長崎大学大学院工学研究科研究報告　第 43 巻　第 80 号　平成 25 年 1 月

# 東日本大震災における鋼構造建物の津波被害に関する一考察
## ―津波荷重に対する安全性評価―

玉井宏章*・前田憲利**・島津勝*

# On Damaged Steel Buildings Due to Tsunami After Great Tohoku Earthquake -Safety Evolution against Tsunami Load-

by

Hiroyuki TAMAI*, Kazuto MAEDA** and Masaru SHIMAZU*

A huge disaster due to tsunami occurred on 11th March 2011 in Japan. The tsunami's height reached 14m,and the lower areas of coastal cities and towns were completely wiped out and buildings function were lost. Many drowned people have not yet been found. Other great tsunamis are expected in the near future in coastal areas of Japan. The tsunami load on these building could be estimated as a hydro pressure against surface of drift direction. It is pointed out that the collapse load factor according to the design criteria for the building other than the rim of the coastal area may be given a good estimation of building safety.

***Key words***: *Tsunami ,Tohoku Great Earthquake, Damage of Steel Building, Tsunami Load*

## １．はじめに

2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分に発生した東北地方太平洋沖地震では, 大津波が発生し, 多くの人命がうばわれ現時点でも行方不明者の捜索が行われている.
日本建築学会地震災害調査団の鋼構造運営委員会傘下の調査報告をうけ, この内，津波波力による鋼構造建物被害の詳細調査を行ったので報告する.

津波の流速は浸水深さ 13m で 40km/h と速いので, 沿岸の平野部には津波に対して安全な避難施設を昼間人口密度に均等に建てておく必要があると考えられる. また, 南海・東南海地震に備えて近畿・関西圏においても耐津波診断を行って, 避難可能建物を公知しておく必要もある.

次節以降では, 津波の浸水深さが中規模(5m)の気仙沼市, 大規模(13m)の南三陸町における鉄骨構造物の被災状況を報告する. その際, 津波波圧を静的に取り扱えると仮定し, 塑性解析の手法を用いて, 崩壊荷重係数で耐津波の安全性を示す方法を示し, 被災状況との比較を行って, 耐津波診断への適用について考察する.

## ２．安全性の評価方法

### 2.1　崩壊荷重係数

常時荷重に対する許容応力度設計（いわゆる１次設計）が完了した後に, 塑性解析の手法を用いて, 安全限界の検討を行う, ２段階設計が塑性設計と定義されている. ここではこの安全限界の検討方法を用いる.

必要とされる外力が定義されると仮想仕事の原理（つり合い方程式と力学的境界条件と等価）から, 次式が成立する.

$$\alpha W = U \qquad (1)$$

ここに $W$ は外力の成す仮想仕事. $U$ は内力の成す仮想仕事であり, $\alpha$ は崩壊荷重係数比という意味を持っている.

この $U$ の計算に塑性条件を満たすか, フロアーモーメント分配法 [1)] のように適切な機構条件を満たせば $\alpha$ は当然, 建物の安全側が正解の崩壊荷重比となり $\alpha$ が 1.0 を上回れば安全, 下回れば危険ということが明確に判断できる.

平成 24 年 12 月 17 日受理
*　システム科学部門（Division of System Science）
**　構造工学科（Department of Structural Engineering）

### 2.2　津波外力のモデル化

文献 3-5 を参考にして津波波圧を以下のように算定する．文献 4 では，設計用浸水深さの 3 倍が津波高さとしているが，津波の映像から衝撃効果等を考慮しないこととし，津波波圧 $q$ は次式で与える．

$$q = \rho \cdot g(h - z) \tag{2}$$

ここに，$q$：進行方向の津波波圧

$\rho$ ：海水の単位体積質量

$g$：重力加速度　　　$h$：浸水深

$z$：当該位置と地盤面からの高さ

水の進行を抗う面に静水圧を作用させた場合に相当している．

### 2.3 外力・内力のなす仮想仕事

外力のなす仕事 $W$：

$$W = \iint_{Ae} q \cdot \delta \cdot dA = \rho \cdot g \cdot \iint_{Ae} (h - z) \cdot \theta \cdot z \cdot dydz \tag{3.a}$$

内力のなす仕事 $U$：

$$U = \Sigma M_p \cdot \theta \tag{3.b}$$

$\theta$ は，仮想塑性回転角である．

(1)式から $\theta$ を消去して $\alpha$ を求めると，津波波圧に対する建物が保有する崩壊荷重比(荷重係数)が求まる．また，外力の最下部の水平力 Q:は，次式で求まる．

$$Q = \iint_{Ae} q \cdot dA = \rho \cdot g \cdot \iint_{Ae} (h - z) \cdot dydz \tag{4}$$

