

損傷を受けたコンクリート充填鋼管の曲げじん性推定法

Estimation of the flexural capacity of damaged concrete filled tubes

白石博文*, 梶田幸秀**, 香月 智***, 石川信隆****, 松村和樹*****

Hirobumi Shiraishi, Yukihide Kajita, Satoshi Katsuki, Nobutaka Ishikawa, Kazuki Matsumura

*防衛大学校理工学研究科学生 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

**博士(工学) 防衛大学校助手 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

***工博 防衛大学校助教授 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

****工博 防衛大学校教授 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

***** (財)砂防・地すべり技術センター砂防部長 (〒102-0074 東京都千代田区九段南 4-8-21)

This study is a simulation analysis on the flexural capability of damaged concrete filled tubes(CFT). In this paper, the relationship between bending moment and curvature of the tube is first estimated by using the sectional element partition method where the parameters in the constitutive laws of steel and concrete are changed in order to express the damage extent of the damaged CFT. Then, the load - deformation relation of the damaged CFT is obtained by using the simple Mohr's theorem. It was found that this method can estimate relatively well the test results of the damaged CFT behavior by considering the local buckling stress of the steel pipe.

Key Words: damaged concrete filled tube, sectional element partition method, constitutive law, local buckling stress

キーワード：コンクリート充填鋼管，断面分割法，構成則，局部座屈応力

1. 緒言

鋼製砂防構造物は、コンクリート製砂防構造物に比べて屈強性や透過性などの機能面，工期短縮，通年施工あるいは省力化などの施工面で優れているため，昭和 40 年代後半から数多く施工されている¹⁾。鋼製砂防構造物の代表例として，写真-1 に示す格子形鋼製砂防ダムがある。この格子形鋼製砂防ダムは，中空鋼管を格子形に接合した構造物であるが，通常時には，水や小石の流れをせき止めることなく下流域にそのまま流すが，土石流災害時には，巨礫や流木を捕捉し，下流域に大量の土砂が流れることを防ぐ役割を担っている。実際，平成 12 年に岐阜県阿木川で発生した土石流により，格子形鋼製砂防ダムは写真-2 に示すとおり巨礫や流木を捕捉しており，大量の土砂が一気に下流域に流れるのを防いでいる。また，被災事例をよく見ると写真-2 に示すとおり，最下段部の鋼管部材が土石流捕捉の際に損傷していることがわかる。格子形鋼製砂防ダムは設計段階において，巨礫の捕捉の際には巨礫の運動エネルギーを鋼管部材のへこみ変形とはり変形で吸収する構造であるため，被災した際に鋼管部材が損傷していることは大きな問題では

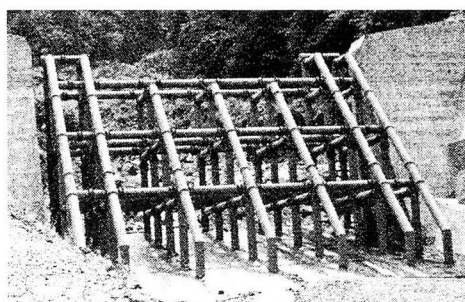
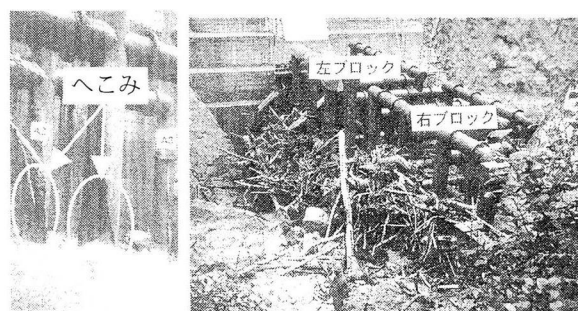


写真-1 格子形鋼製砂防ダム



(a)最下段部

(b)構造全体

写真-2 格子形鋼製砂防ダム

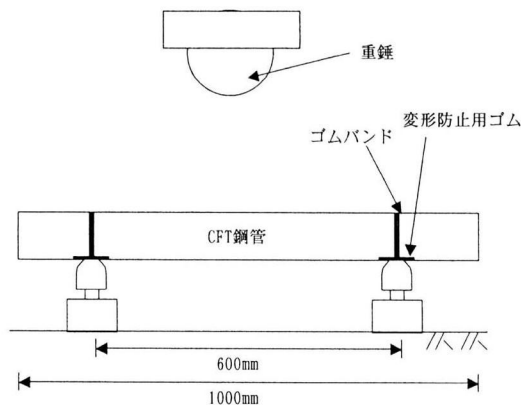


図-1 重錘落下実験の概要

ない。しかし、巨礫の捕捉のために鋼管部材が損傷し、その後さらに流れてくる巨礫や流木をせき止めることができれば構造物としての要求性能を満たさなくなるため、最近では、格子形鋼製砂防ダムの最下段部の中空鋼管部材にコンクリートを充填させ、局部損傷を防止し、構造全体としての安定性を向上させる案が検討され始めている。

