

# 劣化度判定結果を活用した 残存耐力評価手法の実栈橋への適用

宇野 州彦<sup>1</sup>・岩波 光保<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 五洋建設(株) 技術研究所(〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1)  
E-mail: kunihiko.uno@mail.penta-ocean.co.jp

<sup>2</sup>正会員 東京工業大学教授 環境・社会理工学院(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)  
E-mail: iwanami@cv.titech.ac.jp

栈橋は港湾構造物の中でも特に塩害に対して厳しい環境に置かれており、より適切な維持管理を行っていかねばならないが、劣化した栈橋の残存耐力や耐震性能に関する研究は少ない。また栈橋の残存耐力を評価するには詳細定期点検診断が必要となり多大なコストや時間を要するため、特に民間事業者においては比較的簡易な耐力評価手法が求められている。

そこで本研究では、各劣化度に応じた試験体の載荷実験を行うことで各劣化度と部材の残存耐力の関係性を明らかにし、その結果を汎用の構造解析ソフトに導入する簡易な残存耐力評価手法を提案する。実栈橋を例に劣化度判定結果を構造解析モデルに反映することで、地震動により損傷が生じる範囲やその程度を比較的容易にかつ定量的に示すことができた。

**Key Words :** *steel pipe piled pier, steel bar corrosion, residual structural performance, maintenance, loading test, numerical analysis*

## 1. はじめに

高度経済成長期に数多くの社会基盤施設を建設したわが国では、現在その供用期間が50年を超える構造物も多く、適切な維持管理は一層重要となってきている。港湾構造物の中でも栈橋は特に塩害に対して厳しい環境に置かれており、より適切な維持管理を行っていかねばならないが、劣化した栈橋の残存耐力や耐震性能に関する研究はあまり多くはない。

栈橋における鉄筋腐食を対象とした残存耐力評価に関する研究として、著者の一人が港空研資料No.1140<sup>1)</sup>やNo.1225<sup>2)</sup>、国総研報告No.29<sup>3)</sup>等において栈橋の劣化度と残存耐力の関係について検討しているが、対象が床版であり、梁の劣化度と残存耐力の関係についてはあまり触れられていない。また港空研報告Vol.47<sup>4)</sup>では栈橋梁を対象にしているが、局所的な腐食について検討を行っているものである。また梁の残存耐力評価としては、文献<sup>5)</sup>等において研究が行われているが、対象が一般的な梁であり、せん断スパン比が比較的小さいとされる栈橋梁を対象としたものではない。

一方、栈橋の点検・診断に関しては、沿岸技術研究センターの「港湾の施設の維持管理技術マニュアル」<sup>6)</sup>等に基づいて、一般定期点検診断および詳細定期点検診断

が通常実施される。栈橋の残存耐力評価を行う場合には、詳細点検やそれに準じる調査を実施しなければならないが、多大なコストと時間を要するため、特に民間事業者においては積極的に実施されないのが実状である。

そこで本研究では、一般定期点検診断から得られる劣化度判定結果から比較的簡易に残存耐力評価を行う手法について提案し検討を行う。具体的には、各劣化度に応じた試験体の載荷実験を行い、部材の残存耐力を明らかにした上で、実栈橋を対象に栈橋全体系の残存耐力評価を行うこととする。

## 2. RC 梁部材の載荷実験

### (1) 実験概要

試験体の概要図を図-1に、セットアップ状況を写真-1にそれぞれ示す。試験体は実栈橋を参考におよそ1/3の縮尺となるように配筋等を実施した。梁軸方向の主鉄筋は最下段にD13を配し、最上段はD10とし、それ以外の主鉄筋およびスターラップ筋はD6とした。また鉄筋強度は全てSD345とした。コンクリートの圧縮強度は全試験体平均で30.7 N/mm<sup>2</sup>、ヤング係数は全試験体平均で28.8 kN/mm<sup>2</sup>であった。載荷は純曲げ区間を400 mm 設け、

梁中心から 200 mm 離れた左右の位置に載荷板を設けた。また載荷板から支点までの距離(400 mm)と最下段鉄筋から上方の梁高さ(315 mm)の比率であるせん断スパン比については、実際の栈橋でよく見られるような比較的小さなせん断スパン比としている。

