

コンクリート充填鋼管連続ばりの載荷実験とロックシェッド設計への応用

EXPERIMENTS ON CONTINUOUS TUBULAR STEEL BEAMS FILLED WITH CONCRETE
AND APPLICATION TO THE DESIGN OF ROCK-SHED

上村 浩茂*, 前川 幸次**, 中村 昭英***, 吉田 博****

Hiroshige KAMIMURA, Koji MAEGAWA, Akiei NAKAMURA and Hiroshi YOSHIDA

*日本サミコン(株) (〒950- 新潟市弁天橋通1丁目)

**工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科 (〒920- 金沢市小立野2丁目)

***石川工業高等専門学校 (〒929-03 石川県津幡町北中条)

****工博 (株)エイ・シー・デイ (〒939-13 砺波市太郎丸3903)

Experiments of simply supported continuous tubular steel beams filled with concrete and reinforced by unbonded PC bars and hollow tubular steel beam were carried out under static loading. The ultimate strength, ductility and energy absorption capacity were compared among them. It is confirmed from the tests that tubular steel beams filled with concrete and reinforced by PC bars have excellent strength and energy absorption capacity compared with hollow beams. Also, the ultimate strength of a continuous beam can be estimated from that of a simply supported beam. Using the results, a design method of a reverse L-type rock-shed was proposed under the energy criterion based on the simple plastic theory.

Key Words : ductility , energy absorption , continuous beam , rock-shed

1. はじめに

コンクリート充填鋼管は鋼管とコンクリートの合成効果により部材剛性が向上し、鋼管の局部座屈やコンクリートの圧潰を防ぐことにより部材の靱性が向上し、エネルギー吸収能が高くなることが知られている。

過去にコンクリート充填鋼管を落石防護柵の支柱に使用することを目的として、コンクリート充填鋼管単純ばりの静的および重錘衝撃実験が行われている。この実験の結果、コンクリート充填鋼管ばりの引張り側に適量のアンボンド PC 鋼棒を配置しその両端を定着したものが耐荷力、エネルギー吸収能に優れていることが確認されている¹⁾。

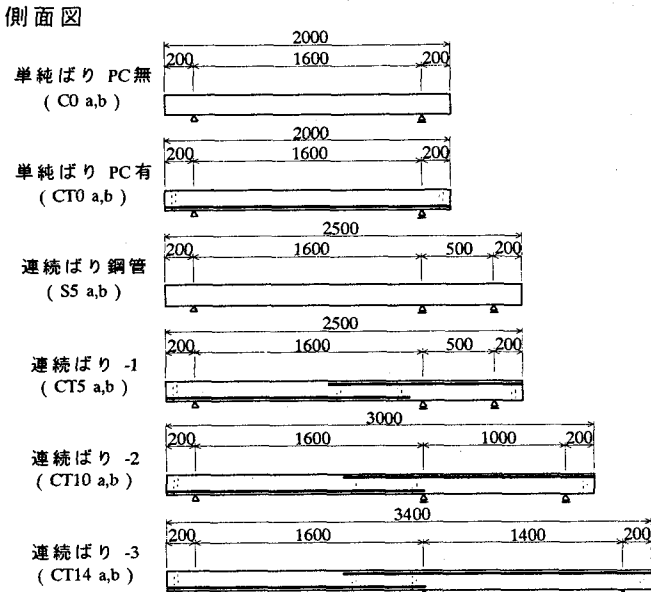
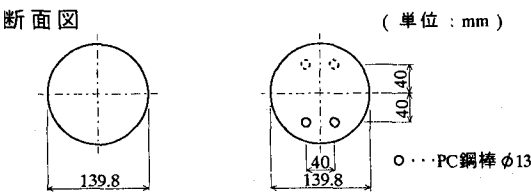
一方、現在のロックシェッドの設計は、落石の衝撃力を静的な力に置き換えて、許容応力度設計法によって設計されている²⁾。しかし、落石の発生は不規則性の強いものであり、ロックシェッドに作用する落石による衝撃力は、多くの因子に影響され、その変動が大きく、正確に推定することは極めて困難である。

近年、ロックシェッドの設計方法として使用限界状態に対する弾性理論に基づく許容応力度法とともに、荷重

の特性を反映した塑性理論に基づいた終局状態設計法との2段階設計の方が合理的である³⁾とされている。すなわち、ロックシェッドの耐用期間中に、比較的しばしば発生する落石規模に対しては、許容応力度法による使用限界状態の検討を行い、まれに生じるような大きい落石規模に対しては、終局状態に対する安全性の照査を行なう設計法である。ロックシェッドの使用限界状態としては、正常な使用ができなくなったり、耐久性を損なうような状態とし、終局限界状態については生存空間の確保が可能な状態とすればよく、終局限界状態では耐力の減少がなければ大きな変形が許容される。

また、落石荷重の推定の困難さは、前述のとおり自然現象に起因するもののほかに、落石を受ける構造物の挙動にも影響される。すなわち、落石がたわみ性の大きい構造物に落下した場合と、剛性の大きい構造物に落下した場合では、発生する衝撃力と構造物の挙動に大きな差異が考えられる。このようなことから、荷重に基づく設計法は合理性を欠く可能性があり、エネルギー的観点からの設計法が合理的であるとされてきた^{4, 5)}。

そこで、前述のコンクリート充填鋼管をロックシェッド部材として用いるならば、エネルギー吸収能に優れた



※ () 内は供試体名。

図-1 供試体形状図

ロックシェッドの設計が可能と考えられる。

本研究は、逆L型式ロックシェッドのはりおよび柱部材としてコンクリート充填鋼管を使用することを主目的に、1部材で正および負の曲げモーメントを生じさせる2径間連続ばりにおいて载荷実験を行い基本性状を確認した。また、その変形能を解析するとともに、高靱性部材であるコンクリート充填鋼管を用いたロックシェッドの設計を試み、このような部材で構成されたロックシェッドの終局挙動の推定法を示し、大きい落石荷重に対応が可能なロックシェッドの合理的な設計法について述べる。

2. 実験の概要

2.1 供試体

供試体は単純ばり2種類、連続ばり4種類の計6種類をそれぞれ2本ずつ製作した。図-1に形状寸法を、表-1および表-2に供試体の仕様を示す。

供試体には $\phi 139.8 \times 4.5$ (STK400)の鋼管にアンボンドPC鋼棒 $\phi 13$ (C種1号)を配置し、プレミックスタイプのコンクリートを充填した。また、PC鋼棒は図-1に示すように部材の引張り側に配置し、両端はプレートとナットを用いて定着しているものの、PC鋼棒には緊張力を与えていない。

表-3に鋼管およびPC鋼棒の物理的性質を示す。ま

表-1 単純ばりの仕様

仕 様	コンクリートのみを充填した鋼管	PC鋼棒を配置したコンクリート充填鋼管
供試体名	C0a C0b	CT0a CT0b
载荷支間 (mm)	1600	1600

表-2 連続ばりの仕様

仕 様	鋼管のみ	PC鋼棒を配置したコンクリート充填鋼管		
供試体名	S5a S5b	CT5a CT5b	CT10a CT10b	CT14a CT14b
载荷支間 (mm)	1600	1600	1600	1600
側 支 間 (mm)	500	500	1000	1400