## ３．被害の概要

報告する鉄骨造建物の被害調査は，気仙沼市と南三陸町の各 1 件，計 2 件である．


**写真１**　調査場所と配置図（気仙沼）

### 3.1　気仙沼市 A 工場

場所：宮城県気仙沼市川口町

構造：鉄骨純フレーム構造

2 階建　2 層×1×7 スパン

用途：海産物工場

### ○被害概要と浸水深さ

写真 1，2 に調査場所と建物の配置を示す．場所は大島汽船フェリー乗り場の近傍，半径 200m には，気仙沼土木事務所がある．東側から津波が押し寄せた．朝日町「A 冷蔵工場」と「B 冷蔵庫」の間には中型船舶が乗り上げている．中型船舶が建物に衝突した可能性は否定できない．

東側から津波が押し寄せ，調査建物(青い屋根)は倒壊後，背後の C 会館(赤い屋根)の建物に寄り添って原型を保ったのがわかる．

気仙沼土木事務所から撮影された津波第 1 波の映像から，浸水深さは 5m と推定できる．映像から漂流物の最大流速は毎秒 7m，時速 25km/h くらいであることからもそれが妥当であるといえる．

図 1 には調査建物と浸水深さの関係を示す．

図 2 に建物形状と断面形状を，写真 2 には倒壊状況(崩壊機構)を，写真 3 には梁端部の塑性化状況と屋根・床ブレースの座屈状況を，写真 4 には根巻き柱脚の破壊状況を示す．写真 4 の「0-1-A」は「階数－構面－通り」の各番号を示している．図 3 を参照されたい．

これらの結果より以下のことがわかる．

1)東南隅柱の傾斜角は，1/3.3 rad であり，短辺方向に全層崩壊機構が形成されている．2 階中ほどまでの壁に水圧痕が残っている．

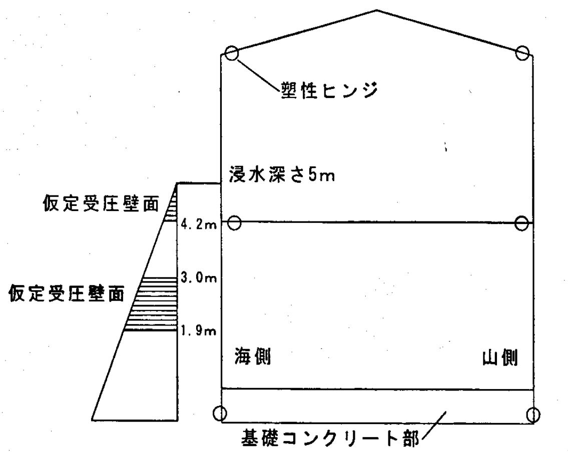



**図１**　浸水深さと建物高さの関係（気仙沼）

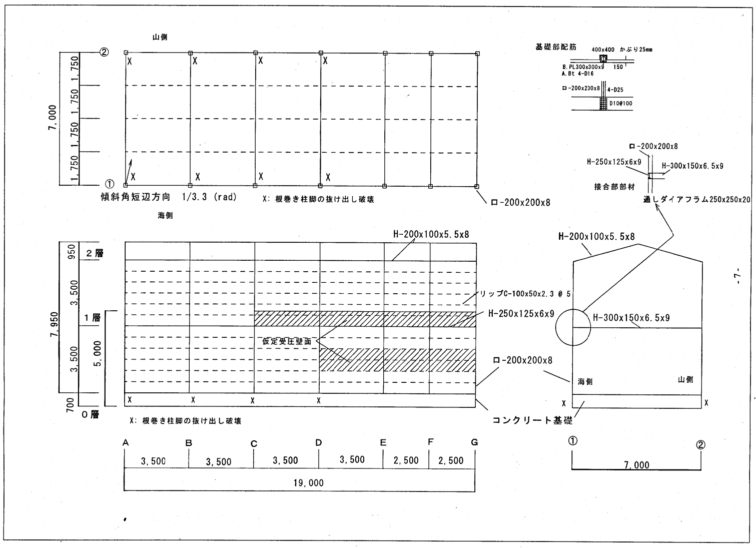



**図 2**　建物形状（気仙沼）

2)写真 3 は東南側各階 2 箇所の梁の状況を示している．いずれも大きく塑性化しているのは梁であり，柱にヒンジは発生していない．1 階梁では上フランジに局部座屈が生じ，2 階梁では補剛区間内で横座屈が生じている．そのため構面間隔が近接して水平ブレース，波形屋根材がともに座屈している．軒高さは 7m あるので波形屋根材の変形は水圧によるものではない．

3)東南側 2 本の根巻柱脚の状況は，根巻きコンクリート部の破壊とアンカーボルト破断ないしは大きな塑性化が生じて終局に至っている．コンクリート部最上部の帯筋は強化されておらず，4-D25 の主筋にはフックはなく抜け出している．主筋の耐力は付着割裂強度で決定されている．

