海岸工学論文集，第54巻（2007）
土木学会，861-865

2006年ジャワ島南西沖地震津波による家屋等構造物の被災分析

Damage Assessment of Structures due to the 2006 Java Tsunami

庄司　学[1]・森山哲雄[2]・幸左賢二[3]・松冨英夫[4]・鳴原良典[5]・村嶋陽一[6]

Gaku SHOJI, Tetsuo MORIYAMA, Kenji KOSA, Hideo MATSUTOMI
Yoshinori SHIGIHARA and Yoichi MURASHIMA

The paper describes damage assessment of structural components such as wall and column in a masonry infilled house due to a tsunami, assessing the damage data of structures in the south coast of Java due to the 2006 Giant Earthquake and Tsunami. The effect of wave loads with failure mode of subject structural components was verified, inversely computing the dominant parameter 'a' representing the amplification of tsunami wave pressure against a structural component. It was found that its crack mode might occur when parameter a takes the value ranging from 4 to 5, and that major failure mode such as collapse or shear crack might occur although parameter a takes more than 3 dependent upon tsunami affection.

1. はじめに

2006年7月17日（UTC 08：19：28），ジャワ島南西沖235 kmを震源としたM_w=7.7の地震が発生した（USGS, 2006）．この地震に伴って発生した津波は，ジャワ島南岸部で600人を超える死者を出す大災害となった（USGS, 2006）．この津波被害の要因としては，家屋等の構造物の被災が挙げられる．例えば，死者数が300人を越えたCiamisのPangandaranでは，海岸線近傍の家屋の大部分が津波により破壊された（(独）港湾空港技術研究所，2006）．家屋等構造物に対する津波荷重に関しては多くの知見が得られている．首藤（1992）は，家屋の被害が構造形式によって大きく異なり，その被害率を津波高との関係性から論じることの重要性を指摘しており，松冨・首藤（1994）は，その関係性を1993年北海道南西沖地震津波の被害調査データに基づいて評価している．また，朝倉ら（2000）は護岸を越流した津波による波力を明らかとするための水理実験を行い，内陸に遡上した津波が構造物に作用する津波波圧の算定式を提案している．この算定式は，内閣府による津波避難ビル等に係るガイドライン（2005）で採用されており，実被害に基づいた検証が不可欠とされている．このような中で，中埜（2005）ならびに中埜・朴（2005）は2004年スマトラ島沖地震による津波被害を受けたスリランカ，タイの家屋の損傷状況から津波波圧を逆同定し，朝倉ら（2000）の研究から得られた津波波圧の算定式の妥当性を検討している．そこで，本研究では，2006年ジャワ島南西沖地震により発生した大津波の津波被害調査データ（ジャワ島南西沖地震・津波災害現地調査団，2006）を用いて中埜（2005）ならびに中埜・朴（2005）の方法論に立脚し，Pangandaran，Cilacap周辺の家屋等構造物の損傷状況から津波波圧の逆同定を試み，朝倉ら（2000）による津波波圧の算定式の妥当性を検討した．

2. 分析対象地域と対象データ

分析対象地域はPangandaranならびにCilacap東部を中心としたTasikmalaya-Kebumen間の海岸沿い約100 kmの領域である．本研究では，特にPangandaran西海岸ならびに東海岸とCilacapの東部海岸沿いにおい

表-1　家屋等構造物の被災度の定義

被災度	被災状況
A	全壊，基礎を残し流出
B	2階部以上の崩壊または(瓦)屋根の崩壊
C	2階部以上の損壊または(瓦)屋根の流出
D	下階(下層部)の壁の崩壊，柱の損傷
E	下階(下層部)の壁の一部崩壊
F	下階(下層部)の軽微な損傷(壁にひび割れ，窓の破壊等)
G	無被害または浸水のみ