表-3 鋼管およびPC鋼棒の物理的性質(試験成績表)

品 名 ・ 寸 法	降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	伸び (%)
鋼 管 : $\phi 139.8 \times 4.5$ (STK400)	326	413	39
PC鋼棒 : SBPR1080/1230 $\phi 13$ (C種1号)	1386	1454	12

表-4 コンクリートの圧縮強度とヤング係数

回数 (回)	1	2	3	4	5	6	平均
圧縮強度 (N/mm^2)	54.4	49.0	50.8	45.2	45.1	48.1	48.8
ヤング係数 (kN/mm^2)	24.9	24.1	24.8	25.7	25.9	25.1	25.1

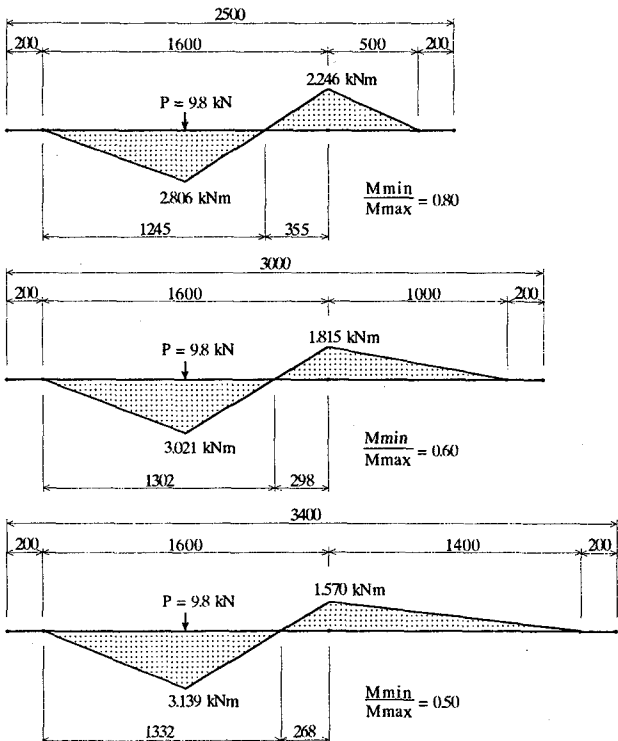


図-2 単位荷重载荷時の弾性曲げモーメント図

た、供試体製作時にはテストピースを採取し、実験日ごとに圧縮強度試験を行った。表-4は実験時のコンクリートの圧縮強度とヤング係数を示したものであり、実験時のコンクリートの圧縮強度は平均 48.8N/mm^2 であった。

連続ばりの載荷実験では、載荷荷重によって生じる正の曲げモーメントと負の曲げモーメントの割合が異なる場合の部材性状の相違を確認するため、また、載荷点で第1の塑性ヒンジが発生してから中間支点上に第2の塑性ヒンジが発生するまでの、第1の塑性ヒンジの回転容量の影響を確認するために、図-2に示すように載荷支間長を一定にし、側支間長を3種類に変化させて実験を行った。

また、連続ばりでは曲げモーメントの正負が逆になる位置を中心に図-1に示すように片側20cmずつ、計40cmの区間において供試体の上下に配置したPC鋼棒が重複する構造とした。表-5は各供試体の使用PC鋼棒長を示したものである。

2.2 実験装置

実験装置の概要を図-3に示す。載荷支間の支点間距離は160cmとし、荷重は載荷装置(島津サーボハンダー4880形)を用いて支間中央に作用させ、載荷部には幅5cmの面タッチとなる載荷治具を用いて荷重を載荷した。また、支点は全支点とも供試体の上下を拘束し、回転変位と水平移動が可能な構造である。

載荷荷重は、載荷装置に内蔵されたロードセル(SFL-500kN-S)によって計測し、連続ばりにおける側支点上側にはロードセル(CLC-30A)を設置して負の反力を測定した。載荷点の変位はレーザー式変位計(LB-300)により計測し、連続ばりにおいては載荷点と同様に側支間中央にもレーザー式変位計(LB-300)を設置して変位を測定した。また、支点治具には傾斜計を取り付け、支点回転角を測定した。PC鋼棒や鋼管の要所には、ひずみゲージ(KFG-5)を部材軸方向に貼り付け、ひずみも測定した。

実験に使用した載荷装置のストローク限界は100mmであることから、実験時にはストローク限界に達するたびに除荷し、載荷装置を再セットした後載荷を再開した。

3. 実験結果

3.1 荷重-変位関係

図-4は各供試体の荷重-載荷点変位関係を示したものであり、同じ仕様の2本の供試体a,bは、最大変位にばらつきがあるが、ほぼ同様の荷重-変位関係を示す。単純ばりの載荷実験では、アンボンドPC鋼棒のないC0に比べてアンボンドPC鋼棒を配置したCT0が最大荷重、変形能ともに1.5倍程度向上し、PC鋼棒がはりの耐荷力および変形能向上に有効であることがわかる。これは、荷重載荷によりPC鋼棒が曲げ引張力に抵抗するため、中立軸の上昇を抑制し、鋼管の損傷を起りにくくして

表-5 各供試体のPC鋼棒長 (単位:m)

