

スマトラ沖地震に伴う津波による数値シミュレーション結果を用いた実橋梁被害分析

宮原健太¹・幸左賢二²・二井伸一³・嶋原良典⁴

¹学生会員 九州工業大学 建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

²正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

³正会員 株式会社ウエスコ 岡山支社設計部構造設計課（〒700-0033 岡山市島田本町2-5-35）

⁴正会員 防衛大学校助教 システム工学群建設環境工学科（〒239-8686 神奈川県横須賀市走水1-10-20）

1. はじめに

平成16年12月26日のインドネシア西部スマトラ島北西沖のインド洋で発生した地震により、巨大津波が発生した。この津波により、建築物ばかりでなく、社会基盤施設である橋梁が完全に流失する等、甚大な被害が多数発生した¹⁾。現在までに、多くの現地調査が行われているが、バンダアチェに近接した狭い地域での調査が大半を占め、津波によるスマトラ島西海岸の広域調査は少ない。著者らは橋梁被害調査を2005年～2008年で合計4回実施した。被災調査より、多くの橋梁が流失し、橋梁周辺の土工部は、津波により浸食され、被災前と大きく変化していることを確認している。

図-1に研究フローを示す。本検討では、現地の被害分析と数値解析結果を用いて詳細分析を行っている。まず、現地の被害分析では、構造諸元が判別できる18橋を対象とし、その損傷程度、津波作用力と桁抵抗力の比を示す簡易式を用いて津波による構造物損傷度との関係の評価した。

次いで、詳細調査では、津波による被害が桁移動であるLueng Ie橋に着目し、嶋原らの解析結果（流速及び津波高）を用いて橋梁及び周辺の実被害と比較を行った。

2. 被害分析

2.1 被災概況

調査対象区間はバンダアチェからムラボー間の約250kmである。バンダアチェからムラボー間は海岸線に沿って北スマトラ西岸道路で結ばれている。著者らは、西岸道路で調査を行い、目視により調査区内で41橋の橋梁を確認した。本論文では、41橋の

研究目的
橋梁の損傷状況を明らかにし、橋梁の津波による被害現象について検討
研究内容
(1)橋梁を上部工、下部工、土工部で区分し、被害程度を検討
(2)橋梁種別と被害程度関係の把握
(3)簡易式を用いた被害判定
(4)津波作用力と桁抵抗力の比により構造物の津波被害を評価
(5)シミュレーション結果を用いた被害評価

図-1 研究フロー

うち、過去4回の調査において筆者らが橋梁の詳細調査を行い、寸法等の構造諸元が判別できる18橋について津波作用力と桁抵抗力の比を用いて評価した。なお、流失した橋梁については、流失後の橋梁写真により寸法を測り判定している。詳細調査を行った18橋の構造形式は、PC桁6橋、RC桁6橋、鋼1桁2橋、鋼トラス桁4橋である。

2.2 判定手法及び調査結果

損傷判定は橋梁の使用可否に着目し判別した。上部工を例に判定基準を示す。上部工の判定は桁の移動の有無に着目し分析した。損傷ランクAは上部工が下部工から完全に離脱し使用不可能な橋梁、損傷ランクBは桁移動しているが使用可能な橋梁、損傷ランクCは部分的損傷である橋梁とした。

図-2に部材別損傷ランクを示す。調査橋梁を上部工、下部工、土工部に分類し、各部材別に損傷ランクと基数を整理した。図-2より、上部工は、損傷ランクAが5橋、下部工は損傷ランクAが1橋、土工部は損傷ランクAが3橋となり、津波による被

害程度は上部工が最も大きいことが分かる。また、上部工の桁移動以上（損傷ランク A, B）の被害は 11 橋と半数以上の橋梁が津波による被害を受けている。そこで、本検討では特に上部工の被害程度に着目し、以下に分析を行う。

2.3 津波作用力及び桁抵抗力を用いた評価

橋梁の構造形状による津波抵抗特性について検討するため、桁移動有無の簡易判定式を用いて分析する。具体的には、詳細調査 18 橋に対して、その桁への津波作用力、桁抵抗力を算定し、桁移動の有無を判定する。桁に作用する力は式(1)に示すように抗力係数、水の密度、流速、被圧面積の積で表される。式中の抗力係数は、道路橋示方書²⁾より算出する。また、流速については、スマトラ島のバンダアチェ近郊の数箇所で撮影された映像を用いて、流木等の移動速度から判断すると、いずれも津波流速は 5.0m/s であったとの報告³⁾を踏まえ、ここではすべてのケースに対して流速 5.0m/s の一定値を採用した。

$$F = \frac{1}{2} \rho_w C_d v^2 A \quad (1)$$

ここで、

ρ_w : 水の密度 (1030kg/m³) C_d : 抗力係数
 v : 水の流速 (5.0m/s と仮定) A : 被圧面積 (m²)

津波に対する桁の抵抗力は式(2)に示すように摩擦係数と上部工重量の積で表される。式(2)における μ については、庄司⁴⁾らの実験結果を参考とし、0.6 を採用する。抵抗力側には、厳密には浮力および上揚力の影響を考慮する必要があるが、津波形状や桁形状が影響する等、複雑な評価を必要とするため、ここでは簡便のため考慮していない。

$$S = \mu W \quad (2)$$

ここで、

μ : 摩擦係数 (0.6 を採用)
 W : 上部工重量 (kN)

