

鋼管コンクリート複合ばりを用いた片持型落石覆工の静的および衝撃載荷実験

Static and impact tests on Cantilever type rock-shed of steel-tube reinforced concrete composite beams

塩見昌紀*, 前川幸次**, 吉田 博***

Masanori SHIOMI, Koji MAEGAWA, Hiroshi YOSHIDA

*日本ゼニスパイプ (株)・金沢大学大学院自然科学研究科学生 (〒103-0004 東京都中央区東日本橋 2-24-14)

**金沢大学教授 工学部土木建設工学科 (〒920-0942 石川県金沢市小立野 2-40-20)

***吉田構造工学研究所 (〒932-0102 富山県小矢部市水島 561)

The authors have proposed a reinforcement method which uses steel tubes instead of compression bars in a reinforced concrete beam. The effect for improving the deformation capacity of concrete beams were found in static and impact tests of simple beams. The beam using this reinforcement method can be effectively used for structures like rock-sheds which receive an impulsive load. This paper presents an experimental approach for the application to the actual structures which consist of the steel-tube reinforced concrete composite beams and the process until the destruction of the structure subjected to the static and impulsive loads using the half size model of cantilever type rock-shed.

Key Words: composite beam, ductility, cantilever type rock-shed, steel tube

キーワード: 複合はり, 靱性, 片持型落石覆工, 鋼管

1. まえがき

一般に鉄筋コンクリートはり (以下 RC はり) およびプレストレストコンクリートはり (以下 PC はり) の曲げ変形能を向上させる方策として, 圧縮側コンクリート断面積の増加対策である T 形断面化や RC はりと PC はりの特徴を併せ持つ PRC はりを採用する等の検討をすることがある¹⁾, これらの方法では限られた断面で耐荷力を確保しつつ, より大きな曲げ変形能を得るには限界があると考えられる. これまで著者らは RC はりおよび PC はりの圧縮鉄筋の代わりに, 鋼管を配置した鋼管・コンクリート複合単純ばりの静的および衝撃曲げ実験を行い, その効果を確認してきた^{2) 3)}. これは, 曲げに伴う圧縮側コンクリートの圧潰に続いて発生する圧縮鉄筋の座屈による急激な耐力の低下を, コンクリートを充填した有孔鋼管 (以下, CFST と呼ぶ) の剛性を利用して遅らせることで変形能を向上させるものである.

一方, 構造物の設計において, 供用期間中に数回経験することが予測される荷重については使用限界状態として許容応力度法で設計し, 供用期間中に経験する可能性

の少ない極めて大きな荷重に対しては終局限界状態として保有耐力等を指標とする設計を行う 2 段階設計法が用いられることがある. 構造物の変形能は, 2 段階設計法における終局限界状態の評価に密接に関係しており⁴⁾, 特にエネルギーを指標とした設計では最も重要な性能の一つと言える. また, このようなエネルギーを指標とした設計が合理的であるという考え方が浸透し始めている構造物に, 道路防災対策の一つである落石覆工がある^{5) 6) 7)}.

著者らはこのような落石覆工の内, 谷側に基礎の不要な片持型落石覆工⁸⁾の主桁として, 鋼管コンクリート複合 PC はりを用いたエネルギー吸収能に優れた落石覆工を提案している. この片持型落石覆工は, 景観的にも優れており, 谷側の基礎に多額の工事費が必要となるような施工場所においては 2 段階設計を前提としたうえで, 有効な落石防護構造物であると考えられる.

本研究では, 実物の 1/2 の外寸を持つ模型構造物を用いて静的あるいは衝撃載荷実験を行い, これまで単純ばりで確認できた変形能が, 実際の構造系においても再現されることと, 想定する構造物全体の挙動を確認した.

