

既存港湾施設の耐震性向上に関する実験的研究

EXPERIMENTAL APPROACH OF SEISMIC PERFORMANCE IMPROVEMENT IN PORT FACILITIES

菅野 高弘¹・及川 研²

¹正会員 工博 (独) 港湾空港技術研究所 (〒238-0101 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

²正会員 工博 日本道路株式会社 (〒105-0004 東京都港区新橋1-6-5)

It is needed that retrofit works of existing port facilities due to change in function, improve in function and improve seismic performance. The technical standard for port facilities is focus on a design of new structure in general. In case of retrofit design, we must consider the existing or damaged structure and additional structure. In this paper, we discussed and proposed that the performance based seismic design and evaluation technique for level-2 earthquake motion using shake table tests and numerical simulations.

Key Words : quay walls, seismic performance, retrofit, shake table test, numerical simulation,

1. はじめに

1960年代から本格的に整備されてきた我が国の港湾施設は、21世紀初頭から更新改良時期を順次迎えることになり、既存ストックを生かしつつ更新あるいは改良によりその効用を最大限に発揮させることの取り組みが求められている。一方、平成7年兵庫県南部地震においては神戸港を中心に甚大な被害が発生した。

中央防災会議では東海・東南海・南海地震の発生を想定した地震被害予測とその対策の検討が鋭意進められており、全国に広がる置換地盤上の既設の重力式岸壁についても、耐震診断と(その結果に基づく)耐震性強化策を進めていくことが重要な課題である。

本研究は、以上の背景を考慮して、耐震性を強化した震災復旧工法の提案とその耐震性能の評価手法について述べる。この場合、新規設計断面と異なり、既存施設や被災施設を生かした複合的な断面となることから、従来から用いられてきた震度法による照査のみでは耐震性を十分に評価できない可能性がある。このため、設計した複合断面の耐震性能を、実務上十分な精度を確保した上で評価する必要がある。

以上より、現地被災調査、模型実験、数値解析を相互補完することによる耐震性能評価手法を提案するものである。

2. 耐震設計の変遷

平成7年兵庫県南部地震を契機に、耐震設計の概念が大きく変化した。阪神・淡路地域の甚大な被害を鑑み、従来考慮していた地震動レベルに加えて、発生頻度は小さいが非常に強い地震動に対応する必要性が出た。土木学会は各種土木施設を対象とした耐震設計に対する提言¹⁾をまとめており、

- ・レベル1地震動：供用期間中に1~2度発生する確率を有する地震動
- ・レベル2地震動：現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動の2段階の入力地震動を考慮することとした。

また、内閣府の組織する中央防災会議は東海・東南海・南海地震などの巨大地震の発生を想定した被害予測において、想定される地震断層のパラメータ・地震動の伝播経路特性・検討対象地点の地盤構造を反映できる入力地震動の算定(統計的グリーン関数法²⁾など)を実施しており、従来の耐震設計では考慮されていなかったマグニチュード8クラスの巨大地震によって発生すると想定される地震動も考慮する必要性が出てきている。

(1) 耐震性能設計の導入³⁾

レベル2地震動を考慮するため、対象構造物にある程度の損傷を許容することが求められる。従来用いられてきた震度法においては、安定・不安定の定

のみであり、どの程度損傷（地震時の挙動）するかを把握することは不可能である。このため、対象とする施設の機能、地震応答特性、入力地震動特性を考慮した耐震性能の概念を導入する。レベル1、レベル2地震時に求められる損傷の程度を、I:使用可能、II:補修可能、III:非崩壊限界、IV:崩壊と定義し、これらに対応した変位・塑性率などの工学的パラメタを適切に設定、数値解析や模型実験等によって照査する手順となる。

(2) 耐震性能照査

耐震性能を照査する手段としては、数値解析や模型実験が考えられる。この際、設定されたパラメタである変位等をアウトプットとすることが求められるが、精度を確保する必要がある。精度検証には、実被災事例の再現性による確認が必要となる。