供試体名	CT0a,b	CT5a,b	CT10a,b	CT14a,b
載荷支間	2.05	1.71	1.81	1.81
側支間	—	1.36	1.76	2.16

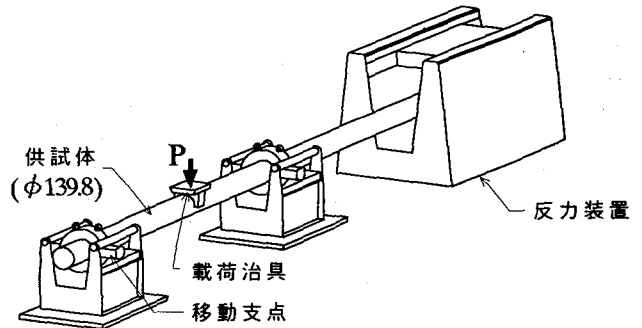


図-3 実験装置

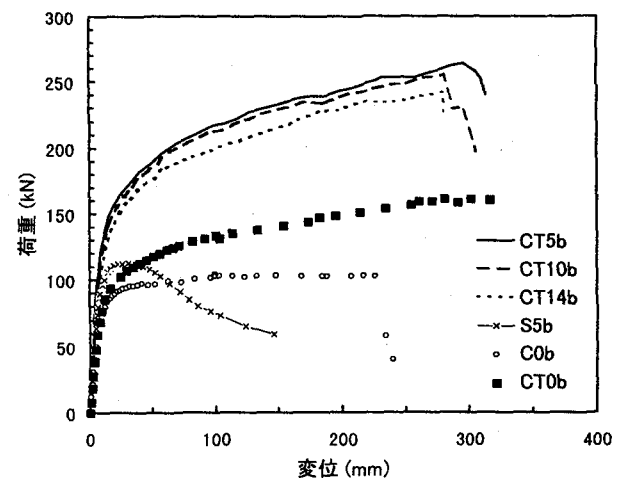
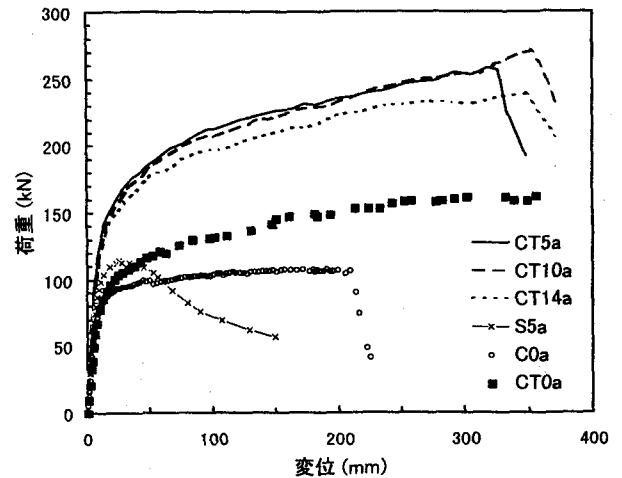


図-4 荷重-載荷点変位関係

いるためである。

連続ばりでは側支間長が短くなるほど最大荷重は大きくなるがその差は小さく、側支間長の短いCT5と側支間

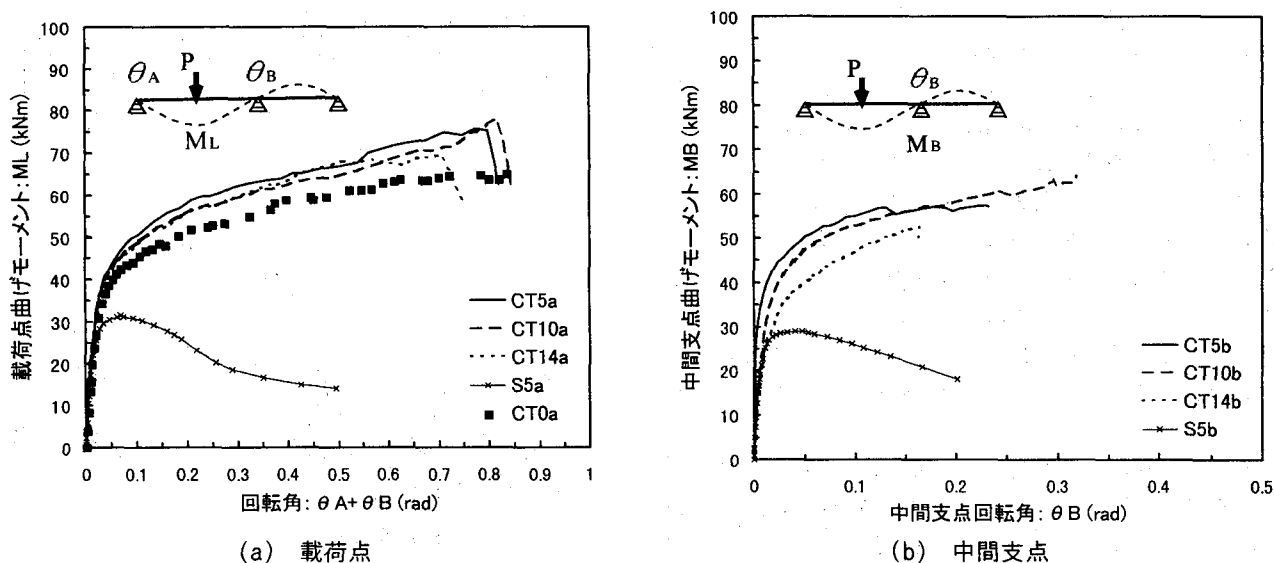


図-5 曲げモーメント-回転角関係

表-6 靱性率とエネルギー吸収能

供試体名	P _y (kN)	δ _y (mm)	P _u (kN)	M _L (kNm)	M _B (kNm)	δ _c (mm)	δ _c /δ _y	E (kNm)	破壊形態
C0 a	42.7	3.8	106.8	42.7	-----	210.6	55	22.0	鋼管破断
C0 b	49.6	5.1	102.9	41.2	-----	227.3	44	23.0	鋼管破断
CT 0 a	45.5	4.4	160.7	64.3	-----	315.9	72	43.2	-----
CT 0 b	49.4	5.1	161.7	64.7	-----	355.4	70	49.6	-----
S5 a	68.6	5.7	113.7	31.4	- 28.9	46.4	8	12.4	局部変形
S5 b	73.4	6.0	112.7	31.1	- 28.9	50.1	8	12.5	局部変形
CT 5 a	70.6	3.8	262.6	76.9	- 57.6	312.0	82	72.8	PC破断
CT 5 b	78.3	4.3	257.7	75.7	- 56.8	328.7	76	75.8	鋼管破断
CT10 a	78.4	5.8	270.5	71.0	- 63.7	359.9	62	82.0	鋼管破断
CT10 b	76.3	5.0	253.8	78.0	- 61.3	284.7	57	66.5	PC破断
CT14 a	81.2	5.6	238.1	70.3	- 52.5	356.5	64	80.8	鋼管破断
CT14 b	71.6	5.2	240.1	69.3	- 52.0	280.7	54	64.7	-----

長の長いCT14との最大荷重の差は10%程度である。また、変形能については、供試体のタイプによる相違は確認されず、側支間長の影響は小さい。これは、載荷点で塑性ヒンジが生成され、載荷支間内で機構を形成するためである。また、載荷支間内で機構が形成されるため、モーメントの再分配の影響は極めて小さい。

一方、単純ばりCT0と連続ばりCT5,CT10,CT14を比べると、変形能は単純ばりが若干上回るものの、最大荷重は連続ばりが単純ばりの1.5倍を記録した。

鋼管のみのS5は、載荷点付近の局部変形により耐荷力、変形能ともに劣っている。PC鋼棒を配置しコンクリートを充填することにより、耐荷力、変形能に優れた部材となることがわかる。

3.2 曲げモーメント-回転角関係

曲げモーメント-回転角関係を図-5に示す。載荷点および中間支点の曲げモーメントは載荷荷重と側支間の反力から算出した。部材の回転角($\theta_A + \theta_B$)は、塑性ヒ

ンジの回転容量の指標になるものであり、図-5に示すように、PC鋼棒を配置したコンクリート充填鋼管ばりの載荷点での回転角は0.7rad(40°)以上を記録し、十分な回転容量を有することがわかる。

載荷点の最大曲げモーメントは、PC鋼棒を配置した供試体では差がなく、連続ばりと単純ばりの差は、最大15%程度である。また、図-5の載荷点と中間支点の曲げモーメントを比べると、中間支点の抵抗モーメントは載荷点に比べ劣っているように見えるが、これは載荷点付近での局部座屈に伴う引張りずみの増加により、中間支点到十分な抵抗モーメントが発生する前に鋼管やPC鋼棒が破断したためである。