以上より、桁抵抗力を津波作用力で除す式(3)に基づき桁抵抗力津波作用力比 (β) を求め、桁移動発生の有無を判定する。桁抵抗力津波作用力比 (β) が大きい場合、桁の抵抗力が大きく、移動しにくい橋梁であることを意味する。

$$\beta = \frac{S}{F} \quad (3)$$

ここで、

S : 桁抵抗力 F : 津波作用力

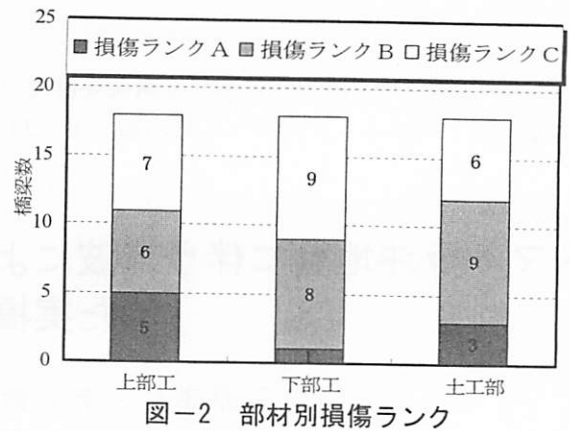


図-2 部材別損傷ランク

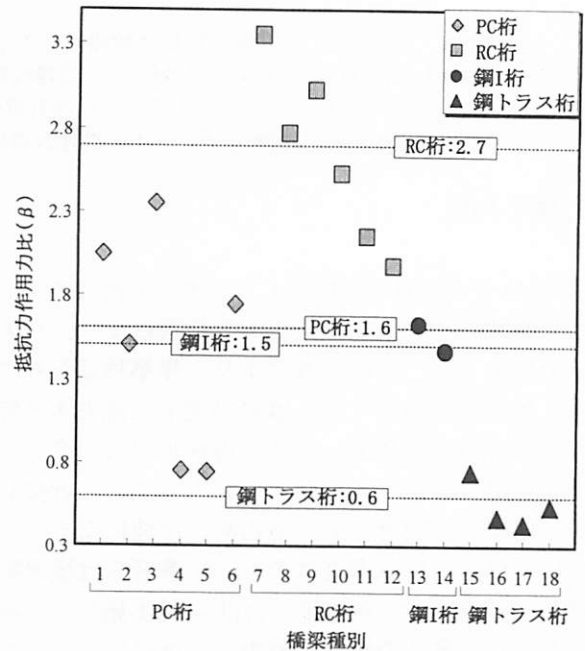


図-3 桁抵抗力津波作用力比分布

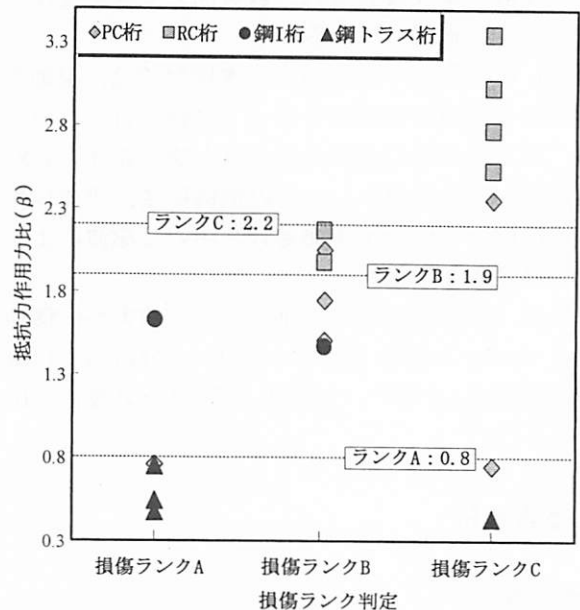


図-4 損傷ランク判定別のβ分布

詳細調査 18 橋の桁抵抗力津波作用力比の算定結果を図-3 にまとめる。図-3 より、RC 桁の β 値の平均が 2.7, PC 桁の平均が 1.6, 鋼 I 桁の平均が 1.5, 鋼トラス桁の平均が 0.6 と橋梁種別により β 値に大

きな差異を生じている。

図-4 に橋梁種別ごとの損傷ランクと β 値との関係を示す。 β 値と損傷度には相関性があり、損傷ランク A で β の平均値が 0.8, 損傷ランク B で 1.9, 損傷ランク C で 2.2 となる。

損傷ランク A は、橋梁種別で分類すると鋼トラス桁が 60% を占める。 β 値は構造高（主構高さ）及び幅員に比例し、鋼トラス桁の多くは、主構高さが弦材高さを大きく上回るため、抗力係数の平均が 2.5 と他橋梁種別と比べると 1.3~1.8 倍程度大きくなり、津波作用力も大きくなる。また、桁長が幅員に対して長く、 β 値が小さくなる。これらの影響により β 値は更に小さくなり、損傷ランクは大きくなると考えられる。

本項目で検討している β は、構造形状による桁移動有無について検討している。流速については、全橋梁で前述のように 5.0m/s と仮定しており、橋梁の架設状況による流速の影響は検討していない。

