

台風0418号による大森大橋の被災メカニズムと 応急復旧対策について

DAMAGE MECHANISM OF OMORI BRIDGE BY TYPHOON No. 0418 AND MEASURES FOR TEMPORARY RESTORATION

本間大輔¹・窪内篤²・山本泰司³・畑山朗⁴・木村克俊⁵

Daisuke HONMA, Atsushi KUBOUCHI, Yasuji YAMAMOTO, Akira HATAKEYAMA
and Katsutoshi KIMURA

¹正会員 北海道開発局港湾空港部港湾行政課 (〒060-8511 札幌市北区北8条西2丁目)

²正会員 (独)北海道開発土木研究所港湾研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34)

³正会員 工博 (独)北海道開発土木研究所港湾研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34)

⁴正会員 北海道開発局建設部道路建設課 (〒060-8511 札幌市北区北8条西2丁目)

⁵正会員 工博 室蘭工業大学建設システム工学科助教授 (〒050-8585 室蘭市水元町27-1)

On September 8, 2004, Typhoon No. 0418 (Typhoon Songda) moved north along the western coast of Hokkaido, bringing high winds to wide areas in the storm zone. Omori Bridge, a 429-m-long I-girder bridge on National Highway 229, suffered the collapse of a 159-m-long section. The bridge spanned a reef that is surrounded by wave-dissipating blocks on the seaward side and precipices on the landward side. On the day of the collapse, waves were extremely high and winds were strong, and abnormal tide levels were attributed to the effect of the local topography. In this research, hydraulic model tests were performed to study the damage mechanism of the bridge and the wave forces that acted on it, in order to assess the safety of the truss bridge that will be erected for temporary restoration. The splash patterns were also examined to determine the conditions under which vehicles can safely run after the restoration.

Key Words: Typhoon Songda, I-girder-bridge, damage mechanism, temporary restoration bridge, disaster

1. はじめに

2004年9月8日に広い範囲を暴風域に巻き込みながら北海道西岸を北上した台風0418号により、北海道積丹半島西岸を通る国道229号の神恵内村～積丹町区間 (図-1 参照) に架かる大森大橋429mのうち、写真-1に示すように、2径間連続PC合成I桁2連159m区間が落橋する災害が発生した。

国道の通行止めは、通院や通学といった住民の生活に大きな支障となることから、早期の復旧が強く求められた。

本研究では、現地調査や水理模型実験により大森大橋の被災メカニズムを明らかにした。また、応急復旧のために設置する仮橋 (トラス橋) の安全性を評価するため、橋梁に作用する波力特性を明らかにした。さらに、実験的に波の打ち上げ高さ特性を調べ、波浪に対する仮橋供用後の管理基準を提案した。

2. 被災時の状況

(1) 現地の地形

この地区の海岸は岩礁地帯で平地がほとんどなく、同



写真-1 大森大橋の落橋災害

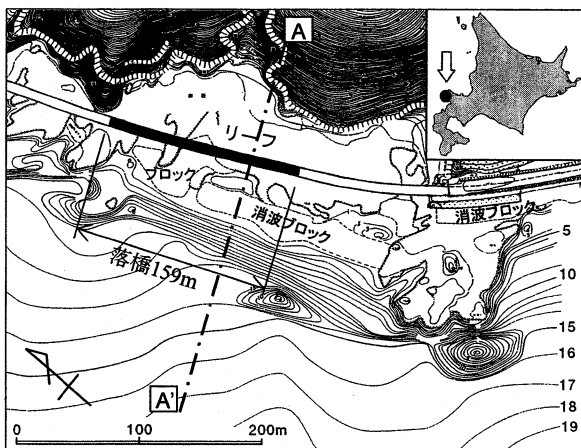


図-1 周辺の地形

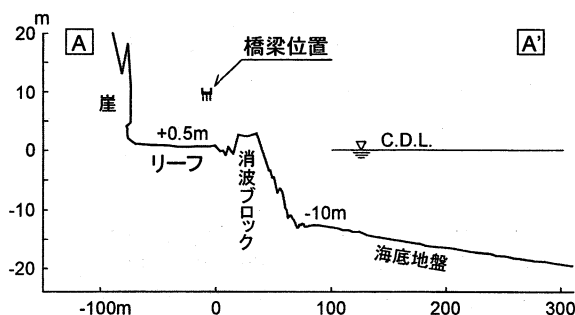


図-2 被災箇所の地形断面 (A-A')