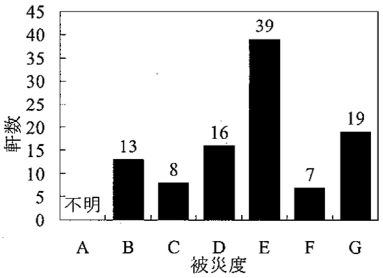
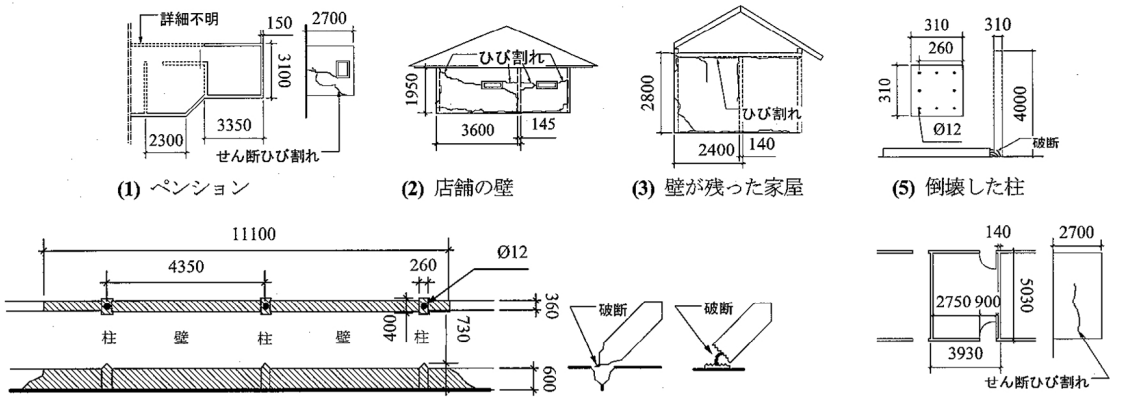


図-1　分析対象とした家屋等構造物の被災度の分布

1 正会員　博(工)　筑波大学講師　大学院システム情報工学研究科　構造エネルギー工学専攻
2　筑波大学大学院システム情報工学研究科　構造エネルギー専攻
3 正会員　Ph.D.　九州工業大学教授　建設社会工学科
4 正会員　工博　秋田大学教授　工学資源学部附属地域防災力研究センター
5 正会員　博(工)　防衛大学校助手　建設環境工学科
6 正会員　修(水)　(株)国際航業　東日本支社

表-2　分析対象とする構造物の構造諸元

構造部材番号	名称	損傷状態	所在地	緯度	経度	部材高(m)	部材幅(m)	浸水深さ(m)	浸水高さ(m)	壁厚(m)	その他データ
1	ペンション	海岸線に直交する壁にせん断ひび割れが生じる.	Pangandaran 西海岸	7.414	108.391	2.70	3.10	1.34	4.70	0.150	梁間方向の壁の横の長さを写真判定により 3.10 m と仮定
2	店舗の壁	海岸線と平行な壁にひび割れが生じる.	Pangandaran 東海岸	7.421	108.393	1.95	3.60	1.43	4.02	0.145	—
3	壁が残った家屋	海岸線と平行な壁にひび割れが生じる.	Pangandaran 東海岸	部材 2 の真横		2.80	2.40	1.43	4.02	0.140	—
4	道路壁	2 径間以上にわたって倒壊	Pangandaran 東海岸	7.415	108.393	0.60	11.10	1.10	3.90	0.360	壁を支持する柱の断面寸法は 0.26 m×0.40 m, 柱のスパン(芯芯)は 4.35 m. 柱の主筋は D12 mm の丸鋼が 1 本と仮定
5	倒壊した柱	柱基部で曲げ破壊(主筋が破断)	Cilacap 東部	7.415	109.155	4.00	0.31	5.22	6.05	—	柱の断面寸法は 0.31 m×0.31 m, かぶり(芯まで)は 0.05 m, 主筋は D12 mm の丸鋼が 8 本配筋されている.
6	水平クラックが生じた家屋	海岸線に直交する壁にせん断ひび割れが生じる.	Cilacap 東部	7.420	109.173	2.70	5.03	1.57	4.59	0.140	壁の横の長さは 2.75m, 側部に高さ 1.9 m× 横 0.9 m の開口部, 梁間方向の壁の横の長さは 4.75 m