そこで、次項では、地形等の影響を考慮した橋梁について、分析を行う。

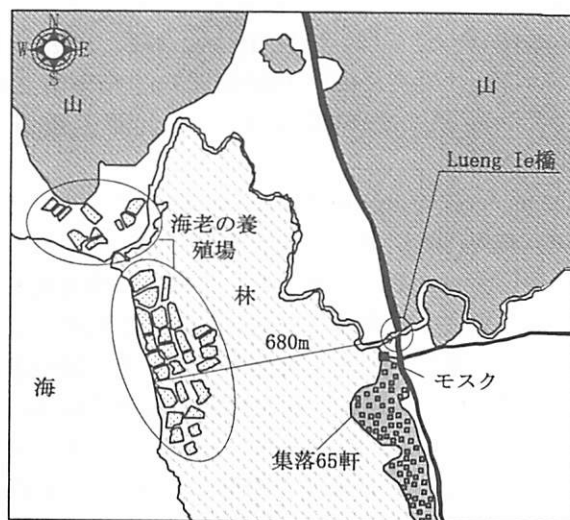
3. Lueng Ie 橋周辺の被害評価

3.1 全体被害状況

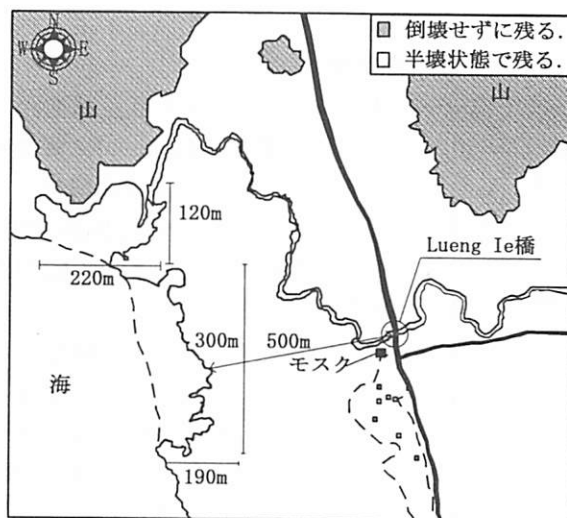
本章では、詳細調査を行った 18 橋のうち、現地調査において、地形、家屋被害等の詳細調査を行った Lueng Ie 橋の橋梁周辺の被害状況をまとめる。

図-5 に Lueng Ie 橋の津波被災前後の周辺地形図を示す。周辺地形図は Google Earth を使用し、橋梁を中心として 1.5km×1.5km の範囲で作成した。津波被災前について考察する。図-5 中の Lueng Ie 橋の北西及び北東は森林が分布し、主要道近辺にはモスク及び家屋等の集落が存在していたことが分かる。Lueng Ie 橋が渡過する河川は大きく蛇行し、その河口部には海老の養殖場がある。また、Lueng Ie 橋は海岸線から直線距離で 680m の位置にある。

津波被災後について考察する。1.5km×1.5km の範囲（図-5）では、Lueng Ie 橋北側範囲の森は 6 割程度減少し、特に西側の林は全壊していることが分かる。後述するようにモスクは、津波の来襲により半壊状態となっている。家屋については、被災前に 65 軒あった家屋は 7 軒残る程度と全体の 9 割が倒壊したことから、町が全壊に近い状況であることが分かる。海岸線沿いの海老の養殖場は津波により浸食され、地形が変形している。津波により海岸部の地形は最大で横幅 1.2km、奥行き 0.2km 洗掘されており、合計で 0.12km² 流失している。特に河口部の洗掘が激しく、Lueng Ie 橋の海岸線からの距離が 500



(被災前)



(被災後)

図-5 Lueng Ie 橋の被害図

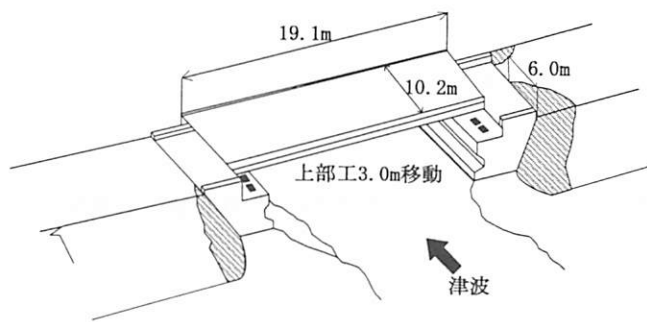


図-6 Lueng Ie 橋の橋梁寸法及び橋梁周辺の被害

m と 180m 短縮している。海岸部の養殖場は、現地盤(砂浜)を掘って海水を入れたものであり、地形的に流されやすいことが要因であると考えられる。

3.2 橋梁の被害状況

図-6 に橋梁寸法及び橋梁周辺の被害を示す。Lueng le 橋の寸法は、桁長 19.1m、幅員 10.2m、床版厚 0.25m、桁高 1.0m、構造高 1.7m、桁下高 2.4m の RCT 桁橋で、概略算定した上部工重量は 2761.3kN である。

Lueng le 橋の津波被害について説明する。上部工の津波被害は桁が河川上流方向に 3.0m 移動しており、損傷ランク B と判断した。下部工の津波被害は右岸部の橋台で軽微なひび割れが生じる程度に留まっており、損傷ランク C と判断した。土工部の津波被害は図-6 に示すように左岸部下流側で幅員の 6 割相当である 6.0m 浸食されていた。土工部の流失量を算出すると、右岸部下流側が 12m³、左岸部下流側が 16m³、右岸部上流側が 8.0m³、左岸部上流側が 6.0m³ であり、損傷ランク B と判断した。