各劣化度に応じた試験体の作製については、電食により強制的に最下段鉄筋に腐食を導入した。電食を行った範囲は支点間の 1200 mm とした。腐食に関しては、ファラデー則に基づき電流量と腐食量の関係および試験体下面および側面のひび割れ幅を適宜観測し、各劣化度に応じた試験体を作製した。なお、各試験体における平均腐食率については、劣化度 a 相当試験体(主鉄筋破断あり)では約 39%、劣化度 a 相当試験体(主鉄筋破断なし)では約 26%、劣化度 b 相当試験体では約 17%、劣化度 c 相当試験体では約 11%であった。

なお、実栈橋での劣化度 a 判定については、その範囲が非常に広く、軸方向ひび割れが 3 mm 以上発生していれば、かぶりの剥落の程度によらず劣化度 a と判定される。剥落のない試験体の結果を実物梁の剥落箇所にも適用することについては今後検討の余地があるが、本研究では耐力に大きく影響を与えるのは鉄筋腐食量と考え、かぶり剥落している梁にも実験結果を適用する。

載荷速度については、載荷開始から荷重 200 kN となる変位もしくは傾きに変化が現れるまでは 0.005 mm/sec ずつ載荷を行った。その後は、変位が 10 mm 発生するまでは 0.02 mm/sec ずつ載荷し、それ以降は 0.05 mm/sec ずつ載荷を行った。

(2) 実験結果

載荷実験より得られた試験体の荷重-変位関係を図-2 に示す。結果から劣化度の違いにより、降伏荷重や最大

荷重の値に差が生じている。ここで降伏荷重の値と健全試験体に対する耐力比を表-1 に示す。降伏荷重の定義は、載荷時にスパン中央変位が急増したところとした。健全試験体と比較して劣化度 c 相当となる試験体では残存耐力が約 9 割、劣化度 b 相当となる試験体では残存耐力が約 8 割、主鉄筋破断なしの劣化度判定 a 相当となる試験体では残存耐力が約 6 割程度となった。既往の研究<sup>2), 3)</sup>では、劣化度 a 相当では健全状態に比べて耐力が 4~5 割程度低減すると示されていることから、劣化度 a の判定が広範囲であることを考えるとこれらの研究結果とも比較的整合する。また主鉄筋に破断がある場合には、残存耐力が約 3 割程度と著しく低下する結果となった。これは既往の文献<sup>4)</sup>でも指摘されているところである。主鉄筋 3 本のうち 2 本が載荷前に破断している状況であり、主鉄筋の破断比率がある程度そのまま残存耐力に反映された結果であると示唆される。また、荷重-変位関係において降伏に至るまでの変位 (0~5 mm) を拡大したものを図-3 に示す。図のように、降伏に至るまでの剛性(傾き)も、降伏値の違いと同様に異なることが分かる。

また最大荷重を示した後の変形性能にも各試験体で違いが現れた。劣化度 c または劣化度 b 相当では、最大耐力発揮後も比較的変形性能があることが示されたが、

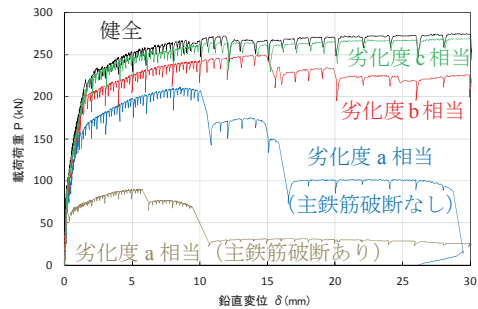


図-2 試験体の荷重-変位関係

表-1 試験体の降伏荷重と耐力比

試験体	降伏荷重 (kN)	健全状態に対する耐力比
健全	230	—
劣化度c相当	217	0.94
劣化度b相当	194	0.84
劣化度a相当	146	0.63
劣化度a相当 (主鉄筋破断あり)	72	0.31

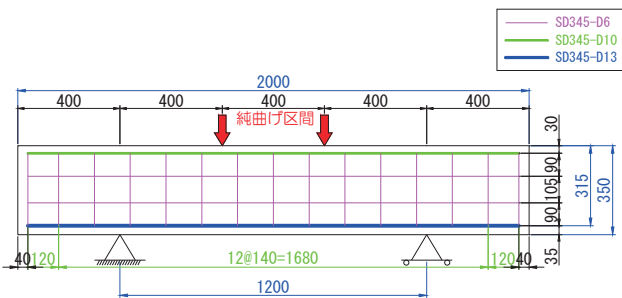


図-1 試験体概要図 (単位: mm)