### ○ 部材の全塑性モーメント

図 3 に基礎部の配筋状況を示す．この図 3 を参考に根巻き柱脚の全塑性モーメントを求める．

文献 1 にしたがって根巻き柱脚の全塑性モーメントを計算する．

$$M_P=\min(M_{P1},M_{P2})$$

$$M_{P1}=\frac{{}_cM_{Pc}}{1-\frac{{}_r\ell}{\ell}}\quad,\quad M_{P2}=0.9\cdot a_t\cdot F_{rY}\cdot {}_rd+M_{P3}$$

$${}_rd=25+12.5+325=362.5mm$$

$$a_t=2\times 506.7=1013.4mm^2$$

$$\ell=(3500+700)/2=2100mm\quad {}_r\ell=600mm$$

$${}_cM_{Pc}=472\times 10^3\cdot 235=111kN\cdot m$$

付着割裂が生じているが，付着耐力は鉄筋降伏耐力を上回るので

$$F_{rY}=295\mathrm{N/mm^2}$$

$M_{P3}$ は，露出柱脚部のみの曲げ耐力であり，次のように算定できる．

$$N_u=B\cdot D\cdot F_b=300\times 300\times(0.85\times 24)=1836\mathrm{kN}$$

$$T_Y=n_t\cdot P_{bY}=1\times 198.6\times 295=58.5\mathrm{kN}$$

作用軸力は 0 と仮定して差し支えないので，

$N_u-T_Y=1836-58.5>N=0>-T_Y=-58.5$ であるので

$$M_{P3}=T_Y\cdot d_t+\frac{(N+T_Y)\cdot D}{2}\cdot\left(1-\frac{N+T_Y}{N_u}\right)$$

$$=58.5\times 100+\frac{(0+58.5)\times 300}{2}\cdot\left(1-\frac{(0+58.5)}{1836}\right)=14.3\mathrm{kN\cdot m}$$

これらの基礎データから，

$$M_{P1}=\frac{111}{1-\frac{600}{2100}}-155\mathrm{kN\cdot m}$$

$$M_{P2}=0.9\times 1013.4\times 295\times 362.5+14,300,000=112\mathrm{kN\cdot m}$$

よって，

$$M_P=\min(M_{P1},M_{P2})=112\mathrm{kN\cdot m}$$

梁材の全塑性モーメントは，

2 階梁 H-200×100×5.5×8,

$Z_P=205,000\mathrm{mm^3}$ , $M_P=235\times 205,000=48.2\mathrm{kN\cdot m}$

$$\frac{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}{\left(\frac{220}{\sqrt{F_y}}\right)^2}+\frac{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2}{\left(\frac{1430}{\sqrt{F_y}}\right)^2}=0.31\le 1.0$$

で P－１－１区分の梁である [2]．

局部座屈は問題なさそうである．

横補剛区間は 1.81m と短いが非弾性横座屈と弾性横座屈の境界にあり,耐力は横座屈で決定される．

$$M_c=\left(1.0-0.4\cdot\frac{\lambda_b-{}_p\lambda_b}{{}_e\lambda_b-{}_p\lambda_b}\right)\cdot M_P$$

$$=\left(1.0-0.4\times\frac{1.26-0.45}{1.29-0.45}\right)\times 48.2=29.6\mathrm{kN\cdot m}$$

1 階梁 H-300×150×6.5×9,

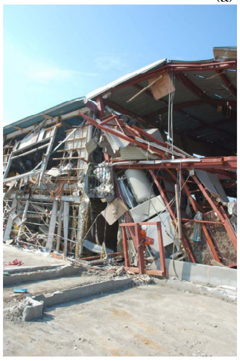
$Z_P=542,000\mathrm{mm^3}$， $M_P=235\times 542,000=127.4\mathrm{kN\cdot m}$

$$\frac{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}{\left(\frac{220}{\sqrt{F_y}}\right)^2}+\frac{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2}{\left(\frac{1430}{\sqrt{F_y}}\right)^2}=0.55\le 1.0$$