模型実験における精度確保に関する問題点としては、海水・地盤・構造物から構成される複雑な断面を有する対象施設の適切なモデル化、模型と実物の間に介在する相似則、実被害の再現性が挙げられる。同様に、数値解析においても適切な数値解析モデルの設定、各種パラメタの設定、実被害の再現性が挙げられる。

平成7年兵庫県南部地震の際に被災した施設を対象とした種々の研究^{4)・5)}から、置換地盤を有するケーソン式岸壁に関しては、実用レベルの精度が確保されてきている。しかし、これらの事例は置換土層上に設置されたケーソン式岸壁が主である。このため、今後発生すると予想される想定地震動が作用した際の挙動や、構造形式が異なる場合・複合構造物の場合等に適用するには注意を要する。

3. 港湾構造物の地震時挙動把握

地震時の挙動を把握する手段としては、実被害の詳細な調査、模型振動実験、数値解析が挙げられる。これらの関係は図-1のように整理できる。

(1) 実地震被災調査結果

図-1左上に示すように実被害は、正に真実であり、設計時・竣工時の状態と、調査を実施した時点における地震後の状態に関する情報を得ることができる。しかし、例えば岸壁が3m海側へ移動したという測量結果のみでは、地震前後のスナップショットのみが情報として与えられることから地震動の最大加速度時点で3m移動した、主要動の時間帯に移動した、あるいは、地震後数日を経て3m移動したなどの複数の被災シナリオが想定されることになる。また、地震後の調査においてはケーソンの水平・鉛直変位、エプロンの沈下等を計測することが多く、地盤内の変状（マウンドやマウンド下の地盤の状況など）を詳細に把握することは困難である。唯一得られる地震

中の情報としては、強震計による地震記録があるが、強震計設置位置と対象とする施設位置が一致することはまれであり、強震計設置位置から基盤へ地震動を変換し、施設位置の基盤から所定の深度まで地震動を変換する必要がある。

(2) 模型振動実験

模型振動実験においては、模型と実物の縮尺、相似則が問題となる。例えば、1/15の模型を用いた場合に、長さ縮尺1/15を基本として体積の縮尺は1/15³、加速度に関しては模型も実物も同じ地球上（1G場）であることから1/1が成立することになる。同様に種々の物理的パラメタに関して模型と実物の間の相似則を構築する必要がある。密度の縮尺 λ_ρ 、時間の縮尺 λ_t 、ひずみの縮尺 λ_ϵ とおく。よって加速度、慣性力、曲げ剛性、質量、振動数、断面積、断面2次モーメントは以下のように示すことができる。

$$\text{加速度 } \lambda_a = \lambda_t / \lambda_l^2 \quad (1)$$

$$\text{慣性力 } \lambda_f = \lambda_\rho \cdot \lambda_l^3 \cdot \lambda_a = \lambda_\rho \cdot \lambda_l^3 \cdot \lambda_t / \lambda_l^2 = \lambda_\rho \cdot \lambda_l^4 / \lambda_t^2$$

$$(2), \text{ 曲げ剛性 } \lambda_{EI} = \lambda_\rho \cdot \lambda_g / (\lambda_l^5 \cdot \lambda_\epsilon) \quad (3), \text{ 質量}$$

$$\lambda_m = \lambda_\rho \cdot \lambda_l^3 \quad (4), \text{ 振動数 } \lambda_\omega = 1 / \lambda_t \quad (5), \text{ 断面積}$$

$$\lambda_A = \lambda_l^2 \quad (6), \text{ 断面2次モーメント } \lambda_I = \lambda_l^4 \quad (7)$$

1G場の模型振動実験であることから、加速度の縮尺 $\lambda_a = \lambda_t / \lambda_l^2 = 1$ が与条件となる。このため、

$\lambda_l = \sqrt{\lambda_t}$ (8) が成立する。また、幾何縮尺に対応して剛性を低下させる場合には、剛性の縮尺に合致した弾性係数を有する材料を使用する必要があるが、一般的に入手が不可能である。対象構造の振動特性が重要なファクターとなる場合には、現象の支配方程式として、梁の曲げ振動の運動方程式を導入する。

$$EI \frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + \rho A \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (9)$$