本実験結果より、コンクリート充填鋼管にPC鋼棒を適切に配置すれば、正および負の曲げモーメントを受ける部材に対しても、十分な耐力と変形能を有していることが明らかになった。また、一般的に回転容量は断面寸法に影響されるが、本供試体のように鋼管の破断あるいはPC鋼棒の破断によって変形能が決まる部材では、単

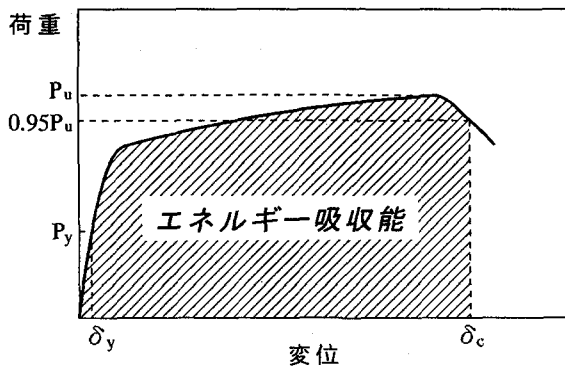


図-6 靱性率とエネルギー吸収能の定義

純塑性解析を適用するに十分な変形能を有することは明らかである。

3.3 靱性率およびエネルギー吸収能

靱性率およびエネルギー吸収能を表-6に示す。靱性率は図-6に示すように、降伏荷重 P_y 時のたわみ δ_y と最大荷重 P_u の95%荷重時のたわみ δ_c の比、 δ_c/δ_y で表すことにする⁶⁾。降伏荷重は図-7に示すように、鋼管の下縁のひずみが表-3の降伏点に達したとき、すなわち、ひずみが1590 μ に達したときの荷重強度であり、その時の変位を降伏点変位とした。

また、エネルギー吸収能 E は図-6に示す荷重-変位曲線の δ_c までを積分した値、すなわち、図-6に示される斜線部分の面積とした。

表-6において、鋼管のみのS5とアンボンドPC鋼棒を配置したコンクリート充填鋼管のCT5を比べると、鋼管にPC鋼棒を配置しコンクリートを充填することにより、靱性率で10倍、エネルギー吸収能で6倍程度、部材性能が向上する。また、連続ばりのCT5, CT10, CT14を比べると、靱性率、エネルギー吸収能ともに側支間長の相違による差は確認されない。

一方、単純ばりのCT0と連続ばりのCT5, CT10, CT14を比べると、靱性率の向上はないものの、連続ばりのエネルギー吸収能は単純ばりに比べ1.5倍程度向上する。

したがって、ロックシェッドのように大きな落石エネルギーを受ける構造物にこの部材を用いる場合、単純ばりより2径間連続ばりのような1次不静定ばりとした方が有効であり、このような構造にした場合のエネルギー吸収能は、荷重載荷により発生する正と負の弾性曲げモーメントの比率には影響されず、単純塑性理論が適用されることを示している。

4. 耐力力および変形能

4.1 変形能解析

アンボンドPC鋼棒で補強されたコンクリート充填鋼管ばりの挙動は、コンクリートのクラックや圧潰、鋼管の局部屈曲やPC鋼棒の破断などの複雑な要素を含んで

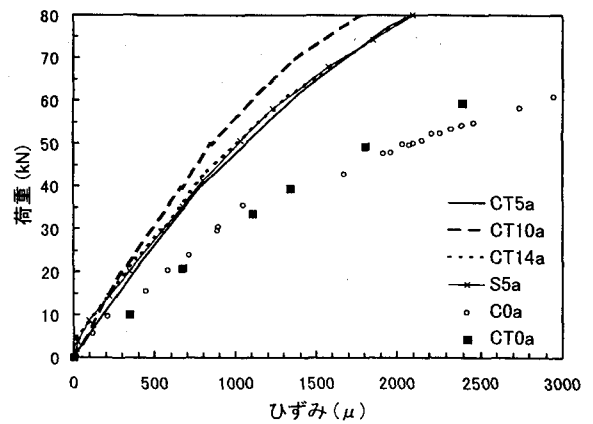


図-7 荷重-ひずみ(載荷点鋼管下縁)関係

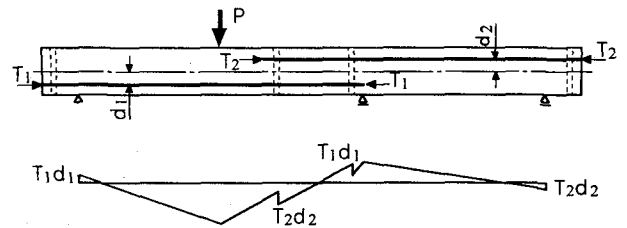


図-8 連続ばりの曲げモーメント図

おり、それらを考慮して変形能を精度よく求めることは困難である。

文献7)では、アンボンドPC鋼棒で補強されたコンクリート充填鋼管単純ばりの変形能解析に、曲げにより発生するアンボンドPC鋼棒の張力を不静定力とした繰返し計算を含む断面分割法と、モールの定理を用いた弾塑性挙動解析法を適用している。そこで、文献7)の解析手法を連続ばりに拡張して解析を行った。解析の概要は以下の通りである。

(1) 断面分割法とモールの定理

解析方法は、以下の2つの条件を仮定する。

- ①コンクリートと鋼管は完全に付着していて平面保持の法則が成り立つ。
- ②アンボンドPC鋼棒のひずみは全長にわたって一定で、鋼棒位置における部材方向のコンクリートのひずみの積分値を鋼棒長さで除したものに等しい。

アンボンドPC鋼棒を配置したコンクリート充填鋼管は、はりの曲げ変形に伴ってPC鋼棒に張力が発生する。したがって、図-8のようにアンボンドPC鋼材に作用する軸力 T_i と偏心量 d_i による付加曲げモーメントの影響を考慮する必要がある。この付加断面力を不静定力とした収束計算が必要である。すなわち、仮定された軸力の下でのコンクリート充填鋼管断面の曲げモーメント-曲率関係を断面分割法で求めてモールの定理による変形解析に使い、仮定した軸力が計算した軸力に一致するまで計算を繰り返す。さらに、連続ばりへの適用に当たっては、さらに不静定反力が増加するので、この不静定反