で P－１－１区分の梁である．

局部座屈後にも上記の曲げ耐力は保持されていると仮定する [2]．表 1 に塑性断面係数をまとめて示す．

(a) 東面



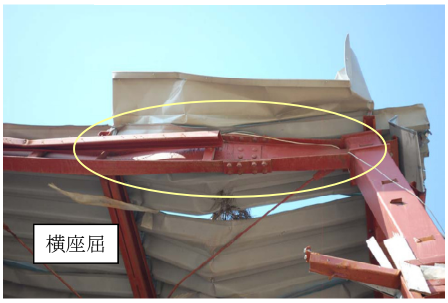
(b) 南面 1

(c) 南面 2

**写真 2**　調査建物の倒壊状況（崩壊機構）


(a) 1-1-A　梁端接合部


(b) 1-1-B　梁端接合部




(c) 2-1-A　梁端接合部


(d) 2-1-B　梁端接合部

**写真 3**　梁端部の塑性化状況と屋根・床の水平ブレースの座屈状況（気仙沼）

(a) 0-1-A 柱脚　（全体）

(b) 0-1-A 柱脚（アンカーボルト破断痕）

(c) 0-1-B 柱脚　（全体）


(d) 0-1-B 柱脚　（詳細）

**写真 4**　根巻き柱脚の破壊状況（気仙沼）

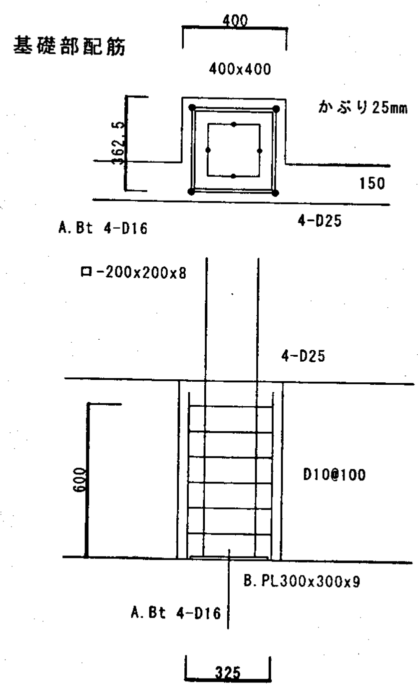



**図 3**　基礎配筋の詳細（気仙沼）


**写真 5　調査建物の位置（南三陸町）**

**表 1**　気仙沼市 A 工場の断面性能

| Location | Section | $Z_p\times10^3\mathrm{mm}^3$ | $\sigma_y \mathrm{N/mm}^2$ | Remark |
|---|---|---|---|---|
| G2 | H-200×100×5.5×8 | 126 | 235 | Buckling |
| G1 | H-300×150×6.5×9 | 542 | 235 | Bending |
| C | ロ-200×200×8 | 472 | 235 | Bending |
| Base | ― | 380 | 295 | Steel bar Yielding |

### 3.2　南三陸町 B 庁舎

場所：宮城県本吉郡本吉南三陸町

構造：鉄骨純フレーム構造

3 階建　3 層 x1x3 スパン

用途：防災対策庁舎

**〇被害概要と浸水深さ**

写真 5 に調査場所と配置を示す．調査対象建物の南面が海側，北面が山側である．南 100m には S 病院が，西面 600m には避難所である S 高校がある．調査対象建物の周辺の木造庁舎，木造家屋は流出したものと考えられる．

浸水深さは，約 13m 程度と推定される．図 4 に建物形状と断面形状を，写真 6 には対象建物の被災状況を，写真 7 に西面の架構接合部の状況を写真 8 には 1 層上部 1-2-A 接合部における，梁柱接合部の詳細を示す．写真 6 より，外壁は 4 面すべて流出している．付着していた漂流物の瓦礫は撤去されている．図 4 の平面図には，平面図の柱の位置に柱の残留変形角を示している．長辺方向に 1.2/100rad と大きな残留変形を生じており，柱脚部と梁が塑性化していると推定できる．

表 2 に残留変形核をまとめて示す.写真 7 の〇印内には塗料はく離に伴う発錆が確認できる．1-2-A 接合部とは, 1 層の 2 構面の A 通りの接合部を意味している．図 4 を参照されたい．写真 8 から，西面の梁仕口部では，下部フランジ下面端部，ウェブ部下スカラップに発錆が見られる．また，ブラケット部のウェブで縦に塗料が剥がれている．

これらの調査結果から以下のことがわかる．

1) 大流速，大浸水深さ(13m)の津波では外壁のほとんどが脱落流失している．

2) 海側から山側の架構長辺方向に 1.2/100rad の大きな残留塑性変形角が 1 階部分に生じている．

3) 短辺方向架構には 1 階柱脚部を除いて塗料の剥離は見られない．一方，長辺方向架構の 1 階梁，柱脚部の端部に塗料がはげ発錆している箇所が観察された．これは津波荷重による塑性化が原因と考えられる．

4) 基礎部，1 階床部には大きなクラックは生じていなかった．埋め込み柱脚では角形鋼管端部が塑性化していると考えられる．

**〇部材の全塑性モーメント**

3 階梁 H-600×200×12×19

$Z_P=3,200,000\mathrm{mm}^3$,　$M_P=235\times3,200,000=752\mathrm{kN\cdot m}$

$$\frac{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}{\left(\frac{220}{\sqrt{F_y}}\right)^2}+\frac{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2}{\left(\frac{1430}{\sqrt{F_y}}\right)^2}=0.55\le1.0$$ で P－1－1 区分の梁である [2]

局部座屈は問題ない．

2 階梁 H-650×200×12×19

$Z_P=3,570,000\mathrm{mm}^3, M_P=235\times3,570,000=839\mathrm{kN\cdot m}$

1 階梁 H-700×200×12×22

$Z_P=4,360,000\mathrm{mm}^3, M_P=235\times4,360,000=1024\mathrm{kN\cdot m}$

1，2 階梁の局部座屈は 3 階梁と同様であった．

柱ロ-400×400×22，BRC 295

塑性断面係数を表 3 にまとめて示す．

## 4.　検討結果

**〇気仙沼 A 工場**

1) 図 3 のように残存壁面のみが津波波圧を受けたと仮定すれば，

外力のなす仕事 $W$:

$$W=\rho\cdot g\cdot\theta\cdot\left(B_1\int_{z2}^{z1}(h-z)\cdot z\cdot dz+B_2\int_{z4}^{z3}(h-z)\cdot z\cdot dz\right)$$

