

論文 衝撃波力に対する鉄筋コンクリート造構造物の応答に関する検討

壁谷 澤 寿一^{*1}・壁谷 澤 寿海^{*2}・有川 太郎^{*3}

要旨：本研究では鉄筋コンクリート造構造物の衝撃波力に対する応答性状を孤立波による水理実験によって検討した。試験体は鉄筋降伏に伴い面外転倒を生じる壁状構造物である。実験水路には直立護岸の前面に傾斜を設けた。実験では波の先端部が衝突して2～3m程度のしぶきが生じ、試験体は転倒した。波力モーメントは波先端部衝突時に瞬間的に大きな値を示し、引張鉄筋にも歪みが生じた。最大波力モーメント時の波圧は低い計測点に集中し、波圧分布と静水圧には相関が見られなかった。試験体の時刻歴応答解析を行った結果、衝撃波力が構造物の最大応答に与える影響は限定的であった。

キーワード：津波荷重, 衝撃波力, 転倒, 水理実験, 時刻歴応答解析

1. 研究背景

1.1 東北地方太平洋沖地震以降の設計用津波荷重

2011年東北地方太平洋沖地震では浸水深10(m)を超える津波が観測され、東北地方沿岸部では木造建築物のみならず鉄骨造・鉄筋コンクリート造建築物においても倒壊や転倒といった甚大な被害が確認された。国立研究開発法人建築研究所および国土交通省国土技術政策総合研究所では平成23年度建築基準整備促進事業において被害調査の結果に基づき、津波により倒壊した建築物と残存した建築物の抵抗強度と計測された浸水深の関係を整理した¹⁾。これを受けて国土交通省では2011年12月27日に施行された津波防災地域づくりに関する法律等に基づく告示「津波浸水想定を設定する際に想定した津波に対して安全な構造方法を定める件」²⁾（平成23年度国土交通省告示第1318号）において津波避難ビルにおける設計用津波荷重を定義した。本告示では建設地点における最大浸水深のみを用いて設計することを前提としているため、浸水深に対する流速の割合については非常に大きく仮定しており、高い設計用安全率が設定されている。

日本建築学会では2015年に荷重指針³⁾において津波荷重に関する項目が示され、津波の状態を先端部と非先端部に分類し、建設地点の流速や浸水深に関する入力情報量に応じて適切な津波荷重を算定しうる式を提案している。しかしながら本指針においても津波作用時の最大荷重値を与える建物の静的設計を主に想定しており、連続する津波荷重に対する動的な設計法の必要性については特に検討されていない。

1.2 既報の水理実験の概要

筆者らは2013年に港湾空港技術研究所において鉄筋コンクリート造構造物の転倒破壊実験⁴⁾を実施している。試験体は幅700(mm)、高さ650(mm)、奥行120(mm)の

面外転倒破壊を想定した鉄筋コンクリート造壁状構造物である。同一形状の試験体3体について圧縮側端部から引張鉄筋までの距離を調整し、転倒耐力を変化させている（高強度試験体・標準強度試験体・低強度試験体）。試験体はいずれも直立護岸模型上に設置し、通過波浸水深0.2(m)、フルード数2.13の孤立波を作用させた。

低強度試験体では転倒破壊が生じ、高強度試験体ではほとんど変形が生じずに残存した。標準強度試験体では頂部で2.5(cm)程度の変形が生じ、その後原位置に復元する挙動を示した。また、水理実験後の標準強度試験体および同一形状配筋の試験体に対して油圧ジャッキによる静的載荷実験を実施した。荷重変形関係曲線の比較から推定される経験最大応答点のモーメントは水理実験時の波力モーメントを超過しており、水理実験時には揚力による転倒モーメントが生じていた可能性を指摘している。

2. 研究目的

前述した浸水深のみに基づいた津波荷重の計算方法は陸上に遡上する津波の作用波圧については既往の水理実験結果⁵⁾から流勢が大きくなっても浸水深の3倍相当の静水圧が上限となることに基づいている。しかしながら、碎波した波等では建物に衝突する先端部で衝撃的な高い荷重が生じ、浸水深3倍相当の静水圧を超える波力が生じることが同時に指摘されている。