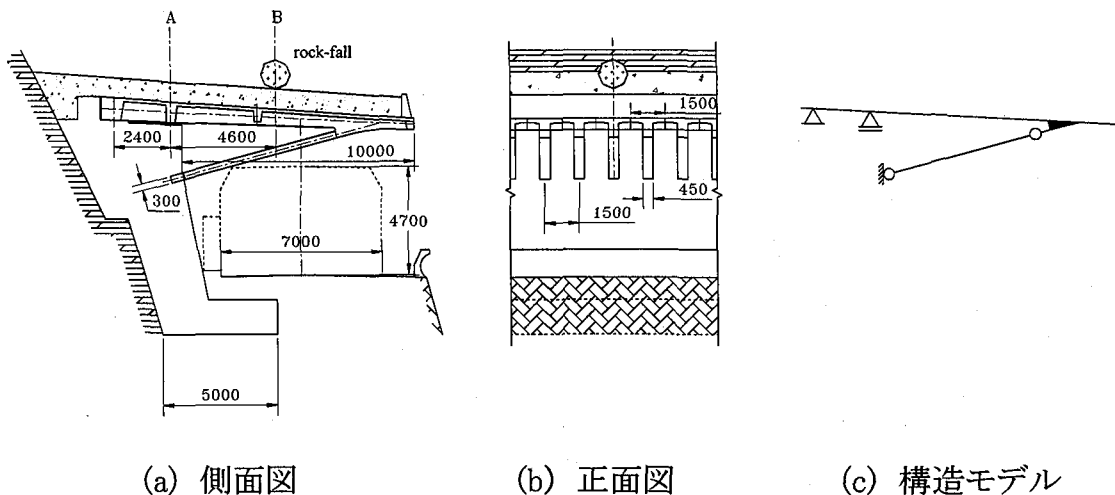


図-1 方杖式片持型落石覆工

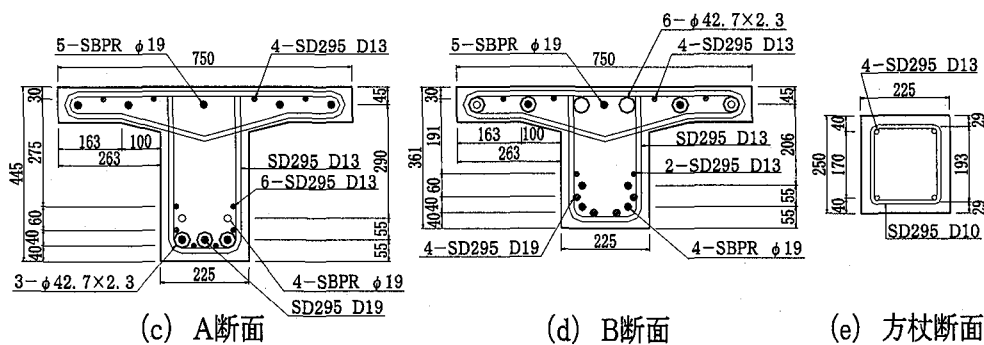
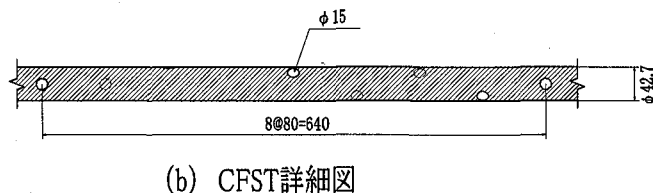
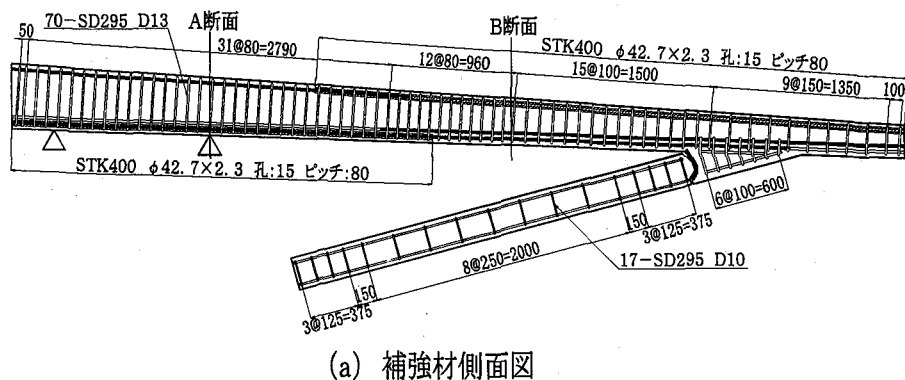


図-2 実験供試体

2. 実験概要

2.1 実験供試体

図-1 に、試設計を行った片持型落石覆工の側面図、正面図および構造モデルを示す⁹⁾。この落石覆工は道路

橋示方書に基づき許容応力度法で設計したものであり¹⁰⁾、荷重条件は270kNの最大衝撃力となっている。主桁を支えている方杖はRC部材で、主桁とはピン接合となっており山側支持台との取付け部はメナーゼヒンジである。また、図-2には載荷実験に使用した1/2スケールモデ

表－1 鋼材特性値

鋼材名	降伏点 (MPa)		引張強度 (MPa)	
	公称値	成績表	公称値	成績表
鋼管 φ42.7×2.3CFST (STK400)	235	355	400	412
鉄筋 D10 (SD295)	295	386	440 ～ 600	541
鉄筋 D13 (SD295)	295	369	440 ～ 600	514
鉄筋 D19 (SD295)	295	361	440 ～ 600	528
PC 鋼棒 φ19 (SBPR930/1080)	930	1015	1080	1134

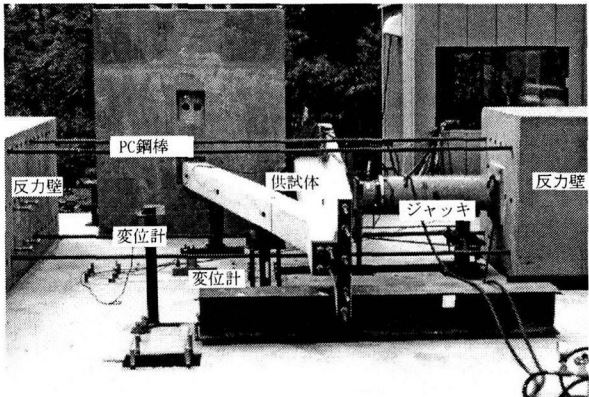
表－2 コンクリート示方配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ フロー (mm)	水結合材 比 W/P (%)	空気 量 (%)	細骨 材率 S/A (%)	単 位 量 (kg/m ³)						
					水 W	セメント C	高炉 スラグ	膨張材	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
15	550	31.3	2.0	55	166	220	280	30	924	770	4.24

表－3 コンクリート特性値

供試体	载荷条件	製作日 (材令)	14日材令 圧縮強度 (MPa)	試験時 圧縮強度 (MPa)
S-1	静的载荷	H12.4.25 (30)	49.0	52.5
S-2		H12.5.10 (22)	48.9	52.7
I-1	衝撃载荷	H12.6.12 (14)	46.9	46.9
I-2		H12.6.16 (20)	51.7	57.9

ルの形状、寸法、配筋図およびCFST詳細図を示す。図－2の断面図はこの片持構造において、曲げで最もクリティカルとなる荷重載荷位置であるB断面と、負の最大曲げモーメントを生じる支持台上の支点位置であるA断面および方杖の断面を示している。ここでB断面の位置は骨組計算において最も小さい荷重で塑性抵抗モーメントに達する節点を求めたものである。また、はり部材の曲げに対する圧縮側補強材にはCFSTを配置してあるが、CFSTの鋼管には内外コンクリートとの付着をよくするために、鋼管断面を0°，180°，90°，270°，45°，225°，135°，315°の順に長さ方向に80mmピッチでφ15mmの孔があげられている¹¹⁾。孔の径は大きいほどせん断付着力の増加が期待できるが、1/2スケールモデルのために鋼管径が小さいことからコンクリート骨材の最大寸法に基づき、製作できる限界の孔径とし、はりの終局せん断力から必要孔数を決定した。さらに動的靱性を期待して、PC鋼棒はアンボンド加工を施したものを使用し^{12) 13)}、1本あたり177.9kNのプレストレスを導入した。



写真－1 静的载荷実験設備

主桁と方杖との接合部は回転自由とするために、それぞれの凹凸形状の曲面を面タッチさせ、ボルト等による結合はしていない。また、実構造物での方杖はメナーゼヒンジにより支持台側面に接合されるが、当供試体では方杖付け根部の荷重測定のために機械的なヒンジを設けた。実験は塑性状態に至ってからの変形能の確認が重要な目的であるという観点から、実験供試体と実構造物との関係は、降伏開始時（最下段鋼材に降伏ひずみが発生した時点）～終局耐力時（圧縮コンクリートが終局圧縮ひずみ0.35%に達した時点）までの挙動を近似させている。供試体の設計手順は以下のように行った。①供試体は実構造物の1/2の外寸法を有する断面とした、②鋼材の位置および断面積は配置が可能な限り相似させた、③その上で、実構造物および供試体の主桁において13断面で断面分割法によるM－φ関係を求め、降伏開始時と終局耐力時の抵抗モーメントおよび曲率の比が実構造物と供試体において近似するように補強材の量および配置を修正