(1) ペンション　(2) 店舗の壁　(3) 壁が残った家屋　(5) 倒壊した柱

(4) 道路壁(斜線部は倒壊部分)　a) コーン破壊　b) 曲げ破壊　(6) 水平クラックが生じた家屋

図-2　津波被害を受けた構造物の損傷状況（図中の単位はすべて mm 単位）

て特徴的な被害が発生した 102 地点に及ぶ家屋等構造物の被害データに対する分析を行った. 表-1 はそれらの被災度の分類結果である. これを基にして全 102 地点の被災度の分布を図-2 に示す.

3. 津波耐力の算定

(1) 構造物の耐力算定方法

本節では, 対象とする 102 地点の構造物の中から, 表-2 ならびに図-2 に示す合計 6 通りの構造部材を取り挙げ, それらの津波による損傷状況から構造部材の津波耐力を推定する. その際には, 漂流物の影響を受けていないと推察される構造部材を選定し, さらに, 損傷時の耐力が容易に推定できる単純な構造部材を選定した. 耐力計算は損傷状況に応じて降伏曲げ耐力 M_y, 最大曲げ耐力 M_u, 転倒曲げ耐力 M_T, せん断耐力 V_u を算定した.

耐力評価における共通の仮定として, RC 柱の曲げ耐力を評価する際の次式を適用した.

$$M_y=0.9a_t\sigma_y d,\ M_u=0.9a_t\sigma_u d \cdots\cdots (1)$$

ここで, a_t は引張鉄筋の断面積であり, d は引張力の作用位置である. また, σ_y, σ_u はそれぞれ降伏曲げ応力度ならびに終局曲げ応力度であるが, 本分析対象地域において一般的に用いられている鉄筋のデータが得られなかったので, 中埜 (2005) によるスリランカの鉄筋の引張試験の結果を適用し, σ_y, σ_u はそれぞれ $\sigma_y=487$ N/mm^2, $\sigma_u=605$ N/mm^{2}と仮定した.

次に, レンガ塀やレンガ壁に対するせん断耐力 V_u の評価には次式を適用した.

$$V_u=\tau_u A \cdots\cdots (2)$$

ここで，Aは津波作用を受けた構造部材の断面積である．また，せん断応力度τ_uに関しては一律に0.4 N/mm^{2}と仮定した．この仮定は中埜（2005）が適用した仮定と同様の数値である．さらに，レンガの引張強度は中埜（2005）の検討事例と同様に1N/mm^{2}と仮定し，また，レンガと目地モルタル間の引張に関する接着強度は日本建築学会「補強コンクリートブロック造設計基準・同解説1997」に基づき0.24 N/mm^{2}と仮定した．

（2）耐力算定結果

a）ペンション

Pangandaran西海岸沿いに位置するペンション群は，海岸線沿いに立地しているため，津波作用を直接受けたと考えられる．**図-2**(1) に示すように海岸線と直交方向の片側の壁には，津波作用によりせん断ひび割れが生じていた．従って，この壁のせん断耐力V_uは，**表-2**の構造諸元より，式(2)を用いてV_u=0.4 N/mm^2×3100 mm×150 mm=186.00 kNと求められる．

b）店舗の壁

分析対象とする構造部材はPangandaran東海岸沿いに位置する店舗の壁であり，**図-2**(2) に示すように津波作用により壁周辺部のレンガ間の接着がとれ，壁の全周にわたってひび割れが生じていた．このようなひび割れの発生には，レンガと目地モルタル間の引張により曲げひび割れが生じるメカニズム（ひび割れ発生メカニズム1）と，レンガと目地モルタル間のせん断によりせん断ひび割れが生じるメカニズム（ひび割れ発生メカニズム2）の2通りが考えられる．