格子形鋼製砂防ダムは、河川堤防などおなじく自然災害から人命を守るために建造される構造物である。そのため被災後は、なるべく早急に対応を取り、再び起こるかもしれない災害に備える必要がある。すなわち、被災した格子形鋼製砂防ダムに対し、そのまま使用するのか、一部の部材だけを交換するのか、それとも新しく作り直すのかの判断が必要となってくる。さらに、被災した際に、どのくらいの大きさの巨礫がどのくらいの速さで衝突したかを知ることは難しく、被災後の構造物、構造部材の損傷度合いだけで、対策を判断する必要がある。これまで、中空鋼管やコンクリート充填鋼管（以下、CFT鋼管と記す）に対する研究^{2)~8)}は、建設時を想定して健全な鋼管に対してのみ行われており、構造部材の損傷の度合いとその部材の残存耐力の関係についての研究は、上田・Rashed⁹⁾が海洋構造物を対象として軸力と2方向曲げを受ける中空鋼管に対して行った解析的研究しか見あたらない。そのため、被災した格子形鋼製砂防ダムに対する対策決定のための力学的判断基準というものはなく、現地調査による資料を基に毎回対策を決定してきた。そこで著者らは先に、損傷を与えた中空鋼管およびCFT鋼管の静的曲げ載荷実験^{10), 11)}を行い、損傷の度合いと残存耐力の関係についての考察を行い、被災した格子形鋼製砂防ダムに対する対策決定のための判断基準の提案を行ってきた。

本論文では、損傷の度合いと残存耐力を関係づける支配的項目を検討するため、無損傷および損傷を受けたCFT鋼管に対する静的曲げ実験結果を断面分割法とモールの定理を組み合わせた簡易な方法を用いてパラメトリック解析を行った。すなわち、損傷パラメータとして鋼材およびコンクリートの応力～ひずみ関係における鋼

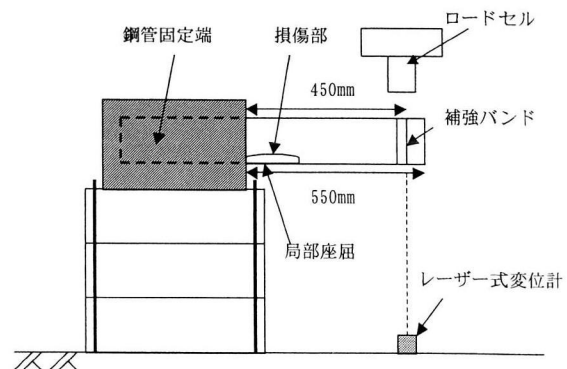


図-2 静的曲げ載荷実験の概要

表-1 コンクリート配合表

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブの範囲 (mm)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					粗骨材	混和剤
				水 W	セメント C	細骨材 s				
20.0	120.0	61.5	46.5	160	261	864			1025	2.61

※普通ポルトランドセメント使用

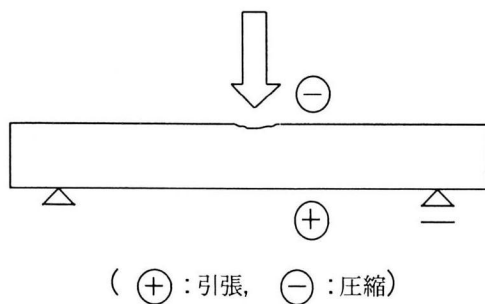
管の局部座屈応力とコンクリートのヤング率および充填コンクリートの圧縮強度を選び、断面分割法により曲げモーメント～曲率関係を求め、さらにモールの定理から荷重～変位関係をパラメトリックに求めた。次に実験より得られた損傷を受けたCFT鋼管に対する荷重～変位関係と解析結果を比較検討し、曲げじん性推定法のための鋼材およびコンクリートの応力～ひずみ関係におけるパラメータの影響について検討を行ったものである。

2. 実験概要

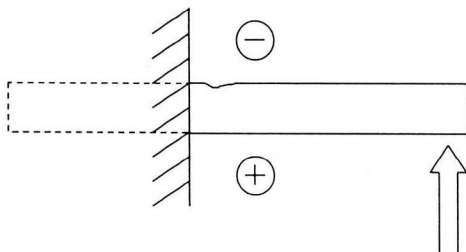
本論文でシミュレーションの対象とした実験について簡単に述べる。

実験は、CFT鋼管に損傷を与えるための図-1の重錘落下実験¹⁰⁾と、その後実施した図-2の静的曲げ載荷実験¹¹⁾の2段階に分けられる。供試体は長さ1000mm、鋼管径139.8mm、肉厚は3.5mmと2.0mmの2種類のCFT鋼管に対して行ったが、本論文でのシミュレーション解析は肉厚3.5mmの場合についてのみ実施した。用いた鋼管は、一般構造用炭素鋼管（JIS G 3444、材質STK400）であり、充填したコンクリートの28日強度（水中養生）は21N/mm²である。表-1にコンクリートの配合表を示す。

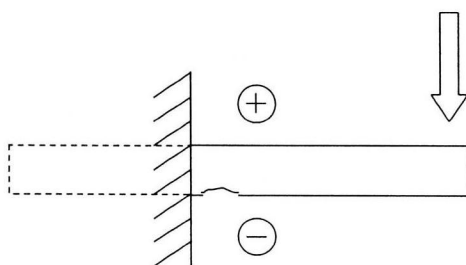
重錘落下実験は、図-1に示すとおり長さ1000mmのCFT鋼管に対し、スパン長を600mmとした単純ばりのスパン中央部に質量400kgの重錘を衝突させて損傷を与えた。実験における重錘落下高さ（与える衝突エネルギー）については、下記のように決定した。中空鋼管を対象とした実設計において礫による衝突エネルギーが約250～500kJ（礫重量100kN、衝突速度7～10m/s）となっており、本実験の相似則を適用すると実験レベルでは0.3～6.3kJとなる。重錘落下高さはこの値を参考にしたが、実際には与えたエネルギーは2.1～11.6Jであった¹⁰⁾。