国道は海岸に沿ってトンネルと橋梁が連続している。大森大橋は、標高TP. +0.5m程度の平坦なリーフ上に位置する橋梁で、1985年に開通した。リーフ沖側は水深-10m程度まで急峻な勾配で落ち込み、更に沖側は1/20～1/30程度の海底勾配となっている。リーフ背後には、図-1、2に示すよう崖が迫っており湾状地形になっている。

リーフ前面には、高波による通行障害対策のために大量の消波ブロック（20t型）が設置されている。

(2) 気象・海象

台風0418号は、北海道日本海沿岸を沿うように北上し、9月8日9時に大森地区の位置する積丹半島に最も接近した。本台風は勢力を強めながら北海道全域を記録的な暴風圏に巻き込み北上を続け、15時にサハリン南端に達し温帯低気圧となった。

この台風により、北海道の内陸を含めて家屋損壊、森林倒木の大規模な被害が発生した。また、日本海沿岸では高波により、港湾・漁港施設が多数被災したほか、越波により沿岸家屋の破壊や浸水、道路等の公共施設の損壊が多数発生した。

図-3は現地の気象・海象状況の時間変化を示している。波高および周期はWAMによる沖波の推算値であり、風速は現地から南東に約1.2kmにある道の駅テレメータによる観測値、気圧は約25km南東にある岩内港における観測値である。台風が最接近した9時には気圧は966hPaまで

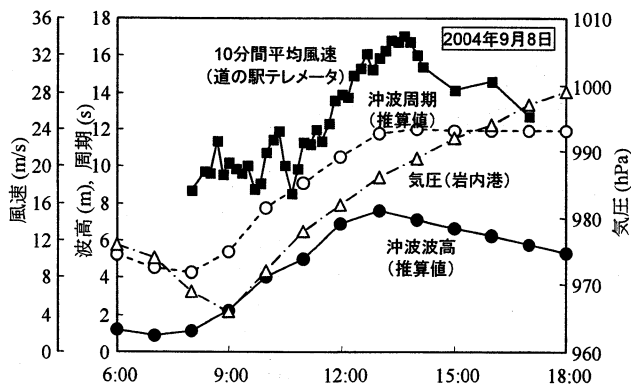


図-3 被災時の波浪、風速、気圧



写真-2 落橋前の大森大橋の映像

低下したが、それ以後は上昇している。一方、風速は大きくなり、13～14時は平均風速が30m/sを越えている。このときの風向は現地の海岸に対して沖から岸に向かう方向であった。沖波波高は13時に極大値 $H_0=7.58\text{m}$ となり、周期は $T_0=11.8\text{s}$ であった。近隣の岩内港の波浪推算資料によると、波高の大きなW方向の波では、30年確率波が $H_0=7.4\text{m}$ 、 $T_0=11.2\text{s}$ であり、今回の推算波浪は40年確率波に相当する。

(3) 周辺海域の水位上昇

日本海側における稚内、小樽、函館各港の潮位偏差は最大60cm～80cmを記録しており、気圧低下による海面の吸い上げが相当量あった。さらに大森地区は沖から海岸へほぼ直角方向の強風下にあり、風による吹き寄せによる水位の上昇も加わり相当の潮位偏差があったものと考えられる。