ひび割れ発生メカニズム1の場合には，前述したように，レンガと目地モルタル間の引張に関する接着強度を0.24 N/mm^{2}と仮定したので，引張耐力T_bは**表-2**の構造諸元より，T_b=0.24 N/mm^2×(3600 mm+1950 mm)×2×145 mm=386.28 kNと求められる．

また，ひび割れメカニズム2の場合には，真田ら(2006)によるレンガと目地モルタル間のせん断強度測定実験による結果から，せん断に関する接着強度τ_b^sをτ_b^s=0.09 N/mm^{2}と仮定すると，このメカニズムの基づいたせん断耐力V_bは**表-2**の構造諸元よりV_b=0.09 N/mm^2×(3600 mm+1950 mm)×2×145 mm=144.86 kNと求められる．

c）壁が残った家屋

分析対象とする構造部材は，Pangandaran東海岸沿いに位置する家屋の壁であり，**図-2**(3)に示すように津波作用により壁の全面にわたってひび割れが生じていた．この壁もb）の壁と同様に2通りのひび割れ発生メカニズムが考えられる．ひび割れ発生メカニズム1に基づくと，引張耐力T_bは，**表-2**の構造諸元より，T_b=349.44 kNと求められ，また，ひび割れ発生メカニズム2に基づくと，せん断耐力V_bは，V_b=131.04 kNと求められる．

d）倒壊した道路壁

分析対象とする構造部材は，Pangandaran東海岸沿いの道路壁であり，**図-2**(4) に示すように津波作用により全長23.4 mの中で11.1 mにわたって倒壊した．この壁は，RC柱とレンガ壁からなるが，津波作用により壁だけではなく柱も倒壊した．その破壊メカニズムとしては，レンガ壁と柱が一体となって柱の主筋ごと引き抜かれたコーン破壊のメカニズム（コーン破壊メカニズム）と，柱基部が曲げ破壊したメカニズム（曲げ破壊メカニズム）の2種類が考えられる．

ここで，それらの柱の主筋は芯鉄筋が1本配筋されていると仮定し，また，壁厚に関しては柱の幅厚を参照し，写真判定により36 cmと仮定する．

その上で，まず，コーン破壊メカニズムについて考えると，レンガの引張強度を1 N/mm^{2}と仮定したので，1本の柱に対する柱基部における引張耐力T^1は**表-2**の構造諸元より，T^1=1.0 N/mm^2×400 mm×260 mm=104 kNと求められる．これより，圧縮縁から主筋位置までの距離は200 mmであるので，倒壊した柱3本分相当の曲げ耐力Mu_1はMu_1=104 kN×200 mm×3=62.4 kNmと求められる．

今，コーン破壊部分を除くレンガ壁の長さは10.32 m（=11.1 m−0.26 m×3）であるので，レンガと目地モルタル間の接着強度をレンガ壁の引張縁で0.24 N/mm^2，圧縮縁で0と仮定すれば，目地モルタルの引張強度の寄与分Mu_2はMu_2=1/2×(0.24 N/mm^2×360 mm)×2/3×360 mm×10320 mm=107.00 kNmと求まる．

よって，コーン破壊メカニズムを想定すると，道路壁の転倒曲げ耐力M_Tは柱3本分の曲げ耐力Mu_1と壁基部における目地モルタルの接着強度の寄与分Mu_2を足し合わせて，M_T=169.40 kNmと求められる．

次に，曲げ破壊メカニズムに関しては，3本の柱の主筋が破断していたため，そのような曲げ破壊を想定し，式(1)の曲げ耐力評価式を適用する．その際，主筋の直径を12 mmと仮定すれば，柱3本分の曲げ耐力Mu_1はMu_1=0.9×(6×6×3.14) mm^2×605 N/mm^2×200 mm×3=36.93 kNmと求まる．レンガと目地モルタル間の接着による寄与分Mu_2は上述したコーン破壊メカニズムと同様であるので，道路壁の転倒曲げ耐力M_Tは曲げ破壊メカニズムを想定するとM_T=143.93 kNmとなる．