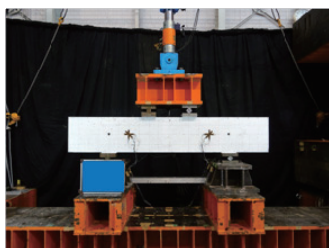


写真-1 試験体セットアップ状況

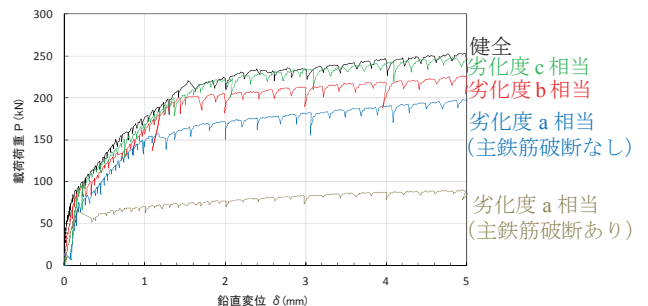


図-3 載荷初期段階における荷重-変位関係

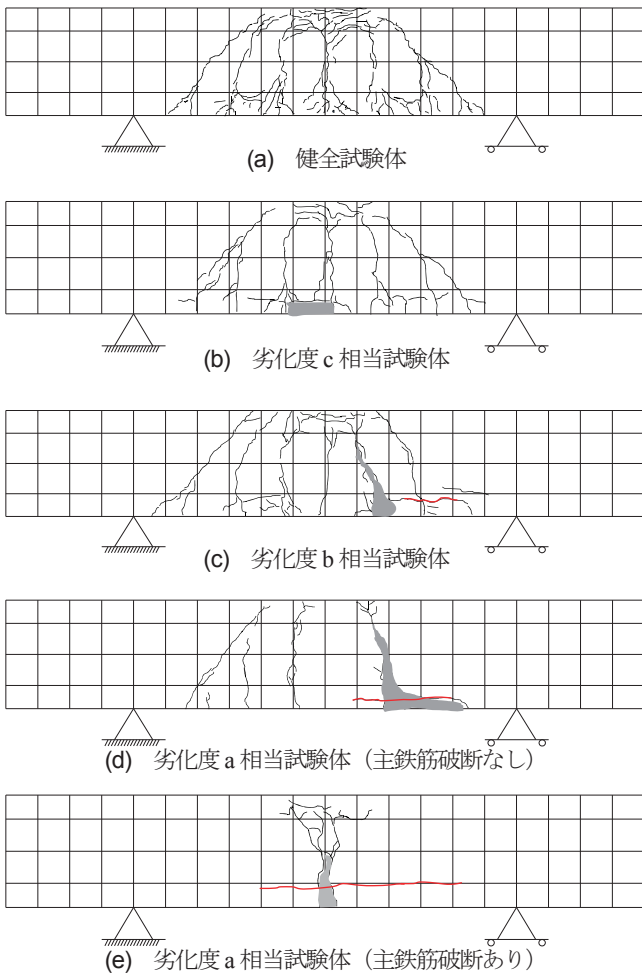


図4 各試験体のひび割れスケッチ(ハッチングは剥落箇所)

劣化度 a 相当では変位が 10 mm 程度発生したところで急激な荷重低下が示された。しかし降伏変位の 9~10 倍程度となることから、設計上この時点での荷重低下は問題ないと考えられる。したがって、劣化度 a 相当であっても、主鉄筋の破断がなく、降伏荷重または最大荷重がある程度発揮されるのであれば、設計上、剛性の低減はするものの劣化度 b, c 相当と同様に塑性領域まで見ることができると考えられる。ただし、本研究ではそれぞれの劣化度に対して試験体を 1 体のみ载荷した結果であるため、より精度のよい劣化度と耐力の相関性については、多くの载荷結果が必要であると考えている。また図-4 に、各劣化度相当の試験体における最終変形時のひび割れスケッチを示す。载荷前の腐食ひび割れについては赤色で示す。図より、健全試験体から劣化度 b 相当試験体までは、支点付近にまで広範囲にひび割れが発生するものの、鉄筋腐食率が大きくなるにしたがって、より局所的にひび割れが生じていること、またひび割れ本数が減少することが確認できる。さらに鉄筋破断のある場合には、破断箇所近傍にひび割れが集中していた。このことは既往の研究<sup>5)</sup>と概ね一致する結果である。