現地は、前述のようにリーフ上に位置しており、リーフ前面には消波ブロックが設置され、背後は急峻な崖が迫っているという特殊な地形となっている。そのため橋梁のあるリーフはこれらに囲まれた半閉鎖的空間となっており、高波時にリーフ上の水位が上昇しやすいものと考えられる。

写真-2は被災当日11時前後に記録されたCCTVカメラのビデオ映像である。映像から75波分の水位変動を読み取ったところ、平均水位はTP+3.73mであった。その後波

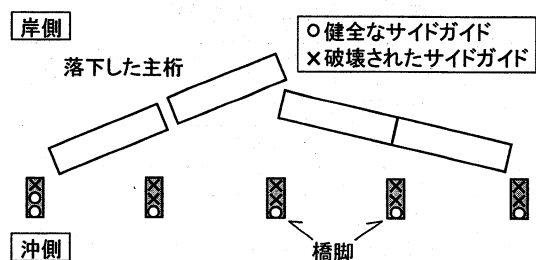


図-4 橋脚上の支承の破損状況

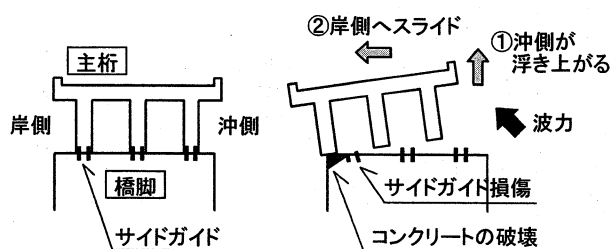


図-5 主桁落下時の挙動の推定

浪は増大したと推定されることから、被災時にはリーフ上の水位は更に高くなっていたと推定される。

3. 被災メカニズムの推定

(1) 橋梁の損傷状況からみた被災状況の推定

図-4は、橋脚上に残っていた支承の損傷状況を示している。各橋脚には3箇所ずつ支承が設置されていたが、海側の支承のサイドガイドが全て残存していたのに対し、岸側支承のサイドガイドは剪断破壊していた。また、橋脚の損傷状況、主桁破断面の鉄筋やコンクリートの破損状況等から判断して、主桁に外力が作用したとき、図-5に示すように、まず、①主桁の沖側が持ち上がり、岸側の桁は浮き上がらず、②外力により岸側にスライドして落下した可能性が高いと考えられる。

(2) 模型実験による被災メカニズムの推定

前述のように、被災時には主桁を上方に持ち上げる大きさの外力（波力）が作用していたと考えられるが、リーフ前面の消波ブロックを越えた波が直接桁下に作用しても、このような強大な上向き波力を及ぼすことは、主桁の設置高さを考慮すると考えにくい。このため、被災メカニズムを明らかにすることを目的として、水理模型実験を実施した。

実験は、長さ22m、幅0.8m、深さ2mの二次元造波水路を用いて実施し、縮尺は1/25とした。海底地形は図-6に示すように、被災箇所付近の代表的な断面を選定して、沖側海底勾配を1/20とし、水深約10mから静水面付近ま

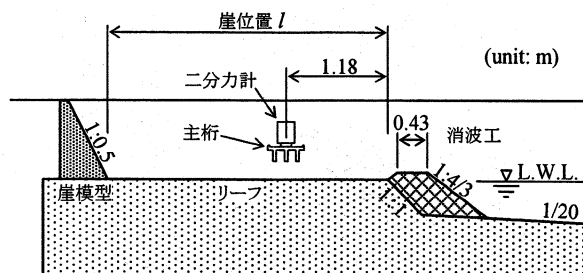


図-6 実験水路

表-1 実験条件

| 構造条件 | 消波工 | 天端高TP+2.5m, 天端幅9.0m |
|------|-------|--|
| | 後壁位置 | $l=90 \quad 75 \quad 60 \quad 45 \text{ m}$ |
| 標高 | リーフ標高 | TP+0.5m |
| | 静水位 | TP+1.35m |
| 波浪 | 不規則波 | $T_0=11.0\text{s}$ $H_0=4.3 \quad 5.3 \quad 6.4 \text{ m}$ |