(a) 単純ばりによる曲げ耐力評価



(b) 片持ちばりによる実験 1



(c) 片持ちばりによる実験 2

図-3 損傷部の向きに対する考え方

与えた最大エネルギーが 6.3kJ よりも大きくなったのは、CFT 鋼管のため中空鋼管の設計値よりも大きな衝突エネルギーに耐えることができたためである。次に、静的曲げ載荷実験は図-2 に示すとおり、損傷を与えた部位を下向きにし、片持ちばりとして荷重を載荷した。片持ちばりのスパンは 550mm、載荷位置は固定端より 450mm である。図-2 のように損傷部を下向きにした片持ちばりで静的曲げ載荷実験を行った理由については、文献 10) の中空鋼管の場合と同じで、損傷部の残存耐力を求めるためである。すなわち、まず図-3(a) のように重錘落下実験では鋼管の載荷点下部に引張力、上部には圧縮力が作用する。次に、この損傷部に堆砂圧や流体圧が作用するときの残存耐力を調べるため、図-3(b) のように片持ちばりとして下から載荷する方法を採用する。これは、損傷部がさらに圧縮作用を受けるようにするためである。しかし、実験装置の都合上、図-3(c) のように上方向から載荷し、図-3(b) と同じ力学的関係を保持するようにした。

図-4 に重錘落下実験により得られた重錘落下高さと残留変形角の関係を示す。なお、残留変形角とは図-5 に示すとおり、重錘落下実験後の CFT 鋼管の曲がり具合を示す指標として本研究で定義したものである。図-4 よ

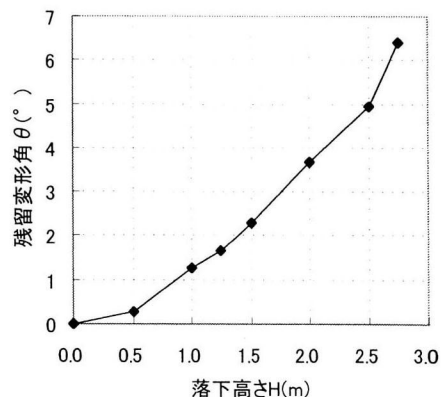


図-4 残留変形角～重錘落下高さ関係

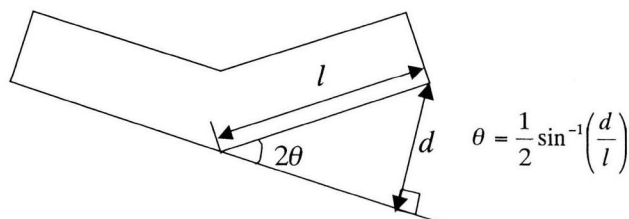


図-5 残留変形角の算定法

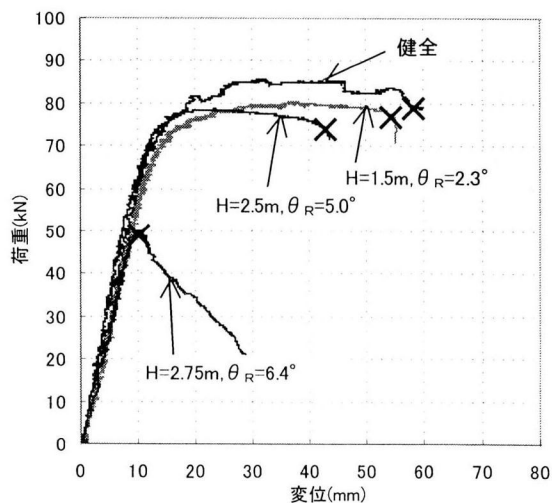


図-6 荷重～変位関係

り重錘落下高さ（CFT 鋼管に与えるエネルギーの大きさ）に応じて、残留変形角がほぼ比例的に大きくなっていることがわかる。写真-3 に各落下高さの時の重錘衝突部およびその反対側の損傷状態を示す。まず、重錘衝突部の反対側では、落下高さ 2.5m までは目視で判断できる変化は特になかったが、落下高さ 2.75m のときに破断線が入ったことが認められた。次に重錘衝突部では、落下高さに応じて重錘衝突痕が顕著になり、局部座屈したと思われるふくらみが徐々に大きくなるのがわかる。

続いて、図-6 に静的曲げ載荷実験より得られた荷重～変位関係を示す。図-6 より落下高さ 2.5m までは、最大耐力はほとんど変わらないことがわかる。落下高さ 2.75m で急激に最大耐力が下がっているのは、写真-3 で示したとおり、すでに鋼管に破断線が入っていたためであると考えられる。本実験における終局状態は、固定端