e）倒壊した柱

分析対象とする構造部材は，**図-2**(5) のように柱基部が曲げ破壊した柱である．この柱はRC柱であるが，8本の主筋の中で4本の主筋に破断が生じていたことから，**表-2**の構造諸元を基に式（1）を用いて柱の曲げ耐力M_uは，M_u=0.9×(3×6×6×3.14) mm^2×605 N/mm^2×260 mm=48.01 kNmと求められる．

f）水平クラックが生じた家屋

対象とする構造物はCilacap東部海岸沿いの家屋であり，海岸線と直交方向にある壁にせん断ひび割れが生じていた．この壁と接合する桁行方向の壁は，津波作用を直接受けたと考えられる．よって，レンガ壁のせん断応力度 τ_u は0.4 N/mm^{2}と想定したので，壁のせん断耐力 V_u は，表-2の構造諸元より，式(2)を用いて V_u=0.4 N/mm^2×140 mm×5030 mm=281.68 kN と求められる．

以上，a）～f）の合計6種類の構造部材に対して津波被害から逆算された曲げ耐力ならびにせん断耐力をまとめると表-3のようになる．なお，この表には当該構造部材の立地地点における最大浸水深さ η_{max} ならびに，後述する津波荷重評価の結果も併せて示している．

4. 津波荷重評価と考察

構造物に作用する津波の水平波圧は，前述した朝倉ら(2000)によって次式が提案されている．

$$p_x(z)=\rho g(3\eta_{max}-z) \quad \cdots\cdots (3)$$

ここで，p_x は最大浸水深さ η_{max} の場合の進行方向の津波の波圧（kN/m^2），ρ は海水の単位体積質量（t/m^3），z は当該地盤面からの高さ（m）である．

ここでは構造部材の曲げ耐力ならびにせん断耐力と津波による水平波力が等しくなった場合に，前章で対象とした6つの構造部材の損傷が生じたと想定する．そのために式（3）を以下のように変形し，構造部材の水平耐力相当の波圧 p_x ならびに当該構造物の立地地点おける最大浸水深さ η_{max} により係数 a を逆算する．

$$a=\frac{1}{\eta_{max}}\left(\frac{p_x}{\rho g}+z\right) \quad \cdots\cdots (4)$$

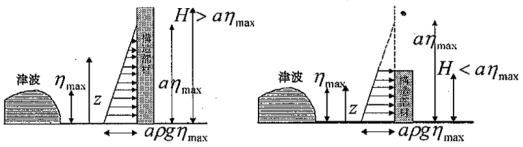
ここで，a は曲げ耐力ならびにせん断耐力相当時における浸水深さと実測された最大浸水深さ η_{max} との比である．

表-3に示した構造部材の曲げ耐力ならびにせん断耐力相当の津波の浸水深さ $\eta'=a\eta_{max}$ を式(4)ならびに図-3の波圧分布に基づき求める．ただし，η' が構造物の高さ H を越える場合は，η' の上限を H とし，図-3(2)のように台形の波圧分布を仮定する．

以上より，表-3には逆算された η' ならびに係数 a を示す．また，図-4にはスリランカならびにタイの津波被害データに基づいて中埜(2005)が算出したそれらの結果を示すと共に，図-5には本研究によって得られた結果を示す．

朝倉ら(2000)の算定式における a=3 は構造部材の被害－無被害を分ける境界値であることを意味している．図-4によれば中埜(2005)によって示された壁部材，柱部材の津波耐力と実被害との関係は，a=3 を境界値として分離して説明できている．これに対して図-5(2)によれば，柱部材に関しては，本研究によって検討されたデータは1データのみであるが，a=0.89 を示しており，$a\leq3$ となっているため，柱に崩壊の被害が生じたことと調和的であると言える．

一方，図-5(1)によれば，壁部材に関しては，部材1，部材2-1，部材3-1の3部材は a=4～5の領域の耐力を有していると推定されるにも関わらず，ひび割れが生じている．このため，壁部材が a=4～5の耐力を有する場合には，崩壊レベルの損傷には至らないが，ひび割れ相当の損傷を受ける可能性があると考えられる．しかし，同一の部材でも異なった破壊メカニズムを想定すると，部材2-2と部材3-2では a=2～2.5の数値を示しており，$a\leq3$ の耐力と見積もられる場合もある．一方，部材6は a=5.33 の大きな耐力を有すると推定される