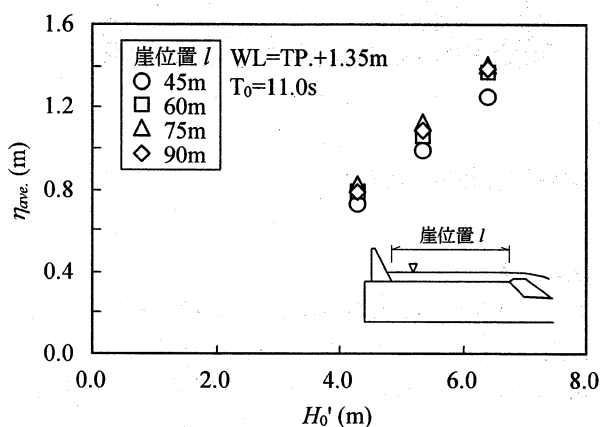


図-7 リーフ上の平均水位上昇

で急勾配で立ち上げ、そこからはフラットなリーフ地形を再現した。リーフ背後には勾配1/0.5の崖模型を設置し、不規則波を約250波作用させ、リーフ上の3箇所波高計により水位を測定した。実験条件を表-1に示す。

図-7はリーフ端から崖までの距離 l を45m～90mまで変化させたときの水平部（リーフ部）の水位上昇を現地スケールで示したものである。静水面からの水位上昇量 η は、波高の増大に伴って増加しているが、崖距離 l の影響はあまりみられない。現地では湾状地形であることを考えるとさらに水位が上昇する可能性もある。

写真-3は、被災時の最大波浪（推定値）を作用させたときの主桁周辺の連続写真である。後壁により発生する反射波と進行波が橋の下で衝突して重複波となり、主桁下面に水塊が直接作用している様子が分かる。このような現象は進行波のみでは起こり得ず、反射波との重複により発生するが、その背景として大きな水位の上昇や後壁の存在等の要因が重なっていたものと考えられる。

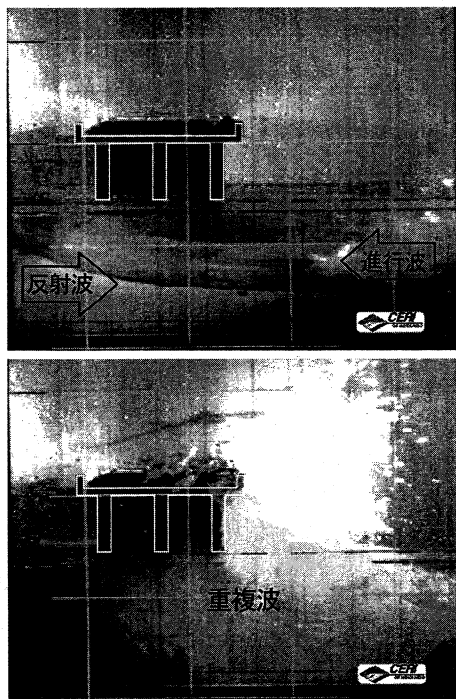


写真-3 主桁への波の作用

表-2 実験条件 (波力実験)

| | | |
|------|-------|--|
| 構造条件 | 消波工 | 天端高TP+2.5m, 天端幅10.7m |
| | 後壁位置 | $l=70\text{ m}$ |
| 標高 | リーフ標高 | TP+0.5m |
| | 静水位 | TP+1.2m (HHWL) |
| 波浪 | 不規則波 | $T_0=12.0\text{ s}$ |
| | | $H_0=4.0\ 5.0\ 6.0\ 7.0\ 8.0\text{ m}$ |

