

耐衝撃性に優れたロックシェットの
設計法に関する共同研究報告書

平成13年 3 月

国土交通省土木研究所構造橋梁部構造研究室
防 衛 大 学 校
社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会

Copyright©(2001) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

建設省は、平成13年1月6日付けで国土交通省に再編

耐衝撃性に優れたロックシェットの 設計法に関する共同研究報告書

国土交通省土木研究所 構造橋梁部 構造研究室長 佐藤 弘史
防衛大学校 土木工学科 教授 石川 信隆
社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会
ロックシェット共同研究委員会委員長 長尾 敏市
(研究代表者)

要 旨

本報告書は、平成9年から平成11年度までの3カ年のロックシェットの設計法に関して防衛大学及びプレストレスト・コンクリート建設業協会と土木研究所の3者により実施された共同研究による成果を報告するものである。P R Cロックシェットの主梁の鋼材量の検討、接合部の検討および落石の作用位置、作用方向、水平変位の有無の影響について検討した。また、エネルギーによる評価を行い、ある程度の精度でロックシェットの耐えうるエネルギーが推定できることがわかった。

キーワード：ロックシェット，衝撃載荷実験，衝撃力，落石，P R C，エネルギー法

研究体制

国土交通省土木研究所

構造橋梁部

構造研究室長

佐藤 弘史

研究員

間瀬 利明

大石 哲也

前構造研究室

二川 英夫

防衛大学校

土木工学科

教授

石川 信隆

助教授

香月 智

研究員

圓林 栄喜

社団法人 プレストレストコ・ンクリート建設業協会

ロックシェッド共同研究委員会委員長

長尾 敏市

前委員長

大神 芳馬

前委員長

白戸 慎一

委員

石垣 省司

委員

原 千里

委員

藤崎 孝雄

委員

山本 昭

幹事長

若林 修

副幹事長

清原 勝司

前副幹事長

平山 邦夫

幹事

猪川 充

幹事

遠藤 晃正

幹事

川口 昭裕

幹事

木村 良輔

幹事

久保 明英

幹事

中村佐智夫

幹事

森 哲哉

前幹事

石谷 満夫

前幹事

宇都宮辰也

前幹事

佐々木 健

前幹事

豊田 哲哉

目 次

1. まえがき	1
2. 静的載荷実験	2
2.1 主梁の静的載荷実験	2
2.1.1 実験の概要	2
(1) 実験装置及び要領	2
(2) 計測項目, 計測方法	2
(3) 実験供試体	4
(4) 実験ケース	5
2.1.2 実験結果	6
2.1.3 まとめ	6
2.2 全体系の静的載荷実験 (接合部構造の影響)	7
2.2.1 実験の概要	7
(1) 実験装置及び要領	7
(2) 計測項目, 計測方法	9
(3) 実験供試体	9
(4) 実験ケース	9
2.2.2 実験結果	12
2.2.3 まとめ	14
2.3 全体系の静的載荷実験 (載荷荷重条件の影響)	15
2.3.1 実験の概要	15
(1) 実験装置及び要領	15
(2) 計測項目, 計測方法	16
(3) 実験供試体	16
(4) 実験ケース	17
2.3.2 実験結果	18
2.3.3 まとめ	20
3. 衝撃載荷実験	21
3.1 主梁の繰り返し衝撃載荷実験	21
3.1.1 実験の概要	21
(1) 破壊の定義	21
(2) 実験装置及び要領	22

(3) 計測項目, 計測方法	23
(4) 実験供試体	23
(5) 実験ケース	23
3. 1. 2 実験結果	24
(1) 破壊状況	24
(2) 重錘衝撃力と落下高の関係	28
(3) 主梁中央変位と落下高の関係	28
(4) 主梁中央残留変位と落下高の関係	29
(5) 耐力及び吸収エネルギーとプレストレッシング度の関係	29
3. 1. 3 まとめ	34
3. 2 主梁の単発衝撃載荷実験	35
3. 2. 1 実験の概要	35
(1) 破壊の定義	35
(2) 実験装置及び要領	35
(3) 計測項目, 計測方法	35
(4) 実験供試体	35
(5) 実験ケース	35
3. 2. 2 実験結果	36
(1) 破壊状況	36
(2) 重錘衝撃力と落下高の関係	38
(3) 重錘位置エネルギーと主梁	38
(4) 荷載荷重と主梁中央変位の関係	39
3. 2. 3 まとめ	40
3. 3 全体系の繰り返し衝撃載荷実験	41
3. 3. 1 繰り返し載荷実験の概要	41
(1) 破壊の定義	41
(2) 実験装置および要領	42
(3) 計測項目, 計測方法	43
(4) 実験供試体	44
(5) 実験ケース	47
3. 3. 2 実験結果	48
(1) 破壊形態	48
1) 衝突位置の影響	48
2) 衝突方向の影響	48
3) 水平変位の影響	48

4) 接合形式の影響	48
(2) 重錘衝撃力-変位関係	50
1) 衝突位置による影響	52
2) 衝突方向の影響	52
3) 水平変位の影響	52
4) 接合形式の影響	53
(3) 最大重錘衝撃力と累積残留変位-落下高さ関係	53
1) 衝突位置による影響	53
2) 衝突方向の影響	55
3) 擁壁の初期水平変位の影響	56
(4) 限界落下高さに及ぼす影響	57
1) 衝突位置の影響	57
2) 衝突方向の影響	57
3) 水平変位の影響	57
4) 接合形式の影響	57
3. 3. 3 まとめ	58
3. 4 全体系の単発衝撃载荷実験	59
3. 4. 1 実験の概要	59
(1) 破壊の定義	59
(2) 実験装置及び要領	59
(3) 計測項目、計測方法	59
(4) 実験供試体	59
(5) 実験ケース	60
3. 4. 2 実験結果	60
(1) 破壊状況	60
(2) 重錘衝撃力と落下高の関係	63
(3) 重錘衝撃力と主梁中央変位の関係	64
(4) 重錘位置エネルギーと主梁中央変位の関係	65
3. 4. 3 まとめ	66
4. 衝撃応答解析	67
4. 1 はじめに	67
4. 2 解析手法	67
(1) 基本式	67
(2) 各部材構成則	75

(3) 各要素の質量マトリックス	86
(4) 減衰マトリックス	86
(5) 解析手順	86
4. 3 解析結果および考察	88
(1) 解析入力条件	88
(2) 静的載荷実験結果との比較	92
(3) 重錘落下衝突実験結果との比較	92
4. 4 まとめ	96
5. 新しい設計法	97
5. 1 2段階設計法の考え方	97
5. 2 現行設計法の概要	98
5. 2. 1 設計の考え方	98
5. 2. 2 落石の衝撃力	98
5. 3 限界状態設計法	100
5. 3. 1 落石の設定	100
(1) 現地調査および落石シミュレーションによる方法	100
(2) 既往の落石の規模に基づき設定する方法	100
5. 3. 2 対象とする破壊モード	101
(1) 実験結果からの考察	101
(2) 照査手順に関する検討	104
5. 3. 3 エネルギー法の考え方	105
5. 3. 4 実務的な照査法	108
(1) 断面分割法 (モーメント-曲率関係の求め方)	109
1) 断面分割法の概要	109
2) 計算方法	111
(2) モールの定理 (荷重-変位関係の求め方)	112
1) モールの定理の概要	112
2) 荷重-変位関係の求め方	113
(3) 骨組構造解析手法	115
5. 3. 5 照査方法の適用例	118
(1) 静的載荷試験にもとづく照査例	118
1) 全体系モデルの単発衝撃載荷実験	118
2) 全体系モデルの繰返衝撃載荷実験	119
(2) 解析結果にもとづく照査例	123

1) 全体系モデルの静的載荷試験結果と静的載荷解析結果との比較	123
2) 主梁の静的載荷解析	124
3) 主梁の単発衝撃載荷解	128
4) 主梁の繰返衝撃載荷解析	131
(3) 設計条件との比較	135
5. 4 まとめ	137
6. 耐衝撃性に優れたロックシェッド	138
6. 1 概説	138
6. 2 プレストレッシング度について	139
6. 2. 1 供試体諸元	139
6. 2. 2 プレストレッシング度	140
6. 2. 3 衝撃靱性の優れたP R Cロックシェッドのプレストレッシング度	140
6. 3 構造形式の影響について (逆L型と全剛接型との比較)	142
6. 3. 1 構造の概略	142
6. 3. 2 一般的な特徴	143
6. 3. 3 実験結果	143
6. 3. 4 まとめ	146
6. 4 梁と柱の接合条件について	147
6. 5 経済性、施工性について	149
6. 5. 1 P C鋼材量と鉄筋量との比率	149
(1) 長方形断面供試体から梁断面に換算した概算工事金額の試算	149
1) P R C梁供試体について	149
2) 適用条件	149
3) 断面形状の仮定	150
4) 設計曲げモーメント	150
5) P C鋼材量、鉄筋量の算定	150
6) ロックシェッド主梁の計算結果【落石時】	151
7) 1ブロック (10 本) 当たりの概算工事費	152
(2) 経済性	152
6. 5. 2 接合構造の違い	153
(1) 構造検討及び工費の試算	153
1) 山側接合構造例	153
2) モデル図	154
3) 概算工事費の算出	155