一般的に津波波力は地震動に比べて作用荷重の継続時間が長いため、准定常状態においては津波荷重と建築物の保有耐力の大小関係で安全性を検討することが可能であるが、上記の先端部で衝撃的な高い荷重に関しては荷重の継続時間は非常に短いため、津波荷重と構造耐力の単純な大小関係だけではなく、建物の動的荷重に対する応答性状について検討する必要がある。

*1 首都大学東京 都市環境学部 建築都市コース 准教授 博士（工学）（正会員）

*2 東京大学地震研究所 災害科学系研究部門 教授 工博（正会員）

*3 中央大学 理工学部都市環境学科 教授 博士（工学）

既報の水理実験では碎波は生じていないため、既往の研究⁵⁾で指摘されている通り、試験体前面水位と波力モーメントの関係曲線から、モーメント最大値は通過波浸水深の3倍に相当する値で一定となった。本研究ではより衝撃的な波力が作用する海底勾配を設けた場合について孤立波に対する試験体の応答を追加的に検討した。

3. 追加比較実験

3.1 試験体

2013年に追加した水理実験では既報の水理実験⁴⁾の試験体と同形状の試験体を作成した。既報の水理実験では試験体を直立護岸上に設置し、孤立波作用中に試験体が一旦傾斜したものの、低下する水位に応じて試験体が元の直立した状態に復元する性状を示している。試験体の断面図を図-1に示す。

試験体はモルタルおよび極細径鉄筋($\phi 2$)によって製作した。崩壊形としては引張鉄筋の降伏および破断による面外方向への全体転倒を計画している。試験体は外周壁および底板の厚さを20(mm)とし、50(mm)間隔のシングル配筋を設けた壁とした。試験体内部は中空断面とすることで、揚力により転倒耐力が大きく変動しないように計画している。また、内部のコンクリート木製型枠は、衝撃波力により壁面にひび割れが生じ、実験時の波圧計測に支障が出ることを防止することを目的として取り外していない。試験体前背面には波圧計を取り付けるための厚さ15(mm)のアクリル板をボルトで固定しており、これらを考慮した総重量は97(kg)となっている。

圧縮側6本、引張側2本の $\phi 2$ 鉄筋は試験体頂部から試験体底部の鋼板まで通っており、鋼板側で溶接定着することで試験体を固定している。この時、鉄筋溶接部では破断せずに引張力により伸び変形が生じ得るように鋼板裏面に溝切を設けて十分な定着長さを確保している。引張鉄筋は試験体中央位置としている。圧縮鉄筋については転倒耐力への寄与は期待していないが揚力によって浮き上がりが生じることを防ぐ目的で設けている。

試験体の材料試験結果を表-1に示す。モルタルの圧縮強度は通常のコンクリートと同程度であった。極細径鉄筋については降伏応力度が通常の異形鉄筋に比べて高いが、応力歪み関係は図-2に示す通り、5000(μ)程度で降伏となり、応力値は破断までほぼ一定値を示している。

本試験体の材料強度および式(1)に基づく試験体の終局転倒モーメントは0.27(kNm)となる。材料強度はやや異なるが、既報の静的載荷実験⁴⁾における同一形状・配筋の試験体の最大モーメントは0.33(kNm)であった。水理実験においては非線形化後に復元しており、波力モーメントは最大0.30(kNm)程度であり、作用荷重が試験体強度を若干下回っていた。