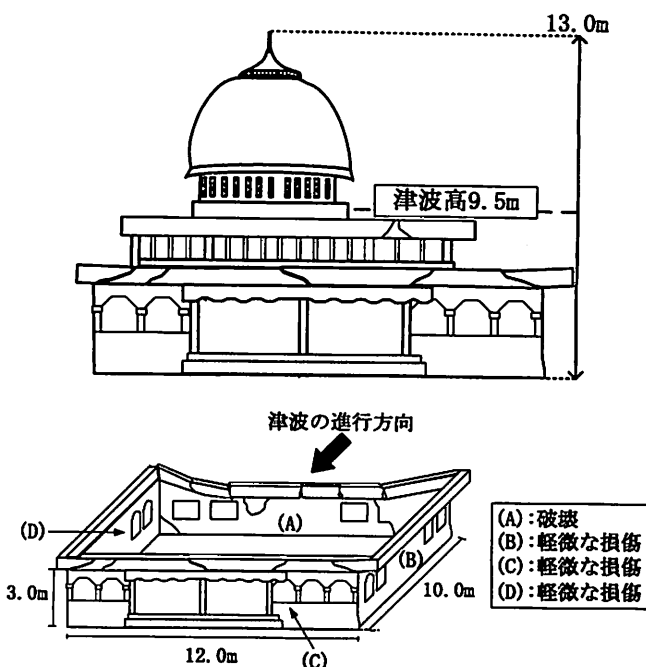


図-7 モスクの損傷状況

3.3 モスクの被害状況

モスクの被害分析を行う。モスクは、橋梁から 70m 地点に建設されていた構造高 13.0m の RC 構造物である。また、モスクの津波高は、津波来襲後のモスクの浸水線が海面より 9.5m であったことが報告⁵⁾されており、後述する解析結果の津波高は 8.4m であり、概ね一致する結果となる。

図-7 に津波被災前後におけるモスクの損傷を示す。図-7 より、モスクの壁は、河川下流側(津波の進行方向)で破壊され、河川上流側は吹き抜け構造になっており、破壊しなかった。モスク内部の被害としては、数本の柱が破壊され、梁部においても、河川下流側が崩壊していた。しかしながら、残った柱及び梁により、モスクの形状は保たれており、津波被害としては半壊程度の被害であった。

図-8 にモスクの壁寸法について示す。壁の寸法は現地調査及び撮影写真により、壁高 3.0m、壁幅 12.0m、壁厚 0.2m であり、1.5×2.0m の窓が 4 枚存在した。

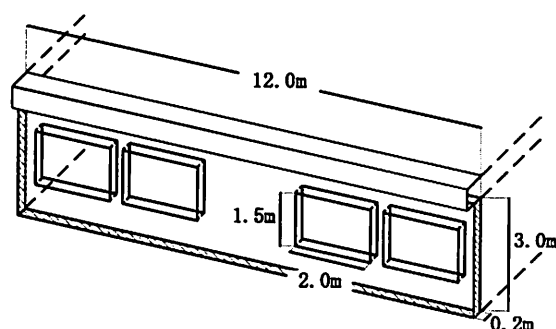


図-8 モスクの壁寸法

4. シミュレーション解析結果と被害状況の考察

4.1 解析手法

鳴原ら⁶⁾は、スマトラ島周辺の全体系で津波の伝播・遡上解析を行い、橋梁位置での津波高と流速を算定している。計算内容は、現地調査により入手した深浅測量と陸上測量の結果とデジタイザーにより海図の等水深線を読み取ったデータ、GEBCO と SRTM によるデータを組み合わせた数値計算に必要な水深・地形データを作成し、任意地点の流速と浸水深が時刻暦で得られるシミュレーション解析を行

っている。

空間格子は 1.8km から 10m の 5 段階としており、各領域の境界上で数値計算を行っている。時間間隔は 0.1 秒とし、実時間として 60 分を計算している。数値モデルは線形・非線形長波理論による Leap-Frog 有限差分法とし、初期条件として大家の断層モデルに基づく初期水位を静的に与えているとし、海底摩擦や陸上遡上を考慮している。

4.2 解析結果の整理

図-9 に鳴原らの解析結果 (Lueng le 橋) を示す。鳴原らの解析結果は、地震発生から 60 分間における橋梁地点の流速と浸水深の時刻暦関係を示したものである。浸水深とは、橋梁道路面を超えた津波の高さを表し、図中の浸水深(縦軸右側)の 0 地点は、橋梁道路面を示す。また、図中の横軸は地震発生か

らの経過時刻を表す。図-9 より、地震発生から28.2 分後に橋梁道路面を超える津波が橋梁に襲撃する。橋梁道路面を超える津波の浸水は解析終了(60 分)まで継続する。図中に示す領域①～③について説明する。領域①(31.5 分)は解析における津波の立ち上がりを表しており、流速は 3.4m/s、浸水深は 2.8m である。領域②(39.1 分)は解析結果における最大流速(3.8m/s)、最大浸水深(4.4m)となる時刻である。領域③(43.1 分)は流速が 0.1m/s に収束する時刻である。領域③の時刻では、海側から山側に向けて進行する押し波と、山側から海側に向けて進行する引き波が釣り合った状態となり、その時刻を過ぎると、引き波が押し波を上回り、津波の橋梁に対する作用方向が変わる。本検討では海側から山側に向けた押し波による橋梁被害を対象としているため、解析結果の対象時刻は、領域③までとする。