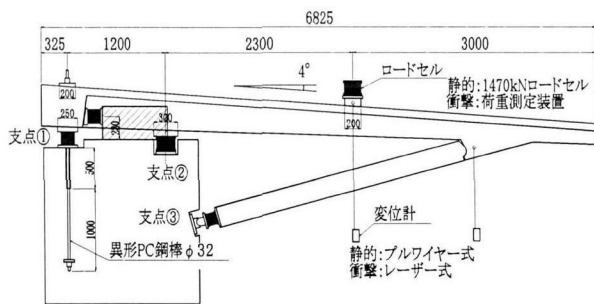


図-3 荷重・変位測定位置



写真-2 重錘落下式衝撃試験機

した、④各断面において終局耐力時に生じるせん断力に対してスターラップによるせん断補強を行った。

このようにして設計した A 断面と B 断面の断面分割法による最大曲げ耐力 M_u はそれぞれ 571.9kNm (軸引張力 528.2kN 時) および、456.2kNm (軸引張力 665.0kN 時) となった。算定に当って材料特性は鋼材成績表の実測値、およびコンクリートの設計基準強度 ($\sigma_{14}=40\text{MPa}$) を用いた。また、鋼管にあけた孔の影響は欠損する量を考慮して 85% を乗じた鋼材量としたが、PC 鋼棒のアンボンド効果は無視した。

供試体は静的荷重および衝撃荷重用に、おのおの 2 組ずつ製作し、S-1、S-2 および I-1、I-2 とした。表

-1 に使用した鋼材とその特性値を示す。また、コンクリートは CFST への充填性を考慮して高流動コンクリートとし、コンクリート打設後 4 時間の前置きを置いて、最高温度 65℃ で 4 時間の蒸気養生を施した。表-2 にコンクリートの配合を示し、表-3 に材令 14 日のコンクリート圧縮強度と曲げ実験載荷時の各供試体のコンクリート圧縮強度を示す。

2.2 実験方法

(1) 静的荷重実験

静的荷重実験は荷重の容易さから水平荷重とし、写真-1 に示す実験設備を用いた。この実験設備は 2 つの反力壁を異形 PC 鋼棒 $\phi 36\text{mm} \times 4$ 本で連結し、加圧能力 2000kN $\times$ ストローク 600mm の油圧ジャッキを用いて載荷する構造になっている。なお、載荷点は幅 200mm で長さ 100mm の供試体フランジ全幅に接し、実際の主桁の設置勾配に対して、鉛直方向に載荷できるよう 4° の勾配を持つ鋼製載荷治具を用いた。

また計測は、図-3 に示すように支点の鉛直反力、水平反力、載荷点変位、方杖接合部の鉛直変位および補強鋼材のひずみについて行った。荷重の測定はロードセルを用い、変位は載荷点治具の変位とし、プルワイヤー式変位計を使用した。以後、整理のために、図-3 における支持台上の支点を支点①および支点②とし、方杖付け根部を支点③とする。

(2) 衝撃荷重実験

衝撃荷重実験は写真-2 に示す重錘落下式衝撃試験機を用いて行った。この衝撃試験機はトラッククレーン先端に高さ 20m のフレームをピン接合で取り付け懸垂した構造で、重錘はクレーンのウインチを用いて巻き上げる。また、フレーム下端はベース上にピン固定されている。重錘の重量は 39kN で、当実験では供試体天端まで最大 13.6m の落下高さを選択できる。ここでは完全破壊に至るまでの挙動を検討するために、最大の落下高さで実験するものとした。計測箇所は図-3 に示した支点反力と、載荷点の変位、重錘の加速度および鋼材のひずみについて行った。衝撃荷重での載荷点の荷重は大きな衝撃波が生じることが予想されたために、市販のロードセルを用いず外径 200mm、高さ 200mm の鋼製円柱体の外面にひずみゲージを貼付した荷重測定装置を用いて行った。この荷重測定装置は 5000kN まで十分な直線性が確認できている。また、載荷点は静的荷重で用いた 4° の勾配を有する鋼製治具を供試体天端に載置しさらにその上に荷重測定装置を置いて、重錘を受ける構造になっている。重錘の荷重測定装置との衝突面には厚さ 60mm の鋼板を厚さ 10mm のコンベヤーベルトゴムを介して取り付け、さらに接触面の剛性を減ずるために 60mm 鋼板下面には厚さ 10mm の鋼板を固定し、できるだけ衝撃波の立ち上がりをゆるめるように配慮した。また、載荷点変位は載荷治具の変位を測定することにより行い、レーザー変位計を