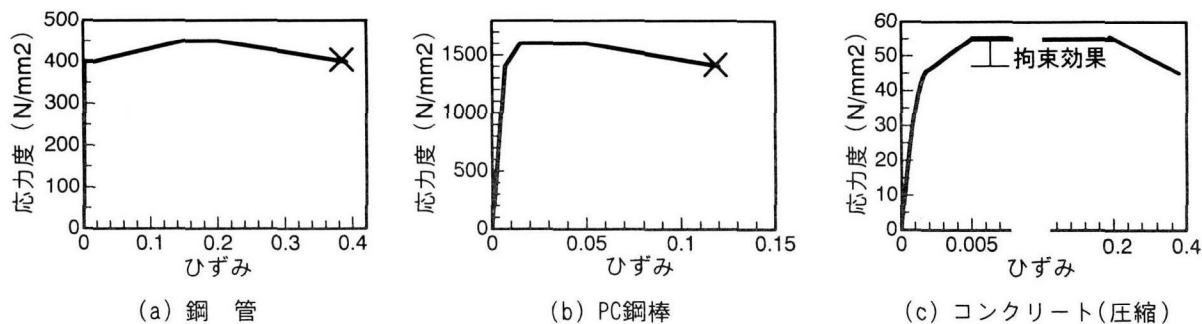


図-9 解析に用いた応力-ひずみ関係

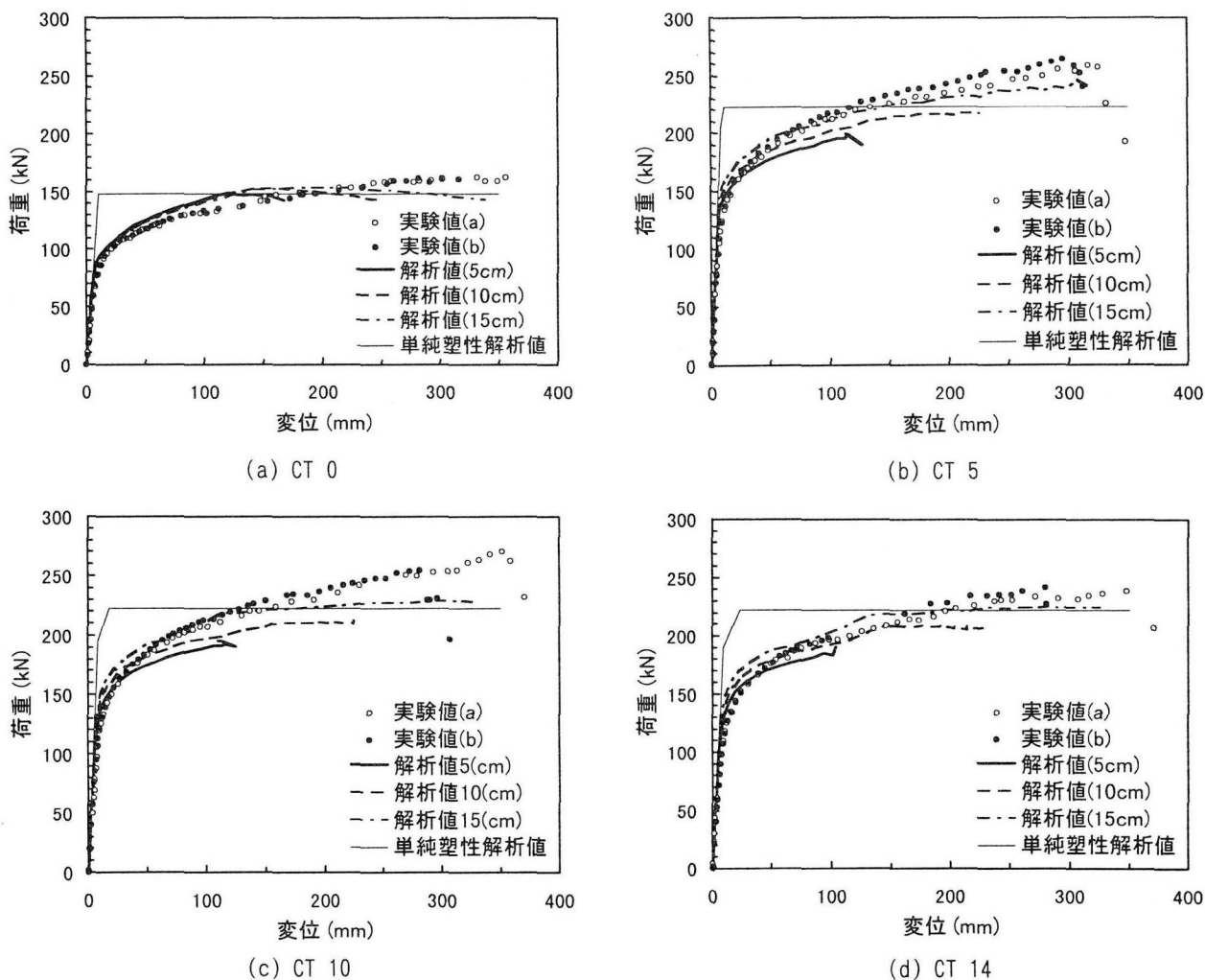


図-10 荷重-載荷点変位関係(解析値)

力を確定するための収束計算を行う必要がある。

(2) 応力-ひずみモデル

図-9は解析に用いた材料モデルを示している^{8,9,10)}。鋼管とPC鋼棒については、引張強度に至るまでは材料試験結果に基づいているが、破断強度として降伏点応力度を採用し、破断ひずみには標点間伸びを用いてモデル化した。そして、鋼管の引張側最大ひずみが破断ひずみに達したときを、はりの終局状態とする。コンクリートについては、鋼管による拘束効果を考慮して 55N/mm^2 まで強度上昇が期待できるものとし、引張強度は 5N/mm^2

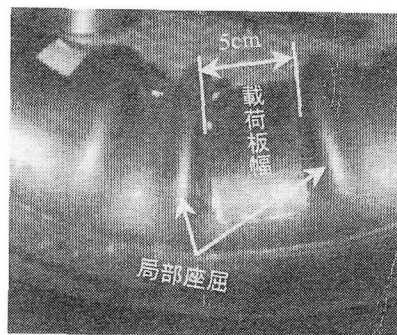


図-11 局部座屈状況

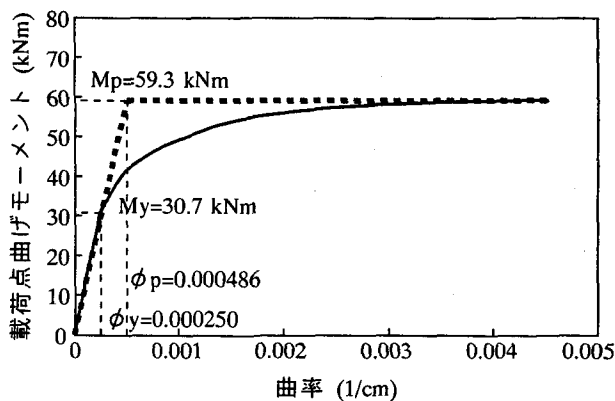


図-1 2 単純塑性解析に用いた曲げモーメントー曲率関係

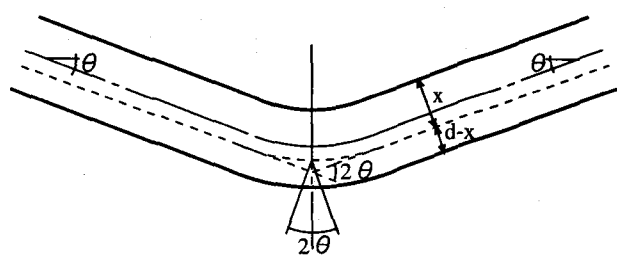


図-1 3 塑性ヒンジの回転角

表-7 塑性ヒンジ長

供試体名	δu (cm)	δp (cm)	θ (rad.)	2θ (rad.)	$\Delta l = 2\theta (d-x)$ (cm)	$l = \Delta l / \epsilon u$ (cm)
CT 0 a	35.5	1.07	0.4064	0.8128	5.31	13.61
CT 0 b	31.4	1.07	0.3624	0.7248	4.73	12.14
CT 5 a	29.2	0.83	0.3408	0.6816	4.45	11.41
CT 5 b	31.5	0.83	0.3661	0.7322	4.78	12.26
CT10 a	27.3	0.88	0.3190	0.6379	4.17	10.68
CT10 b	35.4	0.88	0.4074	0.8147	5.32	13.64
CT14 a	27.8	0.91	0.3243	0.6485	4.23	10.86
CT14 b	35.3	0.91	0.4060	0.8120	5.30	13.60