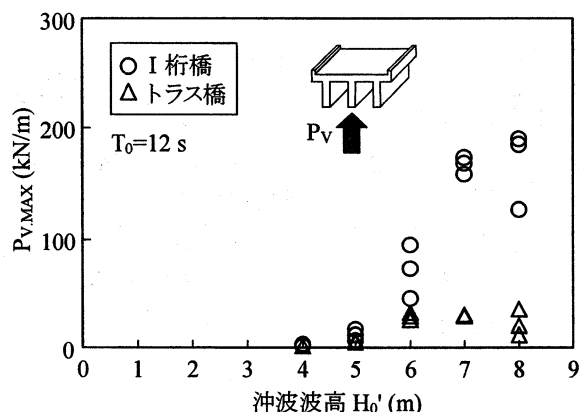


図-8 主桁に作用する最大鉛直波力

4. 橋梁に作用する波力

(1) 実験方法

被災したI桁橋と応急復旧橋（トラス橋）を対象として、鉛直および水平波力を2分力計により計測した。実験水路は、前出の図-6と同じで、崖位置を $l=70\text{ m}$ とした。波浪は不規則波を用い、周期は $T_{1/3}=12.0\text{ s}$ で一定とし、沖波波高を $H_0'=4.0\sim 8.0\text{ m}$ に変化させ、1波群あたり400波程度を作用させて主桁に作用する水平および鉛直波力を200Hzで測定した。実験は同条件で3回繰り返した。

トラス橋は床版に開口率50%のグレーチングを使用する計画であり、模型では開口率が実物と同程度の金網を用いた。なお、異常潮位を想定して便宜的に主桁を段階的に下降させた場合の波力計測も行った。岸沖方向における橋の設置位置は現地とほぼ同じ条件とし、消波ブロック法尻からそれぞれの橋の中央までの距離を29.5mとした。潮位は高潮偏差を考慮してT.P.+1.2mとした。詳細の実験条件を表-2に示す。

(2) 波力特性

図-8は、I桁橋とトラス橋に作用する、スパン方向の単位長さ当りの鉛直波力の最大値 $P_{v, \text{MAX}}$ を示している。波高 $H_0'=4.0\text{ m}$ では波力はほとんど生じていないが、波高が大きくなるに従って波力も増大している。I桁橋に作用する最大波力は、実橋の単位長さ当り重量（ $\approx 200\text{ kN/m}$ ）と同程度であった。トラス橋に作用する $P_{v, \text{MAX}}$ はI桁橋に比べ1/5以下に低減されている。これは、ト

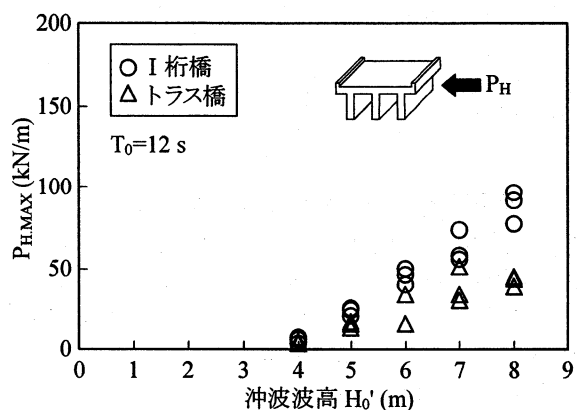


図-9 主桁に作用する最大水平波力

ラス橋の路面がグレーチング構造であり、打ち上がった波を透過させる効果があるためと推測できる。

図-9は、I桁橋とトラス橋の水平波力の最大値 $P_{H, \text{MAX}}$ を示したものである。トラス橋に作用する波力にバラツキはあるものの、I桁構造橋と比較して1/2程度に低減している。これは、I桁橋が桁の面で水平波力を受けるのに対し、トラス橋では受圧部がトラスなので、受圧面積が小さくなっているためであると考えられる。

