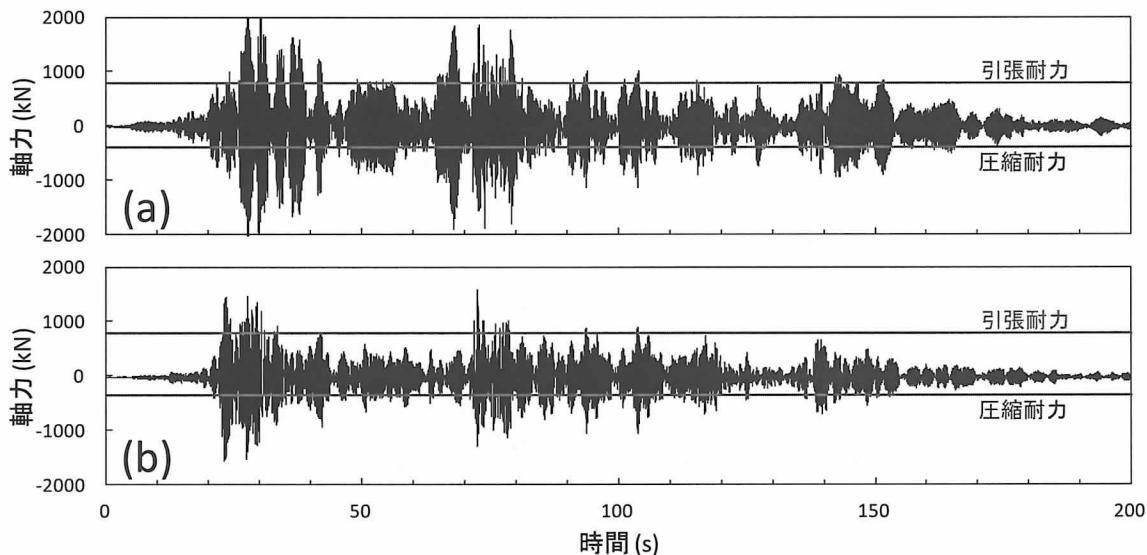


図 8 筋かい軸力の時刻歴応答 : (a) EW 方向, (b) NS 方向

5. まとめ

2011年東北地方太平洋沖地震で観察された筋かい付架構の被害を整理し、とりわけ筋かい接合部の被害に注目した。被害建物の実例を取り上げ、筋かい接合部の設計の妥当性を検討し、架構の地震応答解析を実施し、被災要因を考察した。この研究で得た知見を以下にまとめる。

- (1) 圧縮に対して適切に設計されなかつたために被害を受けた筋かい接合部の例が目立つ。
- (2) 実例建物では、筋かい接合部に軸力偏心が内在し、ガセット板と筋かいを含めた全体系が崩壊機構を形成しうる取り付け方法であったことが原因で、筋かいが座屈耐力の半分の圧縮荷重しか負担できなかつたことを確認した。
- (3) 同建物において、被害は EW 方向に極端に大きく、NS 方向に小さかった。固有周期に対する地震応答スペクトルが EW 方向で卓越した。また、軸力の最大値においても作用回数においても、EW 筋かいは NS 筋かいより厳しい条件にさらされたことが時刻歴応答解析で示唆された。

6. 謝辞

被害調査は、日本建築学会鋼構造運営委員会および EERI との合同調査の一環として実施しました。解析に用いた地震動記録は源栄正人東北大学教授にご提供頂きました。ここに謝意を表します。

7. 参考文献

- 1) 日本建築構造技術者協会東北支部(2012)『2011年東北地方太平洋沖地震 被害調査報告書』
- 2) 日本建築学会(2012)『鋼構造接合部設計指針』丸善株式会社
- 3) 国土交通省住宅局建築指導課(2008)『2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書 第2版』全国官報販売協同組合
- 4) 多田元英, 西豊, 井上一朗(2012)「管通し平板ガセット形式で一面摩擦接合された軸力材の座屈荷重」, 『日本建築学会構造系論文集』, 第556号, pp.181-188
- 5) ADINA R&D, Inc. (2011). "Theory and Modeling Guide: ARD 11-8"
- 6) 国土交通省住宅局建築指導課, 建築技術研究会 (2011)『基本建築基準法関係法令集』, 建築資料研究社
- 7) Motosaka, M. (2012). "Lessons of the 2011 Great East Japan earthquake focused on characteristics of ground motions and building damage" International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, 1–4 March 2012, Tokyo, Japan, pp. 166–185