(2) 施工性、経済性	156
6. 6 まとめ	157

7. まとめ	158
(1) 衝撃荷重に対するPRCロックシェッド全体系モデルの応答特性	158
(2) PRCロックシェッドの耐衝撃性に関する解析	158
(3) PRCロックシェッドの構造特性	159

付属資料

・実験データベース	163
・供試体設計図面	267

1. まえがき

自然環境の厳しいわが国において、道路交通の安全性の確保は極めて重要な課題である。道路に関する自然災害の内、落石による災害を防止する方法は、ロックシェッドなどの対策工によるものと、通行規制によるものとに大別される。本共同研究は、ロックシェッドに着目し、落石の衝撃的な作用に対するロックシェッドの安全性を高める方法を提案するとともに、そのようなロックシェッドの設計法を提案することを目標として、平成9年度より3年間、土木研究所、防衛大学校および（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会の間で実施されたものである。

ロックシェッドはその材料により、P C製ロックシェッド、R C製ロックシェッドおよび鋼製ロックシェッドに分類される。このうち、比較的大きな落石荷重に対応できるものはP C製ロックシェッドとR C製ロックシェッドである。一般に、P C製ロックシェッドは、施工性に優れているが靱性にやや難がある、といわれており、他方R C製ロックシェッドは靱性に優れているが施工性にやや難があるといわれている。このため、両者の長所を取り入れたP R C製ロックシェッドに着目し、耐衝撃性を明らかにするための研究が、平成6年度より2年間、土木研究所およびプレストレスト・コンクリート建設業協会の間で実施された。その結果、引張鋼材としてPC鋼材と鉄筋を併用したPRC部材では耐衝撃性が向上すること等が明らかとなった。

平成9年度からの本共同研究では、先の共同研究成果に基づきP R C製ロックシェッドを対象として研究を実施した。本研究では、ロックシェッドの耐衝撃性に及ぼす落石の載荷位置、載荷方向等の影響について実験的に明らかにするとともに、耐衝撃性を解析的に推定する手法を検討し実験結果と比較を行った。さらに、耐衝撃性に優れたP R Cロックシェッド構造の特長を整理した。これらの成果をとりまとめて、ここに報告する。

2. 静的載荷実験

ロックシェッドの静的載荷強度を把握する事は、衝撃載荷実験時の強度の推定や、設計法の検討の際に重要である。

まず、主梁供試体を用いてロックシェッドの主梁のP C鋼材量と鉄筋量がどの程度であればロックシェッドとして適切な部材となるかを検討した。設計落石荷重が同じで、P C鋼材量と鉄筋量の割合を示すプレストレッシング度の異なる7種類の梁部材を製作し、静的載荷実験を行った¹⁾。

次に、全体系供試体を用いてロックシェッドの主梁断面の鋼材量の影響と接合部構造をヒンジと剛結とした場合の影響を検討した。主梁のプレストレッシング度と各接合部の構造形式を変化させた3種類の全体系模型を製作し、静的載荷実験を行った²⁾。

さらに、全体系模型を用いて水平荷重を受けたロックシェッドの挙動および、落石の作用位置の影響を検討した。ロックシェッド全体系模型を用い、擁壁背面から作用する水平荷重および荷重載荷位置が、ロックシェッドの静的強度に与える影響を明らかにするために静的載荷実験を行った³⁾。

2. 1 主梁の静的載荷実験

プレストレストコンクリート構造のP C鋼材の一部を鉄筋に置き換えた構造は、P C構造に比べて靱性が高くなることが知られており、その結果、落石によるエネルギーを吸収する効果の期待できるものと考えられる。そこで、ロックシェッドの主梁のP C鋼材量と鉄筋量がどの程度であれば、ロックシェッドとして適切な部材となるかを検討した。設計落石荷重が同じで、P C鋼材量と鉄筋量を示すプレストレッシング度の異なる7種類の梁部材を製作し、荷重を主梁中央に載荷する静的載荷実験を行った¹⁾。

2. 1. 1 実験の概要

(1) 実験装置及び要領

実験は、写真-2. 1. 1に示すような容量294kNの曲げ載荷試験装置を用いて行った。本装置では、載荷点及び支点には回転可能なローラー支承を用いた。さらに支点部にはテフロンシートを用い、変位を拘束しないようにした。

実験要領は、図-2. 1. 1に示すように対称2点集中荷重とし、漸次増加荷重を荷重及び変位制御により載荷した。

(2) 計測項目、計測方法

計測項目は、ロードセルの荷重、主梁全体の変位およびずみ分布である。計測に用いた機器及び計測システムを図-2. 1. 2に示す。

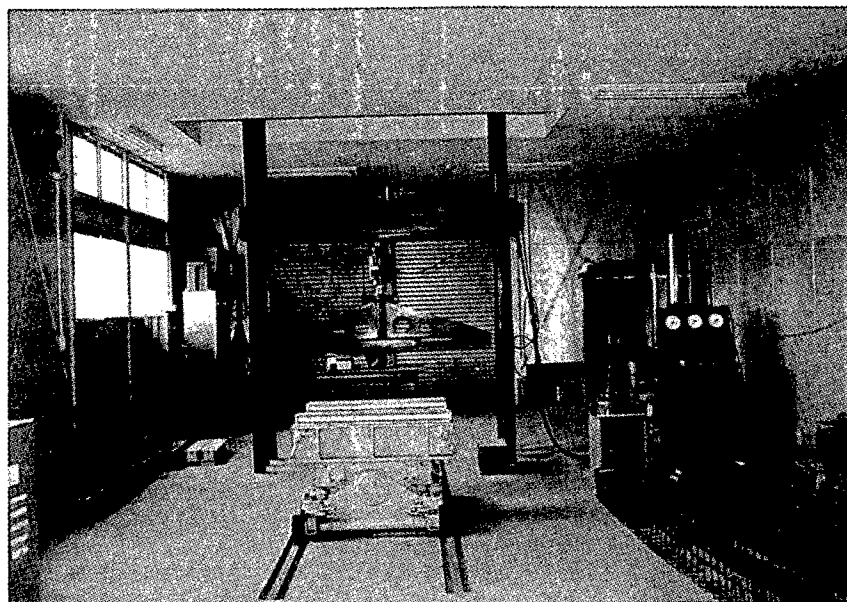


写真-2. 1. 1 曲げ載荷試験装置

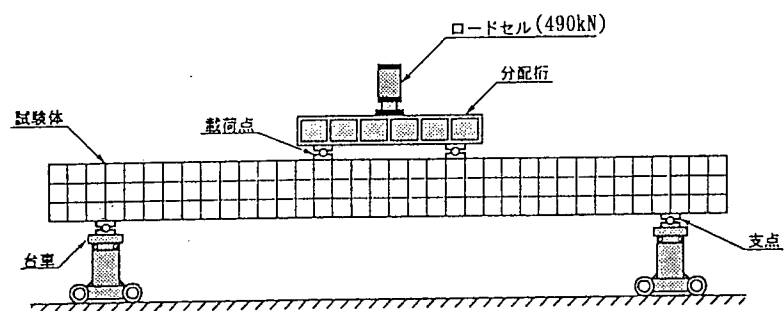


図-2. 1. 1 供試体の設置状況

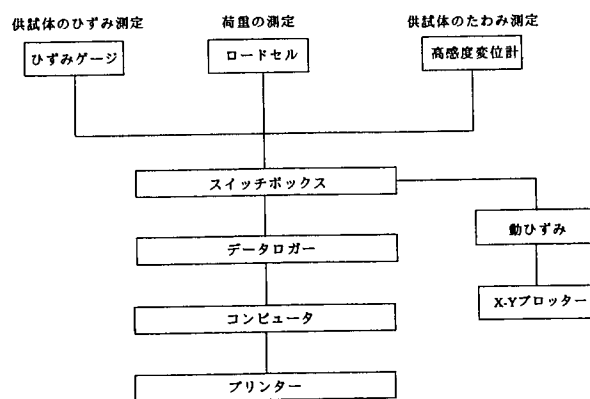


図-2. 1. 2 計測システム

(3) 実験供試体

供試体は設計時曲げモーメントを 49kN に統一し、以下のような条件に基づいて計算を行い、表-2. 1. 1 に示すように、P C 鋼材量及び鉄筋量の異なる 7 種類の主梁供試体を作成した。図-2. 1. 3 に形状図を示す。