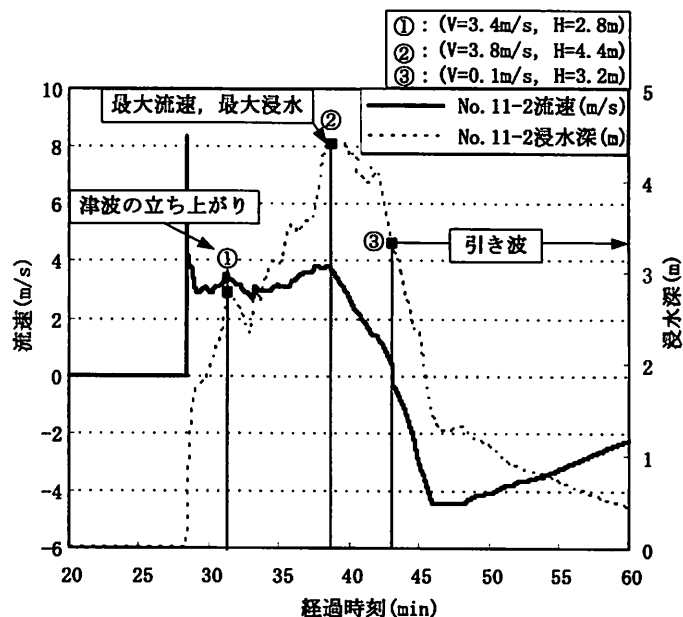


図-9 Lueng le 橋解析結果(鳴原ら)

4.3 浸水域の分析

図-10 に Lueng le 橋の海岸線から山際までの断面図を示す。ここでの浸水深は、前述した Lueng le 橋位置の浸水深と各地点の標高より求めた。また、断面形状については、Lueng le 橋から海側(A 地点)、山側(B 地点)間の 1.3km において直線を引き、0.01km ピッチで標高を計測した。

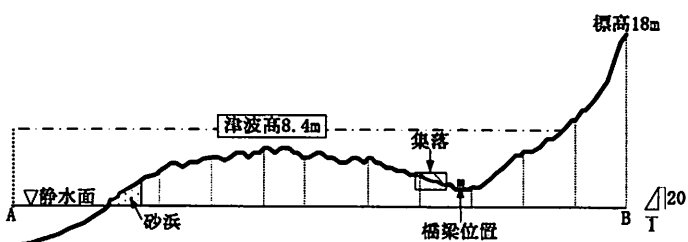


図-10 Lueng le 橋周辺の断面形状

海岸部から山際部までの断面形状について述べる。沿岸部から橋梁までの地形については、海岸部では200mに渡って砂浜が広がり、その後、地盤の堆積により標高は最大で6.0mとなる。堆積した地盤は橋梁地点で標高4.0mとなだらかなる。ここで、橋梁地点での標高は橋梁道路面を表す。また、橋梁周辺の標高4.5m地点には、家屋等の集落が存在する。橋梁から山側の地形については、橋梁地点で4.0mであった標高は、山側に向かって急激に高くなり、B地点で標高18.0mとなる。

図-11 に Lueng le 橋の最大浸水発生時の浸水状況を示す。図-11 中の浸水した地域は、図-9 の領域②の時刻での全体の浸水状況を示している。図-11 に示す破線は、津波の浸水により草木が流失した地域を示しており、鳴原らの解析結果と概ね一致する結果となる。橋梁の周辺の地形は、標高 4.0m～6.0m の平地であったため、図-11 に示すような、山際の寸前までの広域な範囲で浸水したと考えられる。

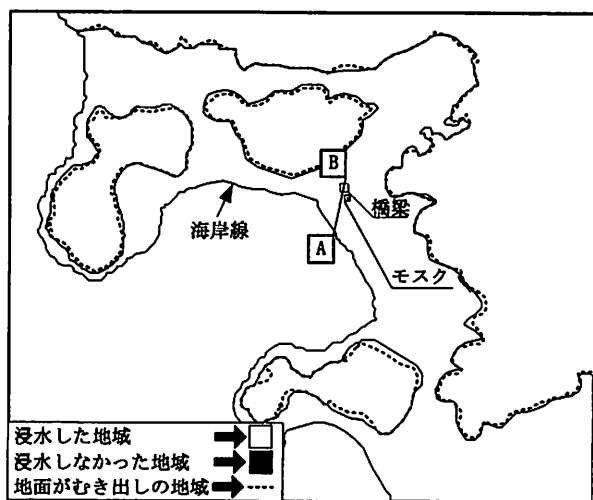


図-11 Lueng le 橋の最大浸水発生時の浸水状況

に示す津波の立ち上がり時刻である領域①(31.5 分)、最大流速及び最大浸水時である領域②(39.1 分)とした。

図-12 に領域①(31.5 分)での橋梁の浸水状況と作用する流速の関係を示す。図-12 より、当該時刻の橋梁位置の流速は 3.4m/s であり、津波高は 6.8m であった。また、全体としては、最大浸水時の 8 割程度の浸水状況となっている。ここで、橋梁に対し