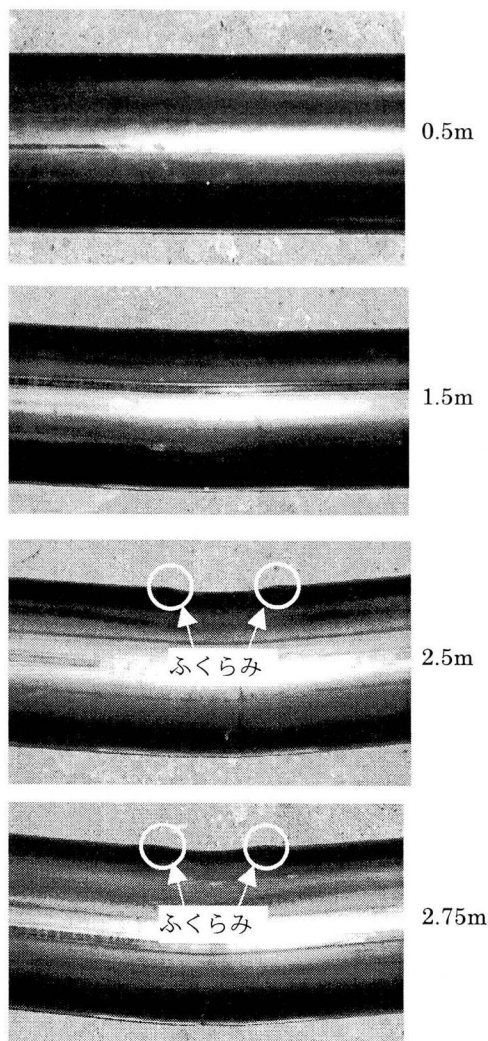


写真-3 重錘衝突部および反対側の損傷状態

部で鋼管の引張側が破断した状態と定義し、そのときの載荷点変位を終局変位と定義した。図-6より終局変位(×印)についてみると、損傷の度合いに応じて徐々に終局変位が短くなっていることがわかる。つまり、最大耐力については損傷の度合いによってそれほど変化がないが、終局変位については損傷の度合いに応じて短くなっていることが認められた。

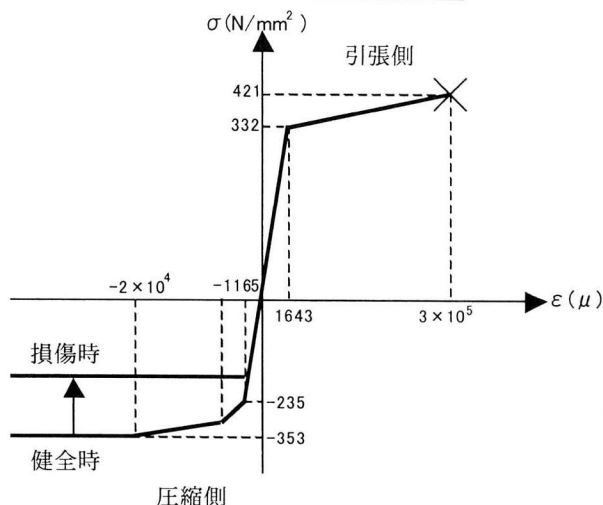
3. シミュレーション解析

3.1 解析手法

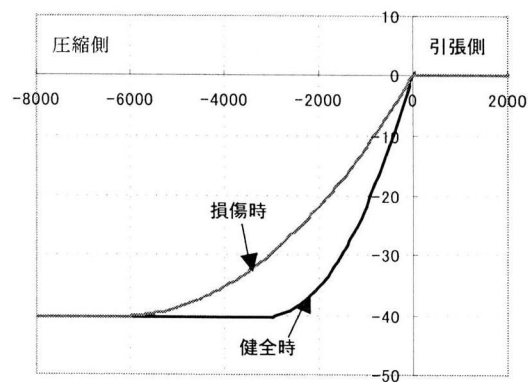
シミュレーション解析手法として、ここでは断面分割法とモールの定理を組み合わせた解析方法¹²⁾を採用した。断面分割法を採用した大きな理由として、重錘落下実験後のCFT鋼管を観察すると写真-3で見られるように重錘衝突部のおけるへこみ変形はほとんど発生しておらず、断面は健全時と同じく円形と仮定できると判断したためである。さらに、本解析では断面の曲げモーメント～曲率関係を求める際に平面保持の法則が成立していると仮定し、鋼管と充填したコンクリートの間ですべりは起こっていないものとした。

表-2 鋼管諸元

管外径D(mm)	139.8
管肉厚t(mm)	3.5
径厚比D/t	39.9
断面2次モーメント(cm ⁴)	348
断面係数(cm ³)	49.8
弾性係数(kN/mm ²)	202
ポアソン比	0.28
降伏点(N/mm ²)	332
引張強さ(N/mm ²)	421
破断ひずみ(%)	30



(a) 鋼材



(b) コンクリート

図-7 損傷を考慮した鋼管およびコンクリートの応力～ひずみ関係

3.2 損傷時の鋼材およびコンクリートの応力～ひずみ関係

(a) 鋼管の応力～ひずみ関係

まず実験で使用した鋼管(STK400)は、前川ら¹³⁾の論文で使用した鋼管と同じであったため、鋼管の降伏応力などの材料特性値などについては、表-2のように設定した。また、健全時の圧縮側の局部座屈応力についても前川ら¹³⁾の論文に従い、局部座屈応力を迎えると応力一定でひずみだけが增加する構成則を用いた。鋼材の引張側は通常のバイリニア型を用い、破断ひずみを0.30とした。次に、鋼管の損傷の度合いを示すパラメータとして、引

張側については何も考慮せず、図-7(a)に示すように圧縮側についてのみ損傷に応じて局部座屈応力が低下すると考えた。つまり、健全時を $\sigma_{cr}=353 \text{ N/mm}^2$ とし、逐次 $0.9\sigma_{cr}$ 、 $0.8\sigma_{cr}$ ・・・、と低下させた。

(b)コンクリートの応力～ひずみ関係

プレーンコンクリートの圧縮強度(28日強度)は材料試験より、 21 N/mm^2 と得たが、鋼管内に充填されたコンクリートについては拘束効果により圧縮強度が向上することが種々の研究^{14)~18)}で明らかになっているため、本研究では、新都市ハウジング協会¹⁹⁾による式(1)と黒木ら²⁰⁾の実験式による式(2)を用いてそれぞれ圧縮強度を求めた。

$$f'_c = f'_c + \alpha k_c \frac{2t_s \sigma_y}{(D-t)} \quad (1)$$

$$f'_c = f'_c \left\{ 1 + 0.29 \left(\frac{t}{D} \right) \sigma_y \right\} \quad (2)$$

f'_c : コンファインド効果を考慮した充填コンクリート強度(N/mm^2)

f'_c : プレーンコンクリートの設計基準強度(ここでは 21 N/mm^2)