・設計落石荷重 63.1 kN

・落石時許容応力度

コンクリート 26.5 N/mm² (許容応力度割増係数 1.5)

鉄筋 (SD295A) 265 N/mm² (許容応力度割増係数 1.5)

P C 鋼材 (SWPR7A-φ9.3) 1,323 N/mm² (降伏点の 90%)

・設計材料強度

コンクリート 58.8 N/mm²

鉄筋 (SD295A) 294 N/mm²

P C 鋼材 (SWPR7A-φ9.3) 引張強さ 1,715 N/mm² 降伏点 1,470 N/mm²

注) 設計は重力単位系で行った。上記の数値は設計時の値を SI 単位系に換算したものである。

表-2. 1. 1 供試体の落石時及び終局耐力

供試体種類	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7
P C 鋼材の有効応力度(N/mm ²)	882	882	882	882	882	882	-
落石時曲げ耐力(kJ)	48.99	48.63	48.83	49.11	49.04	48.83	51.25
落石時耐力相当荷重 (kN) *1	85.19	84.56	84.92	85.40	85.28	84.92	85.60
終局時曲げ耐力(kJ)	69.84	72.99	77.14	69.85	68.16	63.39	65.46
終局時耐力相当荷重 (kN) *1	121.46	126.93	134.14	121.48	118.53	110.23	113.85
プレストレッシング度(%) *2	100.0	84.7	74.7	62.4	46.9	26.9	0.0
鋼材比 *3	0.0185	0.0187	0.0212	0.0190	0.0214	0.0192	0.0195

注) *1 2点集中荷重載荷での値

*2 梁の曲げ耐力に P C 鋼材が寄与する割合で、以下の式で求められる

$$(0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p) / (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p + f_{sy} \cdot A_s) \quad (\%)$$

*3 鋼材比は、コンクリート内の鋼材量を表す指標で、鋼材過多による脆性破壊の防止に対する指標で以下の式で求められる。

$$(0.93 \cdot f_{pu} / f_{sy}) \cdot (A_p / bd) + A_s / bd$$

ここで、

f_{pu} : P C 鋼材の引張強度

f_{sy} : 鉄筋の降伏強度

A_p : P C 鋼材の断面積

A_s : 鉄筋の断面積

bd : 梁断面の面積

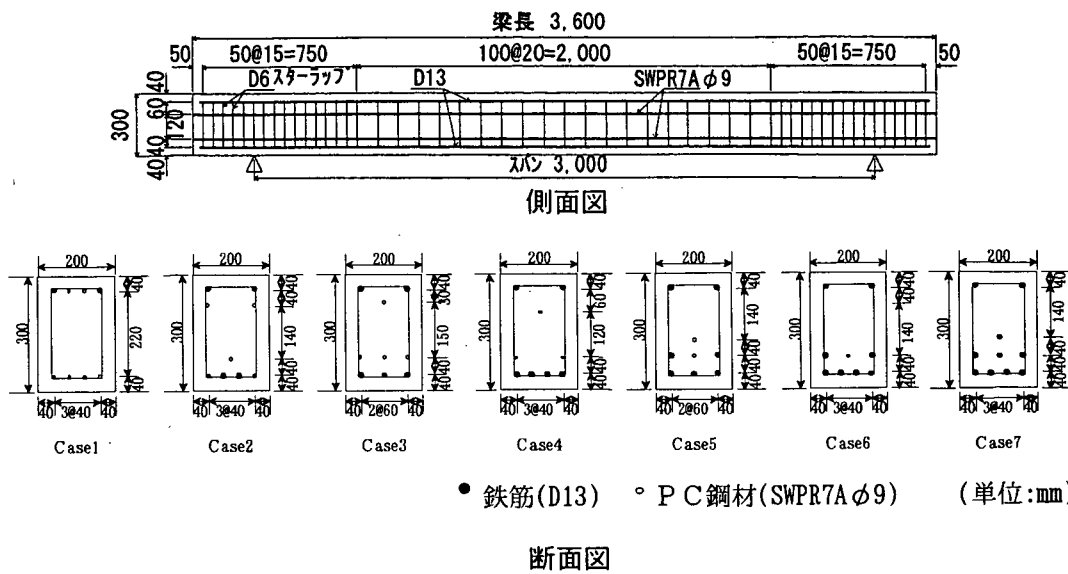


図-2.1.3 供試体の形状図

(4) 実験ケース

実験ケースはCase1~Case7の7ケースである。

2. 1. 2 実験結果

図-2. 1. 4は7種類の供試体の荷重と主梁中央変位の関係を示す。7供試体ともほぼ同様な挙動を示している。

初期ひび割れはスパン中央の最大曲げモーメント区間で発生している。初期ひび割れが生じるときの載荷荷重はCase1のとき98kN、Case7のとき34kNであり、プレストレスによるひび割れの抑制効果が見られる。荷重を増加させ、ひび割れが部材高さの約2/3程度まで進展した後は、荷重の増加が鈍くなり変形だけが增加するようになった。さらに、荷重を増加すると、圧縮側コンクリートに圧壊の兆候である剥離が生じ、V字型の圧壊領域が明確となり、この時点で耐力が減少したために実験を終了した。

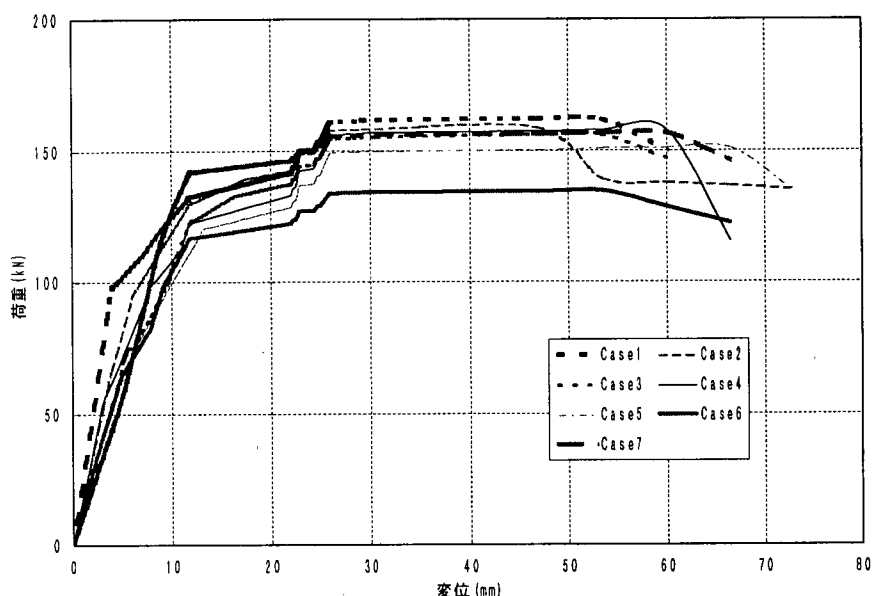


図-2. 1. 4 荷重-変位関係

2. 1. 3 まとめ

設計落石荷重が同じで、P C鋼材量と鉄筋量の割合を示すプレストレスング度の異なる7種類の梁部材を製作し、荷重を主梁中央に載荷する静的載荷実験を行った。その結果以下のことが明らかになった。

①Case6を除く断面では、最大強度はほぼ150kN程度となっており、プレストレスング度の影響は明確には見られなかった。

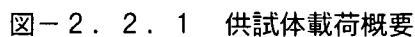
②塑性領域に入るときの変位は10mm程度で、供試体による差は見られなかった。

③P C鋼線が破断する変位は50~70mmの範囲内にあるが、供試体による差は明確には見られなかった。P C鋼線の破断以降に差異が見られる可能性があると考えられる。

ロックシェッドの主梁断面の鋼材量と接合部構造についてヒンジおよび剛結とした場合の影響を検討した。主梁のプレストレスング度と各接合部の構造形式を変化させた3種類の全体系模型を製作し、荷重を主梁中央に載荷する静的載荷実験を行った²⁾。

