実設計への利用を考慮した 耐衝撃波圧の部材設計方法の評価

安藤 圭1・鈴木 高二朗2・森 信人3

¹正会員 株式会社神戸製鋼所 調達部 (〒651-8585 神戸市中央区脇浜海岸通2-2-4)
E-mail: ando.kei@kobelco.com
²正会員 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所 耐波研究グループ長 (〒239-0086 神奈川県横須賀市長瀬3-3-1)
E-mail: suzuki_k@p.mpat.go.jp
³正会員 京都大学教授 防災研究所 (〒611-0011 宇治市五ヶ庄)
E-mail: mori@oceanwave.jp

津波による被災の一形態として部材破壊が挙げられるが、作用時間の極短い衝撃的な波圧に対する設計 時の考え方は確立されていない、本研究では、大規模実験を実施して得られた結果を、提案した設計法に 適用し、実務での利用を念頭に置いた衝撃荷重評価をする.さらに、孤立波の衝撃波圧のパラメータの推 定法を提案する.その結果、規則波実験の結果から、鉄筋の降伏等の変状が発生した場合としなかった場 合のそれぞれの累積分布関数を導出してワイブル分布で近似し、実務での評価基準を示した.そして、そ の近似曲線に孤立波実験の結果を当てはめ、整合しないデータがないことを確認した.さらに、孤立波に よる衝撃波圧について、4つのパラメータの推定法を提案した.

Key Words : impulsive wave pressure, impact force engineering, tsunami, solitary wave

1. はじめに

高波や孤立波が構造物に衝突する時,その状況によっ ては衝撃的な波圧が発生するが,そのような衝撃的な波 圧に対する部材設計方法は不明瞭である.例えば直立壁 のパラペットは,海岸保全施設の技術上の基準・同解説 ¹⁾では,特に強大な波力が作用する場所では天端幅を広 くとることや,波返工は波力に対して安全でなければな らないことなどが記載されているものの,それらの評価 方法については述べられていない.令和元年の台風15号 では護岸のパラペットが損壊する被害も発生している.

安藤ら^{2,3}は、孤立波の直立壁への衝突時の波圧について、高橋ら⁴による規則波での分類に倣い、衝突時の



図-2 安藤らりの提案の設計フローに基づく破壊判定



図-1 安藤ら^{3,4}による孤立波の直立壁への衝突状況での分類(左から, Bagnold型, Wagner型, 遷移型)

砕波状況によって、Bagnold 型、Wagner 型、遷移型の3 種類に分類(図-1)し、Wagner 型や遷移型では局所的 に大きな波圧が発生する可能性があることを示した.ま た安藤らかは、衝撃荷重による応答を簡易的に評価する ための設計法を提案した. その方法は, 波圧の作用時間 と部材の固有周期の比から、衝撃載荷と動的載荷のいず れかで検討するものであり(図-2),護岸のパラペット 等の鉛直部材を対象とした場合は、動的倍率を用いた評 価となることを示した.動的倍率は図-3に示すフローに 沿って、対象部材のバネ定数と質量、波圧のグラフから、 図-4に示す式で算出する.なお、ここではバネ定数を、 ヤング係数と断面積の積を長さで割ったものとしたが, ヤング係数と断面二次モーメントの3倍の積を長さの3乗 で割った値を使用すれば断面変化の影響を見込め、一



図-3 安藤らりの提案の動的倍率の算出フロー





35.9m

h+4m

造波機

20m

般性が高まると思われる.動的倍率は衝撃波圧の後の準 静的な波圧に掛け、曲げ強度と比較する. 安藤ら⁵は、 この設計法の妥当性を大規模水槽実験により検証したが、 検証は限られた実験ケースで実施されており、提案した 設計法に含まれる誤差の程度も明らかにされていない.

本研究では、規則波及び孤立波による実験をさらに実 施し、安藤らりが提案した設計法について、実務での利 用を念頭に置いた衝撃荷重評価をすると共に、孤立波の 衝撃波圧のパラメータの推定法を提案する.