σ_y : 鋼管の降伏応力度(N/mm^2)

α : 0.3 (円形鋼管の周方向応力度の降伏応力度に対する比)

k_c : 4 (アンボンド型短柱圧縮実験から定めた円形鋼管の拘束係数)

t : 鋼管の肉厚(mm)

D : 円形鋼管の外径(mm)

式(1)および式(2)を用いると拘束効果を考慮したコンクリートの圧縮強度は 41.2 N/mm^2 および 71.4 N/mm^2 となり、それぞれプレーンコンクリートの約2倍および約3.4倍となる。

次に、コンクリートの損傷の度合いを示すパラメータとして、コンクリートの剛性の低下を考えた。つまり、鋼管の拘束効果により圧縮強度はほとんど低下しないと考え、図-7(b)に示すように圧縮強度に達するまでのひずみを大きくすることによりコンクリートのヤング率を低下させた。つまり、健全時を式(1)を用いた場合 $E_c=23 \text{ kN/mm}^2$ 、式(2)を用いた場合 $E_c=40 \text{ kN/mm}^2$ とし、逐次 $1/2 E_c$ 、 $1/3 E_c$ ・・・と低下させた。

なお、コンクリートの引張側については図-7(b)に示すように応力は発生しないものとして無視している。

最後に、断面分割法における終局曲率は、鋼材の引張側のひずみが図-7(a)に示した破断ひずみ($\varepsilon_u=0.30$)に達したときとした。

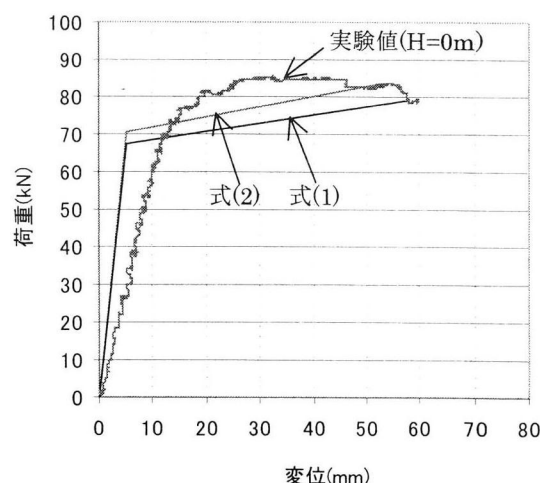


図-8 無損傷鋼管の荷重～変位関係(H=0m)

3.3 無損傷 CFT 鋼管の解析結果および考察

図-8は、無損傷 CFT 鋼管の荷重～変位関係を解析と実験を比較して示したものである。ここで、鋼材およびコンクリートの構成則は、健全時の値を用い、充填コンクリートの圧縮強度は式(1)および式(2)を用いた場合である。なお、図-8の荷重～変位関係を求める際には、終局曲率までの曲げモーメント～曲率関係を用いて解析している。

図-8より、①まず弾性域での剛性は解析結果がいずれも実験結果の約2倍大きくなっている。これは、片持ちばりの静的曲げ載荷実験において、CFT 鋼管と固定治具の間に遊びがあったためと考えられ、実際の載荷までなじむ間、実験で当初の変位が大きくなったものと思われる。②次に荷重について、実験では降伏荷重 80kN、最大荷重 85kN であるが、解析では式(2)による最大荷重が 83kN となり、最終的に約2%の差でシミュレートしている。しかし、実験では降伏荷重以降、変位が約35mmのところでピークを迎え、その後、変位の増大とともに荷重は低下し終局状態を迎えているが、解析では、荷重は変位と共に増加し、終局時が最大荷重となっている。この原因は、解析で仮定した鋼材およびコンクリートの構成則において軟化領域を考慮しなかったためと考えられる。

③さらに、本解析では平面保持を仮定しており、実験では荷重が下がり始めている35mmを超えたあたりで、鋼管とコンクリートの間で付着が切れているかどうかについても検討する必要がある。

3.4 損傷を有する CFT 鋼管の解析結果および考察

(a)鋼材の局部座屈応力のみを変化させた場合

鋼材の局部座屈応力 σ_{cr} を健全時の 353 N/mm^2 として徐々に $0.8\sigma_{cr} \rightarrow 0.6\sigma_{cr}$ と低下させた場合の曲げモーメント～曲率関係および荷重～変位関係をそれぞれ図-9および図-10に示す。このとき、コンクリートの構成則は健全時の値を使用し、圧縮強度は式(1)の 41.2 N/mm^2 とした。

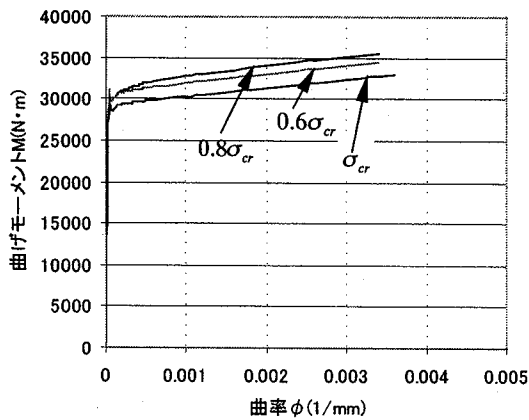


図-9 損傷鋼管の曲げモーメント～曲率関係(σ_{cr} を変化させた場合)