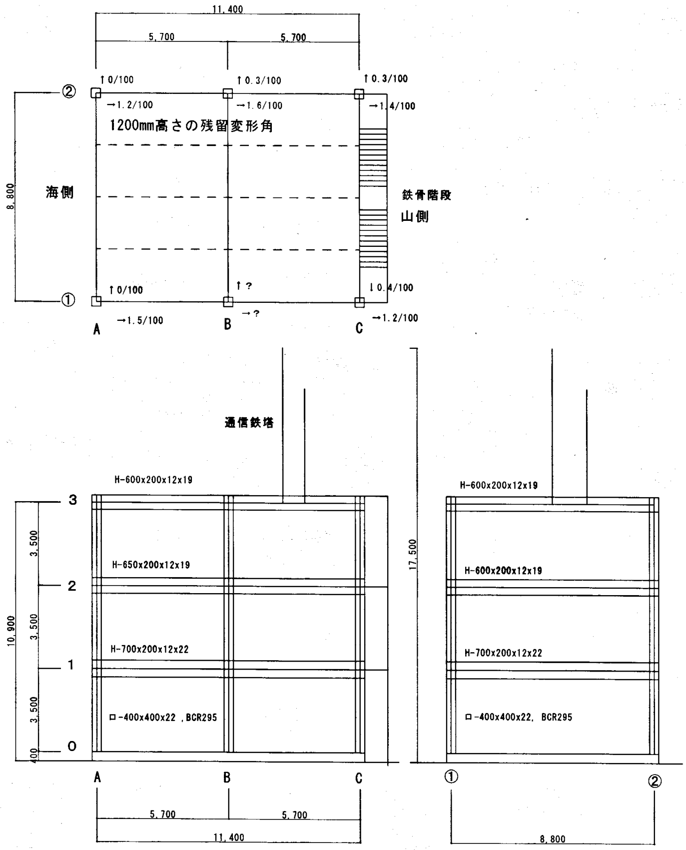



図 4　対象建物の寸法と残留変形角（南三陸町）

$$
=\rho\cdot g\cdot\theta\cdot\left(B_1\left(\frac{h}{2}z^2-\frac{z^3}{3}\right)\Bigg|_{z2}^{z1}++B_2\left(\frac{h}{2}z^2-\frac{z^3}{3}\right)\Bigg|_{z4}^{z3}\right)
$$

$B_1=12\mathrm{m},\ B_2=8.5\mathrm{m},\ h=5\mathrm{m},$

$z1=5\mathrm{m},\ z2=4.2\mathrm{m},\ z3=3.0\mathrm{m},\ z4=1.9\mathrm{m},$

$\rho=1000\mathrm{kg/m^3},\ g=9.8\mathrm{m/s^2}$

$$
W=9.8\cdot\theta\cdot\left(12\left(\frac{5}{2}z^2-\frac{z^3}{3}\right)\Bigg|_{4.2}^{5.0}+8.5\left(\frac{5}{2}z^2-\frac{z^3}{3}\right)\Bigg|_{1.9}^{3.0}\right)=731\cdot\theta\mathrm{kN\cdot m}
$$

内力のなす仕事$U$:

$$
U=2\cdot\left(M_{Pc}\cdot\theta+M_{Pb1}\cdot\theta+M_{Pb2}\cdot\theta\right)\times 7
$$

ここで，

$M_{Pc}=112\mathrm{kN\cdot m},\ M_{Pb1}=127.4\mathrm{kN\cdot m},\ M_{Pb2}=29.6\mathrm{kN\cdot m}$

$U=2\cdot(112\cdot\theta+127.4\cdot\theta+29.6\cdot\theta)\times 7=3766\cdot\theta\mathrm{kN\cdot m}$

従って，荷重係数を$\alpha$は

$$
\alpha=\frac{U}{W}=\frac{3766}{731}=5.14 \quad , \qquad Q=271\mathrm{kN}
$$

2) 一方，全壁面で津波波圧を受けたと考える場合は，

$$
W=9.8\cdot\theta\cdot\left(19\left(\frac{5}{2}z^2-\frac{z^3}{3}\right)\Bigg|_{0.7}^{5.0}\right)=3672\cdot\theta\mathrm{kN\cdot m}
$$

表 2　残留変形角（南三陸町 B 庁舎）（$\times 10^{-2}$rad）

| Direction | North-to-South | | | East-to-West | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Plane | A | B | C | A | B | C |
| 1 | 0.0 | 0.3 | 0.3 | 1.2 | 1.4 | 1.4 |
| 2 | 0.0 | — | -0.4 | 1.5 | — | 1.2 |