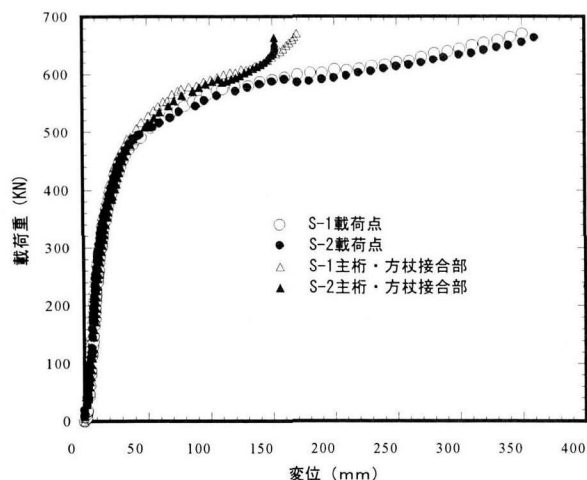


図-4 荷重－変位関係

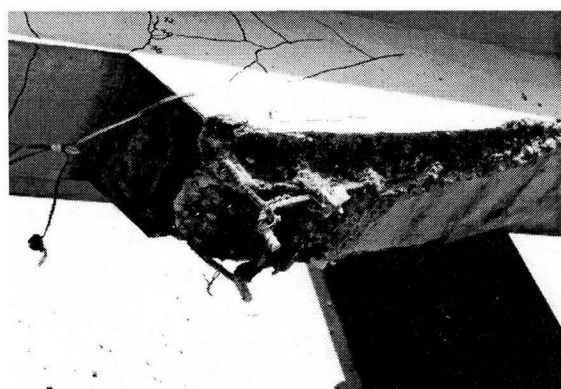


写真-3 方杖接合部のせん断破壊

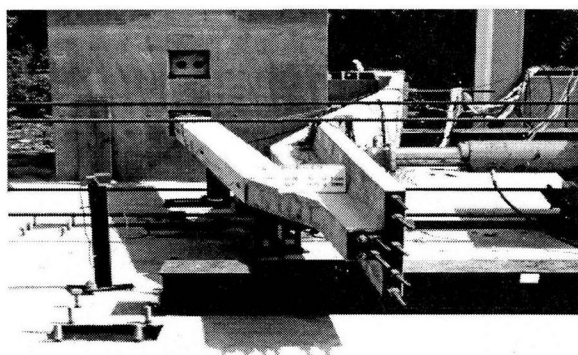
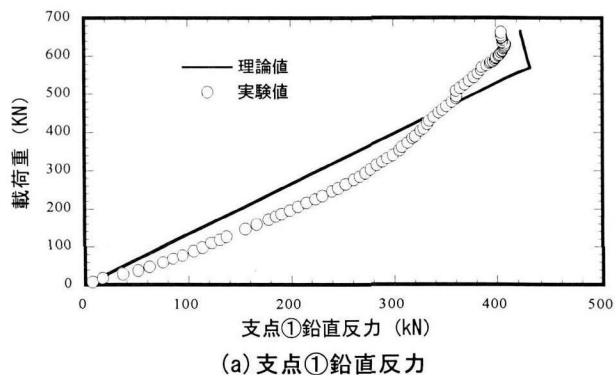
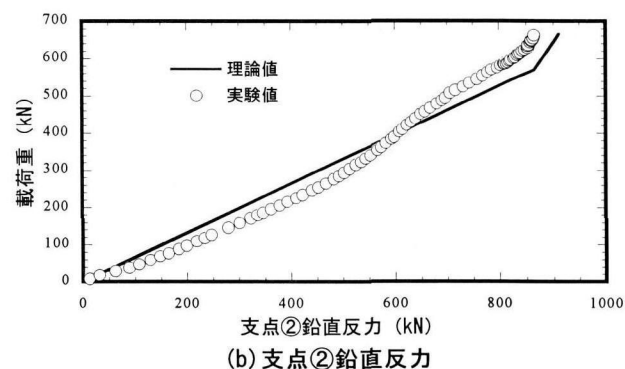


写真-4 静的荷重実験結果

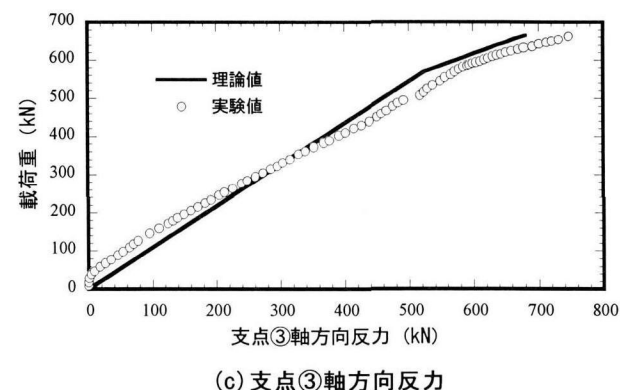
用い、重錘加速度は重錘天端に加速度計 (2000m/sec^2) を取り付けて測定した。各データはDCアンプを経てデジタル変換レコーダーに記録した。サンプリング速度は 10kHz で行い、特別なフィルター処理は行っていない。さらに、高速度ビデオカメラで2方向から毎秒200コマの撮影を行った。



(a) 支点①鉛直反力



(b) 支点②鉛直反力



(c) 支点③軸方向反力

図-5 各支点の反力 (S-2)

3. 実験結果および考察

3.1 静的荷重実験

(1) 荷重－変位関係

図-4 に荷重と荷重点変位および荷重と主桁、方杖接合部変位との関係を示す。2体の供試体はほぼ同様の実験結果を示しており、高い再現性が確認された。

荷重に伴い変位量 150mm 近辺まで荷重点と方杖接合部とが変位するが、その後は方杖接合部の変位は停止し、荷重点のみの変位が増す。これは、A断面およびB断面の双方で全塑性モーメントに達し、崩壊機構が形成されたことによるものと考えられる。終局限界状態は写真-3に示したように荷重点変位が約 350mm で方杖接合部の主桁ウェブが、せん断により破壊した。これは塑性ヒンジが終局回転角に達し、最大曲げ耐力の低下とともに、方

杖に作用する軸力が急激に増加したためと考えられる。また、このときの載荷点での主桁ウェブ下端と方杖上端との離隔は載荷前に 41cm であったものが 13cm となっている。

写真-4 は、最大変位での供試体の変形状況を示しており、2 つの塑性ヒンジが形成されていることが確認できる。

(2) 支点反力

図-5 に供試体 S-2 の載荷重と、おのおのの支点での反力を示す。図-5 で実線は骨組計算による理論値を示し、○によるプロットは実験値を示している。また、理論値の折れ点は支持台上の A 断面（支点②）において、断面分割法により求めた最大曲げ耐力に達した後、塑性ヒンジを形成するものとして、A 断面に 1 対の塑性抵抗モーメントを与え、B 断面の載荷重を増加させた単純塑性解析による結果を示している。いずれの支点反力も、ほぼ理論値どおりに推移していることから、構造自体の境界条件は満足しており、構造物全体は想定した挙動を示しているものと考えられる。なお、図-5(a) に示した支点①での鉛直反力の理論値は、A 断面に塑性ヒンジが形成された後に載荷重の増加と共に減少しているが、これは主桁に 4° の勾配をつけて設置してあるために生じる、水平力による曲げモーメントが影響しているためであり、A 断面の曲げ耐力が低下しているものではない。

(3) 終局曲げ耐力および変形能

図-6 に、A 断面および B 断面を有する単純ばりの曲げ実験結果を示す。この単純ばりは、構造系で生じることが想定される、載荷による軸引張力をあらかじめプレストレスから相殺して、設計最大曲げ耐力時に PC 鋼棒に生じる引張力と公称引張強度との差が今回の実験に使用した供試体と同等となるように細い径の鋼棒を使用したものである。曲げスパンはおのおの 3m および 4m であり、最大荷重に対応する最大曲げ耐力は 510kNm および 410kNm となっている。また、それらの曲げ耐力を維持できる終局回転角は、図中で示すように A 断面を有するはりおよび B 断面を有するはりで、それぞれ 0.15rad. および 0.23rad. である。なお、終局回転角は、弾性変形でのたわみ角が十分に小さいことから、次式により求めた。

$$\theta \approx 2\delta / (L/2) \quad (1)$$

ここに、 θ = 回転角、 δ = 載荷点たわみ、および L = スパン長である。

一方、今回の実験では、終局限界状態まで載荷重が低下することなく推移したため、図-5 で示した支点反力の実測値から計算される最大曲げ耐力は、A 断面で 535kNm、および B 断面で 430kNm となっており、断面分割法で求めた M_u に比べて 93%~95% の値を示している。断面分割法では鋼材の特性値を試験成績表の試験値を基にしたことや、PC 鋼棒のアンボンドの影響を反映していないことによるものと考えられるが、単純ばりの実験値とは比較的よく整合している。