と仮定した¹⁾。ただし、鋼管に充填されたコンクリートの限界ひずみは明確でないため¹⁾、実験における変形量と整合させるためにコンクリートの限界ひずみや軟化は、拘束効果を与えている鋼管のひずみモデルに対応させた。本供試体のように充填コンクリートの負担する圧縮力が小さい曲げ部材では、このようなモデル化が曲げ強度に与える影響は小さい。

(3) 解析結果

図-1 0はそれぞれの供試体についての、荷重ー載荷点変位関係の実験値と解析値を表している。解析値5cmは、供試体の載荷治具および中間支点治具の幅5cmの領域では曲率が一定であると仮定した場合である。いずれの供試体に対しても、アンボンドPC鋼棒および材料非線形の影響を捉えた解析が可能であることを示している。しかし、解析の終局変位は実験値の30~40%である。これは、実験では図-1 1のように載荷点および中間支点治具の両側に局部座屈が発生するために、回転角が大きくなるのが原因と考えられる。

局部座屈を考慮して、曲率が一定の領域を10cmおよび15cmとした解析結果を図-1 0の破線および一点鎖線で示す。曲率が一定の領域を15cmと仮定した解析結果は実験値とよく一致しており、耐力力および限界変形能の推定が可能であることを示している。

4.2 単純塑性解析

前節で述べた繰り返し計算による荷重ー変位関係の追

跡手法は、不静定次数が増加すると実用的ではない。そこで、単純塑性解析により耐力力と変形能の検討を行う。

アンボンドPC鋼棒で補強されたコンクリート充填鋼管ばりの全塑性モーメントは、PC鋼棒が付着を有すると仮定して断面分割法で得られる全塑性モーメントにほぼ等しいことが示されているので¹⁾、ここでも、PC鋼棒が付着を有するものとして、断面分割法で曲げモーメントー曲率関係を計算した。図-1 2は、供試体断面の曲げモーメントー曲率関係を示している。これより、全塑性モーメント $M_p = 59.3 \text{ kNm}$ を得る。また、このときの中立軸の圧縮縁からの距離は $x = 7.45 \text{ cm}$ である。

この全塑性モーメントを用い、単純塑性解析より得られる単純ばり供試体CT0および連続ばり供試体CT5, CT10, CT14の耐力力(塑性崩壊荷重)は、それぞれ、148.2kNおよび222.4kNである。図-1 0の細い実線は、単純塑性解析より得られた荷重ー載荷点変位関係を示している。これより、たわみの小さい範囲では荷重を過大に評価しているが、これは単純塑性解析では、曲げモーメントー曲率関係を、図-1 2の破線で示すようにバイリニア型の曲線に仮定していることによるものである。しかし、終局荷重は塑性崩壊荷重で十分に評価が可能である。載荷点における曲げモーメントが全塑性モーメントに到達後の塑性ヒンジの回転角は、図-1 3より 2θ で与えられる。鋼材が破断した終局時の最大たわみを δu 、載荷点が全塑性モーメントに達した時のたわみを δp とすると、回転角 θ は、

$$\theta = \frac{\delta u - \delta p}{L/2} \tag{1}$$

より得られる．ここに， L は荷重支間長である．

これより，荷重点の引張縁の鋼材の伸びは図－13より，

$$\Delta l = 2\theta (d - x) \tag{2}$$

となる．終局時に鋼材が破断ひずみ $\epsilon u = 0.39$ に達するものとする，塑性ヒンジ長は，

$$l = \Delta l / \epsilon u \tag{3}$$

で与えられる．表－7は各供試体に対してこれらの関係をまとめたものである．機構形成後の塑性ヒンジの回転角 2θ は図－5(a)に示す荷重点の回転角の限界値にほぼ一致しており，弾性変形により生じる荷重点の回転角は微小である．また，塑性ヒンジ長は変形能解析で用いた曲率が様な領域10～15cmの中間値を示しており，おおむね部材断面高さに一致している．

5. ロックシェッドの試設計

前章では，アンボンドPC鋼棒で補強されたコンクリート充填鋼管ばりの終局耐力は，断面分割法により求められた全塑性モーメントを用いて単純塑性解析により算出でき，変形能は塑性ヒンジの回転角より算定することが可能であることを示した．

そこで，本章では大きい耐力と変形能を有するアンボンドPC鋼棒で補強されたコンクリート充填鋼管部材を用いた，ロックシェッドの設計を試みる．

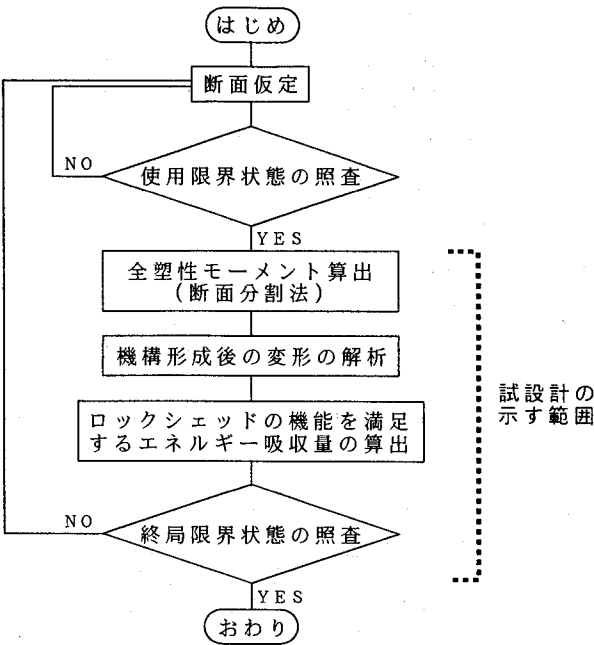
断面照査のフローチャートを図－14に示す．試設計では，塑性ヒンジが生成された後の終局限界状態の照査方法について示す．