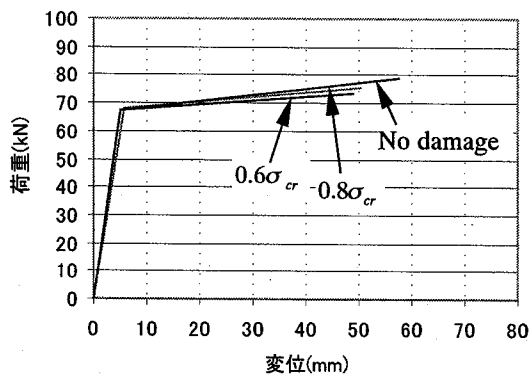


図-10 損傷鋼管の荷重～変位関係(σ_{cr} を変化させた場合)

図-9 より、鋼材の局部座屈応力を小さくしていくと、曲げモーメント～曲率関係において降伏モーメント M_y はほとんど変わらないが、破断モーメント M_p が低下することがわかる。すなわち、破断モーメント M_p に対する降伏モーメント M_y の比が小さくなり、その結果、CFT 鋼管の塑性化した部分が少なくなり、ひいては塑性荷重が小さくなるため、図-10 において終局変位が小さくなったためと考えられる。

次に、実験のシミュレーションを行うため、局部座屈応力をパラメータとして、荷重～変位関係に与える影響を調べた。図-11 および図-12 は、それぞれ重錘落下高さ 1.5m および 2.5m の場合のシミュレーション結果である。

①重錘落下高さ 1.5m の場合は、図-11 に示すように局部座屈応力が $0.9\sigma_{cr}$ のときが実験結果とほぼ良く一致しており、特に最大荷重、終局変位とともに式(2)を用いたときの方が実験を良くシミュレートできているといえる。

②図-12 より、重錘落下高さ 2.5m の場合は、局部座屈応力を $0.7\sigma_{cr}$ としたとき、式(2)の場合は最大荷重が約 2%、終局変位は約 10%以内の誤差におさまる、実験値をほぼシミュレートできている。

③以上をまとめると、損傷の度合いが大きく(重錘落下高さが 1.5m, 2.5m が大きく)なるにつれ、局部座屈応力を

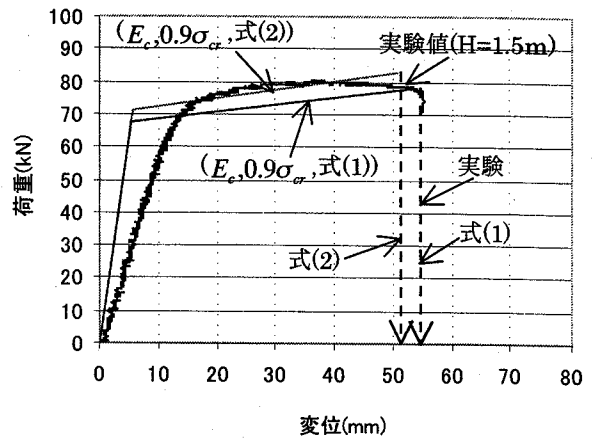


図-11 損傷鋼管の荷重～変位関係(H=1.5m)

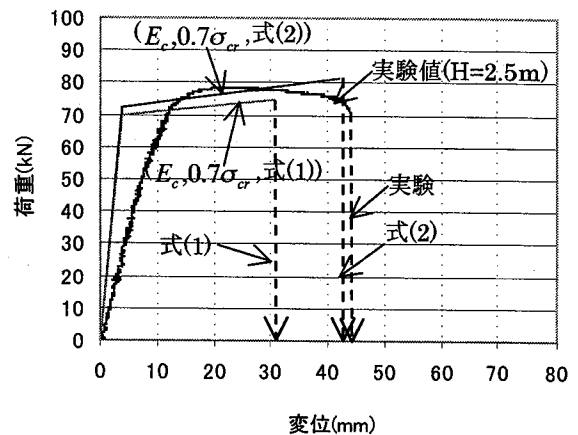


図-12 損傷鋼管の荷重～変位関係(H=2.5m)

$0.9\sigma_{cr}$, $0.7\sigma_{cr}$ と小さくして解析を行った結果、実験をほぼ良くシミュレートすることがわかり、これは、写真-3 でも示したように損傷の度合いに応じて局部座屈形が明らかになることから、これに応じた局部座屈応力の低下が損傷のパラメータとして妥当であると考えられる。

(b)コンクリート(圧縮強度:41.2N/mm²)の剛性のみを変化させた場合

次に、コンクリート(圧縮強度:41.2N/mm²)の剛性を $1/2E_c$ 倍→ $1/3E_c$ 倍と変化した場合の損傷鋼管断面の曲げモーメント～曲率関係および荷重～変位関係をそれぞれ図-13 および図-14 に示す。このとき、鋼材の構成則については、健全時のものを使用した。

①図-13 より、破断モーメントはコンクリートの剛性を小さくしてもほとんど変わらないが、降伏モーメントがやや下がるため、降伏モーメントに対する破断モーメントの比が大きくなり、塑性化した部分が大きくなる。

②このため、図-14 の荷重～変位関係において、最大荷重はほぼ一定であるのに対し、終局変位が大きく伸びている。これは、図-6 に示した実験結果とは逆の傾向であり、コンクリートの剛性を低下させると実験結果と異なる結果になることを意味している。

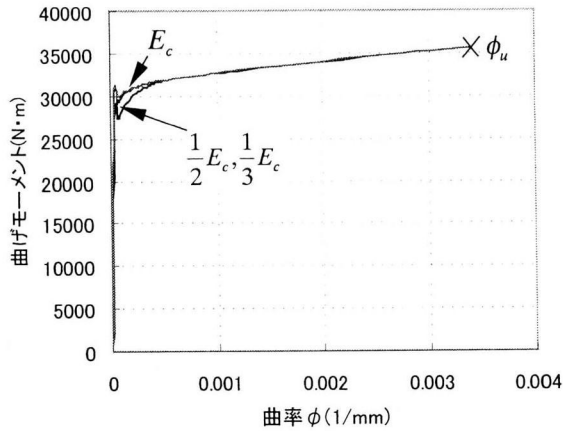


図-13 損傷鋼管の曲げモーメント～曲率関係
(E_c を変化させた場合)