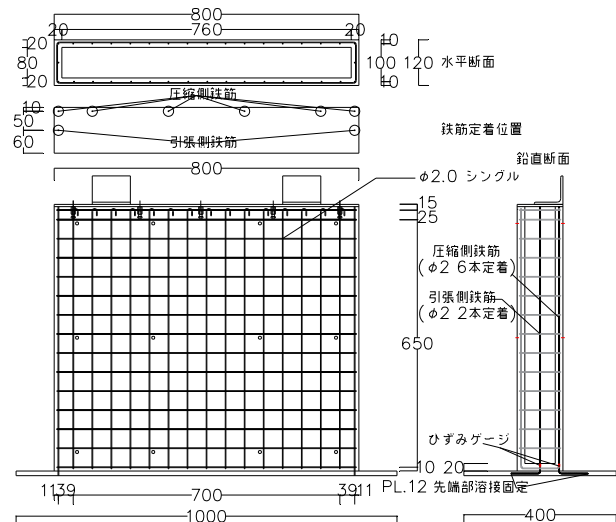


図-1 試験体 断面図 (単位: mm)

表-1 材料試験結果

モルタル	圧縮強度 (N/mm ²)			
	44.5			
鉄筋 ($\phi 2$)	降伏応力度 (N/mm ²)	引張応力度 (N/mm ²)	引張強度 (kN)	ヤング率 (kN/mm ²)
	592	680	2.14	173

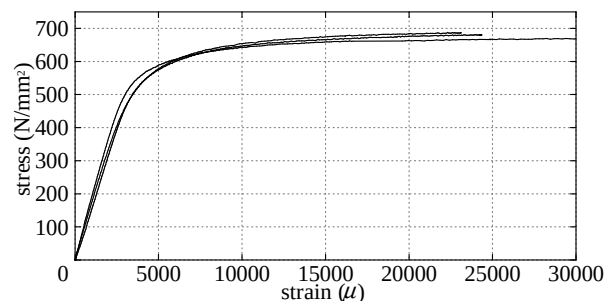


図-2 極細径鉄筋 応力歪み関係

$$M_u = 0.9a_t\sigma_y D_1 + WD_2 \quad (1)$$

ここで、 M_u : 終局転倒モーメント、 a_t : 引張鉄筋の断面積、 σ_y : 引張鉄筋の降伏応力度、 D_1 : 引張鉄筋の有効せい、 W : 試験体自重、 D_2 : 転倒回転中心から試験体重心までの距離とする。

3.2 実験装置および計測計画

水理実験は国立研究開発法人 港湾空港技術研究所の総合沿岸防災実験水路で実施した。実験水路断面を図-3に示す。本実験では試験体の設置位置は直立護岸前面に角度の異なる2種類の傾斜を設け、既報の水理実験⁴⁾に比べて先端部の波が作用する時に衝撃的な荷重が生じるように計画した。初期水位は1.5(m)とした。試験体は

護岸から 2.4(m)離れた位置に設置し、ピストン式の造波装置により波高 0.5(m)の孤立波を作用させた。

試験体前面では波圧計により波圧を計測している。波圧計は最下段が試験体底部から高さ 70(mm)とし、高さ 140(mm)間隔、合計 5 段で計測している。試験体頂部の変形は試験体背面側からレーザー変位計により計測している。通過波検定試験は実施していないが、試験体前面位置での水位および流速を計測している。引張鉄筋 2 本の歪みは歪みゲージにより壁脚から高さ 15(mm)の位置で計測している。水理実験 1 回目は試験体背面を鉄骨ブレースにより補剛することで転倒や変形しない状態で実施し、2 回目は鉄骨ブレースを取り外して、衝撃波力を作用させた。

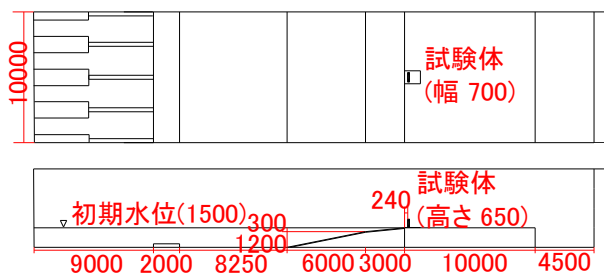


図-3 実験水路断面図 (単位 : mm)