2. 規則波実験による設計法の傾向分析

設計法の傾向を分析するため、まず規則波実験を実施 した. これは、規則波実験では同規模の波を数多く発生 させることができ、模型への衝突状況のわずかな違いに よる結果の変化を捉えやすいと考えたためである.

(1) 実験方法

実験には、図-5に示す長さ184 m, 幅3.5 m, 深さ12 m の大規模水路を用いた. 図中のWG1~9の位置には、波 高計を設置し、ピストン型の造波板で波を発生させた. 造波板での振幅は0.55 m, 周期は5.7, 5.8, 5.9 sで変化さ せ、堤前水深は1.6 mとした.水路の造波板と反対側に は、図-6、7に示すように、幅1.12 mのL型RC模型を幅方 向に3体設置した. 両端の2体は高さが2.15 mで, 中央の L型模型のみ高さを1.65mとし、その前面に高さが隣接





図-7 6cm厚で主鉄筋ピッチが75mmの平板とひずみ計測位置

する模型と同じになるように、コンクリート平板をアン カーボルトで取り付けた.これにより,波が衝突するこ とで、平板の天端から0.5 m位置で大きく曲げモーメン トが発生するようにした. 平板は厚さ60 mmで, 早強ポ ルトランドセメントを使用して材齢7日で22.8 N/mm2の 強度が発現した.鉄筋はSD295AのD6を使用し、主鉄筋 を75, 150 mmピッチ, 無筋の3種類とした. 造波板より 向かって右側の模型では、図-6に示す位置で波圧を計測 した. 平板のコンクリート表面と裏面, 鉄筋にはひずみ ゲージを貼り付け,発生したひずみを計測した. 図-7に は、厚さ60 mmの平板において、ひずみを計測した代表 的な位置を示す. サンプリング周波数は, 波高計, 波圧 計,ひずみゲージ共に1kHzである.同程度の規模の波 が数回~十数回作用するよう,計測時間は約120s/ケー スとし,実験後にはクラックや破断の状況を目視で確認 した.

各ケースで毎回新しい模型を使用したわけではなく, 前回のケースから連続して行ったケースもあり、曲げ強 度は細かく分類して計算した.具体的には、RCの平板 でコンクリートの表面にのみ残留ひずみが発生した場合 には、コンクリートの引張強度で検討し、前ケースで既 にコンクリート表面に残留ひずみが生じていた場合には、 鉄筋の降伏強度で検討等により,詳細に評価した.

(2) 実験結果と考察

全ケースに対して、図-2、3、4の設計法を適用する. すなわち、最大動的倍率Lmaxと、図-3におけるtrでの波圧 を静的荷重とした場合の代表曲げモーメントMstaticを求め、 それらを掛け合わせて曲げ強度と比較する. なお, Lmax やMstateを算出する詳細な過程は、安藤らの内容を参照 のこと.曲げ強度の計算結果は表-1に示す.

 $M_{\text{static}} \times L_{\text{max}}$ と曲げ強度 M_s を比較したD (= $M_{\text{static}} \times L_{\text{max}}/M_s$, 危険率と呼ぶこととする) について、破壊や残留ひずみ などの変状が発生した場合と発生しなかった場合で、ど

表-1 曲げ強度の計算結果一覧(単位はkN・m/m)				
引張鉄筋比 (主鉄筋ピッチ)	鉄筋が降伏した時 の曲げ強度	コンクリートに ひび割れが発生 した時の曲げ強度		
0.00%(無筋)	-	1.73		
0.53%(150mmピッチ)	1.92	1.77		

3.45

1.80

0.99% (75mmピッチ)



図-8 無筋コンクリート板の危険率Dと破壊確率の累積分布



図-9 引張鉄筋比0.53%での危険率Dと破壊確率の累積分布



図-10 引張鉄筋比0.99%での危険率Dと破壊確率の累積分布

の程度異なるのかを検討する. なお,鉄筋やコンクリー ト表面のひずみゲージの計測結果から、波の衝突前後で ひずみが10µε以上増加した場合,変状が生じたこととし た. 3種類のコンクリート平板それぞれに対して、危険 率Dと変状の有無を累積確率分布で評価した.また,最 小二乗法を用いてワイブル分布で近似曲線を描いた(図 -8, 9, 10). なお, ワイブル分布の累積分布関数 F(x) は,以下の式(1)で表される.

$$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x}{\beta}\right)^{\alpha}} \tag{1}$$

ここで、各近似曲線の係数a及びβは表-2の通りである.