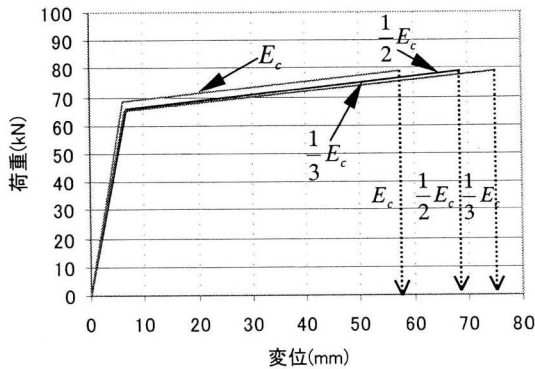


図-14 損傷鋼管の荷重～変位関係
(E_c を変化させた場合)

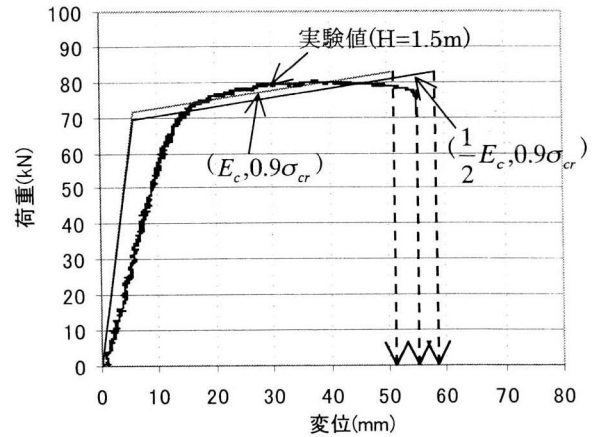


図-15 損傷鋼管の荷重～変位関係($0.9\sigma_{cr}$ で E_c を変化させた場合)

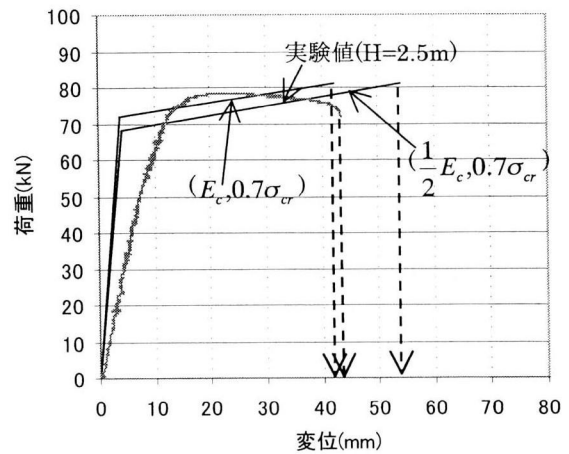


図-16 損傷鋼管の荷重～変位関係($0.7\sigma_{cr}$ で E_c を変化させた場合)

(c)鋼材およびコンクリート(圧縮強度:71.4N/mm²)の構成則を両方変化させた場合

最後に、鋼材とコンクリート(圧縮強度:71.4N/mm²)の構成則を両方同時に変化させて、重錘落下高さ $H=1.5\text{m}$ および 2.5m の場合の荷重～変位関係を求めると、図-15 および図-16 に示すようになる。鋼管については、実験結果をおおむね推定できた座屈応力である $0.9\sigma_{cr}$ 、 $0.7\sigma_{cr}$ の2種類を用い、コンクリートの剛性については、健全時の剛性 E_c および $1/2E_c$ を用いている。

①図-15 より、落下高さ $H=1.5\text{m}$ の場合の実験結果と比較すると、最大荷重は実験値をほぼシミュレートしているが、終局変位については、コンクリートの剛性を健全時とした方がよく合っており、 $1/2E_c$ 倍の場合は大きすぎる結果となった。よって、充填コンクリートの圧縮強度として $H=1.5\text{m}$ の場合は、式(2)を用い、 $0.9\sigma_{cr}$ 、 E_c の組み合わせが比較的良好に合っていることになる。

②図-16 の場合は、落下高さ $H=2.5\text{m}$ の場合で、この場合も充填コンクリートの圧縮強度として式(2)を用い、 $0.7\sigma_{cr}$ 、 E_c の組み合わせが実験値をほぼシミュレートしている。

以上をまとめると、断面分割法とモールの定理の組み

合わせという比較的簡易な計算手法を用いる場合、鋼管の局部座屈応力の低下という損傷に応じた構成則のパラメータを適当に設定することができれば、実験のシミュレーションをほぼ行えることがわかる。特に、損傷による影響は鋼管の局部座屈応力に大きく影響され、コンクリート剛性の低下についてはほとんど影響がないということがわかった。この理由としては、コンクリートが鋼管により拘束されているためと考えられる。すなわち、損傷の度合いによる鋼材の局部座屈応力の低下を上手く表現できれば、損傷を有する CFT 鋼管の最大荷重および終局変位をある程度把握することができるという。

4. 結論

本研究は、礫衝突により損傷を受けた CFT 鋼管の残存耐力を解明するために、鋼材およびコンクリートの構成則を損傷に応じたパラメータを変化させることにより損傷を受けた CFT 鋼管の荷重～変位関係を推定しようとしたものである。以下に本研究で得られた成果を示す。
(1)鋼管内に充填されたコンクリートの圧縮強度の増加率を考慮した黒木らの式²⁰⁾を用いれば、無損傷時および損傷時の CFT 鋼管の曲げじん性をほぼ良く推定できる