(1) 実験装置及び要領

供試体への荷重は、図-2.2.1に示すように、擁壁と柱部材の中心から1250mmの位置（スパン中央断面）への1点集中荷重とし、幅200mmの荷重板を用いた。また荷重方法は、図-2.2.2に示すように、スクリージャッキシステムによる高剛性試験装置（容量980kN）を用い、変位制御方式によって漸次増加荷重を加えた。



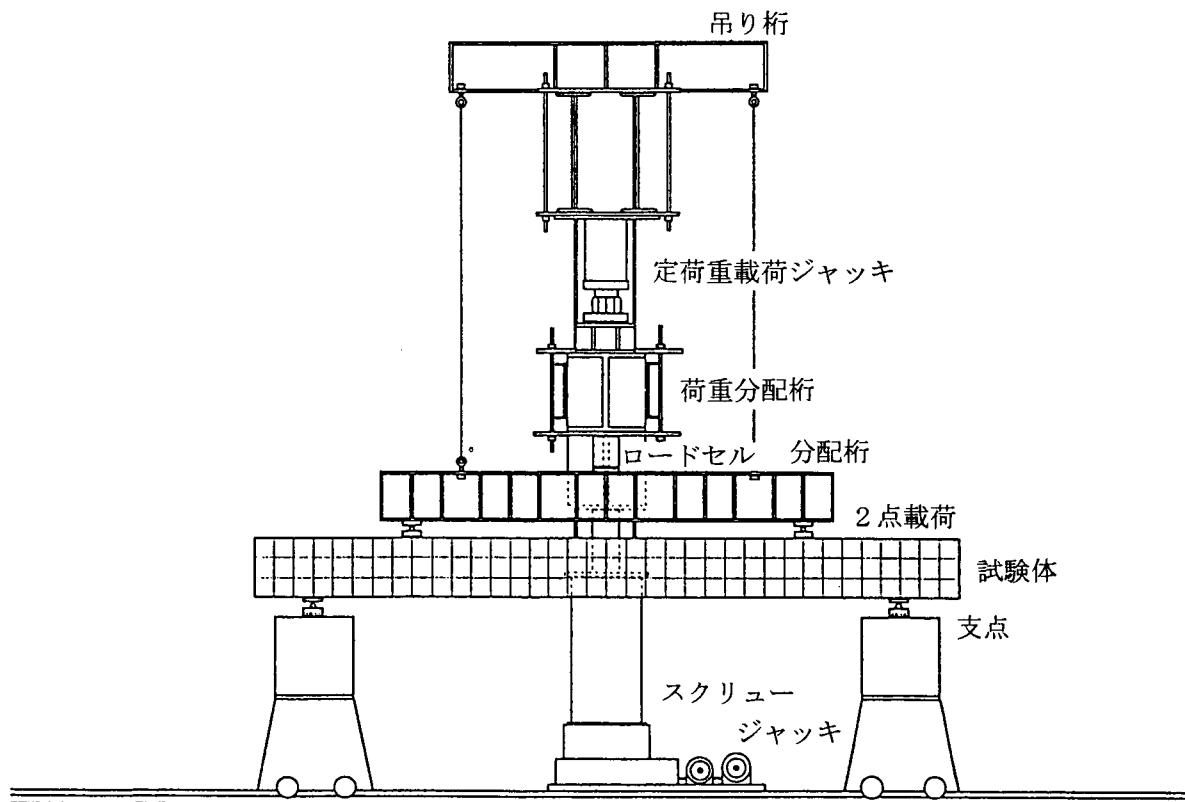
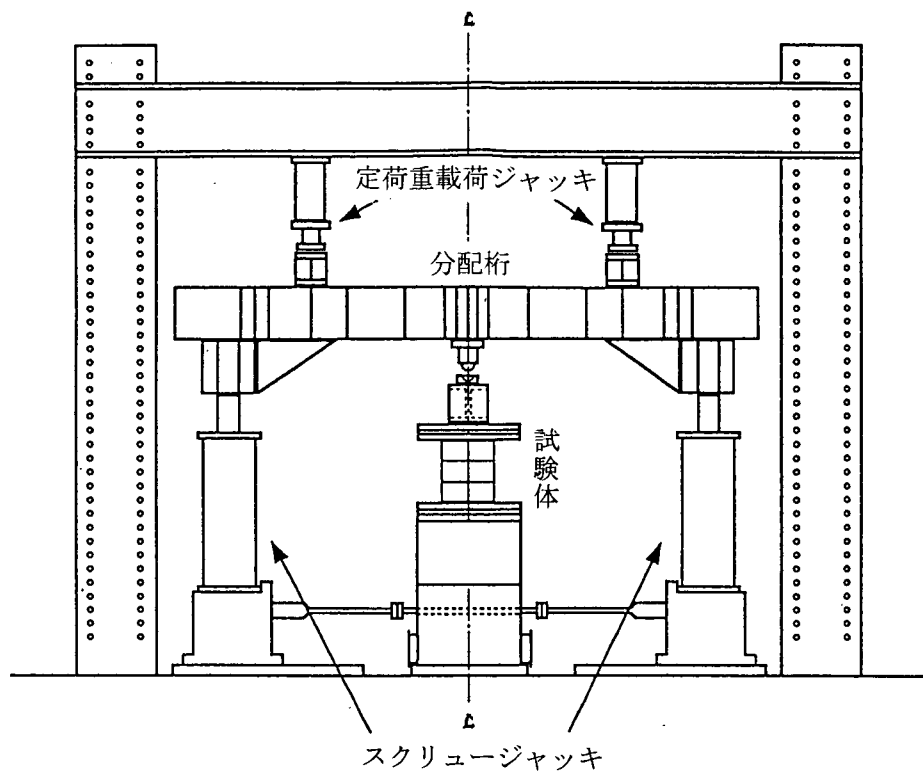


図-2. 2. 2 スクリュージャッキ方式による高剛性試験装置の概要

(2) 計測項目、計測方法

載荷試験におけるデータの計測システムは、梁の静的載荷実験と同様な計測システムとした。

(3) 実験供試体

供試体は、主梁部材、山側擁壁および柱部材よりなる門形の構造に底版を設けたもので、道路軸方向は桁1本分を対象とした断面をもった、縮尺1/4の全体系模型である。供試体は主梁のプレストレスング度と接合方法を組み合わせた以下の3タイプとした。

- ・ C-1 供試体：1 剛接2 ヒンジ逆L形（主梁・柱部を剛接にした基本構造タイプ、プレストレスング度 79.5%）
- ・ C-1 K 供試体：1 剛接2 ヒンジ逆L形（C-1 の主梁の鉄筋量を増加し、擁壁パラベットを補強したものの、プレストレスング度 52.2%）
- ・ C-4 K 供試体：3 剛接0 ヒンジ全剛接形（接合部全てを剛接し、主梁・擁壁部、柱・底版部を鉄筋で補強したものの、プレストレスング度 66.0%）

供試体の設計は、以下のような条件に基づいて計算を行い、断面諸元を決定した。

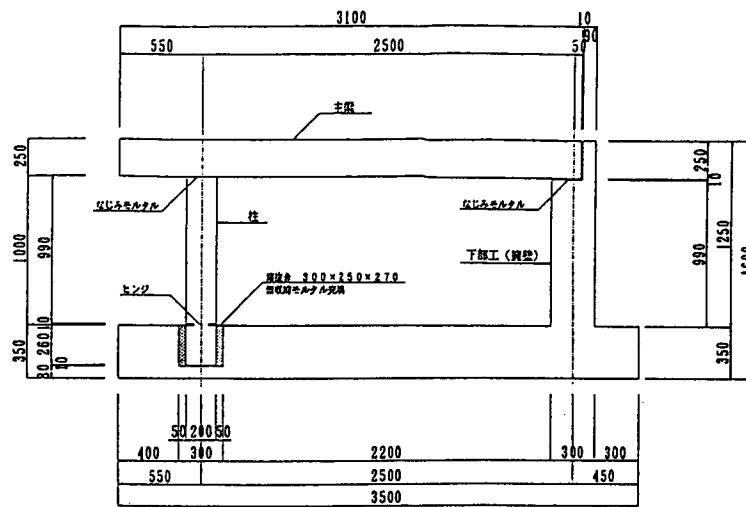
各供試体の落石時作用曲げモーメント (MD)、抵抗曲げモーメント (MR)、破壊抵抗曲げモーメント (MU) は表-2. 2. 1 のとおりであり、設計時安全率が3 供試体とも、ほぼ同じ程度になるように設計した。図-2. 2. 3 に供試体の形状寸法、図-2. 2. 4 に主梁断面の配筋図を示す。