なお、引張鉄筋比0.00%の無筋の平板では変状が発生し たものが2ケースのみであったため、変状が発生した場 合のワイブル分布による近似はしていない.また、鉄 筋比0.53%の場合には、後半で破壊や残留ひずみの発生 が見られたケースが連続し、これは何本かの鉄筋が既に 破断していた可能性も考えられたため、これらのケース を除いた分布も描いた.図-8、9、10が示す意味につい て考察すると、図中の累積分布曲線はあくまで本実験に おける危険率Dの出現確率を示している.パラメータ空 間で一様にサンプルが分布しているわけではないため、 例えばコンクリート平板に影響を与えないような、波圧 が非常に小さいケースを増加させると、「破壊・残留ひ ずみなし」のプロットが危険率Dの小さい範囲に集中し、 曲線の形状が変化する.一方、コンクリート平板が破壊 するような、波圧が非常に大きなケースを増加させると、

「破壊・残留ひずみ発生」のプロットが危険率Dの大き い範囲に集中し、やはり曲線の形状が変化する.しかし、 「破壊・残留ひずみなし」のプロットは、波圧が非常に 大きいケースを増加させてもあまり増加せず、危険率D の大きい範囲で曲線の形状はあまり変化しないと考えら れる.また、「破壊・残留ひずみ発生」のプロットは、 波圧が非常に小さいケースを増加させてもあまり増加せ ず、危険率Dの小さい範囲で曲線の形状はあまり変化し

以上の解析により,残留ひずみが発生しなかったケースの約90%が分布する危険率に着目すると,引張鉄筋比 0.00%では危険率D<1.23,引張鉄筋比0.53%ではD<1.28, 引張鉄筋比0.99%ではD<1.18であり,1.2程度であること が分かった.一方,残留ひずみが発生したケースの約 10%が分布するのは,引張鉄筋比0.53%ではD<0.61,引張 鉄筋比0.99%ではD<0.43であることが分かった.

ないと考えられる.

実際の設計における危険率は、構造物の重要度などから許容する「破壊・残留ひずみ発生」の確率を決め、対象ごとに危険率を設定するべきと考える.ただし、先に述べたように、図-8,9,10の「破壊・残留ひずみ発生」の曲線は、危険率の大きい範囲では実験ケースを増加させると形状が変化するため、実際の設計で「破壊・残留ひずみ発生」の確率を大きく設定するほど、求まる危険率の確からしさは低くなることに注意が必要である.

表-2 ワイブル分布による近似曲線の係数

引張 鉄筋比	状態	α	β
0.00%	破壊・残留ひずみ無し	3.80	0.99
0.53%	破壊・残留ひずみ無し	3.46	1.00
	破壊・残留ひずみ発生	2.64	1.42
	破壊・残留ひずみ発生(前半)	1.98	1.53
0.99%	破壊・残留ひずみ無し	2.30	0.82
	破壊・残留ひずみ発生	2.18	1.19

3. 孤立波実験の設計法への適用と傾向分析

孤立波実験を実施し、規則波実験で求めた累積確率分 布に当てはめて、結果が傾向に沿うかどうかを検証する.

(1) 実験方法

水路,模型,計測器は規則波実験と同様だが,孤立波 を造波するため,造波板を一回で押し出し,振幅の代わ りにストロークと呼称している.造波板のストロークは 5.0,5.5,6.0,8.0,10.0 mで変化させ,周期は20 sとし, 堤前水深は0.85,1.0 mで変化させた.使用した平板の使 用材料は規則波実験と同じだが,厚さは80 mmと100 mm, 主鉄筋は75,150 mmピッチ,無筋の3種類である.規則 波実験と同様,前回のケースに引き続いて模型を使用し たケースもあり,曲げ強度は細かく分類して計算した.