ことがわかった。

(2)CFT 鋼管の荷重～変位関係における初期剛性は、解析値の方がいずれも約2倍実験値よりも大きくなっている。これは、実験において鋼管と固定冶具が完全固定となっていないためと思われる。

(3)鋼材およびコンクリートの構成則を損傷に応じて変化させるパラメトリックスタディーを行い、断面分割法とモールの定理による簡易算定法を用いて損傷を受けたCFT 鋼管の荷重～変位関係を求めることができた。

(4)損傷に応じて鋼材の構成則における局部座屈応力を低下させることにより、損傷を受けた CFT 鋼管の荷重～変位関係を概ねシミュレートすることができた。

(5)損傷に応じてコンクリートの剛性を低下させる場合、終局変位を大きくする結果となり、実験結果とは異なることが明らかになった。

(6)重錘落下高さ $H=1.5\text{m}$ における CFT 鋼管の損傷の程度は、鋼管の構成則において局部座屈応力を約 0.9 倍にした場合に相当し、 $H=2.5\text{m}$ の場合は約 0.7 倍に相当することが認められた。

今後、さらに材料構成則における軟化領域の問題、鋼管とコンクリートとの付着の問題、また重錘の落下による CFT 鋼管の損傷程度の定量的評価法など、逐次解明していく予定である。本論文は、損傷の程度を解析的に簡易に求める第一段階として、損傷 CFT 鋼管の曲げじん性の推定法を材料の構成則のパラメータを用いて検討してみたものである。

参考文献

- 1) (財)砂防・地すべり技術センター 鋼製砂防構造物委員会：鋼製砂防構造物設計便覧，平成13年版。
- 2) 水山高久，中西 宏，松村和樹：大口径鋼管に対する衝撃実験，新砂防，Vol.38.No.4(141)，1985.11。
- 3) 中島一義，中西 宏，井村章雄：大径鋼管の落錘式衝撃実験と衝撃解析，神戸製鋼技法，Vol.35，No4，pp.101-104，1992。
- 4) 川井 豊，石橋正夫，山野井節雄：鋼管部材の耐力実験，落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，pp.9-14，1991.3。
- 5) 佐藤孝典：円形断面の充填鋼管コンクリート構造におけるコンファインド効果のメカニズム化とそのモデル化，日本建築学構造系論文報告集，第452号，1993.10。
- 6) 前川幸次，吉田 博：コンクリート充填鋼管はりの静的および重錘衝撃実験，土木学会論文集 No.513/I-31，pp.117-127，1995.4。
- 7) 中井 博，吉川 紀：コンクリートを充填した鋼製橋脚の耐荷性に関する実験的研究，土木学会論文集 No.344/I，pp.195-204，1984.4。
- 8) 井浦雅司，折野明宏，石澤俊希：コンクリートを部分充填した円形鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する研究，土木学会論文集 No696/I-58，pp.285-298，2002.1。
- 9) 上田幸雄，Sherif M.H.Rashed：損傷パイプ部材の挙動と最終強度，日本造船学会春季講演会，pp.439-448，1984.5。
- 10) 白石博文，梶田幸秀，香月智，石川信隆，松村和樹，嶋丈示：礫衝突による損傷を受けた中空鋼管の残存耐力評価実験，構造工学論文集，vol.48A，pp.1505-1512，2002.3。
- 11) 梶田幸秀，水野泰晴，白石博文，石川信隆：礫衝突による損傷を受けたコンクリート充填鋼管に対する静的載荷曲げ実験，第29回関東支部技術研究発表会講演概要集，pp.48-49，2002.3。
- 12) 伊藤一雄，石川信隆，香月 智，鈴木 宏：コンクリート充填鋼管はりの衝撃限界吸収エネルギーに関する解析的考察，構造工学論文集，vol.38A，pp.1553-1563，1992.3。
- 13) 前川幸次，梶川康男，吉田 博：PC 鋼棒で補強されたコンクリート充填鋼管はりの曲げ耐荷力に関する研究，構造工学論文集，vol.39A，pp.153-164，1993.3。
- 14) 加藤 勉：コンクリート充填鋼管短柱の圧縮強さ，変形能力(コンクリート充填鋼管柱の耐力，変形能力の研究，I)，日本建築学会構造系論文集 第468号，pp.183-191，1995.2。
- 15) 加藤 勉：曲げと圧縮を受けるコンクリート充填鋼管柱の耐力，変形能力(コンクリート充填鋼管柱の耐力，変形能力の研究，II)，日本建築学会構造系論文集 第477号，pp.157-166，1995.11。
- 16) 加藤 勉：曲げと圧縮を受けるコンクリート充填鋼管柱の弾性限界強さ(コンクリート充填鋼管柱の耐力，変形能力の研究，III)，日本建築学会構造系論文集 第499号，pp.131-138，1997.9。
- 17) 建設省土木研究所：コンクリート充填鋼管の耐荷力(その1)，土木研究所資料第1728号，1981。
- 18) 建設省土木研究所：コンクリート充填鋼管の耐荷力(その2)，土木研究所資料第2724号，1989。
- 19) 新都市ハウジング協会：CFT 構造技術指針・同解説，1998.6。
- 20) 黒木勇人，太田貞次，香月智，石川信隆：鋼管内に充填されたコンクリートの高速圧縮強度実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.2，pp.589-594，1999。

(2002年9月13日受付)