写真-4はトラス橋に作用する波の様子であるが、路面が透過構造（グレーチング）になっていることにより波が透過し、波力が低減されていることが分かる。

図-10は、水位が上昇した状況を、便宜的に主桁を下降させて行った実験において、主桁下降量 D と鉛直方向最大波力 $P_{v, \text{MAX}}$ の関係をみたものである。図から、I桁橋では D が大きくなるに従って $P_{v, \text{MAX}}$ も増大していることが分かる。実験潮位は、TP+1.2mとしたが、被災時の潮位

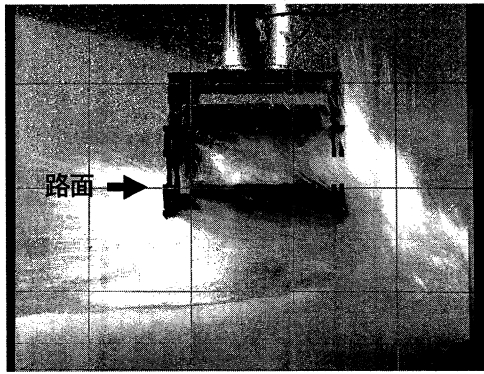


写真-4 トラス橋に作用する波浪

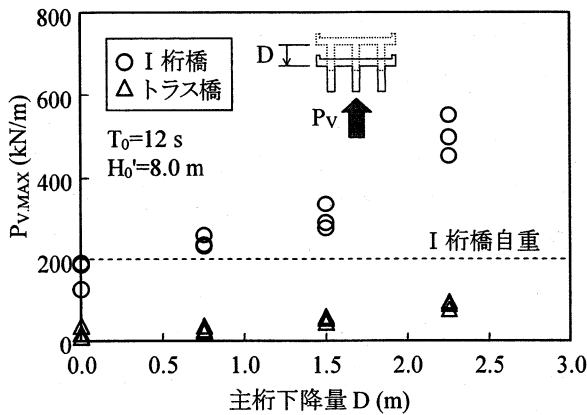


図-10 主桁降下量（水位上昇量）と波力

が更に高いことも推定されており、この場合は主桁の自重を大きく越える鉛直波力が作用したことになる。

一方、トラス橋でも D が大きくなると $P_{V,MAX}$ も増加するが、波力はI桁橋に比べて大変小さく、 $1/6 \sim 1/8$ となっている。

5. 波の打ち上げ高さ

(1) 実験方法

応急復旧後の仮橋利用者の安全を確保するため、波の打ち上げ高さ特性を実験的に調べた。実験水路は波力実験と同じで、水位は高潮位 $TP+0.5$ m で一定とした。実験波浪の周期は通常の時化程度を想定した $T_0=8.0$ s と暴浪時を想定した 12.0 s の2種類とし、波高は $H_0'=1.0 \sim 5.0$ m の5波高を用いた。1波群あたり150波程度の不規則波を作用させて、2台のビデオカメラで波の打ち上げ状況を撮影して、打ち上げ高さと位置を画像から1波ごとに読み取った。

(2) 波の打ち上げ特性

波の打ち上げには次の3パターンが確認された。
Phase 1：進行波が前面の消波ブロックに打ちつけることにより発生する打ち上げ。
Phase 2：消波ブロック背後への打ちつけによる打ち上げ。
Phase 3：進行波と後