ここで、 EI : 曲げ剛性、 ρ : 密度、 A : 断面積、 u : 変位、 t : 時間 である。

模型(m)と実機(p)の物理量の関係として式(10)～式(15)を定義する。式(14)及び式(15)は微分演算子であるが、同様に模型と実機において縮尺が成立するものとする。

$$(u)_p = \lambda_l \cdot (u)_m \quad (10), \quad (t)_p = \lambda_t \cdot (t)_m \quad (11)$$

$$(E \cdot I)_p = \lambda_{EI} \cdot (E \cdot I)_m \quad (12)$$

$$(\rho)_p = \lambda_\rho \cdot (\rho)_m \quad (13)$$

$$\left(\frac{\partial}{\partial x} \right)_p = \frac{1}{\lambda_l} \left(\frac{\partial}{\partial x} \right)_m \quad (14), \quad \left(\frac{\partial}{\partial t} \right)_p = \frac{1}{\lambda_t} \left(\frac{\partial}{\partial t} \right)_m \quad (15)$$

式(10)～式(15)を式(9)に代入して、

$$\lambda_{EI} (EI)_m \cdot \frac{1}{\lambda_l^4} \left(\frac{\partial^4}{\partial x^4} \right)_m \lambda_l (u)_m + \lambda_\rho (\rho)_m \lambda_t^2 (A)_m \frac{1}{\lambda_l} \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2} \right)_m \lambda_l (u)_m = 0 \quad (16)$$

表-1 地盤挙動が支配的な場合と振動特性が支配的な場合の相似則

物理量		地盤挙動が支配的な場合		振動特性が支配的な場合	
		相似則	実物/模型	相似則	実物/模型
幾何縮尺		—	15	—	15
弾性係数	E	1	1	1	1
長さ	l	λ_l	15	λ_l	15
加速度	α	1	1	1	1
時間	t	$\lambda_t^{0.75}$	7.622	$\lambda_t^{0.5}$	3.873
振動数	ω	$1/\lambda_l^{0.75}$	0.131	$1/\lambda_l^{0.5}$	0.258
変位	u	$\lambda_l^{1.5}$	58.09	λ_l	15
質量	m	λ_l^3	3375	λ_l^3	3375
力	f	λ_l^3	3375	λ_l^3	3375
バネ定数	k	λ_l^2	225	λ_l^2	225
密度	ρ	1	1	1	1

模型においても梁の曲げ振動の運動方程式(9)が成立するためには、式(17)が成立することが条件となる。

$$\lambda_{EI} \cdot \lambda_l^{-3} = \lambda_\rho \cdot \lambda_l^3 \cdot \lambda_t^{-2} \quad (17)$$

一般的な模型製作では、市販の鋼材を用いることから模型と実機のヤング率が同一となる。

$$\lambda_\rho = 1 \quad (18) \quad \lambda_e = 1 \quad (19)$$

これらを、式(17)に代入することにより、

$$\lambda_{EI} = \lambda_l^5 \quad (20)$$

式(20)を満足するためには、曲げ変形において材料の弾性係数を変えることと等価になるよう、断面2次モーメントをさらに $1/\lambda_l$ とする必要があり、模型の設計においては断面形状を変えて対応することになる。

遠心載荷場の模型実験の場合には1G場の場合と比較して相似則の構築は容易になるが、模型寸法が小さいことから模型製作の品質管理や計測に十分注意する必要がある。表-1に模型縮尺1/15の場合を例として、1G場の実験において、地盤の地震時挙動が支配的な場合と構造物の振動特性が支配的な場合の相似則の例を示す。加速度が1/1となるなど全ての相似関係を満足することが不可能であるため、実験において注目する現象を再現できるよう適切に相似則を構築する必要がある。特に変位については、適用する相似則によって大きく異なる(表-1の場合は58倍と15倍)。

図-1右上に示すように模型実験においては、被災調査と異なり、事前・事後の情報に加えて、対象施設の地震時挙動の時刻歴を得ることができる上に地盤内ターゲットを設置した場合に地盤内の動きを得ることができる。