(4) 実験ケース

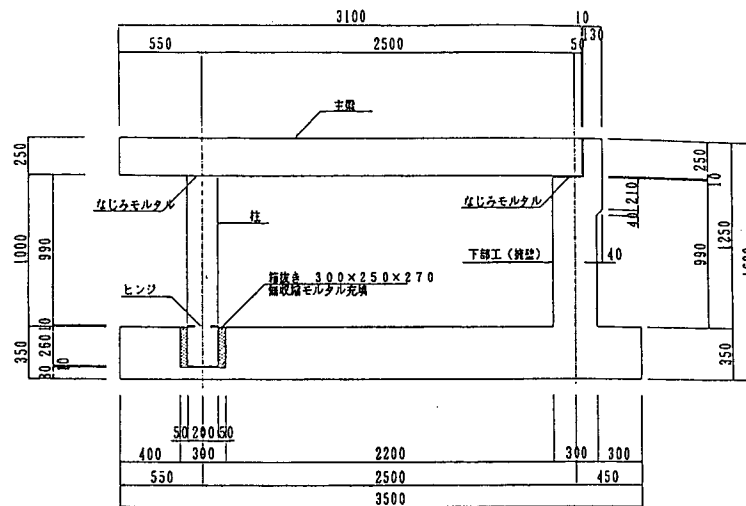
実験ケースはC-1、C-1 K、C-4 Kの3 ケースである。

表-2. 2. 1 供試体の抵抗モーメント

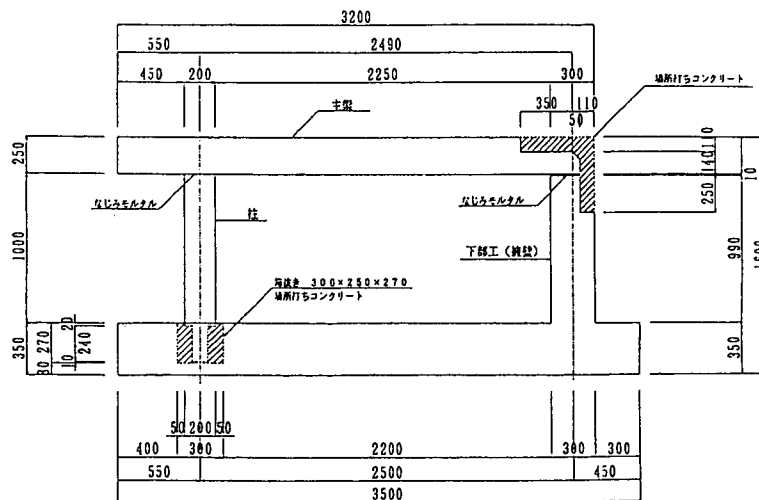
項目	供試体名 部位	C-1	C-1 K	C-4 K	
		中央	中央	中央	山側擁壁
作用モーメント (MD) (kJ)		33.4	33.4	23.7	-21.9
抵抗モーメント (MR) (kJ)		38.5	38.5	27.4	-24.6
設計時安全率 (MR/MD)		1.15	1.15	1.16	1.12
破壊抵抗モーメント (MU) (kJ)		70.2	57.2	42.5	-32.8
破壊時安全率 (MU/MD)		2.10	1.71	1.79	1.50



(a) C-1 供試体



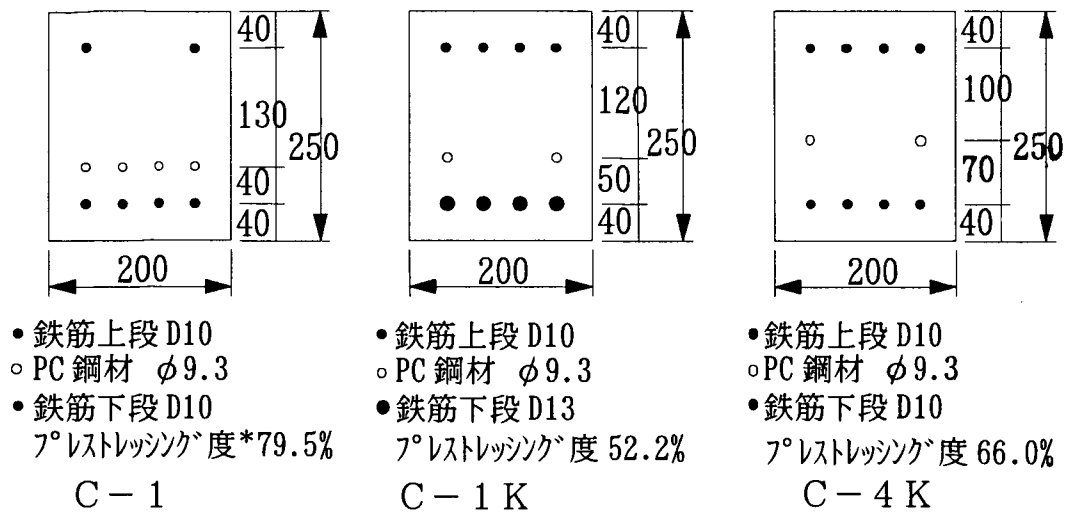
(b) C-1 K 供試体



(c) C-4 K 供試体

図-2. 2. 3 供試体の形状寸法

(単位 mm)



$$*7^{\circ}\text{レストレッシング度}\% = \frac{0.93 f_{pu} \cdot A_p}{0.93 f_{pu} \cdot A_p + f_{sy} \cdot A_s} \times 100 \quad (\text{単位:mm})$$

A_p : PC 鋼材の断面積 f_{pu} : PC 鋼材の引張強度
 A_s : 鉄筋の断面積 f_{sy} : 鉄筋の降伏強度

図-2.2.4 主梁断面の配筋図

2. 2. 2 実験結果

図-2. 2. 5は3種類の供試体の荷重と主梁中央変位の関係を示す。3供試体ともほぼ同様な挙動を示している。

C-1は、 $P=24.5\text{kN}$ のとき初期ひび割れが発生した。その後、荷重増加に伴い新たなひび割れが発生し、これらのひび割れは鉛直方向の伸展とともにひび割れ幅が増加した。また、主梁上縁のコンクリートが剥離し始めると荷重が増加しにくくなり、最大荷重 179.9kN を示した後、はり部材中央の変位量 115.98mm 時に PC 鋼材が破断した。以降は、たわみのみが増加する状態となり、変位量 156mm で上部コンクリートが剥がれ落ち曲げ破壊した（写真-2. 2. 1）。

C-1K は、 $P=28.4\text{kN}$ のとき初期ひび割れが発生し、最大荷重は 160.7kN であった。はり部材中央の変位量 105.35mm の時に、主梁の中央断面付近における引張側鉄筋が2本破断し、同時にコンクリートの圧壊が進んだ時点で供試体の耐力低下が起こり、変位量 121mm で、主梁部材中央断面付近における引張側鉄筋の破断によって耐力を失い、曲げ破壊のように破壊した（写真-2. 2. 2）。

C-4K は、 $P=49\text{kN}$ のとき初期ひび割れが発生した。また、 $P=68.6\text{kN}$ で主梁部材と擁壁部の接合部における打継ぎ面にひび割れが発生し、荷重の増加と共に斜めひび割れが増加した。最大荷重である 171.5kN 以降は、たわみのみが増加する状態となり、主梁中央断面付近の引張側鉄筋が1本破断し、その後 PC 鋼材が1本破断した時点で供試体の耐力低下が起こり、変位量 128mm で曲げ破壊を示した（写真-2. 2. 3）。