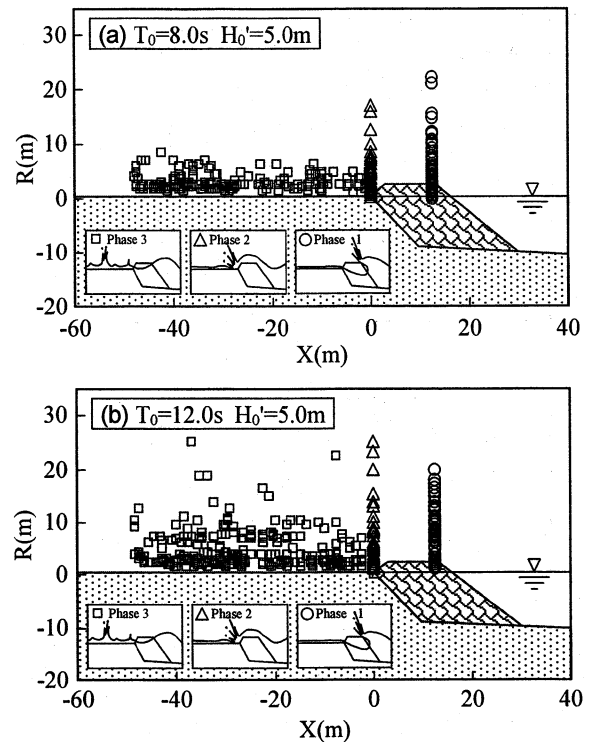


図-11 1波ごとの打ち上げ状況

壁の反射波により発生する重複波の打ち上げ。

図-11(a)(b)は、沖波波高 $H_0'=5.0$ m で周期 $T_0=8.0$ s および 12.0 s のときの1波ごとの打ち上げ高さ R と位置 X を、打ち上げパターン別にプロットしたものである。Phase 1 と Phase 2 では、周期による打ち上げ高さ R は大きな違いはないが、Phase 3 では周期が長い $T_0=12.0$ s の条件において、打ち上げ高さが全体的に大きくなっている。Phase 3 の打ち上げは、リーフ上のどの位置においてもランダムに発生していることが分かる。

図-12(a)～(c)は、波の打ち上げパターン別に、沖波波高 H_0' と $1/10$ 最大打ち上げ高さ $R_{1/10}$ の関係を示したものである。ここで、 $1/10$ 最大打ち上げ高さとは、打ち上げ高さの上位 $1/10$ の平均である。

図にあるように、Phase 1 での打ち上げ高が最も高く、Phase 2 と Phase 3 は同程度である。また、Phase 1, 2 では周期による違いはあまりないが、Phase 3 では、周期の長い方が打ち上げ高さが大きくなっている。これは、Phase 3 の打ち上げがリーフへの進入波と反射波の衝突により発生するため、周期が長いとリーフに打ち込む波速（流速）が大きく、また、リーフ上の水位上昇が大きくなるからであると考えられる。

(3) 通行管理における初動体制の目安

応急復旧橋であるトラス橋は、作用波力を低減させるため床版にグレーチングを用いている。このため、車両等の安全に対して十分配慮する必要がある。前出の図-12から、沖波波高 H_0' が 4 m では、Phase 1 では $R_{1/10}=12$ m 程度であり路面高さをやや超える。Phase 2, 3 では