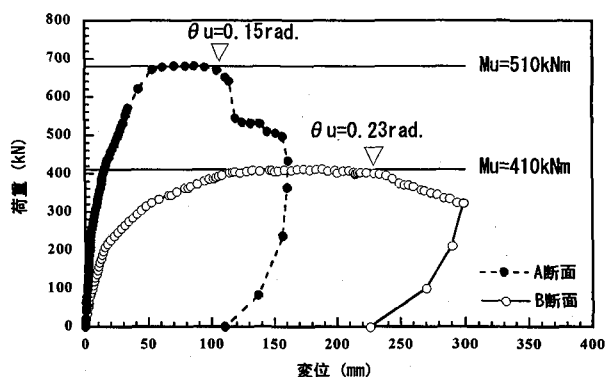


図-6 単純ばりの荷重-変位関係²⁾

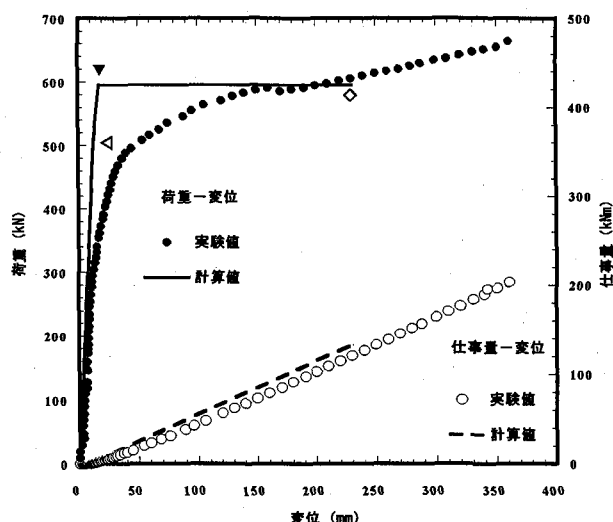


図-7 荷重-変位関係の推定

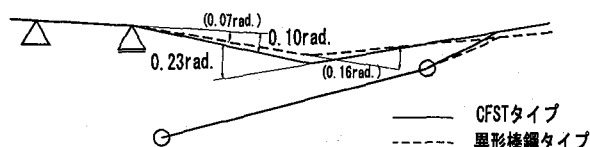


図-8 終局回転角

図-7 は荷重-載荷点変位関係および仕事量-載荷点変位関係を示している。実線は、図-6 の単純ばりの実験結果を基に完全弾塑性モデルを仮定し、A 断面に第 1 塑性ヒンジを形成するまで（記号◁）と、B 断面に第 2 塑性ヒンジを形成するまで（記号▼）の 2 段階の変位を、骨組解析（単純塑性解析）により求めたものである。また、終局変位を A 断面または B 断面のいずれかが図-6 の終局回転角に達した時点とすると、図-7 で示した位置（記号◇）となった。即ち、図-8 の実線に示すように幾何学的に求めると、B 断面が 0.23rad. の回転をした

ときに、A断面の回転角が0.10rad.となり、B断面の終局回転角が先行することによる。実験ではさらに荷重を維持しながら変位が進んだが、これは単純ばりに比べて構造系では軸引張力が生じるため、圧縮コンクリートの圧潰が遅れる傾向にあることと、図-6で示したようにB断面での最大曲げ耐力の低下はA断面に比べて緩やかであることによると考えられる²⁾。

このようにして求めた荷重-変位関係は、完全弾塑性モデルにより求めたものであるが、算出した仕事量は同一変位で実験結果とよく一致しており、当実験の目的の一つである塑性変形によるエネルギー吸収量の確認という観点からは、単純ばりの実験結果を基にしてエネルギー吸収量をある程度推定できることを示していると考えられる。

写真-5 および写真-6 に終局状態のA断面およびB断面の圧縮側補強材の状態を示す。鉄筋の座屈は特にB断面で進行しており、A断面は比較的穏やかである。CFSTの損傷は少なく剛性を有している。また、図-8に示した破線は単純ばりの実験と比較した、異形棒鋼を圧縮側補強材として配置している供試体の終局回転角をもとに、CFSTを使用しない主桁の場合の終局変位を推定したものであり、これらにより変形能に対してCFSTが寄与していることが理解できる。