(2) 実験結果と考察

全ケースに対して, Mstate×Lmaxと曲げ強度Msを求めて 危険率Dを算出し,規則波結果から導出した累積分布の グラフ上に示した(図-11, 12). 平板の引張鉄筋比は 0.00%, 0.35%, 0.37%, 0.65%で,規則波実験とは一致し ないため,引張鉄筋比0.35%, 0.37%, 0.65%の結果は, 値の近い引張鉄筋比0.53%のグラフ上に示した.図-11, 12より,残留ひずみなしの結果が少ないことや,規則波 実験に比べて作用させた波の数が少ない等はあるものの, 少なくとも規則波の結果から導いたグラフに当てはめて も整合しないデータは無く,孤立波実験の結果と提案し た設計法の結果の傾向が合っていることが分かる.



図-11 累積確率分布への孤立波結果の適用(引張鉄筋比0.00%)



図-12 累積確率分布への孤立波結果の適用(引張鉄筋比0.53%)

4. 孤立波による衝撃波圧の推定法

実務での部材設計では、図-3のa、β, Po, toを机上で 求めることが必要になる. そこで、ここでは孤立波の先 端が衝突した時の衝撃波圧の時系列データを分析する.

(1) 実験方法

大規模水路で孤立波実験を実施し、模型に取り付けた WG01~19の波圧計で波圧を計測した. 造波板のストロ ークは2.5~10.0 mで0.5 m刻みで,周期71は20,25,30 sで, 堤前水深hは0.4,0.85,1.0 mでそれぞれ変化させた.

(2) 実験結果と考察

まずPoについて、防波堤の耐津波設計ガイドライン⁷ に記載されている修正谷本式を基に、静水面で3pgarで あり、静水面より上方は高さ3arの三角形分布である状 態をPoとすることとした.なお、arは入射津波の静水面 上の高さ、pgは水の単位体積重量である.次に、arは波 圧の最大値をPoで割って求める.図-13は最も大きな値 を示した波圧計の値に対して求めたaを示しており、こ れは実際の設計において安全側となることを想定したた めである.凡例のh及びTはそれぞれ堤前水位と造波板周 期を示しており、例えば「h100 T20 (Wagner)」は、堤 前水深1.0mで造波板周期20sの条件で実施し、衝突時の 砕波状況がWagner型であることを意味する.なお、以降 の図-14~18においても、凡例の意味は同様である.横 軸Soは、Chellaら⁸において、砕波形式をSpilling、Plunging、 Surgingの3種類に分類するのに使われている砕波指標で



あり、以下の式(2)で表される.

$$S_0 = 1.521 \frac{m}{\sqrt{H_0/d_0}} \tag{2}$$

ここで, mは海底勾配, Hoは波高, doは水深であり, 本 稿では m=1/20, Ho及び doは WG3 での値を使用した. そして、これらのプロットを全て含むように包絡線を描 いた. また図-14 には、最大波圧の発生位置までの距離 と αの関係を示す. αが大きな値となる時の位置は,静 水面から通過波高の 0.5 倍以上上方であることが分かる. すなわち、実設計においては、静水面から堤体の天端ま での距離に対して津波波高が非常に大きい場合, α は 6.6のような大きい値とはならず、2とすることで良いと 考える.一方,静水面から堤体の天端までの距離に対し て津波波高が非常に小さい場合、護岸の天端には大きな 波圧は働かないと考えられるが、この時のαは6.6のよ うな大きな値でも良いと考える. これは, α から算出す る Lmax は Mstatic と掛け合わせるため, Mstatic が非常に小さ くなる場合には Lmax が大きな値でも、結果に与える影響 は軽微であるためである.