5.1 構造および設計条件

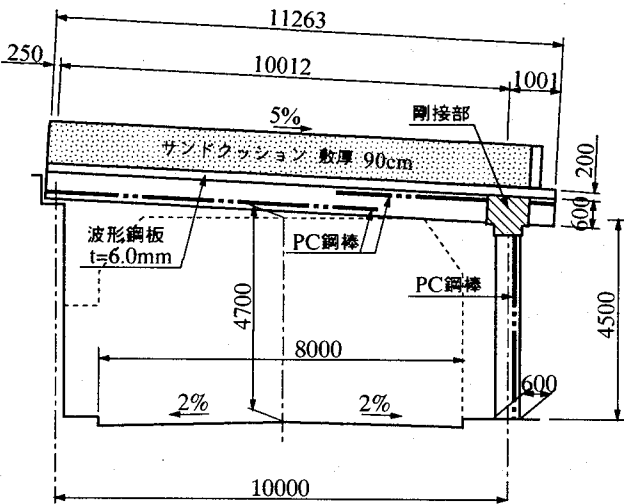
試設計に用いるロックシェッドの構造を図－15に示す．有効幅員8.0m，建築限界高さ4.7m，支間長10.0m，サンドクッション厚90cmの逆L型ロックシェッドを想定する．剛接部では塑性ヒンジの生成や座屈などの不安定現象は発生しないものとする．

設計条件を以下に示す．

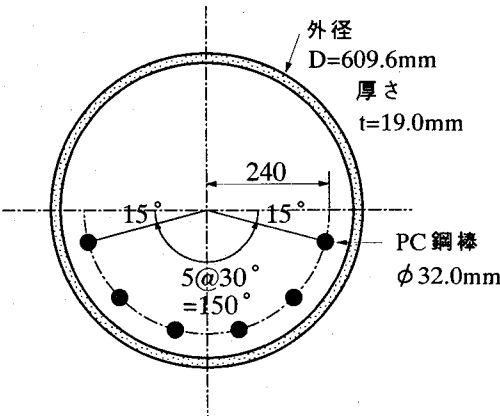
- (1) 死荷重
 - ・コンクリートの単位重量 $\gamma c = 23 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
 - ・鋼管の単位重量 $W_s = 2.7 \text{ (kN/m)}$
($\phi 609.6\text{mm}, t = 19.0\text{mm}$)
- (2) サンドクッション荷重
 - ・敷厚 $h d = 0.90 \text{ (m)}$
 - ・単位重量 $\gamma d = 18 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
- (3) 落石荷重
 - ・落石質量 $W = 5.0 \text{ (t)}$
- (4) その他
 - ・主構間隔 $B = 2.0 \text{ (m)}$



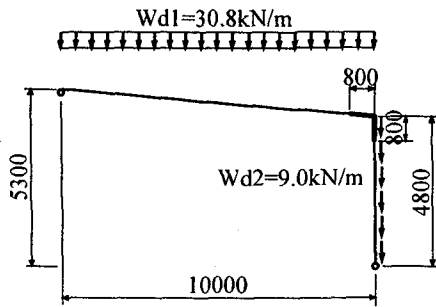
図－14 断面照査のフローチャート



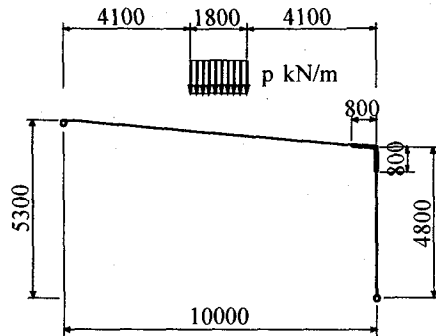
図－15 試設計に用いるロックシェッドの構造



図－16 ロックシェッドの部材断面

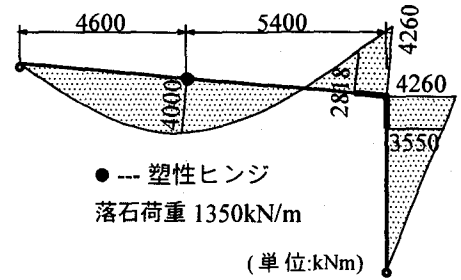


(a) 死荷重

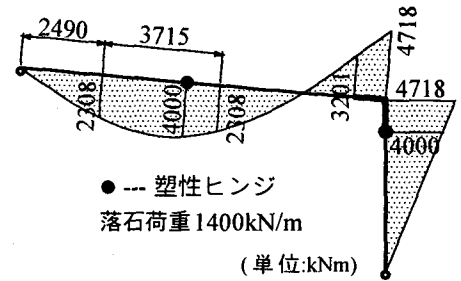


(b) 落石荷重

図-17 荷重図



(a) 第1塑性ヒンジ生成時



(b) 第2塑性ヒンジ生成時

図-18 曲げモーメント図と塑性ヒンジの分布

・屋根勾配

$$i = 0.05 \text{ (rad)} \\ (\text{5\%})$$

5.2 使用材料

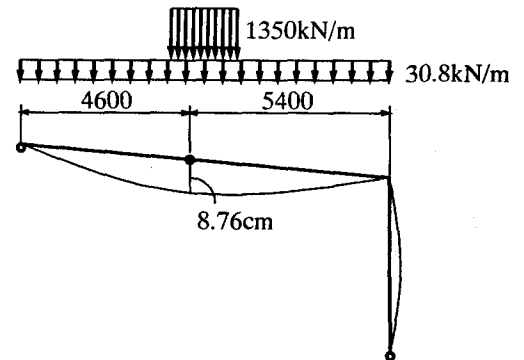
- | | |
|---------------|---------------------------------------|
| (1) 充填コンクリート | $f_c = 49 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ |
| (2) 屋根コンクリート | $f_{c'} = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ |
| (3) 鋼管 | STK400 |
| (4) アンボンドPC鋼棒 | $\phi 32$ |
| (5) 波形鋼板 | SS400 |

5.3 断面

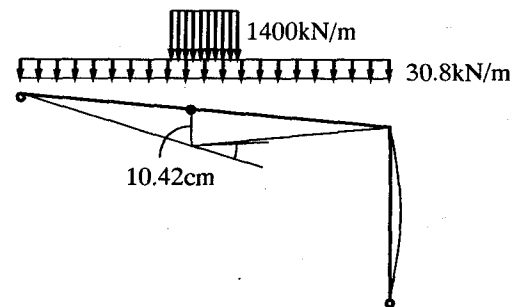
ロックシェッドのはりおよび柱部材は、図-16に示すように $\phi 609.6\text{mm}$ 、 $t=19.0\text{mm}$ の鋼管にアンボンドPC鋼棒 $\phi 32\text{mm}$ を6本配置し、コンクリートを充填したものを使用する。アンボンドPC鋼棒は、部材に引張が発生する側に適切に配置するものとする。断面分割法を用いてこの部材の曲げ耐力を求めると、曲げ耐力 $M_p=4000\text{kNm}$ が得られる。

5.4 破壊解析

解析は単純塑性理論によるものとし、ひずみ速度の影響は無視できるものとして¹²⁾、落石荷重を静荷重に置き換えて計算する。第1の塑性ヒンジははりの支間中央付近に生成されるものとし、第2の塑性ヒンジははりと剛接部の取付け点または柱と剛接部の取付け点のいずれかに生成されるものとする。なお、剛接部は補強されているものとし、不安定現象は発生しないものとする。