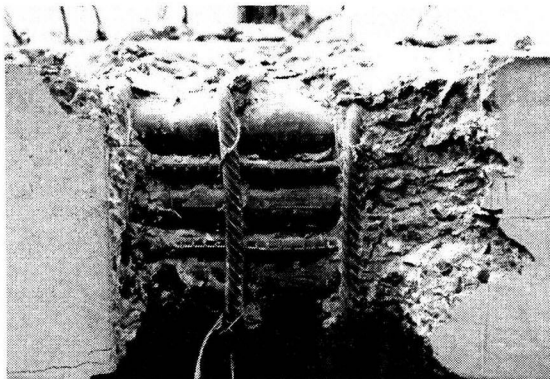


写真-5 A断面圧縮側鋼材

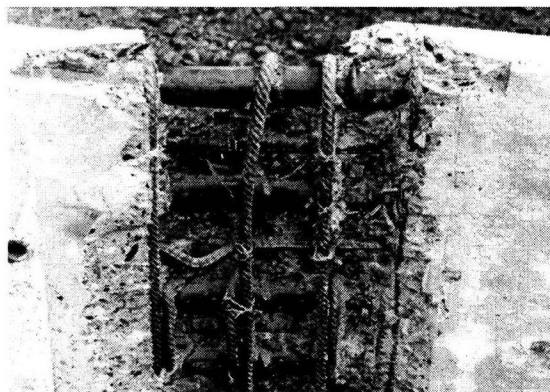
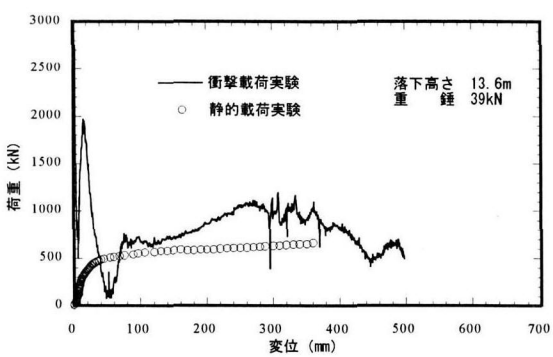
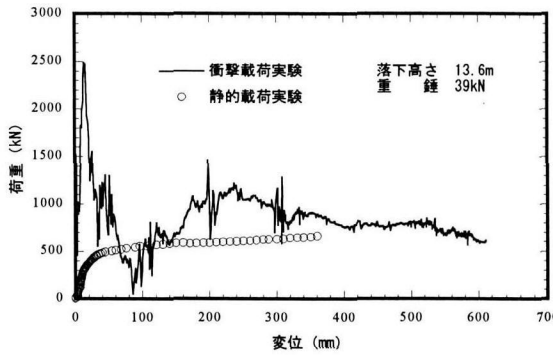


写真-6 B断面圧縮側鋼材

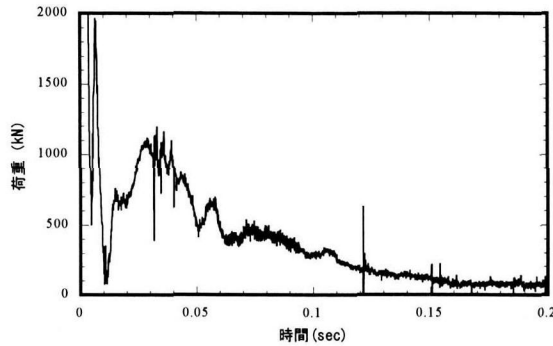


(a) I-1

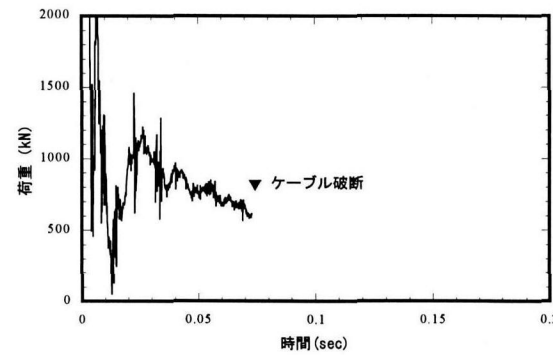


(b) I-2

図-9 衝撃載荷実験結果



(a) I-1



(b) I-2

図-10 載荷重の経時変化

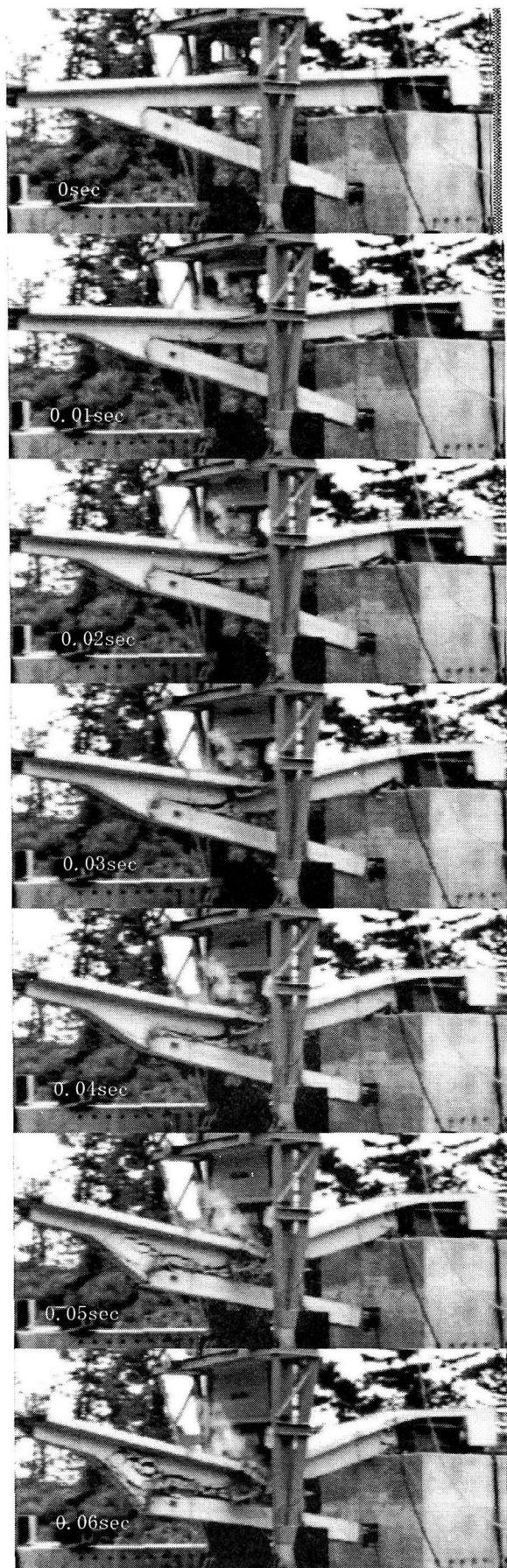
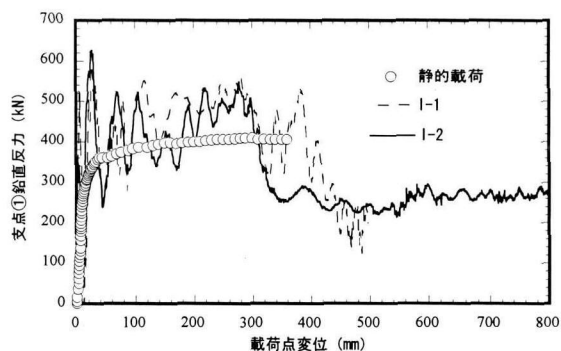
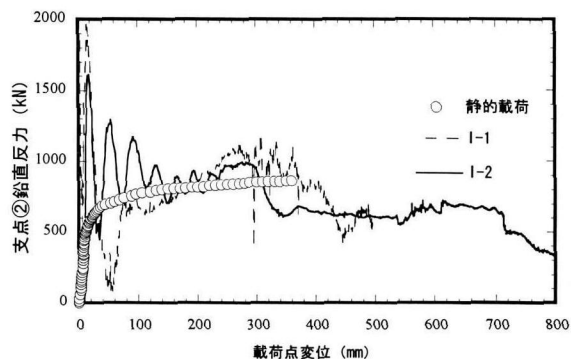