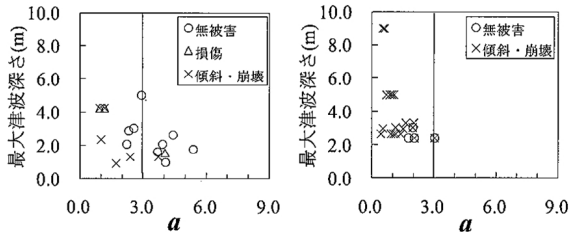


(1) $H \geq a\eta_{max}$ の場合　　(2) $H < a\eta_{max}$ の場合

図-3　最大浸水深さ η_{max} と構造物の高さ H，波圧分布 p_x の関係

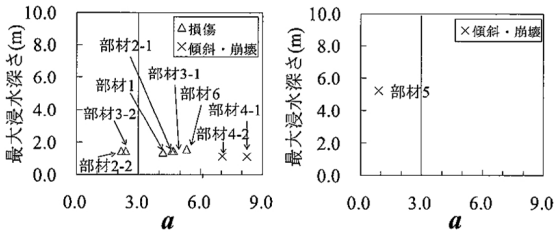
表-3　津波被害より逆算された曲げ耐力ならびにせん断耐力

構造部材番号	名称	所在地	部材種別	損傷モード	曲げ耐力 (kNm)	せん断耐力 (kN)	最大浸水深さ(m) η_{max}	逆算された波圧分	η' (=$a\eta_{max}$)	パラメータ α
1	ペンション	Pangandaran 西海岸	壁	せん断ひび割れ	—	186.00	1.34	三角形	5.61	4.19
2	店舗の壁	Pangandaran 東海岸	壁	曲げひび割れ(部材2-1)	—	386.28	1.43	台形	6.59	4.61
				せん断ひび割れ(部材2-2)		144.86		台形	3.08	2.15
3	壁が残った家屋	Pangandaran 東海岸	壁	曲げひび割れ(部材3-1)	—	349.44	1.43	台形	6.70	4.69
				せん断ひび割れ(部材3-2)		131.04		台形	3.39	2.37
4	道路壁	Pangandaran 東海岸	壁＋柱	柱はコーン破壊，壁は曲げ破壊(部材4-1)	169.40	—	1.10	台形	9.05	8.23
				柱，壁ともに曲げ破壊(部材4-2)	143.93	—		台形	7.74	7.04
5	倒壊した柱	Cilacap 東部	柱	曲げ破壊	48.01	—	5.22	台形	4.64	0.89
6	水平クラックが生じた家屋	Cilacap 東部	壁	せん断ひび割れ	—	281.68	1.57	台形	8.37	5.33



(1) 壁部材の場合　(2) 柱部材の場合

図-4　スリランカおよびタイの津波被災データに基づいて逆算された係数 a と津波の最大浸水深さ η_{max} の関係（中埜，2005）



(1) 壁部材の場合　(2) 柱部材の場合

図-5　インドネシアの津波被災データに基づいて逆算された係数 a と津波の最大浸水深さ η_{max} の関係

にも関わらず，ひび割れが生じている．この理由としては，図-2(6) から明らかなように，対象家屋が海岸方向に部分的に開口部を有するため，津波の流れによる直接的な作用と開口部から流入した津波の海岸線直交方向からの作用の2つの津波作用の影響によると考えられる．また，部材4-1，部材4-2に関しては，$a \geq 3$ の $a=9.05$，$a=7.38$ となる大きな耐力を有すると推定されるが，壁の部材幅が11.10 m と長いため，水流が部材の裏側に迂回せず，柱や他の壁部材よりもその損傷が大きくなったと考えられる．