4.4 橋梁の被害分析

(1) 解析結果の流速を用いた被害度評価

解析結果の津波流速を用いた橋梁の被害分析を行う。解析結果の流速を用いた対象時刻は、図-9中

て津波作用力、浮力を考慮した抵抗力を算定し、算定式による津波被害の評価を行う。橋梁の津波作用力は式(1)より求める。ここで、橋梁の被圧面積は 32.6m^2 、抗力係数は1.52であり、津波作用力は 291.6kN となる。

抵抗力については、式(4)より求める。

$$S = \mu(mg - \rho_w gV) \quad (4)$$

ここで、

μ : 摩擦係数(0.6) m : 上部工重量(281765.3kg)
 V : 上部工体積(112.7m^3) ρ_w : 海水の密度(1030kg/m^3)

式(4)より抵抗力は 974.2kN となる。算定結果より、領域①では、抵抗力が津波作用力を上回る結果となる。

領域②(39.1分)での橋梁の浸水状況と作用する流速の関係状況について考察する。図-12より、当該時刻での流速は 3.8m/s であり、津波高は 8.4m であった。また、全体の浸水状況としては、図-11に示すような浸水状況となっている。ここで、領域①と同様に橋梁に対して津波作用力、浮力を考慮した抵抗力を算定する。津波作用力は、式(1)より 369.8kN となる。

一方、抵抗力は前述のように 974.2kN であり、領域②においても、領域①と同様に抵抗力が津波作用力を上回る結果となる。

算定結果より、流速を用いた評価では、領域①及び領域②において津波作用力が抵抗力を上回らず、桁移動という実被害と整合性がとれない傾向となる。

(2) 実験結果を用いた被害度評価

上記に示すように、流速を用いた被害分析では、算定結果と実被害との整合性がとれない傾向となった。そこで、本項目では、既往の実験結果から提案された式に着目し、橋梁の被害分析を行う。著者らは孤立波を対象として津波が桁へ作用する力を計測し、得られた実験結果から津波作用力の算定式を提案している⁷⁾。著者らの提案式を式(5)に示す。

$$Qx = \rho_w g B \int_{Z1}^{Z2} (2.61a_H - (1/0.54)z) dz \quad (5)$$

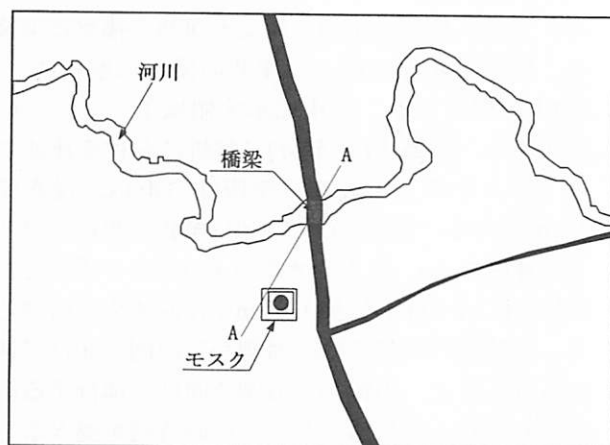
ここで、

領域①においては以下の数値を用いる。

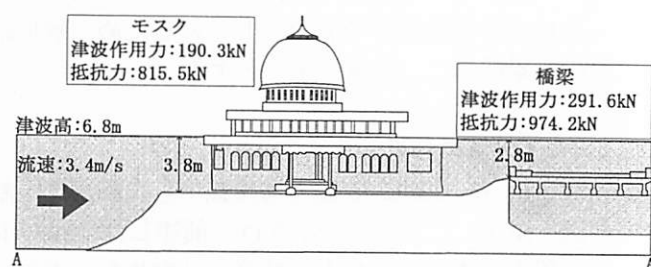
B : 桁長(19.1m) a_H : 津波高(6.8m)
 $Z1$: 桁下高(2.4m) $Z2$: 桁下高+構造高(4.1m)

また、領域②においては以下の数値を用いる。

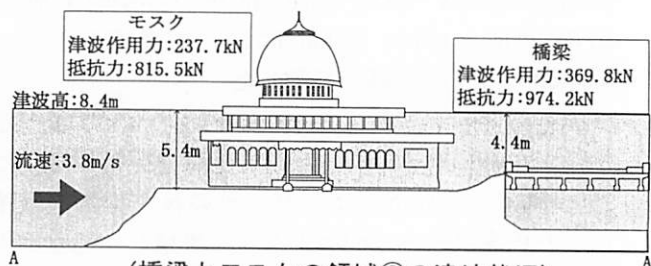
B : 桁長(19.1m) a_H : 津波高(8.4m)
 $Z1$: 桁下高(2.4m) $Z2$: 桁下高+構造高(4.1m)



(橋梁とモスクの位置関係)



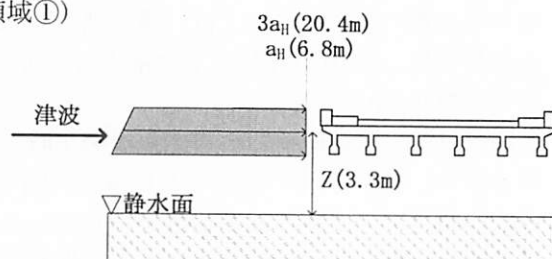
(橋梁とモスクの領域①の津波状況)