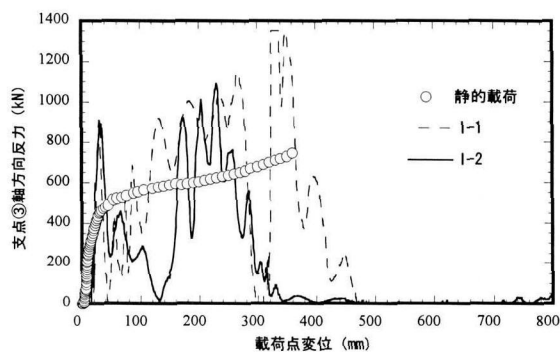
写真-7 衝撃載荷実験



(a) 支点①鉛直反力



(b) 支点②鉛直反力



(c) 支点③軸方向反力

図-11 支点反力-載荷点変位関係

3.2 衝撃実験結果

(1) 荷重-変位関係

図-9 に I-1 および I-2 の載荷重と載荷点変位の測定結果を示す。○は静的実験結果をプロットしたものである。終局状態は I-1 では静的載荷と同様、方杖接合部のせん断破壊となったが、I-2 は方杖の圧潰により終局を迎えた。図から荷重-変位関係は、静的載荷と近似した傾向を示しているが、静的載荷に比べて最大荷重が大きい。この原因の一つとして方杖両端ヒンジ部の回転時の滑らかさに起因するものと考えられる。写真-7 に高速ビデオカメラによる I-1 の連続写真を示し、図-10 には I-1 および I-2 について載荷重の経時変化を示した。

図-10でI-2は荷重測定装置のケーブルが破断したために実験終了までの測定値は得られていないが、図-9の荷重-変位関係と比較して、A断面およびB断面の最大曲げ耐力低下までは十分測定できていると考えられる。また、図-10でI-1とI-2の波形が類似していることから、方杖接合部のせん断破壊あるいは方杖の圧潰による終局状態の違いが、主桁の変形能に与える影響は小さいものと推察できる。写真-7に示したI-1供試体では、0.05secの時点で方杖接合部のクラックが明瞭になっているが、図-10では0.045sec近辺で約1000kNから約800kNへの荷重の低下が開始しており、図-9に示した荷重-変位曲線では、変位370mmの位置がこれに該当する。したがって、衝撃载荷においても終局に至るまでの変位量は静的载荷とほぼ同じであり、A断面あるいはB断面の塑性ヒンジ部で最大曲げ耐力が低下するまで、方杖は圧縮部材として機能していることが考えられる。

(2) 支点反力

図-11に衝撃载荷と静的载荷の支点①、②の鉛直反力および支点③における方杖軸方向反力を示す。

衝撃载荷の場合、静的载荷で行ったように、载荷重と反力との相対的な関係から境界条件を確認することは困難であるが、図-11からおおむね静的载荷と同様に反力の推移が見られる。これより、降伏開始や塑性ヒンジの形成順序は静的载荷と同様に進んだものと考えられる。

(3) エネルギー吸収量

図-12に衝撃载荷におけるエネルギー吸収量と载荷点変位との関係を、静的载荷の仕事量と载荷点変位に対応させて示した。衝撃载荷では衝撃波の立ち上がりの影響を受けるために、小さい変位でのエネルギー吸収量が大きくなる傾向にあり、また、衝撃载荷では静的载荷より最大荷重が大きくなっているため、静的载荷に比べてエネルギー吸収量が増大している。しかし、衝撃载荷におけるI-1とI-2との同一変位でのエネルギー吸収量には差が小さく、ここでも方杖の破壊過程による違いはほとんど影響が無いことが推定できる。

写真-8および写真-9に衝撃载荷後のI-1のA断面ウェブおよびB断面フランジを示した。写真より、圧縮側鉄筋は完全に座屈しているが、CFSTは鉄筋に比べて損傷の度合いが小さく、変形能に寄与したものと考えられる。しかし、写真-10に示すように、载荷点から約800mm間隔を置いた位置でもCFSTに生じた座屈を確認した。これは、CFSTの外側コンクリートとの付着切れによるものと考えられる。当供試体は実構造物の1/2スケールモデルであり、CFSTのコンクリート被りが小さく、また、孔の大きさが小さいことにも原因があると思われるが、実構造物においては十分な付着力が確保されることを、確認しておく必要がある。

また、1/2スケールモデルである当供試体の原形は道路橋示方書に基づき許容応力度法で試設計した実構造物であるが、落石対策便覧に示された振動便覧の推定式を

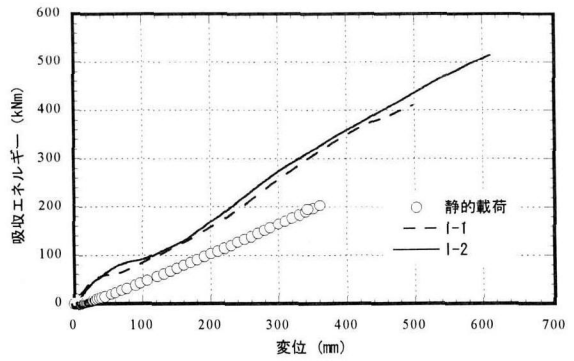


図-12 エネルギー吸収量-変位関係

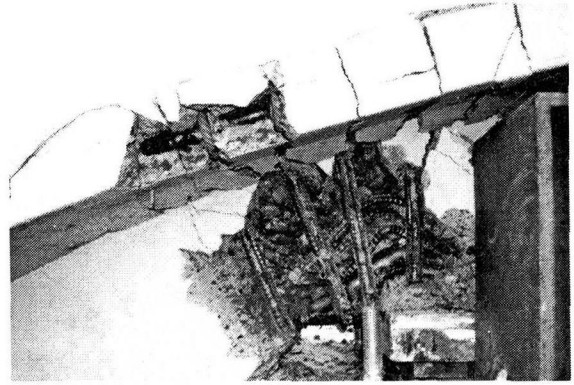


写真-8 A断面実験結果 (I-1)