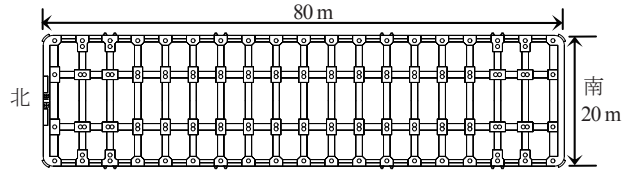


図-5 対象栈橋平面図

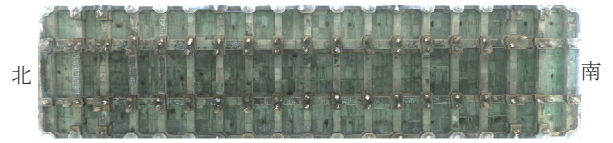


図-6 栈橋の 3D モデル

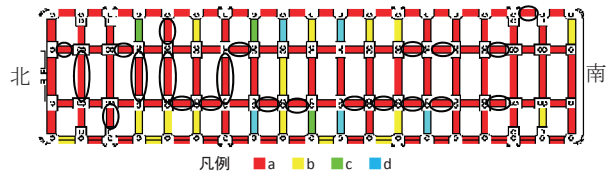


図-7 劣化度判定結果

### 3. 実栈橋の劣化度調査

#### (1) 実栈橋概要と劣化度調査方法

今回検討対象とした実栈橋の平面図を図-5 に示す。上部工は長さが約 80 m、幅が約 20 m で斜桁を有しており、建設から約 50 年が経過している。劣化度調査は無線 LAN ポート<sup>7)</sup>を使用して実施した。撮影された写真から、SfM/MVS (Structure from Motion / Multi View Stereo) 解析で 3D モデルを作成した。得られた 3D モデルを図-6 に示す。画像データとしては、合計で約 2,000 枚の画像 (3,840×2,160 画素) を使用している。

#### (2) 劣化度判定結果

梁の劣化度判定を行った結果を図-7 に示す。劣化度判定は、文献<sup>6)</sup>に基づき実施した。なお、床版についても判定可能であるが、本研究では梁に着目していること、また床版は今回の解析モデルでは考慮していないことから、掲載を省略している。なお、図中の梁に丸印を付けている箇所については、梁下面のかぶりがほとんど剥落して鉄筋が露出しており、腐食による主鉄筋の大幅な断面減少や主鉄筋破断の可能性のある梁である。今回は写真でのみ判定しているため、主鉄筋破断についてはあくまで可能性としている。実際の破断の有無やその程度については別途調査が必要であると考えているが、本研究ではあくまで簡易な点検から判断することを主眼に置いているため、主鉄筋破断の可能性のある箇所については、次章での解析において考慮するケースを別途設けることとする。以上の判定結果を基に、次章において栈橋全体系の残存耐力評価を実施することとする。