(a) 第1塑性ヒンジ生成時



(b) 第2塑性ヒンジ生成時

図-19 変形状態の推移

死荷重および落石荷重の荷重状態を図-17に示す。また、死荷重を一定とし落石荷重を漸増させた場合の曲げモーメント分布および塑性ヒンジ生成位置を図-18

に示す。

解析より、第1の塑性ヒンジははりの支間中央付近で剛接部から5.400mの点で生成され、第2の塑性ヒンジは柱上端で柱と剛接部の取付け点に生成される。

図-19は、第1塑性ヒンジ生成時および第2の塑性ヒンジ生成時の変形状態を示している。第1の塑性ヒンジ生成時の落石荷重は1350kN/mであり、第2の塑性ヒンジ生成時の落石荷重は1400kN/mであった。

5.5 崩壊にともなうエネルギー吸収

解析の対象としているロックシェッドは、はりに第1の塑性ヒンジが生成されたのち、柱に第2の塑性ヒンジが生成されて機構を形成し、その後は荷重の増加なしに、変形のみが増大する。しかし、この変形は塑性ヒンジの許容限界回転容量によって制限される。前述の実験結果から明らかなように、このような部材を用いる限り、許容限界回転容量を特に意識する必要はない。

ロックシェッドの吸収エネルギーの算定には、機構形成前の弾性変形および塑性ヒンジの生成に伴うエネルギー吸収は無視し、機構形成後の塑性変形によるエネルギー吸収のみを考慮することにする。

ロックシェッドが機構を形成し、変形の増加にともなう2つの塑性ヒンジの回転角の間の関係は、図-20に示すように、つぎの関係がある。

$$\begin{aligned}\theta_1 &= 0.552 \theta_2 \\ \delta &= 0.540 \theta_1 \cdot l_1\end{aligned}$$

ロックシェッドの限界たわみ量を、建築限界を考慮して $\delta=80\text{cm}$ と仮定すると、第1および第2の塑性ヒンジの回転角は、

$$\begin{aligned}\theta_1 &= \delta / (0.540 l_1) = 0.322 \text{ (rad)} \\ \theta_2 &= 0.552 \theta_1 = 0.178 \text{ (rad)}\end{aligned}$$

となる。

機構形成後の塑性ヒンジの回転によるエネルギー吸収は、

$$\begin{aligned}E_p &= M_p \cdot (\theta_1 + \theta_2) \\ &= 4000 \times (0.322 + 0.178) \\ &= 2000 \text{ (kNm)}\end{aligned}$$

死荷重による仕事量は、

$$E_d = 125 \text{ (kNm)}$$

また、ロックシェッドが吸収する全エネルギーは、

$$\begin{aligned}E_0 &= E_p - E_d \\ &= 2000 - 125 \\ &= 1875 \text{ (kNm)}\end{aligned}$$

となる。

5.6 サンドクッションの吸収エネルギー

これまでに行なわれた落石実験によれば、あるサンドクッション厚とそれに見合う落石に対しては、落石重量に関係なくほぼ一定のエネルギーをサンドクッションが吸収するとされている¹³⁾。

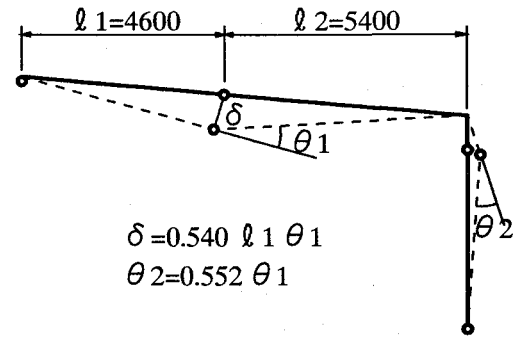


図-20 機構形成後の塑性ヒンジ回転角

本ロックシェッドでは、サンドクッションによって約245kNmのエネルギーを吸収するものとする。

5.7 全吸収エネルギー

許容される塑性変形にともなうロックシェッドの吸収エネルギーとサンドクッションが吸収できるエネルギーの和が、終局限界状態での吸収エネルギーと考えられる。

$$\begin{aligned}E &= E_0 + E \\ &= 1875 + 245 \\ &= 2120 \text{ (kNm)}\end{aligned}$$

質量 $W=5.0\text{t}$ (重量49kN)の落石を想定すると、

$$\begin{aligned}H &= \frac{2120}{49} \\ &= 43 \text{ (m)}\end{aligned}$$

となる。すなわち、落石質量が5.0tの場合、終局限界状態に達する落下高さは43mと推定できる。

6. あとがき

本実験によりアンボンドPC鋼棒で補強されたコンクリート充填鋼管ばりを、2径間連続ばりのように1次不静定ばりとして用いれば、終局耐荷力およびエネルギー吸収能に優れる部材となることが確認された。また、この部材は十分な変形能を有しており、解析方法には未解決の課題はあるが、単純塑性解析の適用が可能であることが明らかとなった。

このような高靱性部材を使用したロックシェッドの設計を、エネルギー基準による限界状態設計法を用いて試みた。このようなロックシェッドは、大きなエネルギー吸収能を有していることから、今後、大きな落石に対応できる落石対策工の一つとして期待できる。

謝 辞

実験にあたり多大な協力をいただいた、金森藤平商事(株)南和夫氏に謝意を表する。

参考文献

- 1) 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年4月.
- 2) 日本道路協会: 落石対策便覧, 昭和58年7月.
- 3) 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年9月.
- 4) 園田佳巨, 佐藤紘志, 石川信隆: エネルギー基準に
よる落石覆工のサンドクッション厚の算定法に関す
る一考察, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.1617-1625,
1991年3月.
- 5) 園田恵一郎: 落石覆工の設計法についての一提案,
構造工学論文集, Vol.39A, pp.1563-1572, 1993年3
月.
- 6) 吉野茂, 渡辺朋之, 今村輝武, 松井千秋: 充填形鋼
管コンクリート柱の変形性能の評価式, 鋼構造論文
集, 第1巻第2号, pp.67-80, 1994年6月.
- 7) 前川幸次, 西田進: コンクリート充填鋼管はりの曲
げ耐荷力と変形能解析, 鋼構造年次論文報告集, 第
4巻, pp.377-384, 1996年11月.
- 8) 住友金属工業(株): TMCP鋼大型鋼管の試作結果,
高性能鋼管構造小委員会資料, 1993
- 9) 住友金属工業(株): 低降伏比50キロ鋼大型鋼管の試
作結果, 高性能鋼管構造小委員会資料, 1993
- 10) 日本鋼構造協会: 塑性加工を受けた鋼材の機械的性
質・STK41の引張りならびに圧縮に対する機械的性
質, 昭和45年3月.
- 11) 山田尚之, 葛西昭, 宇佐美勉: コンクリートを部分
的に充填した鋼製八角形断面柱の最適充填率と変形
能に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.43A,
pp.237-243, 1997年3月.
- 12) 高橋芳彦, 大野友則, 太田俊昭, 日野伸一: 衝撃荷
重を受ける鉄筋コンクリートはりの弾塑性挙動に及
ぼすひずみ速度効果, 構造工学論文集, Vol.37A,
pp.1567-1580, 1991年3月.
- 13) 吉田博, 榎谷浩, 佐藤真, 井原朋美: 落石実験デー
タベースの作成と落石の衝撃力の評価, 構造工学論
文集, Vol.33A, pp.571-583, 1987年3月.

(1997年 9月26日受付)