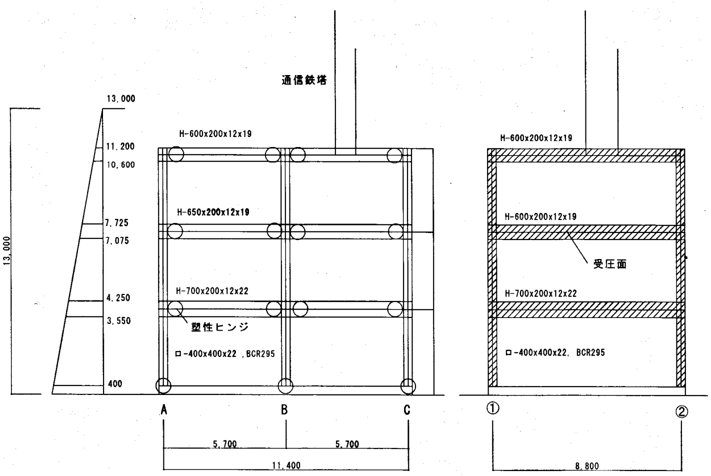



図 5　津波波圧分布と仮定受圧面積（南三陸町）

表 3　南三陸町 B 庁舎の断面性能

| Location | Section | $Z_p\times10^3\mathrm{mm^3}$ | $\sigma_y\times\mathrm{N/mm^2}$ | Remark |
|---|---|---|---|---|
| G3 | H-600×200×12×19 | 3200 | 235 | Bending |
| G2 | H-650×200×12×19 | 3570 | 235 | Bending |
| G1 | H-700×200×12×22 | 4360 | 235 | Bending |
| C3-C1 | □-400×400×22 | 4390 | 295 | Bending |

$$
\alpha=\frac{U}{W}=\frac{3766}{3672}=1.02 \quad , \qquad Q=1721\mathrm{kN}
$$

これらの結果から，中程度の流速，浸水深さ(5m 程度)の津波波圧に対して壁面全面に津波波圧を受けた際や中型船舶，車両衝突などにより倒壊に至り，壁面破損後は保有耐力に余裕があったことがわかる．

### ○南三陸町 B 庁舎

1) 3 構面の梁と柱ウェブ断面積のみが津波波圧を受けたと仮定すれば，

$$
W=3\cdot\rho\cdot g\cdot\theta\left(B_1\int_{z2}^{z1}(h-z)\cdot z\cdot dz+B_1\int_{z4}^{z3}(h-z)\cdot z\cdot dz\right.
$$

$$
\left.+B_1\int_{z6}^{z5}(h-z)\cdot z\cdot dz+2B_2\int_{z7}^{z1}(h-z)\cdot z\cdot dz\right)
$$

$B_1=8.4\mathrm{m},\ B_2=0.4\mathrm{m},\ h=13\mathrm{m}$

$z1=11.2\mathrm{m},\ z2=10.06\mathrm{m},\ z3=7.725\mathrm{m},\ z4=7.075\mathrm{m},$