(橋梁とモスクの領域②の津波状況)

図-12 解析結果(流速)を用いた構造物の損傷検討

(領域①)



(領域②)

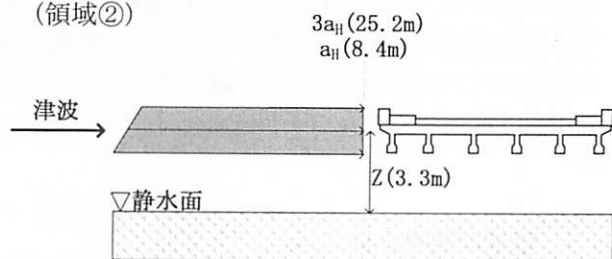


図-13 津波高による橋梁の被害検討

領域①における津波作用力と抵抗力関係について検討する。津波作用力は式(5)より3844.7kNとなる。

抵抗力は前述のように974.2kNであり、算定結果より、領域①では、津波作用力が抵抗力を3.9倍上回る。

同様に領域②における津波作用力と抵抗力関係について検討する。津波作用力は式(5)より5213.9kNとなる。

抵抗力は前述のように974.2kNであり、算定結果より、領域②では、津波作用力が抵抗力を5.3倍上回る。

算定結果より、実験結果から提案された式を用いた評価では、津波作用力が抵抗力を上回り、実被害との整合性がとれるが、津波作用力が過度に大きくなる傾向となる。

4.5 モスクの被害分析

(1) 解析結果の流速を用いた被害度評価

橋梁と同様に、モスクについても津波作用力、抵抗力を用いた津波被害分析を行う。モスクの流速及び津波高については、前述のようにモスクと橋梁は隣接することから、橋梁位置での解析結果を使用する。

図-14にモスクの被圧面積と壁周面断面積を示す。モスクの被圧面積は、壁の面積から窓の面積を除すと24m²となる。壁周面断面積は、横と下の壁の3面で抵抗すると考え、3.6m²となる。

モスクの津波作用力は、道路橋示方書⁸⁾を参考に式(6)により求める。

$$F = Kv^2 A \quad (6)$$

ここで、

領域①においては以下の数値を用いる。

K: 形状係数(0.07) v: 流速(3.4m/s)

A: 被圧面積(24m²)

領域②においては以下の数値を用いる。

K: 形状係数(0.07) v: 流速(3.8m/s)

A: 被圧面積(24m²)

領域①におけるモスクの津波作用力と抵抗力関係について検討する。領域①におけるモスクの津波作用力は式(6)より190.3kNとなる。

モスクの抵抗力については、式(7)を用いて求める。

$$S = \tau_u a \quad (7)$$

ここで、

τ_u : せん断応力度(0.24×10⁶N/m²)

a: 壁周面断面積(3.6m²)