3.3 試験体の損傷状況

試験体は 1 回目の水理実験では鉄筋は塑性化していないものの、頂部に微小な変形が生じた。これは鉄骨ブレースにより試験体を補剛していたものの、衝撃波力が非常に大きかったため、緊結しているボルト等にすべり変形が生じたためであると考えられる。水理実験 1 回目において試験体に波の先端部が衝突した状態を写真-1 に示す。先端部の波が試験体に衝突したことによりしぶきが生じて、2~3(m)程度の高さにまで達した。波力作用後に明確な残留変形や試験体底面と鋼板間の間隙等は確認できなかった。

2 回目の水理実験では 1 回目と同様に先端部が試験体に衝突することで大きなしぶきが生じ、その後に試験体は転倒に至った。実験後に試験体が転倒した状態を写真-2 に示す。転倒した試験体では概ね鉄筋は断面が絞られた状態で破断していたが、前面右側の引張鉄筋 1 本は破断せずに伸びきった状態で残留していた。鋼板裏面の状況を確認したところ、鉄筋の溶接定着部での破壊は生じていなかった。破断せず伸びきった引張鉄筋については、鉄筋降伏後にモルタルとの鉄筋との付着が切れ、抜けが生じていた可能性がある。残留した鉄筋の影響により、試験体は損れたものの、全体では 40(cm)程度原位置から離れた位置で転倒している。

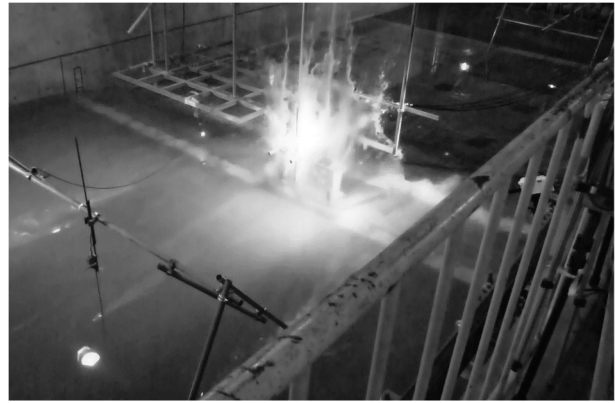


写真-1 波先端部衝突時の様子

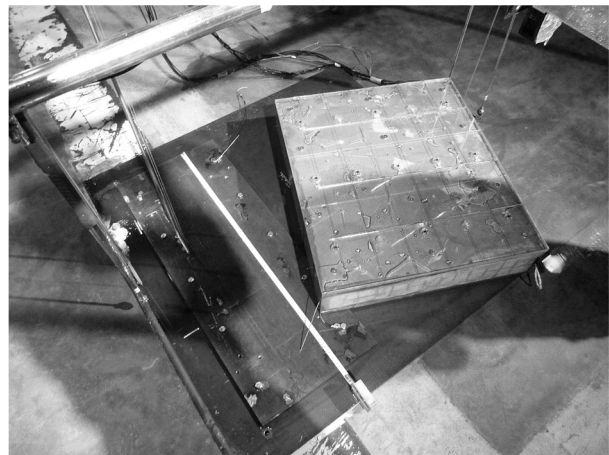


写真-2 試験体転倒の様子

3.4 時刻歴応答波形

水理実験における試験体前面水位の時刻歴波形を図-4 に示す。試験体前面においてしぶきを高さ方向に連続している除いた波面の水位は補剛した 1 回目では最大 1.2(m)程度、試験体が面外転倒した 2 回目では最大 0.8(m)程度であった。堰上げ水位の差異については試験体の応答性状が影響したと考えられる。