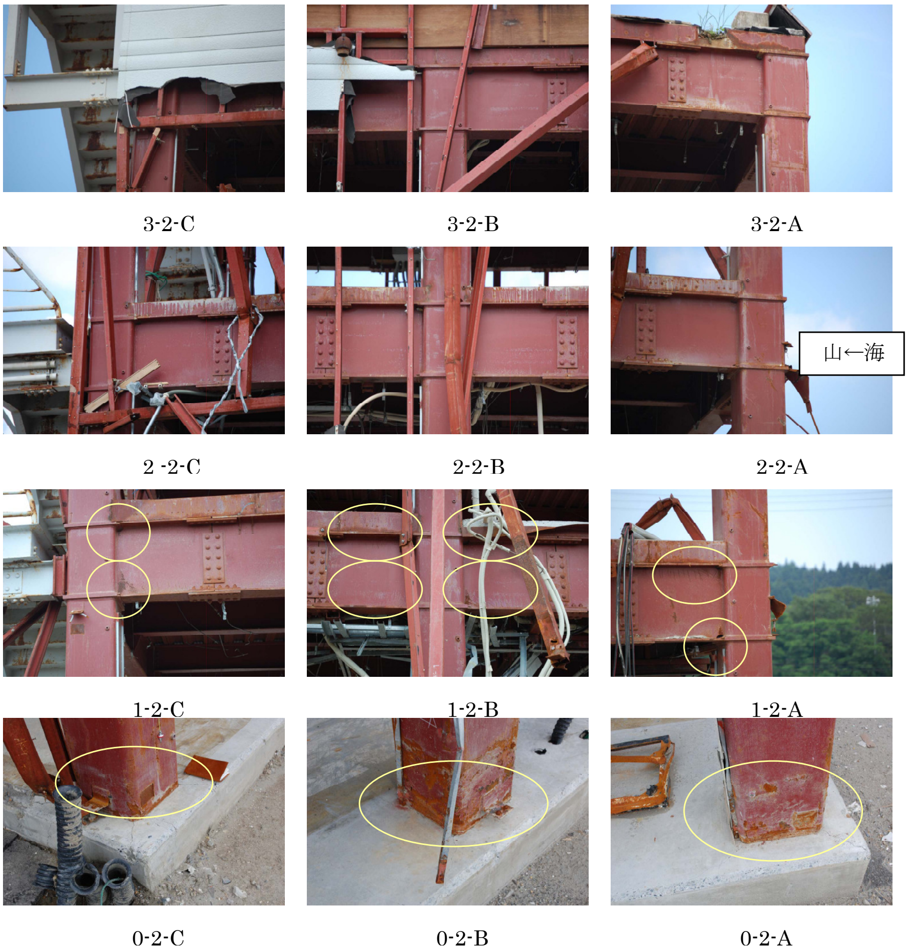



**写真 7**　西面架構の接合部の状況（南三陸町）
○印内には塗料はく離に伴う発錆が確認できる．

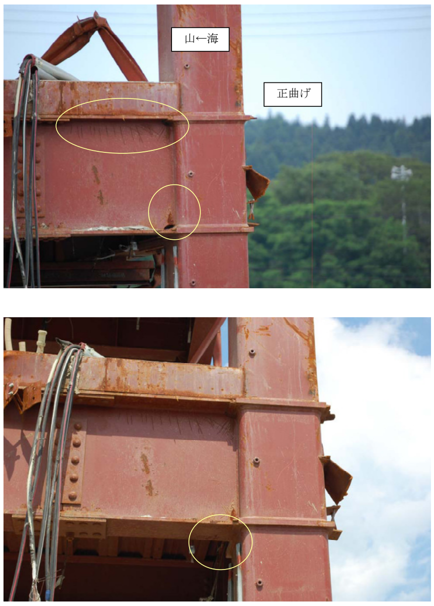



**写真 8**　1-2-A 梁柱接合部の詳細
○印内に発錆が確認できる

$z5 = 4.25\text{m}, z6 = 3.55m, z7 = 0.4m$

$W = 24{,}300 \cdot \theta \text{kN} \cdot \text{m}$

内力の成す仕事 $U$:

$U = (3 \cdot M_{Pc} \cdot \theta + 4 \cdot M_{Pb1} \cdot \theta + 4 \cdot M_{Pb2} \cdot \theta + 4 \cdot M_{Pb3} \cdot \theta) \times 2$

ここで，　　　　　$M_{Pb3} = 752\text{kN} \cdot \text{m}$

$U = 28{,}690 \cdot \theta \text{kN} \cdot \text{m}$

よって，荷重係数を α は，

$$\alpha = \frac{U}{W} = \frac{28{,}690}{24{,}300} = 1.18 \quad , \qquad Q = 4612\text{kN}$$

2) 一方，全壁面で津波波圧を受けたと考える場合は，

$$W = 9.8 \cdot \theta \cdot \left( 8.8 \left( \frac{13}{2} z^2 - \frac{z^3}{3} \right) \right|_{0.4}^{11.2} = 29{,}841 \cdot \theta \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha = \frac{U}{W} = \frac{28{,}690}{29{,}841} = 0.96 \quad , \qquad Q = 6706\text{kN}$$

3) 浸水深さを 6m から 15m まで変化させたときの崩壊荷重係数の変化を，受圧面をフレームのみとした場合と壁面前面とした場合同様の計算を行って図 6 に示す．

これらの結果から，大流速，大浸水深さ(13m 程度)の津波波圧に対して壁面全面に津波波圧を受けた際や車両衝突などにより倒壊に到る可能性があり，壁面が完全に破損脱落後も保有耐力にさほど余裕はないことがわかる．また，文献 4 での津波荷重の算定において，設計用浸水深さの 3 倍が津波高さとするとこの建物は完全に倒壊し大きな変形をせねばならないが残留変形 1/100rad 程度でとどまっていることから，沿岸部に隣接していない地域では，「設計用浸水深さの 3 倍が津波高さとする」という荷重算定方法は過大すぎることがわかる．

また，図 7 には図 6 から求められるちょうど崩壊荷重に達する浸水深さ $h_{col}$ と実測浸水深さ $h_r$ とから $h_{col}/h_r$ と $h_r$ の関係を示す．

本研究の計算例に加えて，文献 6 の海岸から 500m 以遠の鉄骨構造物の調査例から○で無損傷，△で大きな残留変形，×は倒壊流出の構造物，◇で残存したもの，＊で倒壊した建物を示している．