5. 結　論

本研究では，2006年ジャワ島南西沖地震津波よる津波被害調査データを用いて，家屋等構造物の津波による損傷状況から津波荷重の逆同定を試み，朝倉ら(2000)による津波波圧の算定式の妥当性を検討した．得られた知見は以下の通りである．

1）壁部材が係数 $a=4$ ～ 5 の耐力を有していても，津波作用を受けてひび割れ相当の損傷を受ける可能性がある．また，同一部材でも，異なった破壊メカニズムを想定すると係数 $a \leq 3$ の領域の耐力相当と見積もられる可能性がある．

2）係数 a が $a \geq 3$ の十分な耐力を有する構造部材でも，津波の直接的な作用と津波の流れ場による他方向からの作用の津波荷重の組み合わせにより，大きな損傷が生じる可能性がある．

3）道路壁等の部材幅が長い壁部材は，津波の水流が部材の裏側に迂回しにくくなり，津波の直接的な作用が大きくなるため，$a \geq 3$ の耐力を有している壁部材にも損傷が生じる可能性がある．

謝辞：本研究は，2006年ジャワ島南西沖地震津波の被災データを活用させていただきました．金沢大学の宮島昌克先生，防衛大学校の藤間功司先生をはじめとしたジャワ島南西沖地震・津波災害現地調査団の方々に多大なご協力を頂きました．ここに記して関係者各位に謝意を表し，深くお礼申し上げます．

参 考 文 献

朝倉良介・岩瀬浩二・池谷　毅・高尾　誠・金戸俊道・藤井直樹・大森政則(2000)：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第47巻，pp. 991-915.

(独)港湾空港技術研究所，インドネシア国海洋漁業省，(社)土木学会(2006)：2006年ジャワ津波に関するインドネシア・日本合同調査　中間報告，http://www.pari.go.jp/information/news/h18d/3/tunami_cyukannhokoku.pdf，参照 2007-5-10.

真田靖士・中村友紀子・山内成人・崔　琥・中埜良昭(2006)：枠組組積造の水平力抵抗機構から推察される無補強組積造建築の高耐震化技術，日本建築学会構造系論文集，No.605，pp. 159-166.

ジャワ島南西沖地震・津波災害現地調査団(2006)：インドネシアジャワ島南西沖地震・津波（速報），土木学会誌，Vol. 91，No. 10，pp. 54-55.

首藤伸夫(1992)：津波強度と被害，津波工学研究報告，第9号，pp.101-118.

内閣府・津波避難ビル等に係るガイドライン検討会(2005)：津波避難ビル等に係るガイドライン，http://www.bousai.go.jp/oshirase/h17/050610/guideline.pdf，参照 2007-4-28.

中埜良昭(2005)：2004年12月26日　スマトラ島沖地震による津波被害を受けた構造物の調査報告書 Ver. 2.2，http://sismo.iis.u-tokyo.ac.jp/Research.files/topic4.files/topic4-007.files/T4-7-1.pdf，参照 2007-2-2.

中埜良昭，朴珍和(2005)：構造耐力との比較に基づく2004年スマトラ島沖地震津波による津波荷重の評価(その1)調査方針および調査概要，日本建築学会学術講演梗概集(近畿)，pp. 723-724.

中埜良昭，朴珍和(2005)：構造耐力との比較に基づく2004年スマトラ島沖地震津波による津波荷重の評価(その2)津波荷重と構造耐力の比較検討，日本建築学会学術講演梗概集（近畿），pp. 725-726.

日本建築学会(1997)：補強コンクリートブロック造設計基準・同解説.

松冨英夫，首藤伸夫(1994)：津波の浸水深，流速と家屋被害，海岸工学論文集，第41巻，pp. 246-250.

Fujima,K.,et al.:Tsunami Measurement Data, http://www.nda.ac.jp/cc/users/fujima/TMD/index.html，参照 2007-4-23.

USGS(2006)：Magnitude 7.7 – South of Java, Indonesia, http://earthquake.usgs.gov/eqcenter/eqinthenews/2006/usqgaf/，参照 2007-4-28.