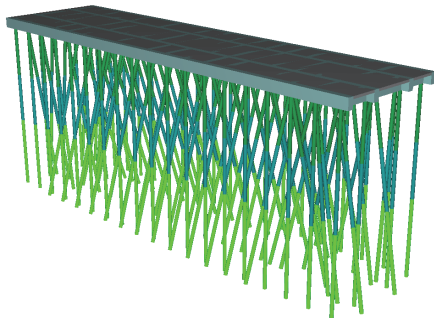


図-8 解析モデル概観図

#### 4. 劣化度判定結果を活用した残存耐力評価手法

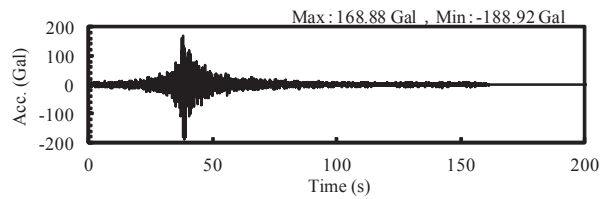
##### (1) 解析モデル概要

今回検討対象とした実栈橋の解析モデルを図-8に示す。解析コードは(株)FORUM8のEngineer's Studio (Ver.7.0.0)を用いている。各材料の物性値については表-2に示す。図-8における杭色の違いは、表-2に示す肉厚の違いを表している。鋼管杭はファイバー要素でモデル化した。鋼管杭の劣化については、今回劣化度調査を実施していないことから、港湾基準<sup>8)</sup>に基づいて鋼材の腐食速度の標準値を用い、表-2に示す物性値から鋼管杭の肉厚を減少させている。具体的には、L.W.L-1 mより上方を1.5 mm、それ以下の海水中を1.0 mm、海底の土中部を0.15 mmそれぞれ減肉している。なお梁については次節にて説明するが、劣化度に応じた骨格モデルを規定するため、M-φ関係を規定する骨格曲線を有する非線形はり要素としてモデル化する。なお鋼管杭と梁は剛結合としている。また図-8では床版をモデル化しているように見えるが、形状のみを入力し剛性は入力していない。床版重量のみ床版を支持する4本の梁に分担させている。鋼管杭に関して、仮想地表面以深においては、地盤の影響を受けることから、地盤ばねをモデル化し、杭に接続している。

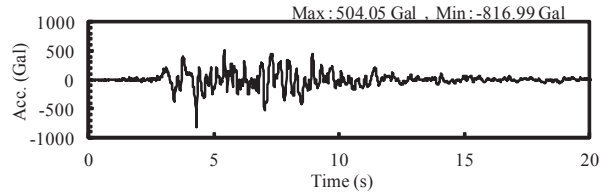
今回使用した入力地震動を図-9に示す。本研究では、レベル1地震動相当およびレベル2地震動相当の地震が作用した場合に、劣化した栈橋がどのような挙動を示すのか、また栈橋のどの領域に損傷が生じるのかについて検討を行うこととした。レベル1地震動として国土技術政策総合研究所港湾施設研究室HPに掲載されている地震動のうち、対象栈橋の立地場所近傍の地震動データを使用した。またレベル2地震動としては兵庫県南部地震においてポートアイランドにてアレー観測された地震波を使用した。入力方向は、栈橋の長辺方向または短辺方向の各1方向入力と、2方向同時入力の計3ケースを各地震動において実施した。解析ステップ(時間刻み)は0.001秒とした。

表-2 解析物性値

梁 幅: 1000 mm 高さ: 1800 mm	コンクリート	設計基準強度	24 N/mm <sup>2</sup>		
	配筋	長辺端部梁	強度	SD295	
			上筋	D22-8本	
		長辺中央梁	下筋	D22-8本	
			上筋	D25-7本	
		短辺端部梁	下筋	D25-17本	
上筋			D16-5本		
短辺中央梁	下筋	D22-5本			
	上筋	D29-5本			
鋼管杭 杭径: 609.6 mm	材質	SKK400			
	肉厚変化	+3.70m~-5.30m	16.0 mm		
		-5.30m~-14.30m	12.7 mm		
		-14.30m~	9.5 mm		
地盤ばね	ばね定数	-9.14m~-10.50m	ばねなし		
		-10.50m~-14.50m	30,000 kN/m <sup>3</sup>	上限値: 1440kN/m <sup>2</sup>	
		-14.50m~-19.70m	150,000 kN/m <sup>3</sup>	上限なし	
		-19.70m~-25.20m	90,000 kN/m <sup>3</sup>	上限値: 8640kN/m <sup>2</sup>	
		-25.20m~	150,000 kN/m <sup>3</sup>	上限なし	