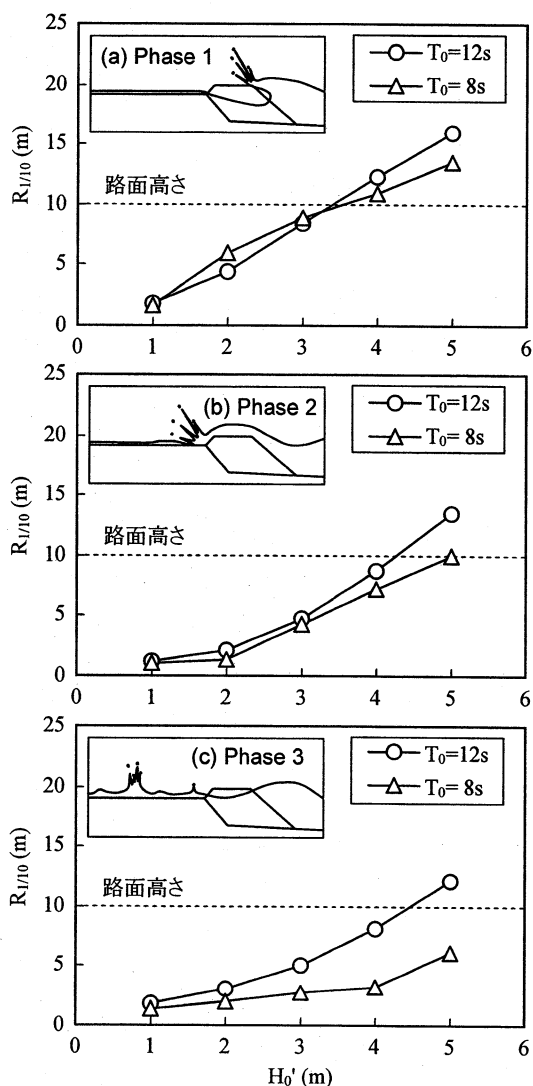


図-12 打ち上げパターン別の1/10最大打ち上げ高さ

$R_{1/10}=8\text{m}$ 程度で路面高さまで達しない。各打ち上げパターンのうち最も着目すべきは、橋の下からの打ち上げであるPhase 3であり、 $H_0'=4\text{m}$ 以下であれば、現地において路面高さを越える可能性はほとんどないが、 $H_0'=5\text{m}$ では前出図-11(b)からも分かるように、路面高さを越える回数が増える。このため、通行管理の初動の目安を $H_0'=4\text{m}$ 程度に設定するのが妥当と考えられる。

6. まとめ

本研究の結論を要約すると以下のようになる。

- ①橋梁の損傷状況と水理模型実験により、被災メカニズ

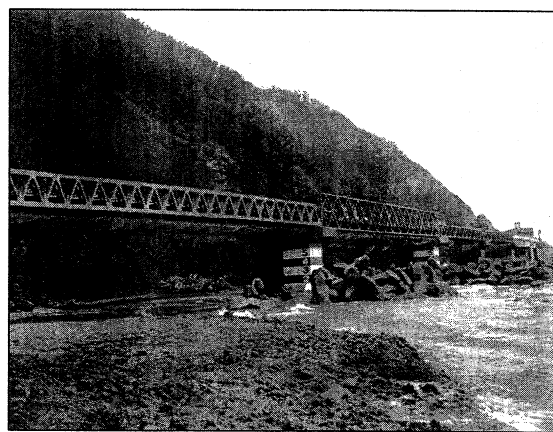


写真-5 復旧した大森大橋

ムを推定した。現地で発生した被災の背景には、記録的な高波と強風のほかに地形の特殊性による異常な水位上昇があり、リーフ背後の急峻な崖からの反射波との重複波現象が原因であることがわかった。

- ②応急復旧対策として施工したトラス橋に作用する鉛直方向と水平方向の波力は、被災したI桁橋と比較してそれぞれ1/5, 1/2程度に低減する。
- ③現地で想定される波の打ち上げを3パターンに分類し、それぞれの打上特性を明らかにした。仮橋供用後の通行管理の目安としては沖波波高 H_0' を4m程度とするのが妥当である。

大森大橋の被災後、破損した橋脚等の調査、補修復旧工法の選定、設計、復旧工事を24時間体制で行い、約3ヶ月後の12月16日に全面開通を迎え、復旧を完了した(写真-5)。現在、波浪のピンポイント予測等を利用して通行安全管理を行っており、適切な管理基準のもとで通常通行が可能となった。

謝辞：本研究を進めるにあたり、「一般国道229号神恵内村大森大橋応急復旧対策検討委員会」¹⁾委員長の北海道大学大学院 佐伯浩教授から貴重な助言をいただいた。また、(独)北海道開発土木研究所構造研究室を始め、現地データや資料を提供していただいた関係各所の方々に謝意を表します。

参考文献

- 1) 一般国道229号神恵内村大森大橋応急復旧対策検討委員会：委員会報告書、2005.2。