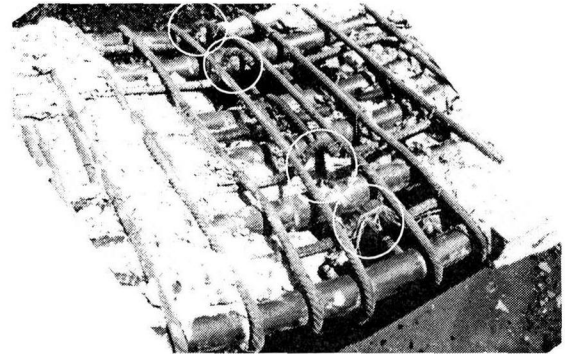


写真-9 B断面実験結果 (I-1)

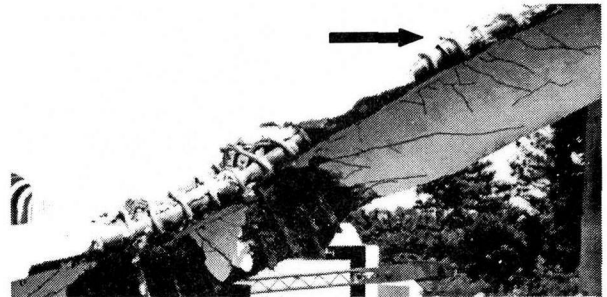


写真-10 载荷点以外のCFST座屈

用い、重量2kNの落石が15mの高さから落下し、90cmの緩衝砂を介して構造物に270kNの衝撃力が生じる荷重条件より設計されている⁶⁾。当供試体を相似則に基づき評価することや、実際の落石覆工として検討することには

限界があるものと考えられるが、一般に許容応力度法による設計では、構造物の持つ破壊に対する安全率が大きい傾向があり、構造物供用期間中に経験する可能性の少ない、極めて大きな落石に対しては終局限界状態により設計を行うことが合理的であると考えられる。当供試体は、少なくとも静的載荷における主桁のみの仕事量 200kNm に見合うエネルギー吸収が期待できると考えられることより、2段階設計が可能であれば、このように変形能に優れた構造物は非常に有効であることを示唆していると考えられる。

4. 結論

本研究は、塑性変形能を向上させるために曲げに対する圧縮側の補強材として、鉄筋に代えて CFST を配した鋼管コンクリート複合 PC ばりを主桁に用い、方杖を有する片持型落石覆工の変形能および全体構造の挙動の確認に関するものである。実験は実構造物の 1/2 スケールモデルを用い、静的載荷あるいは衝撃載荷による曲げ実験を行ったが、その結果、以下のようなことが分った。

- (1) 静的載荷において、反力の大きさや、2つの塑性ヒンジの形成およびその過程など、構造物全体がほぼ予想された挙動を示し、境界条件などを満たしていることが確認された。
- (2) 圧縮側補強材としての CFST は、終局状態での鉄筋の座屈に比べて比較的健全であったことから、はりの変形能向上に寄与していると考えられる。
- (3) 静的載荷での終局状態は方杖・主桁接合部でのせん断破壊によるものであったが、これは塑性ヒンジが終局回転角に達し、最大曲げ耐力の低下と同時に、急激に方杖に作用する軸力が増加したことによると考えられる。
- (4) 単純ばりの実験で得られた荷重-変位関係と、構造系の終局変位は塑性ヒンジの一つが終局回転角に達する時点であるとした弾塑性モデルを用いて、構造系での荷重-変位を推定することと、構造物のエネルギー吸収量を予測することについての可能性が示された。
- (5) 衝撃載荷においても、構造物全体の挙動は、静的載荷とほぼ同じであると考えられ、主桁のせん断破壊は生じなかった¹⁴⁾。終局状態も静的載荷と同様に方杖接合部のせん断あるいは方杖の圧潰であったが、主桁は静的載荷同様、2つの塑性ヒンジが単純ばりでの終局回転角に達しており、最大曲げ耐力の維持できる範囲までは十分変形していることが確認された。
- (6) 静的載荷に比べて衝撃載荷の方が最大耐力において高い数値を示した。また、重錘衝突直後に生じる衝撃波の立ち上がりの影響を受けて、エネルギー吸収量は静的載荷に比べて大きくなった。

- (7) この片持型落石覆工はエネルギー吸収量に基づく2段階設計が可能であれば、その優れた変形性能を生かすことのできる構造物と考えられる。
- (8) 単純ばりの荷重-変位関係を解析的に求めることは比較的容易であり¹²⁾、構造物のエネルギー吸収量を推定することが可能であると考えられる。

参考文献

- 1) 岸徳光, 竹本伸一, 三上浩, 今野久志: T 型 PRC 梁の静的・衝撃耐荷性状に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1827 - 1838, 1998.
- 2) 塩見昌紀, 前川幸次, 吉田博: 片持型落石覆工を想定した鋼管コンクリート複合 T 形ばりの変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 1843 - 1851, 2000.
- 3) 前川幸次, 吉田博, 塩見昌紀: 鋼管・コンクリート複合はりの静的および衝撃載荷実験, 構造工学論文集, Vol. 43A, pp. 1481 - 1488, 1997.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 平成 8 年 12 月.
- 5) 土木学会: ロックシェッドの対衝撃設計, 構造工学シリーズ 8, 1998.
- 6) 日本道路協会: 落石対策便覧, 平成 12 年 6 月.
- 7) 吉田博, 榎谷浩, 右城猛, 柴田健次: 落石覆工の設計の現状と合理的設計へのアプローチ, 土木学会論文集, 第 421 号, pp. 213 - 222, 1990.
- 8) 土木学会: 構造物の衝撃挙動と設計法, 構造工学シリーズ 6, 1993.
- 9) 塩見昌紀, 前川幸次, 吉田博, 洲上正浩: 有孔鋼管・コンクリート複合はりの載荷実験と実構造物への応用, 第 4 回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム論文集, pp. 153 - 158, 1998.
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 III コンクリート橋編, 平成 8 年 12 月.
- 11) 塩見昌紀, 前川幸次, 坂井知朗, 井原朋美: 鋼管とコンクリートの付着せん断強度, 第 4 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp. 117 - 120, 1999.
- 12) 圓林栄喜, 小林一隆, 香月智, 石川信隆: 高速載荷時の円形スパイラル筋で補強した PC はりの弾塑性挙動に関する一考察, 構造工学論文集, Vol. 42A, pp. 1235 - 1246, 1996.
- 13) 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.
- 14) 岸徳光, 三上浩, 安藤智啓: せん断破壊型 RC 梁の耐衝撃性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 45A, pp. 1689 - 1699, 1999.

(2000 年 9 月 14 日受付)