試験体に作用した波力モーメントの推移を図-5 に示す。波力モーメントは式(2)に基づき、計測された試験体幅中央位置での波圧分布から算定した。計測点間における波圧は線形近似し、最上段および最下段における波圧は計測区間での波圧の高さ方向の変化率から推定している。波力モーメントの最大値は 1 回目の実験では 0.623 (kNm)、2 回目の実験では 0.741 (kNm)であり、試験体に転倒現象が生じた波力モーメントの方が大きくなる結果が得られた。各実験は同じ波形が生じるように造波したものであるが、本実験結果や既往の研究⁵⁾で指摘されているように先端部の衝撃波力は実験ケースによってばらつきが大きいことを示している。なお、2 回目の実験における後続波で波力モーメントの最大値が 1 (kNm)を瞬間的に超えている部分があるが、これは転倒による衝撃

力により生じた部分である。

試験体に作用した引張鉄筋歪みの時刻歴波形を図-6に示す。1回目の実験では引張鉄筋に最大 800(μ)程度の歪みが生じ、残留歪みは 400(μ)程度となった。2回目の実験では歪みが増加する時刻は先端部の衝撃波圧と対応しており、大きな塑性歪みを記録した鉄筋(a)では 5000(μ)程度に達した後、2000(μ)程度に減少して再び増加している。本実験では既報の水理実験結果⁴⁾とは異なり、衝撃的な波力により鉄筋の歪みが大きく増加することが確認された。引張鉄筋(a)および(b)はいずれも時刻 27.5(s)付近において、それぞれ 6800(μ), 11000(μ)程度の最大歪み量を記録している。

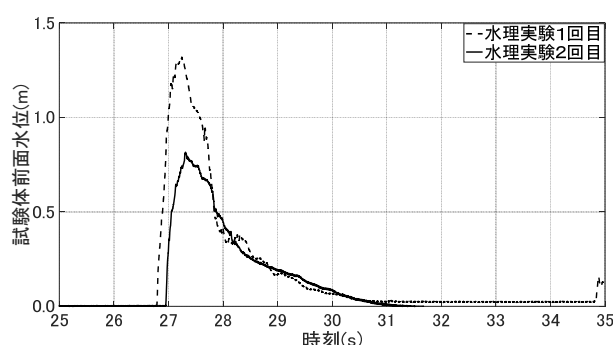


図-4 試験体前面水位の時刻歴波形

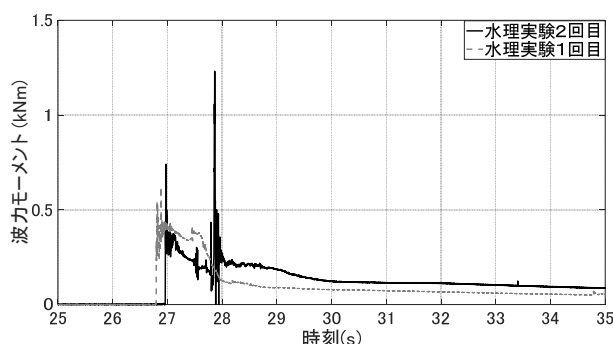


図-5 波力モーメントの時刻歴波形

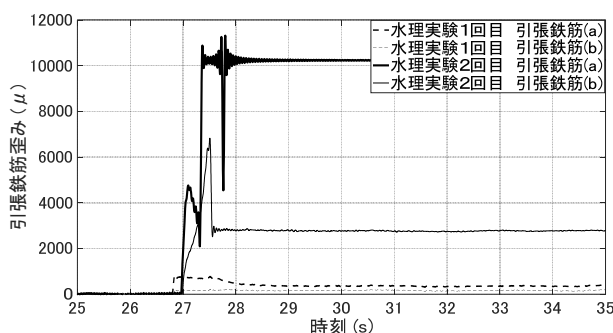


図-6 引張鉄筋歪みの時刻歴波形

3.5 水位モーメント関係

試験体前面水位とモーメントの関係図を図-7に示す。なお、水理実験の2回目の波力モーメントについては転倒により衝撃荷重が生じる手前の時刻までの履歴曲線を示している。また、計測された波力モーメントは試験体前面水位によって作用しうる静水圧モーメントと比較して示した。静水圧モーメントは式(2)に基づき、試験体前面片側のみ堰上げを伴う水位が生じたと仮定した場合の静水圧荷重による転倒モーメントとしている。

$$M = \int_0^H (B\rho g(h_w - z)z) dz \quad (2)$$

ここで、 M : 静水圧モーメント, ρ : 水密度, g : 重力加速度, H : 堰上げを伴う試験体前面水位 (h_w) および 試験体高さのいずれか小さい数値, B : 試験体の幅とする。