崩壊浸水深さ比が 1 以上であれば建物・構造物は残

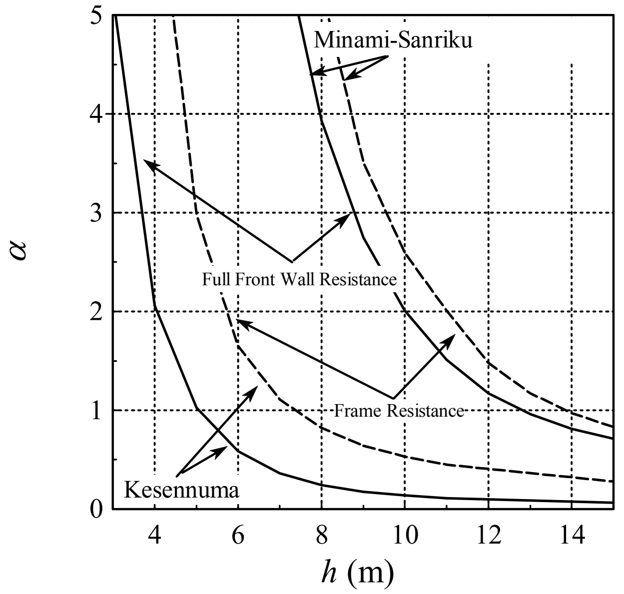



**図 6**　浸水深さと崩壊荷重係数との関係

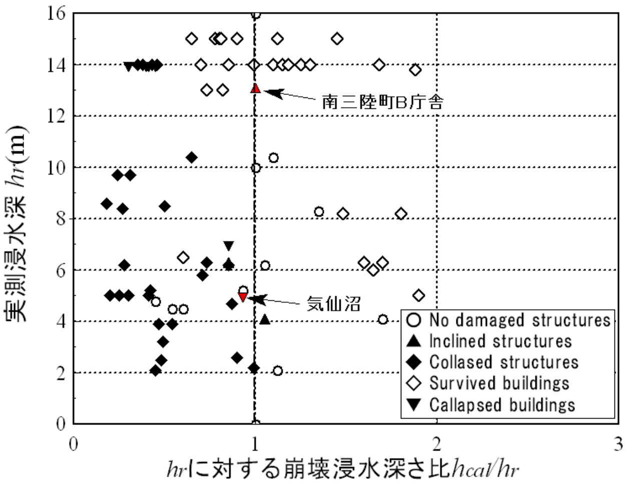



**図 7**　崩壊浸水深さ比と実測浸水深さとの関係

留して持ちこたえられることが分かる.

## 5. まとめ

東日本大震災の津波で被災した 2 つの鉄骨造建物の被害を分析した後に建物各部の全塑性モーメントを算定して津波に対する建物の崩壊荷重係数を求め．その安全性評価の妥当性を考察した.

得られた知見は以下のように要約される.

1) 1 ケースの検討ではあるが，中流速，中浸水深さ(5m 前後)における小規模鉄骨建物においては,受圧壁面が早期脱落，破損すれば，津波荷重に耐えうる保有水平耐力が確保できる.

2) 塑性化が生じると塗料がはく離して発錆する. 大きな塑性化はその錆の状況から推測可能である.

3) 大流速域では，鉄骨の外部壁面は完全に脱落する，

4) 1 ケースの検討ではあるが, 大流速, 大浸水深さ(13m 前後)における鉄骨建物においては，受圧壁面が早期脱落, 破損しても津波荷重に耐えうる保有水平耐力にさほど余裕がない.

5)沿岸部に隣接していない地域では,「設計用浸水深さの 3 倍が津波高さとする」荷重算定方法は過大すぎる.

6) 耐津波設計の検討方法として, 転倒や滑動等が存在するが, 今回は津波の横荷重に対する水平耐力についてのみを検討した. 周辺に障害物があり, 海岸線から 500m 以遠の場合では, 津波による水平荷重は静的荷重として取り扱っても良く, 本手法によって安全性評価が行える.

## 謝 辞

本調査を遂行するにあたり, 北海道大学 緑川光正先生から貴重なご助言をいただいた．津波荷重に関して日本大学 増田光一, 居駒知樹両先生にはご示唆をいただいた．また，地震記録波は，防災科学研究所からダウンロードしました. 衛星写真地図は Google から転載しました．ここに記して謝辞を表します.

## 参考文献

1) 日本建築学会:鋼構造塑性設計指針・同解説　第 2 版, 2012. 3.
2) 日本建築学会:鋼構造限界状態設計指針・同解説　第 2 版, 2002. 9.
3) 国土交通省　国土技術政策総合研究所, 独立行政法人　建築研究所:国土技術製政策総合研究所資料第 636 号, 建築研究資料　第 132 号:平成 23 年(2011 年). 東北地方太平洋沖地震調査研究(速報)(東日本大震災)，建築研究所国土技術政策総合研究所資料第 636 号，建築研究資料第 132 号.
4) 内閣府:津波避難ビル等に係るガイドライン，巻末資料②　構造的要件の基本的な考え方，2005. 6.
5) 土木学会:原子力土木委員会　津波評価部会:原子力発電所の津波評価技術，2002. 2.
6) 国土交通省, 国土技術政策総合研究所, 独立行政法人建築研究所:国土技術政策総合研究所資料第 674 号, 建築研究資料第 136 号:平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震被害調査報告，2012. 3.