実験精度を確認するためには、実被災断面を対象に強震観測データを基に模型底面位置の地震波を作成し、同じ条件で複数回の実験を実施し再現性を検討する必要がある。

但し、水中振動台を用いた1/20程度の縮尺模型

の場合、模型製作に2週間程度、加振実験及び模型撤去に2日程度を要することから、年間に実施できるケース数には限りがある。

(3) 数値解析

数値解析手法には簡易な解析から高度で複雑な解析まで種々の手法が提案されている。レベル2地震動作用時の挙動把握には、海水・地盤・構造物の複雑な地震時相互作用(地震時動水圧、過剰間隙水圧や地盤の弾塑性挙動など)を再現できる高度な解析手法を用いる必要がある。但し、解析に用いるパラメタの設定に留意する必要がある。特に地盤や部材の構成則が動的現象を十分に再現できないことが多い。また、現時点では2次元解析が主に用いられており対象施設の3次元挙動が問題となる場合には特段の配慮が必要となる。数値解析においては、模型振動実験と同様に地震時挙動の時刻歴を得ることができる。また、地盤内の応力状態を詳細に求めることが可能である。さらに、入力地震動の違いによる変位の差異や、地盤改良範囲を変えた際の対象施設の耐震性を比較する際などには、有利な手段といえる。

解析精度の確認には、模型振動実験と同様に実被害の再現によることが望ましいが、実被害事例が無い場合には、模型振動実験結果との相互補完により精度を確保する必要がある。

(4) 相互補完による地震時挙動把握

以上述べたように、実地震被災調査・模型振動実験・数値解析の三手段に共通して言えることは、対象施設の全ての情報を得ることが出来ない点である。模型振動実験は、模型の大きさにおける「模型の真実」を得ることはできるが、相似則の問題や模型製作に用いる材料(地盤・構造物の材料)など、直接実物の挙動を推定することは困難である。これらの困難を背景に、実物構造物に計測装置を配置し計測を実施⁶⁾したり、実物規模の模型振動実験を実施で

きる超大型の震動実験装置の設置プロジェクト⁷⁾、⁸⁾や、爆薬を用いた実物規模の実験⁹⁾も実施されてきているが、大規模かつ実験費用も多大であることから、相似則の検証や数値解析へのフィードバックに用いるデータの取得が主目的となり、耐震性能照査手法としてはなじまない。

近年急速に進歩してきている数値計算においても、構成則、2次元・3次元の問題や、合理的なパラメタ

設定などに留意点多々ある。

これらの長所・短所を勘案すると、現時点においては、実地震被災調査・模型振動実験・数値解析の三手段を用いた相互補完によって実際の挙動を推定することが最も合理的と考えられる。特に、地震被災例の無い、新形式施設や既存構造物を生かした複合断面を対象とする場合には、模型振動実験・数値解析の二手段のみとなる。