(a) レベル1地震動



(b) レベル2地震動

図-9 入力地震動

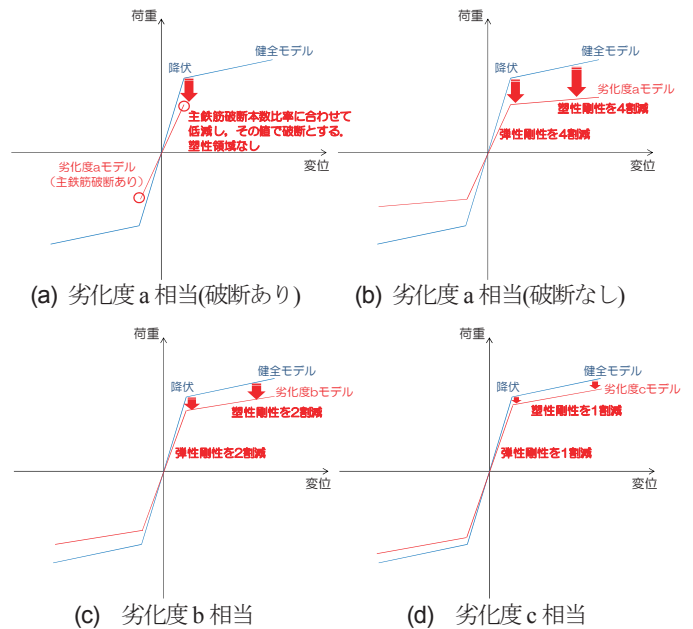


図-10 各劣化度に応じた骨格モデル

##### (2) 各劣化度に応じた梁部材の骨格モデルについて

前章の実験結果を踏まえて、各劣化度に応じた梁部材の骨格モデルについて、図-10のような骨格低減モデルを本研究で提案する。劣化度 a 相当では、健全状態にお

ける骨格モデルに対して、弾性領域および塑性領域のいずれも4割低減するモデルとする。劣化度b相当では、弾性領域および塑性領域のいずれも2割低減、劣化度c相当では、弾性領域および塑性領域のいずれも1割低減のモデルでそれぞれ設定することとする。また劣化度a相当のうち、主鉄筋破断の可能性のある部材については、主鉄筋の破断本数比率に合わせて降伏荷重および弾性剛性を低減することとし、塑性領域については考慮せず、設定した低減降伏荷重となる時点で終局状態となるモデルとする。なお、載荷実験においては梁に鉛直下向きの荷重を作用させて得られた結果を反映させているため、それ以外の方向（鉛直上向き、水平方向）については本来別途載荷実験が必要であるが、本検討では安全側の評価のため、全ての方向において低減骨格モデルを適用することとする。なお、各方向における骨格モデルの検討については今後の課題である。またスターラップも劣化した場合にはせん断耐力も低下することが考えられるが、本検討では曲げ耐力の低下に着目し、せん断耐力低下の考慮については今後の課題と考えている。

**(3) 解析結果**

解析結果を以下に示す。ここでは主鉄筋破断の可能性のある箇所においても、主鉄筋破断なしとして解析を行っている。なお、主鉄筋破断の検討については、次節にて行うこととする。また本検討では、栈橋の地震時変形よりも部材の地震時損傷に焦点を当てているので、基本的には梁部材または杭部材の損傷程度やその範囲を中心に述べることとする。

**a) レベル1地震動**

レベル1地震動を入力した際の梁の損傷を図-11に示す。鋼管杭の損傷はほとんど見られなかったため梁のみ掲載している。梁については栈橋端部において曲げひび

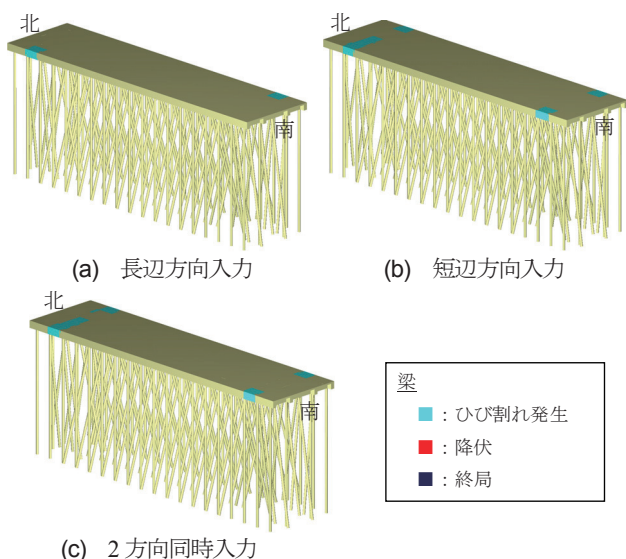


図-11 梁の損傷状況（レベル1地震動）

割れ損傷が見られた。降伏には至っていないものの、降伏モーメント（約2000 kN・m）の約8割程度の断面力が発生している箇所もある。ただちに供用停止というわけではないが、ひび割れ補修等が必要である可能性がある。なお、今回考慮していない床版にもハッチングがなされているが、これは隣接する梁が損傷を示した場合に合わせて表示するようにしている。以降も同様である。