いずれの水理実験においても静水圧モーメントを超過する波力モーメントが生じ、0.35(kNm)程度で一定値を保ったまま前面水位が上昇し(図-7 矢印(a)), その後水位の減少とともにモーメントが低下する傾向 (図-7 矢印(b))が得られた。本実験結果では前面水位と波力モーメントの履歴曲線には明確な相関関係が見られなかった。

3.6 荷重変形関係

試験体の波力モーメント-変形角の関係を図-8に示す。また、材料強度は異なるものの同形状・同配筋の試験体についての既報の静的載荷実験結果⁴⁾における荷重変形関係を重ねて示した。水理実験1回目では補剛したブレースの変形により 0.004 (rad) 程度の残留変形が生じている。水理実験2回目では変形角 0.01(rad)程度以下では衝撃的な先端部の波力により静的載荷実験結果におけるモーメントを大きく上回っているが、変形角 0.01(rad)以上では概ね水理実験結果と静的載荷実験結果の履歴曲線が対応している。塑性変形時の波力モーメントの最大値は 0.35 (kNm)程度であった。

3.7 最大波圧分布

試験体の最大波圧分布を図-9に示す。本図では各計測点での最大波圧および最大波力モーメント時の波圧を示した。すなわち、最大波圧では同時刻での計測値をプロットしたものではない。なお、最大波圧分布には水理実験2回目では水理実験1回目の試験体応答により剛性が低下していた可能性がある。最大波圧は試験体が転倒した水理実験2回目よりもブレースにより補剛した水理実験1回目の方が大きかった。これらは試験体の変形した影響を受けて差異が生じたと考えられる。波圧最大値は 50 (kN/m²)程度であり、これは片側水位 5 (m)の静水圧に相当する。波力モーメント最大時の波圧は下三段目までの計測点で計測されており、最下段での波圧は静水圧を大きく上回っているものの、高さ方向の分布は概ね三角形分布を示している。