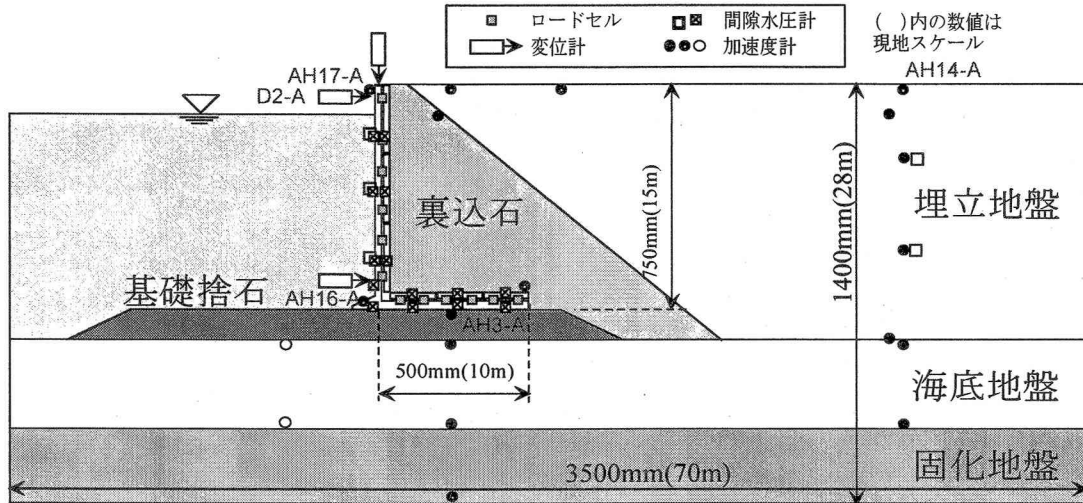


図-2 L型ブロック式岸壁の模型断面図

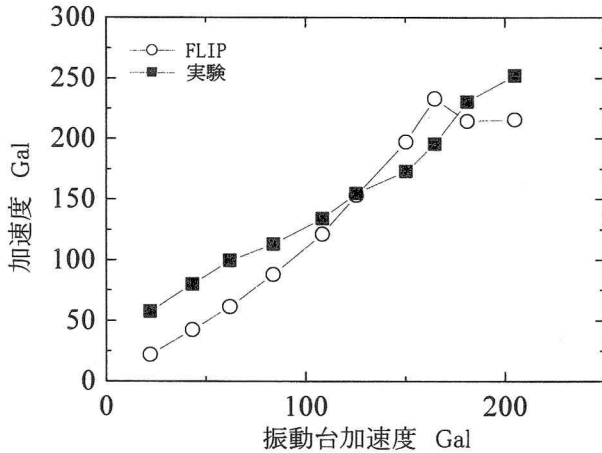


図-3a L型ブロック天端最大水平加速度

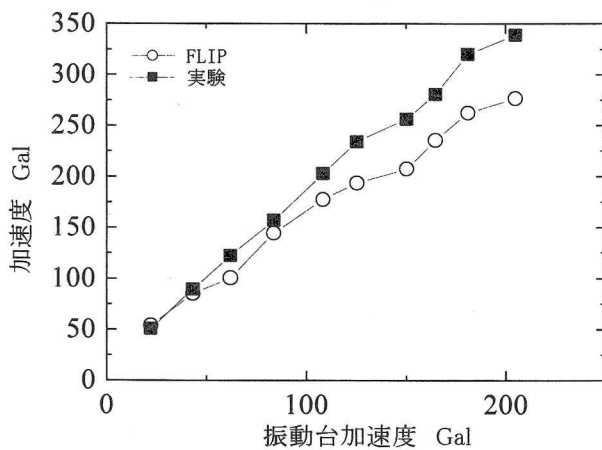


図-3b 背後地盤における最大水平加速度

(5) 相互補完の例

模型振動実験と数値解析の相互補完について、L型ブロック式岸壁を例に説明する。図-2に示すように大水深のL型ブロック式岸壁の耐震照査のために1/20模型縮尺の水中振動台実験を実施した。相似則としては、L型ブロックを剛体として考えることから、地盤の地震時特性に注目した相似則(表-1参照)を採用した。入力地震動は八戸波の最大加速度振幅をステップ毎に上げていくこととした。加速度計・間隙水圧計等を地盤内に配置し、L型ブロック本体への土圧を測定するためパネル型の土圧計を組み込み、さらに壁面摩擦を計測できるように工夫した。

数値解析手法としては、海水・構造体・地盤の挙動を再現できる有効応力地震応答解析手法FLIPを用いた。この際、模型振動実験結果を再現すべくパラメタの設定を実施した。岸壁の地震時挙動を記述する物理量としてL型ブロックの天端水平変位、ブロック本体の応答加速度・L型ブロックに作用する土圧等が挙げられるが、全ての物理量について整合性を確保することは困難であり、一例としてL型ブロックの応答加速度が模型と数値解析で一致するように設定すると図-3aに示すように各ステップにおける最大加速度が概ね一致したが、背後地盤の応答加速度(図-3b)は100Galを越えると数値解析結果の方が小さめの応答加速度を示した。岸壁の耐震性能の指標として、船舶の接岸・係留に大きく影響する岸壁の水平変位が挙げられるが、