**b) レベル2地震動**

レベル2地震動を入力した際の鋼管杭および梁の損傷を図-12、図-13にそれぞれ示す。結果から栈橋の多くの箇所において降伏荷重を超えていることが確認できた。例えば梁においては最大発生モーメントが降伏の約1.1倍であった。梁の劣化度a判定が広範囲であることに比べ、梁の地震時損傷（降伏箇所）が限定的である理由としては、対象栈橋が斜杭構造であることから地震時の栈橋変位量が小さいためであると考えられる。

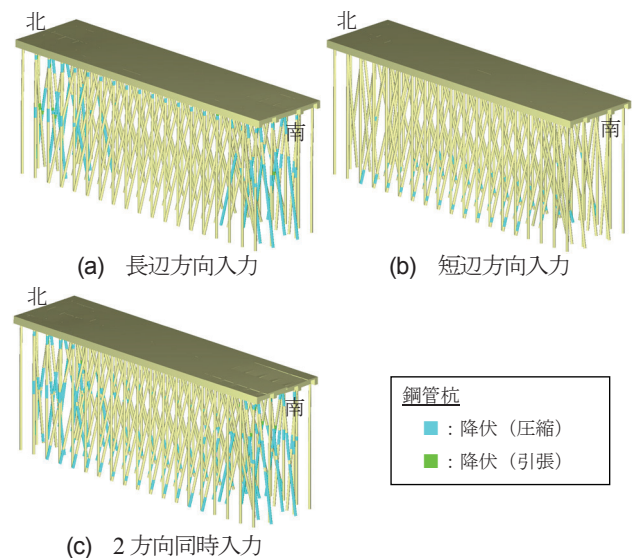


図-12 鋼管杭の損傷状況（レベル2地震動）

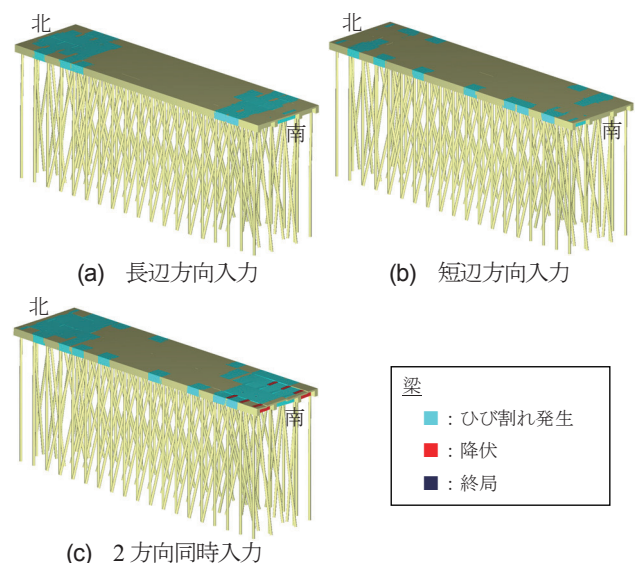
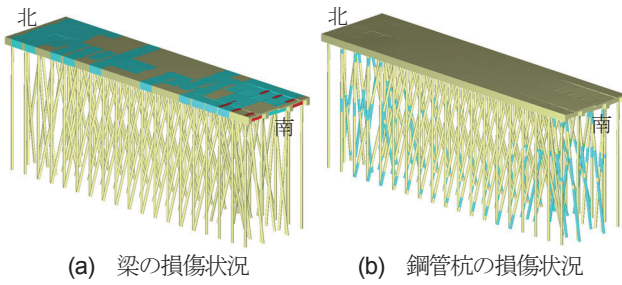


図-13 梁の損傷状況（レベル2地震動）



(a) 梁の損傷状況 (b) 鋼管杭の損傷状況

図-14 主鉄筋破断を考慮した栈橋の損傷状況  
(レベル2地震動 2方向同時入力)