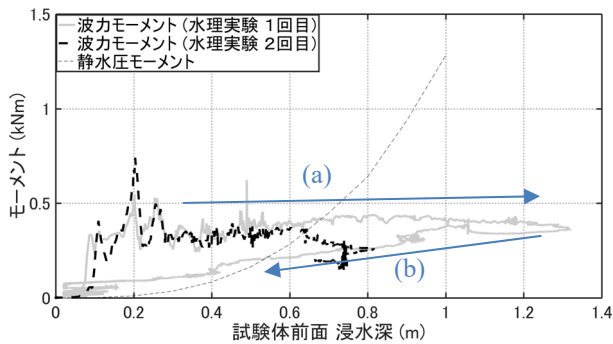


図-7 試験体前面水位－波力モーメント関係

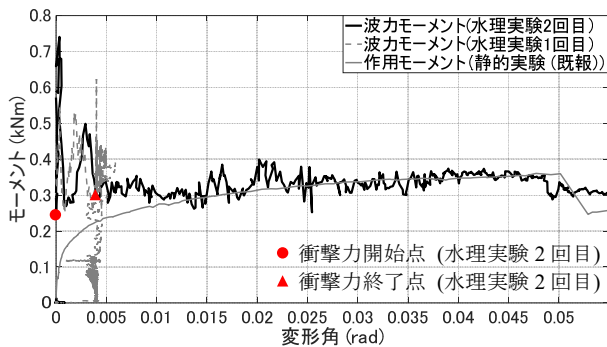


図-8 波力モーメント－変形角関係

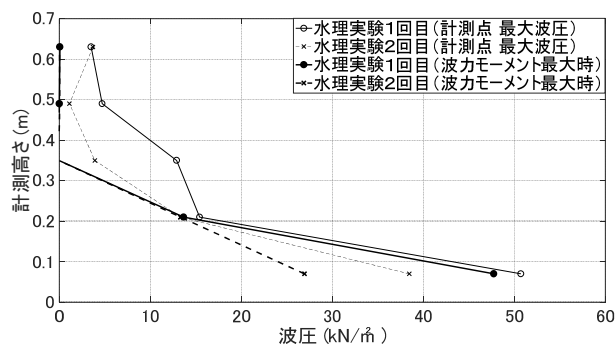


図-9 最大波圧分布

4. 解析

4.1 解析モデル

解析は試験体底部で回転変形が生じる 1 自由度系モデルにより行った。試験体底部周りの回転慣性重量は式(3)に基づいて試験体の質量が高さ方向に均一に分布していると仮定して計算した。曲げばねは非線形形状を反映させるため式(4)に示す Ramberg-Osgood モデルを採用し、既報の同一形状・配筋試験体の単調静的載荷実験⁴⁾における引張鉄筋破断前までのモーメント－回転角関係にフィッティングさせた履歴曲線を採用した。履歴モデルのパラメータは降伏変形角 0.001 (rad), 降伏強度 0.19 (kNm), 剛性低下指数は 6 としている。なお、解析において動的な荷重に対する歪み速度の影響、鉄筋破断による耐力低下後の履歴応答性状については考慮していない。粘性減

衰は瞬間剛性比例型とし 0.03 とした。時刻歴応答解析の時間刻みは水理実験におけるサンプリング周波数と同様に 2000 (Hz)としている。

試験体に作用させるモーメントは波力モーメントを基本とした。また、試験体底部において間隙が生じ揚力が発生したと仮定した場合に生じ得る転倒モーメントについても検討した。試験体底部の鉛直上向き方向の波圧分布は荷重指針³⁾に基づき、波入射側底部において水平および鉛直波圧が一致し、反対側底部では 0 とし、中間部の波圧では線形的に変化すると仮定した。

$$I = (t^2 + H^2) \times M / 12 + (H / 2)^2 \times M \quad (3)$$

ここで、 I : 回転慣性質量, M : 試験体質量, H : 試験体の高さ, t : 試験体の壁厚とする。

$$\frac{\delta}{\delta_y} = \frac{Q}{Q_y} \left\{ 1 + \left| \frac{Q}{Q_y} \right|^{r-1} \right\} \quad (4)$$

ここで、 δ : 変形角, Q : 作用荷重, δ_y : 降伏変形角, Q_y : 降伏荷重, r : 除荷剛性低下指数とする。

4.2 解析結果

試験体が転倒した水理実験 2 回目について実験結果と時刻歴応答解析における荷重変形関係を図-10 に比較して示す。先端部の衝撃的な波力の影響について検討するため、図-8 における衝撃力開始点から衝撃力終了点までのモーメントが線形的に変化すると仮定した場合の仮想の作用モーメントに対する応答についても検討した。両解析では揚力によるモーメントを考慮している。

これに加えて、直立護岸上に設置した本試験体と同一の形状および配筋を有する試験体に孤立波を作用させた水理実験結果 (既報の実験結果⁴⁾) についても同様の解析的な検討を行い、検討結果を図-10 に重ねて示した。

既報の水理実験結果⁴⁾における試験体の最大応答変形角は 0.04(rad)程度であった。試験体底面に揚力を考慮しない応答解析では最大応答変形角は 0.025(rad)程度であり、実験結果を下回った。一方で、揚力を考慮した応答解析では最大応答変形角は 0.04(rad)であり、概ね実験結果と整合している。既報において水理実験と静的載荷実験の荷重変形関係曲線の交点から経験最大応答モーメントを推定し、これが波力モーメントを上回っていることから、揚力による転倒モーメントの存在を指摘しているが⁴⁾、本研究における時刻歴応答解析においても揚力を仮定した方が実験における最大応答変形角をより正確に再現することを明らかにした。