図-3cに示すように100Galを越えると数値解析結果が大きくなっており200Galにおいては2倍以上の差が出ている。

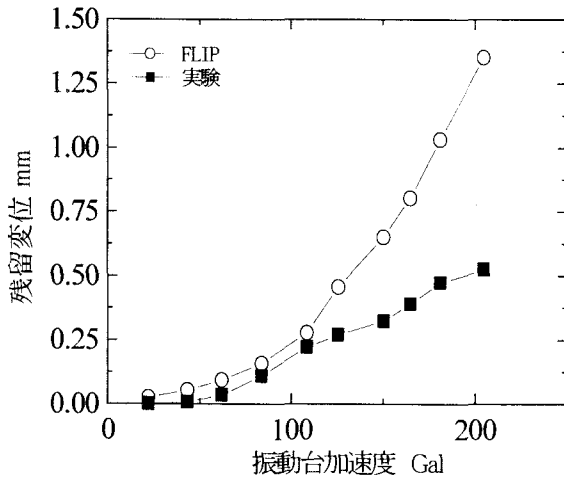


図-3c L型ブロック天端の残留水平変位

以上示したように、図-3a, b, cに示したケースにおいては100Gal程度の場合には良い一致を示しており、想定される入力地震動に対する応答が100Gal程度以下の場合には今回設定した数値解析のパラメタで精度を確保できるものと考えられる。しかし、レベル2地震として100Galを越える地震動を想定する場合には、パラメタの設定等を吟味する必要がある。このように耐震性能評価において支配的な物理量をターゲットとした模型振動実験・数値解析の相互補完および精度確認が重要と考えられる。

4. おわりに

耐震設計において、レベル1、レベル2地震動という2段階の入力地震動や、断層を想定したシナリオ地震を入力とする必要が出てきていることに加え、既存施設や被災施設の機能変更・機能更新・耐震性向上といった、従来の設計思想では想定していなかった部分へ踏み込む必要性から、実地震被災調査・模型振動実験・数値解析の相互補完による耐震性能

照査について述べた。現段階の研究レベルでは、これら三者の整合性を確保することは困難である。改善の策として、各々の手法で何が得られ、何が足りないかを考慮し、実際に地震が発生した際に何が起こり得るのかを想定することになる。

ISOにおいて各種こうぞうぶつ（構造物）の設計基準に性能設計思想が採用されており、港湾施設の設計においても性能設計へ移行することになる。このため、各々の長所・短所を十分考慮し合理的・経済的な耐震設計へ向けたデータの蓄積が必要と考えている。

参考文献

- 1) 土木学会土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：土木構造物の耐震設計法に関する第3次提言と解説，2000。
- 2) (社)土木学会：動的解析と耐震設計第1巻 地震動・動的物性，pp.29-50, 2000。
- 3) 井倉ら：港湾構造物の耐震性能照査型設計体系について，港湾空港技術研究所資料，No.1018，47p, 2002。
- 4) Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H. and Inatomi, T.(1996): Performance of Caisson Type Quay Walls at Kobe Port, *Special Issue of Soils and Foundations*, pp.119-136, Japanese Geotechnical Society, 1996。
- 5) 菅野高弘，宮田正史，三藤正明，中原知洋：平成7年兵庫県南部地震時の港湾海岸施設の挙動に関する研究，海岸工学論文集，土木学会，Vol.43，pp.1311-1315, 1996。
- 6) Sasajima, T., Kubouchi, A., Miura, K., Otuka, N. and Kohama, E.: A Project for the Field Observation of Seismic Behavior of Full-Sized Test Gravity Type Quay Wall, *Proc. of the 13th world Conf. on Earthquake Engineering*, Paper No.1078, 2004。
- 7) <http://www.bosai.go.jp/sougou/eduse-pj/usepro-index.htm>, 実大三次元地震動破壊実験施設，（独）防災科学技術研究所
- 8) <http://nees.uscd.edu>, Large High Performance Outdoor Shake Table, University of California San Diego。
- 9) 菅野高弘，小濱英司，三藤正明，塩崎禎郎：発破を用いた港湾・臨海部都市機能の耐震性向上に関する十勝港における実物大実験，第11回日本地震工学シンポジウム，論文番号171，pp.901-906, 2002。