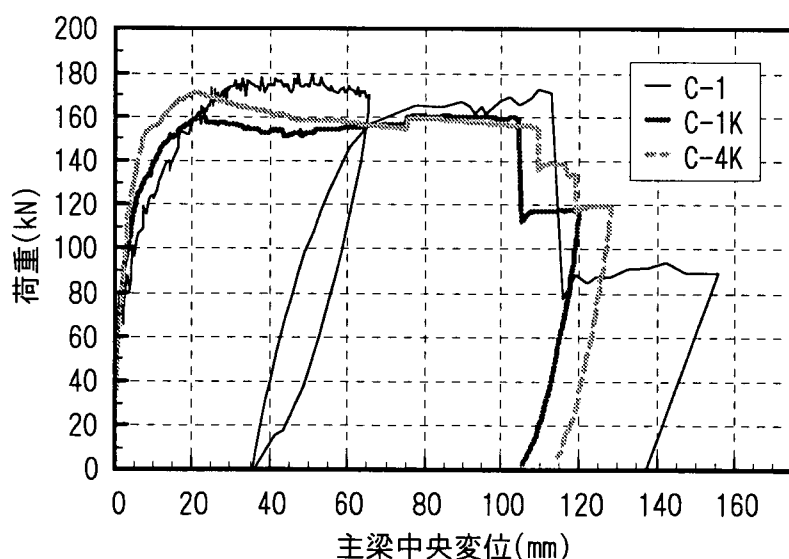
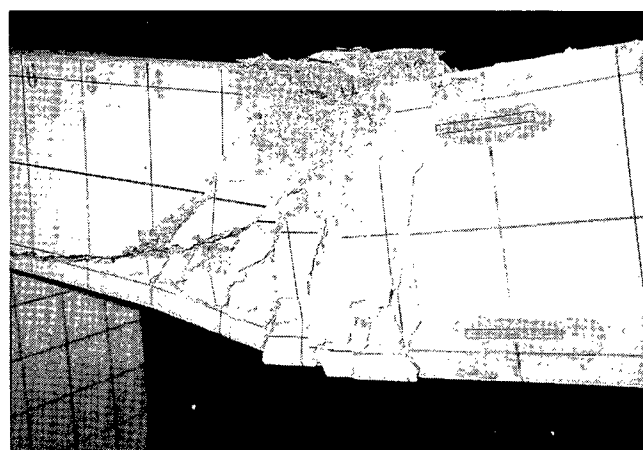


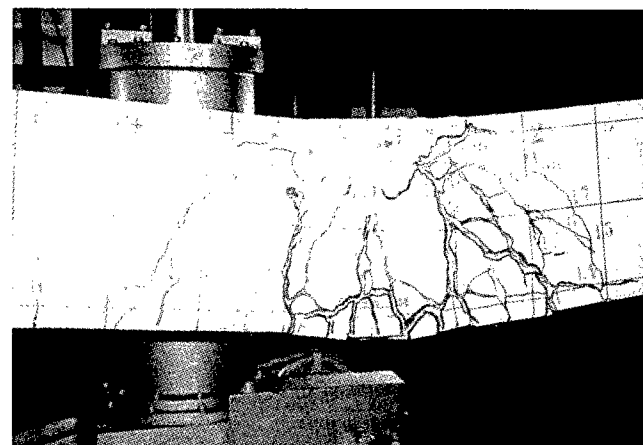
図-2. 2. 5 全体系の静的載荷実験結果図



写真－2. 2. 1 C－1 主梁部材スパン中央部断面付近の破壊状況



写真－2. 2. 2 C－1 K主梁部材スパン中央部断面付近の破壊状況



写真－2. 2. 3 C－4 K主梁部材スパン中央部断面付近の破壊状況

2. 2. 3 まとめ

ロックシェッドの主梁断面のプレストレスング度と接合部構造をヒンジあるいは剛結とした場合の影響を検討した。主梁のプレストレスング度と各接合部の構造形式を変化させた3種類の全体系模型を製作し、荷重を主梁中央に載荷する静的載荷実験を行った。その結果、以下のことが明らかになった。

①試験を行った範囲では、3種類の供試体とも最大強度に大きな差はなく、静的強度に与える主梁のプレストレスング度と各接合部の構造形式の影響はあまり見られなかった。

②塑性領域に入るときの変位は20mm程度で、供試体による差は見られなかった。

2. 3 全体系の静的載荷実験（載荷荷重条件の影響）

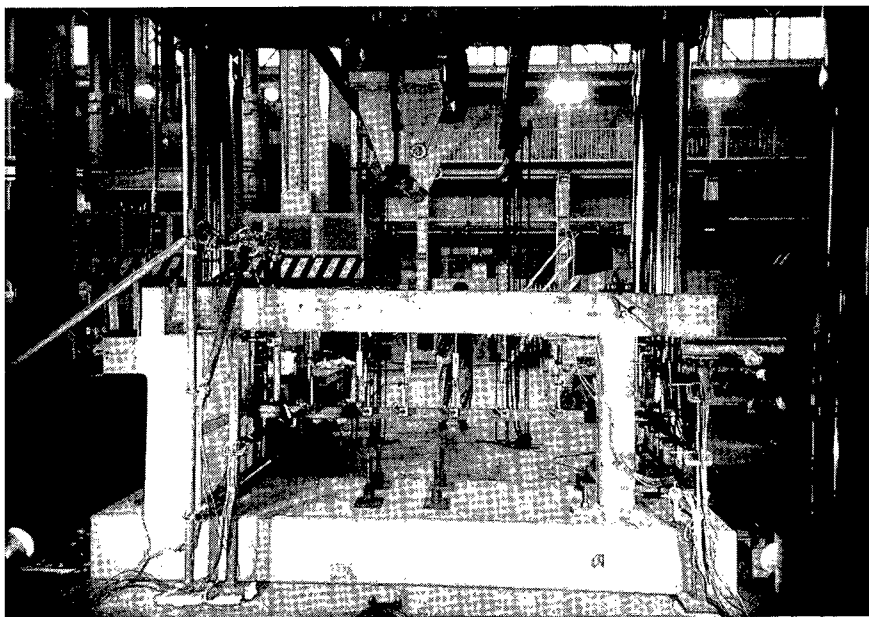
今までのロックシェットの被災事例やロックシェットの崩壊形態等から、ロックシェット背面に予め落石などの荷重を受け、構造物全体が谷側に前傾した状態になり、さらに落石がロックシェットに作用したため、被害がより大きくなったのではないかと推測される場合もあった。したがって、擁壁背面から作用する水平荷重を与えた状態でロックシェット上に載荷したときの挙動を検討する必要がある。また、従来の実験的な検討では主梁部分に着目し、その中央部に荷重を作用させる曲げ破壊に関する検討がほとんどである。ロックシェットのいかなる地点にも落石が落下する可能性があることから、荷重の作用位置を変えた場合の検討が必要である。

そこで、鉄筋の割合の増加などにより靱性を高めたロックシェット全体系模型を用い、擁壁背面から作用する水平荷重および荷重載荷位置がロックシェットの静的強度に与える影響を明らかにするために静的載荷実験を行った³⁾。

2. 3. 1 実験の概要

（1）実験装置及び要領

実験は写真－2. 3. 1に示す土木研究所の構造物実験施設内に設置された490kN/1470kN繰り返し載荷試験装置を用いて行った。載荷方法は一点集中荷重とし、破壊に至るまで漸次増加荷重を載荷した。載荷点直下の主鉄筋が降伏するまでは荷重制御で行い、降伏後は変位制御で載荷を行った。



写真－2. 3. 1 繰り返し載荷試験装置

(2) 計測項目、計測方法

図-2. 3. 1のようにロードセル（鉛直荷重、水平荷重）、ひずみゲージ（鉄筋、コンクリート）および変位計をデータロガーに接続した。データロガーに取り込んだデータはパソコンのFDに記録した。

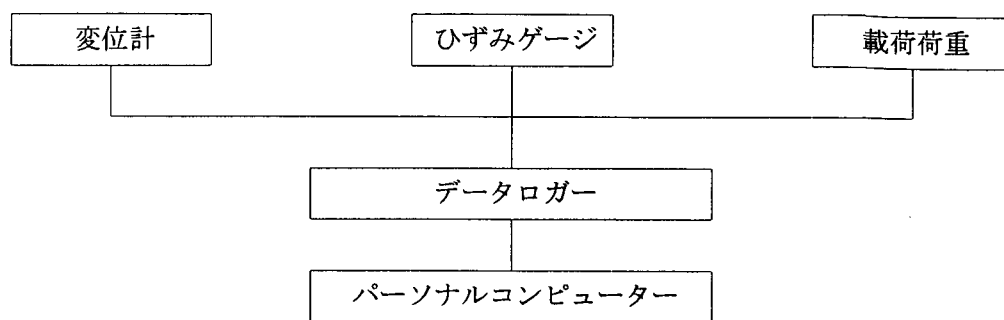


図-2・3・1 計測システム

(3) 実験供試体

供試体は、2. 2全体系の静的載荷実験（接合部構造の影響）で使用したC-1Kの逆Lタイプと同じタイプを用いた。

(4) 実験ケース

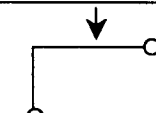
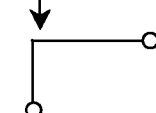
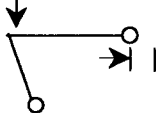
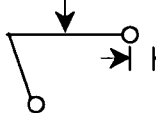
荷重・載荷位置と水平載荷の有無を組み合わせた表－2. 3. 1に示す4通りについて実験を行った。