#### (4) 主鉄筋の破断が見られる場合の残存耐力評価

本節では主鉄筋破断の可能性のある箇所について、図-10 に示している主鉄筋破断の骨格モデルを適用し、その影響を検討することとする。本節では、レベル2地震動を2方向同時入力したケースのみ述べることにする。

解析結果を図-14 に示す。凡例は図-12、図-13 と同様である。降伏箇所の違いはあまりないものの、曲げひび割れ損傷箇所が拡大していることが分かる。先述したように地震時変位量が小さいことから降伏に至る箇所は少ないものの、栈橋全体において断面力の再配分により、損傷箇所が拡大したものと考えられる。

## 5. まとめ

本研究では、劣化度判定結果から比較的簡易に残存耐力評価を行う手法について提案し、実栈橋への適用を通して検討を行った。これまでは栈橋の残存耐力を評価するために多大な時間とコストを要してきたが、本提案を用いることで、より簡易に損傷箇所やその損傷度のある程度把握できる可能性がある。また、本研究では斜杭式栈橋を例に検討を実施したが、直杭式栈橋の場合では、地震時変位量が大きくなる可能性があり、多くの梁で降伏または終局に至った可能性も示唆される。

しかしながら、本研究においては骨格曲線等をはじめ多くの仮定を行っているため、課題がいくつか残されている。まず本研究では曲げ耐力の低下に着目して研究を実施しているが、スターラップも同様に劣化することからせん断耐力の低下による影響とその考慮も課題として挙げられる。またコンクリート下面のかぶり剥落した場合に特に杭頭付近に見られる曲げ圧縮作用時（鉛直上向きに荷重が作用する場合）においては、そのかぶり剥落の影響が耐力に影響するものと考えられる。これは劣化骨格曲線の正側・負側のそれぞれの設定にも影響してくるところであり、今後検討を行いたいと考えている。

#### 参考文献

- 1) 加藤絵万, 岩波光保, 山路徹, 横田弘: 建設後 30 年以上経過した栈橋上部工から切り出した RC 部材の劣化性状と構造性能, 港湾空港技術研究所資料, No.1140, 2006.
- 2) 加藤絵万, 川端雄一郎, 岩波光保: 港湾 RC 構造物の確率論に基づく保有性能評価, 港湾空港技術研究所資料, No.1225, 2010.
- 3) 高橋宏直, 横田弘, 岩波光保: 港湾施設のアセットマネジメントに関する研究 - 構造性能の低下予測とアセットマネジメントの試行例 -, 国土技術政策総合研究所研究報告, No.29, 2006.
- 4) 加藤絵万, 濱田洋志, 岩波光保, 横田弘: 局所的に生じた鉄筋腐食が RC はりの構造性能に及ぼす影響, 港湾空港技術研究所報告, Vol.47, 2008.
- 5) 土木学会: コンクリート技術シリーズ, 続・材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能, 2009.
- 6) (財)沿岸技術研究センター: 港湾の施設の維持管理技術マニュアル, 沿岸技術ライブラリーNo.26, 2007.
- 7) 水野剣一, 酒井貴洋, 小笠原哲也, 杉本英樹, 本山昇: ラジコンボートを用いた栈橋下面部の点検・診断システムの開発, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.73, No.2, pp.I.432-I.437, 2017.
- 8) (社)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.

(2018.2.8 受付)

## EVALUATION METHOD OF RESIDUAL STRUCTURAL PERFORMANCE BASED ON THE JUDGMENT RESULT OF DETERIORATION DEGREES AND ITS APPLICATION TO CORRODED PIER

Kunihiko UNO and Mitsuyasu IWANAMI

Further maintenance should be conducted for pier due to its vulnerability towards chloride induced deterioration. However, research for residual structural performance and seismic performance of corroded pier is still limited. Since significant cost and time is needed for regular detailed survey to evaluate the residual structural performance of corroded pier, relatively simple evaluation method becomes necessary, especially for private businesses. In this research, load tests for specimens with different deterioration degrees are conducted, relationship between deterioration degree and residual structural performance is clarified. Introducing the results of the tests to versatile structural analysis software, simple evaluation method of residual structural performance is proposed. By reflecting the judgment result of deterioration degrees of a real corroded pier to structural analysis model, seismic damage area and level could be relatively easily and quantitatively shown.