一方、衝撃波力を作用させた実験では、先端部の衝撃荷重を考慮したまたは考慮しないモーメントのいずれに対しても応答変形角は 0.08 (rad)程度であった。これは既報の静的載荷実験⁴⁾における鉄筋破断時の変形角(0.05

(rad))を大きく上回っている。本実験における検討の範囲では、先端部の衝撃波力が構造物の塑性変形に与える影響は極めて限定的であった。本試験体が波力により転倒に至ったのは衝撃後の持続波力(0.35 (kNm))が既報実験⁴⁾の持続波力(0.30 (kNm))よりも若干上回っていたためであり、持続波力と構造物耐力との単純な比較によって概ね試験体の転倒・残存について推定しうることを示した。

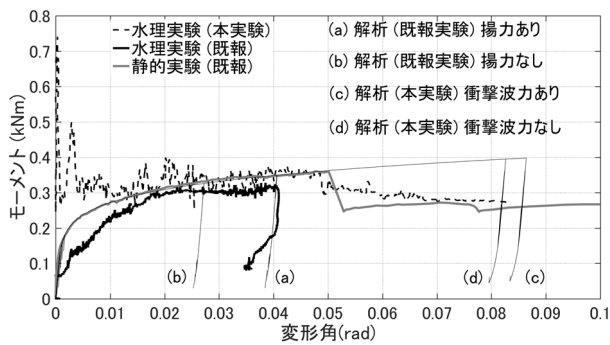


図-10 時刻歴応答解析結果

5. まとめ

本稿では衝撃波力により転倒した鉄筋コンクリート造構造物の水理実験および波力モーメント作用時の時刻歴応答解析について考察し、下記の知見が得られた。

- (1) 波高 0.5(m)の孤立波の先端部が試験体に衝突することで試験体前面に高さ 2~3(m)程度のしぶきが生じた。引張鉄筋 1 本が破断し、試験体は転倒に至った。衝撃による波力モーメントは瞬間的であり、実験ケースによってもばらつきが見られた。
- (2) 波先端部の瞬間的な衝撃荷重により引張鉄筋に歪みが生じた。最大波力モーメント時の波圧は下段計測位置に集中しており、波圧分布と試験体前面水位相当の静水圧には明確な相関が見られなかった。
- (3) 直立護岸に設置した既報の水理実験結果の時刻歴応

答解析では、揚力を考慮した場合と考慮しない場合で解析結果を比較し、考慮した場合に水理実験結果が解析結果と整合した。

- (4) 衝撃波力を作用させた今回の水理実験では先端部の衝撃荷重を考慮したケースと無視したケースで時刻歴応答解析を行い、試験体の最大応答変形に大きな差異が見られなかった。本実験では衝撃波力が試験体の応答変形に与える影響は小さく、入射波の持続波力が構造物耐力を上回ったため、試験体が転倒したと考えられる。

謝辞

本解析的研究は科学研究費補助金基盤研究 (A)『地震被災と倒壊限界を考慮した津波による建物の崩壊メカニズムに関する研究』(課題番号 20249079 (H26-H29(予定)))研究代表者 壁谷澤寿海)により実施された。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 東京大学 生産技術研究所：平成 23 年度 建築基準整備促進事業「40. 津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討」報告書，2012.3
- 2) 平成 23 年国土交通省告示第 1318 号，津波浸水想定を設定する際に想定した津波に対して安全な構造方法等を定める件，2011
- 3) 日本建築学会：荷重指針，2015.2
- 4) 壁谷澤寿一，壁谷澤寿海，有川太郎：構造物の崩壊荷重に基づく津波荷重の評価法に関する研究，構造工学論文集 Vol.62B，日本建築学会，2016.3.
- 5) 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：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.911-915，2000