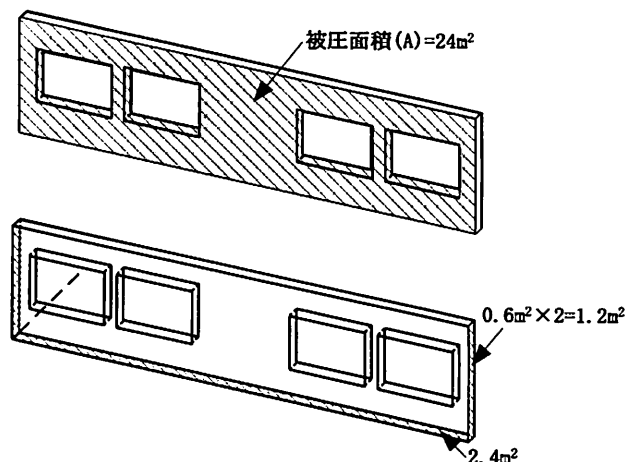


図-15 モスクの被圧面積と壁周面断面積

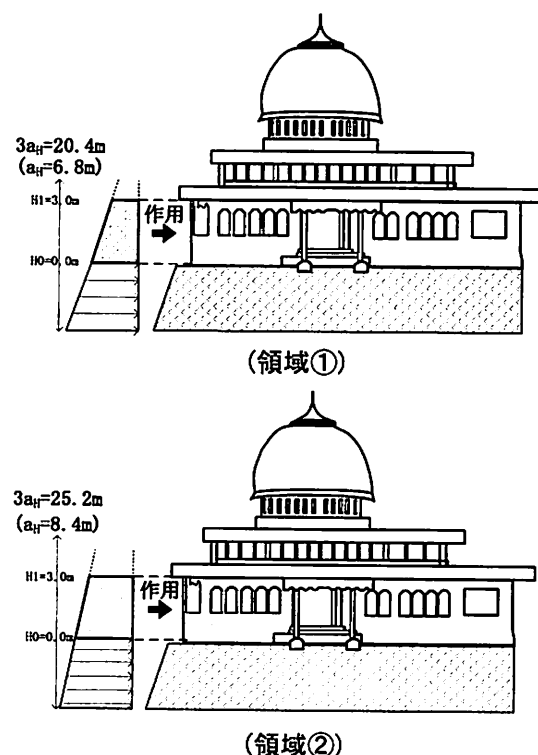


図-14 津波高によるモスクの被害検討

式(7)よりモスクの抵抗力を算定すると、864kNとなり、領域①では、抵抗力が津波作用力を上回る結果となる。

同様に領域②(39.1分)におけるモスクの津波作用力と抵抗力関係について検討する。領域②におけるモスクの津波作用力は式(6)より237.7kNとなる。

抵抗力については、前述のように864kNであり、領域②においても、抵抗力が津波作用力を上回る結果となる。

算定結果より、流速を用いた評価では、領域①及び②において津波作用力が抵抗力を上回らず、桁移動という実被害との整合性がとれない傾向となる。

(2) 合田式を用いた被害度評価

上記に示すように、橋梁と同様に流速を用いた被害分析では、津波作用力が抵抗力を上回らず、モスクの場合も実被害との整合性がとれない結果となった。そこで、モスクのような直壁構造物に対する津波作用力を評価する式(8)に示す合田式を用いてモスクの被害分析を行う。

$$Qx = \rho_w g B \int_{H0}^{H1} (2.2a_H - (2.2/3.0)z) dz \quad (8)$$

ここで、

領域①においては以下の数値を用いる。

B: 壁幅(12.0m) a_H : 津波高(6.8m)

H0: 地盤面(0.0m) H1: 構造高(3.0m)

領域②においては以下の数値を用いる。

B: 壁幅(12.0m) a_H : 津波高(8.4m)

H0: 地盤面(0.0m) H1: 構造高(3.0m)

領域①におけるモスクの津波作用力と抵抗力関係について検討する。津波作用力は式(8)より5036.5kNとなる。

抵抗力については前述のように815.5kNであり、算定結果より、領域①においては水平波力が抵抗力を6.2倍上回る。

領域②におけるモスクの津波作用力と抵抗力関係について検討する。津波作用力を算定する。式(8)の積分を解くと6315.6kNとなる。

抵抗力については前述のように815.5kNであり、算定結果より、水平波力が抵抗力を7.7倍上回る。

算定結果より、既往の津波高から津波作用力を求める式を用いた評価では、モスクの津波作用力は桁抵抗力上回り、実被害との整合性はとれるが、津波作用力が過度に大きくなる傾向となる。

5. まとめ

スマトラ沖地震で発生した津波による橋梁損傷について、現地調査及び分析を実施した結果、以下の知見が得られた。

(1)調査橋梁 18 橋の被害分析を行うと、損傷ランク A 及び損傷ランク B の割合は、上部工 11 橋(60%)、下部工 9 橋(50%)、土工部 12 橋(60%)であった。このことから、上部工は桁移動、土工部は土の洗掘という被害を生じやすい特徴があったことが分かる。

(2)RC 桁の β 値の平均が 2.7、PC 桁の平均が 1.6、鋼

I 桁の平均が 1.5、鋼トラス桁の平均が 0.6 と橋梁種別により β 値として大きな差異を生じている。また、損傷ランク A の β 値の平均は 0.8、損傷ランク B の平均は 1.9、損傷ランク C の平均は 2.2 であり、 β 値と損傷ランクは明確な傾向を示す。以上から、例えば RC 桁と鋼トラス桁の β 値は 4.5 倍の差があり、津波に対する抵抗性は構造種別により大きく異なることが分かる。

(3)数値解析結果の流速を用いた評価では、橋梁の津波作用力は抵抗力を上回らなかった。一方、孤立波を対象とした実験から提案された式を用いた評価では、橋梁の津波作用力は抵抗力を上回る結果となった。

参考文献

- 1) 国際協力機構社会開発部、北スマトラ沖地震津波災害緊急復旧・復興プログラム最終報告書、2005.6
- 2) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編、pp. 52-54、2002. 3
- 3) Sakakiyama, T., H. Matsutomi, Y. Murakami, "Comparison of Current Velocities of Tsunami inundated Flow Based on Analysis of Video Picture and Field Survey", Abstract for the December 26, 2004 Off-Sumatra Earthquake meeting, Japan Assoc. for Earthquake Eng., pp. 33-38, 2005
- 4) 庄司学, 森山哲雄, 藤間功司, 鳴原良典, 笠原健治：単径間橋桁に作用する砕波津波の荷重に関する実験的検討，構造工学論文集，第 55 巻，pp. 460-470，2009. 4
- 5) 藤間功司, 鳴原良典, Charles SHIMAMURA, 松富英夫, 榊山勉, 辰巳大介, 宮島昌克, 伯野元彦, 竹内幹雄, 小野祐輔, 幸左賢二, 庄司学, 田崎賢治：スマトラ島西海岸における 2004 年インド洋津波の痕跡高分布，土木学会地震工学論文集，第 29 巻，pp. 874-880，2007. 8
- 6) 鳴原良典, 藤間功司, 幸左賢二, 廣岡明彦, 二井伸一, 庄司学, 宮島昌克, 小野祐輔：2004 年インド洋津波におけるスマトラ島北西部沿岸の被災橋梁に関する数値計算，海岸工学論文集，第 56 巻，2009.11
- 7) 二井伸一, 幸左賢二, 庄司学, 木村吉郎：橋梁への津波作用力に関する実験的検討，構造工学論文集，第 55 巻，pp. 471-482，2009. 4
- 8) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，pp. 48-49，2002. 3