次に、 t_0 及び β 1 について、WGI における水位の立ち 上がりから最大値に達するまでの時間との関係を図-15, 16 に示す. ここで水位の立ち上がりは、最大値を示し た時刻から遡って初めて最大値の 2%を下回った時刻と した. これらの図より、孤立波の周期と t_0 及び β 1 にお ける関係性を見出すことはできず、これらに相関関係は 無いものと判断する.なお、図-16 では堤前水深が深い 場合に β 1 が大きくなっているが、これは衝突後に打ち 上がる水塊が多く、水面に落下した際の堤前水位の一時





的な上昇の時間が長いためと考える. 図-17, 18 には, S₀と $_{b}$ 及び β -1 の関係を示し,包絡線を描いた.ここで $_{b}$ の開始時刻は,最大値を示した時刻から遡って初めて SkN/m²を下回った時刻とした.なお,図-17 での包絡線 外のプロットは,孤立波本体の前に水塊や飛沫が当たっ た影響と考えている.図-18 では β -1 の L_{max} に与える影 響が小さいことから,図のような包絡線とした.またこ れらの他にも,実験ケースの中には開始時刻が判別でき ないものや,衝撃波圧が発生していないものがあり,そ れらのケースはここでは解析から除外している.

以上より, α は静水面から堤体の天端までの距離が通 過波高の 0.5 倍より小さい時には 2 とし, 0.5 倍より大き い時には図-13 の包絡線に従って選定し, t₀及び β は図-17, 18 の包絡線に従って選定することが考えられる.

5. おわりに

本稿では、安藤ら⁹が提案した設計法について、規則 波実験の結果から、鉄筋の降伏等の変状が発生した場合 としなかった場合のそれぞれの累積確率分布を導出して ワイブル分布で近似し、実務での評価基準を示した.そ して、その近似曲線に孤立波実験の結果を当てはめ、整 合しないデータがないことを確認した.さらに、孤立波 による衝撃波圧の4つのパラメータの推定法を提案した.



謝辞:港湾空港技術研究所耐波研究グループの皆様に実験とデータ解析の協力を頂いた.ここに謝意を表する.

参考文献

- 全国の農地海岸保全協会,公益社団法人全国漁港漁 場協会,一般社団法人全国海岸協会,公益社団法人 日本港湾協会:海岸保全施設の技術上の基準・同解 説,2018年8月.
- 安藤圭,鈴木高二朗:孤立波が直立壁に作用した際の 飛沫の打ち上げ高さについて、土木学会論文集 B3(海 洋開発), Vol. 73, No.2, pp.I_246-I_251, 2017.
- 安藤圭,鈴木高二朗:孤立波による直立壁への衝突に 関する研究,土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 74, No.2, pp.I_1057-I_1062, 2018.
- 高橋重雄,谷本勝利,鈴村諭司:直立壁に作用する衝 撃波圧の発生機構に関する一考察,港湾技術研究所報 告, Vol. 22, No.4, 1983.
- 5) 安藤圭, 鈴木高二朗, 森信人: 孤立波を対象とした耐 衝撃波圧の部材設計に関する一考察, 木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 75, No.2, pp.I_811-I_846, 2019.
- 6) 石川信隆,大野友則,藤掛一典,別府万寿博:基礎 からの衝撃工学,2008年3月.
- (1) 国土交通省港湾局:防波堤の耐津波設計ガイドライン, http://www.mlit.go.jp/common/001012142.pdf, 2013年9月.
- Chella, M. A., Bihs, H., Myrhaug, D., and Muskulus, M.: Breaking solitary waves and breaking wave forces on a vertically mounted slender cylinder over an impermeable sloping seabed, *Journal of Ocean Engineering and Marine Energy*, Vol.3, pp.1-19, 2017.

(Received March 16, 2020) (Accepted July 27, 2020)

MEMBER DESIGN METHOD AGAINST IMPULSIVE WAVE PRESSURE CONSIDERING APPLICATION TO ACTUAL DESIGN

Kei ANDO, Kojiro SUZUKI and Nobuhito MORI

The design method for impulsive wave pressure with very short duration time is unknown, though there is a possibility that the members will be destroyed by tsunami. In this study, first, we conducted a regular wave experiment on large-scale and apply the results to our proposed design method. Then, the evaluation standard to actual design was proposed by approximating the cumulative distribution of the case where the deformation occured by the Weibull distribution. Next, we conducted a solitary wave experiment and the results were applied to the Weibull curve and confirmed to be consistent. Finally, a method for estimating four parameters of impulsive wave pressure by solitary wave was shown.