鉛直載荷：載荷方法は一点集中荷重とし、破壊に至るまでの漸次増加荷重を載荷した。載荷点直下の主鉄筋が降伏するまでは荷重制御で載荷を行い、降伏後は変位制御に切り替えて載荷を行った。

水平載荷：主荷重載荷前にジャッキで変位を与え、水平変位量は、非線形平面解析から求めた山側擁壁下部の配筋の降伏する変位量0.254mmを目標としたが、載荷実験を行うと1.0mmでも擁壁下端の鉄筋ゲージが降伏を示さなかったため実験状況を見ながら1.0cmまで与えた。

なお、載荷位置に関しては、柱近傍が柱軸上から山側に325mm、主梁中央が柱軸上から山側に1250mm離れた点とする。

表－2. 3. 1 静的載荷実験ケース一覧

実験 ケース	水平変位 $\alpha \delta_y$ (mm)	載荷 位置	載荷 角度 (°)	接合 条件	支持 条件	備 考
S-1	0	主梁 中央	0°	アンボンド	ヒンジ	
S-2	0	柱 近傍	0°	アンボンド	ヒンジ	
S-3	10	柱 近傍	0°	アンボンド	ヒンジ	
S-4	10	主梁 中央	0°	アンボンド	ヒンジ	

2. 3. 2 実験結果

図-2. 3. 2に各供試体の荷重と主梁載荷点変位の関係を示す。荷重載荷位置が同じS-1とS-4およびS-2とS-3は、それぞれほぼ同様の挙動を示している。各ケースの挙動を以下にまとめる。

S-1は鉛直荷重 $P=39.2\text{kN}$ の時、梁載荷点下面に初期ひび割れが発生した。最大荷重は 147kN であり、主梁載荷点変位 $\delta=60\text{mm}$ で主桁と擁壁のパラペットをつなぐアンカーボルトが2本ほぼ同時に破断し、若干荷重が低下した。その後、載荷点変位 $\delta=110\text{mm}$ でP C鋼線が2本ほぼ同時に破断した後、残りの3本の鉄筋が一本ずつ破断していく曲げ破壊を示し、ほとんど荷重が無くなった状態で実験を終了した。

S-2は鉛直荷重 $P=107.8\text{kN}$ の時、梁載荷点下面に初期ひび割れが発生した。最大荷重は 382.2kN であり、主梁がせん断破壊し荷重が急に低下したが、その後はある程度の強度を有しながら変形のみが進行していった。載荷点変位 $\delta=70\text{mm}$ 以降は、載荷装置の角部がコンクリートと接触したため、強度が見かけ上増加している。載荷点変位 $\delta=140\text{mm}$ に達するとほとんどコンクリートが抜け落ち、P C鋼線および鉄筋のみが荷重に抵抗している状態となり実験を終了した。

S-3は水平荷重 $PH=98\text{kN}$ 、水平変位 10mm を目標として載荷を行い、その後鉛直載荷を行った。水平変位 1.5mm まで水平荷重が増加し、水平荷重 $PH=88.2\text{kN}$ の時、擁壁に初期曲げひび割れが発生し、少し荷重が低下した。その後、荷重はゆるやかに増加し、変位のみが進行した。水平変位 10mm を維持しながら鉛直載荷を開始すると、鉛直荷重 $P=137.2\text{kN}$ の時、梁載荷点下面に初期曲げひび割れが発生した。最大鉛直荷重は 362.6kN であり、せん断破壊し荷重が減少した。せん断破壊後は、S-2とほぼ同様な傾向を示しているが、せん断破壊後の荷重は、S-2供試体と比較すると全体的に約3割低下しており、水平変位の影響とも考えられる。

S-4は、水平荷重 $PH=88.2\text{kN}$ の時、擁壁に初期曲げひび割れが発生し、少し荷重が減少した。水平変位 9.5mm の時、梁上面柱近傍に初期曲げひび割れが発生した。その後、水平変位 10mm を維持し鉛直載荷を開始した。鉛直荷重 $P=57.8\text{kN}$ の時、梁載荷点下面に初期ひび割れが発生した。最大鉛直荷重は 147kN であり、その後は変形のみが進行するようになり、P C鋼線、鉄筋とも破断せず、コンクリートが徐々に剥離し抜け落ちていった。これは水平変位を与えたことにより、主梁に軸圧縮力が作用しないこと、柱及び擁壁に座屈曲げが生じ鋼材への引張力の負担が軽減されているためと考えられる。その後、P C鋼線および鉄筋のみが抵抗する状態となり、また実験装置の盛り換えを行う毎に耐力を失い、ほとんど荷重が無くなった状態で実験を終了した。

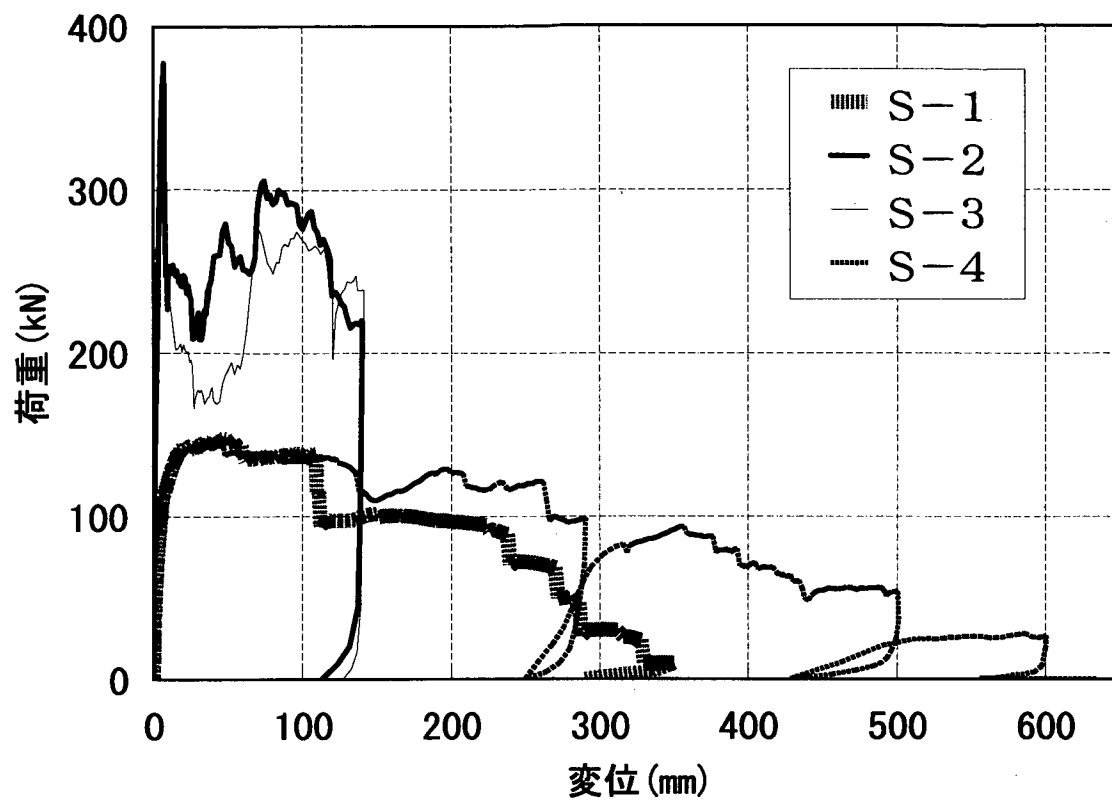


図-2.3.2 全体系の静的載荷実験の結果

2. 3. 3 まとめ

鉄筋量の割合の増加などにより靱性を高めたロックシェッド全体系模型を用い、擁壁背面から作用する水平荷重および荷重載荷位置がロックシェッドの静的強度に与える影響を明らかにするために静的載荷実験を行った。その結果以下のことが明らかになった。

①載荷位置の影響

曲げが支配的となる主梁中央載荷の場合には、P C鋼線が破断した後もある程度の耐力を有していることがわかった。せん断が支配的となる柱近傍載荷の場合においても、せん断破壊が起こった後も、ある程度の耐力を有しており、主梁中央載荷の場合より柱近傍載荷の場合の方が大きな鉛直荷重に抵抗できることがわかった。

柱近傍載荷の場合、柱にせん断破壊が生じるのではないかと考えられたが、せん断破壊するような大きな影響は見られなかった。

②水平変位の影響

主梁中央載荷では、水平変位がある場合にはP C鋼線が破断せず、大きく変形した。これは擁壁が水平変位を受けた後、中央点に鉛直載荷を受けると、擁壁が水平方向へ変位しやすくなったためと考えられる。

一方、柱近傍載荷ではあまり大きな影響は見られなかった。これは、擁壁が水平変位を受けた後、柱近傍に鉛直載荷を受けても、擁壁がそれほどのすべりの影響があまりなかったためと考えられる。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：P R C製ロックシェッドの設計法に関する共同研究報告書、共同研究報告書第 148 号、平成 8 年 3 月
- 2) 佐藤弘史、今野久志、長尾彰洋：構造形式の異なるロックシェッド模型の衝撃載荷実験、第 3 回落石等による衝撃問題に関する講演論文集、平成 8 年 5 月
- 3) 佐藤弘史、間瀬利明、二川英夫、圓林栄喜、石川信隆、若林修：靱性を高めた P C ロックシェッドの静的強度に与える載荷位置の影響、第 4 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集、平成 10 年 6 月

3. 衝撃載荷実験

衝撃載荷実験には、鋼製重錘を繰り返し載荷させる繰返衝撃載荷と模型に載荷を1度だけ行う単発衝撃載荷との2種類の実験がある。ここでは、主梁に関して繰返載荷実験、単発載荷実験をそれぞれ1シリーズ行なった。また全体系模型に関しては、繰返載荷実験を2シリーズ、単発載荷実験を1シリーズ行っている。

{	主梁	繰返載荷実験	7 ケース
		単発載荷実験	2 ケース
{	全体系	繰返載荷実験	10 ケース
		単発載荷実験	3 ケース

主梁に関しては、ロックシェットの主梁のPC鋼材量と鉄筋量の割合がどの程度であればロックシェットとして適切な部材となるかを検討した。設計落石荷重が同じで、PC鋼材量と鉄筋量の割合を示すプレストレッシング度の異なる7種類の梁部材を製作し、繰り返し衝撃載荷実験および単発衝撃載荷実験を行った¹⁾。

全体系模型に関しては、ロックシェットの主梁断面のプレストレッシング度と接合部構造をヒンジあるいは剛結とした場合の影響を検討した。主梁のプレストレッシング度と各接合部の構造形式を変化させた3種類の全体系模型を製作し、単発衝撃載荷実験を行った²⁾。さらに、水平荷重を受けたロックシェットの挙動および、落石の作用位置の影響を検討した。靱性を高めたロックシェット全体系模型を用い、擁壁背面から作用する水平荷重、荷重載荷位置及び載荷方向が、ロックシェットの衝撃強度に与える影響を明らかにするために繰り返し衝撃載荷実験を行った³⁾。

3. 1 主梁の繰り返し衝撃載荷実験

ロックシェットの主梁のPC鋼材量と鉄筋量の割合を示すプレストレッシング度がどの程度であればロックシェットとして適切な部材となるかを検討した。設計落石荷重が同じで、プレストレッシング度の異なる7種類の梁部材を製作し、重錘落下による繰り返し衝撃載荷実験および単発衝撃載荷実験を行った¹⁾。

3. 1. 1 実験の概要

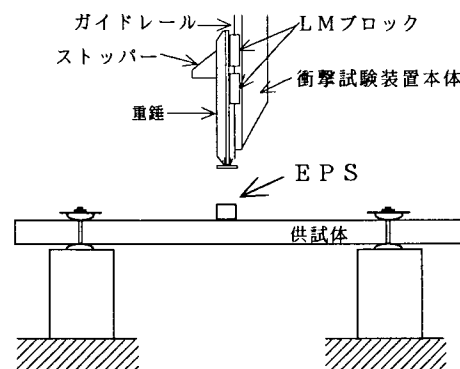
(1) 破壊の定義

破壊の定義については、以下のようなものが提案されている。

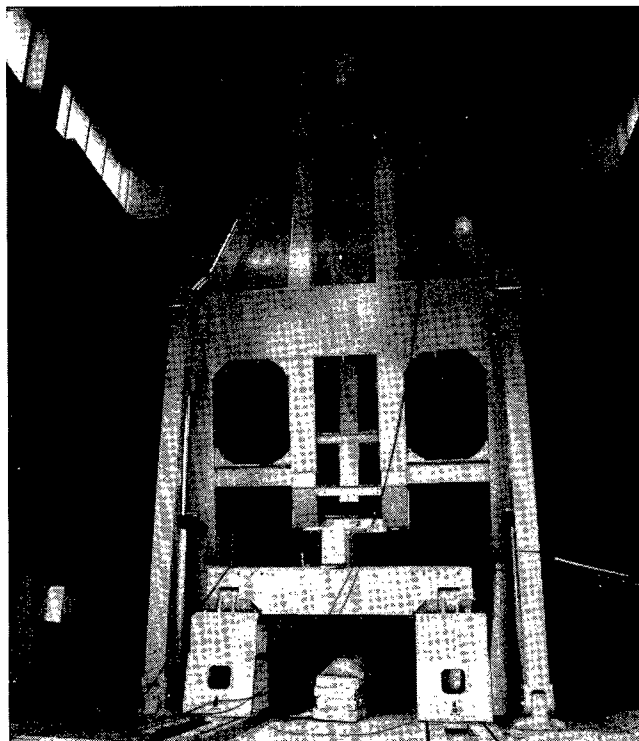
- ・①引張鋼材の破断または②圧縮側コンクリートの圧壊³⁾
- ・③残留たわみ $2L/100(=60\text{mm})$ 程度 (スパン $L=300\text{cm}$)⁴⁾
- ・④残留たわみ $L/100(=30\text{mm})$ 程度 (スパン $L=300\text{cm}$)⁵⁾
- ・⑤限界相対変形角 $2/100\text{rad}$ ($1.7/100\sim 3.3/100\text{rad}$) (=残留たわみ換算 30mm)⁵⁾
- ・⑥最大たわみ $2L/100(=60\text{mm})$ 程度 (スパン $L=300\text{cm}$)

(2) 実験装置及び要領

実験は、土木研究所所有の傾斜式衝撃载荷試験装置（図－3. 1. 1、写真－3. 1. 1）を用いて行った。本装置は、質量 0.5t あるいは 1.0t の鋼製重錘を鉛直で最大 5m の高さから落下でき、载荷角度も鉛直から 30°（水平面より）までの任意の角度の設定が可能となっている。また、重錘の先端は平底または半円筒形状のいずれかに交換可能であり、本実験では平底 (20cm×40cm) の重錘を使用した。単位体積重量 294N/m³、载荷面積は 20cm×20cm、厚さ 25cm の発泡スチロール (EPS) を緩衝材として設置し、衝撃荷重の载荷時間を緩和している。



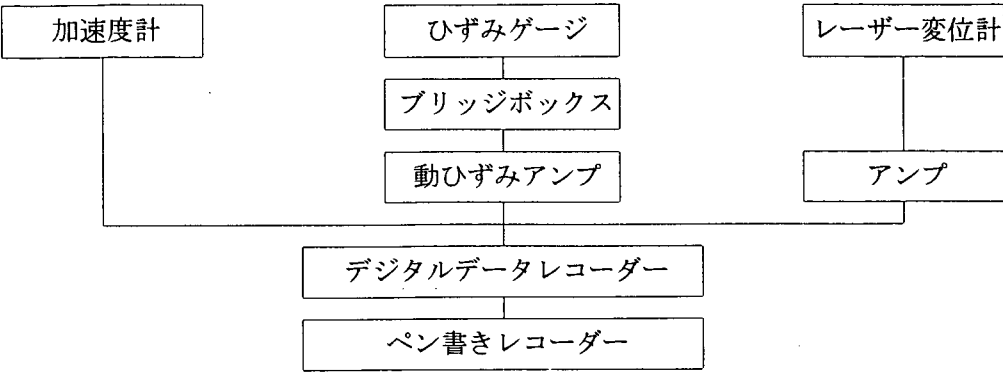
図－3. 1. 1 実験概要



写真－3. 1. 1 実験装置

(3) 計測項目、計測方法

実験に使用したセンサーは、重錘および供試体の加速度を測定するためのひずみゲージ式加速度計、供試体変位を測定するための光学式変位計およびレーザー変位計、鉄筋およびコンクリートのひずみを測定するためのひずみゲージである。図－3. 1. 2に示すような計測システムとした。



図－3. 1. 2 計測システム

(4) 実験供試体

主梁の衝撃載荷実験で用いた供試体は、2. 1主梁の静的載荷実験で用いた供試体と同様な断面諸元である。

(5) 実験ケース

繰り返し載荷実験を行った実験ケースを表－3. 1. 1に示す。

表－3. 1. 1 実験ケース

ケース	重錘質量(t)	落下高さ(m)
Case1	0.5	1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0
Case2	0.5	1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5
Case3	0.5	1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0
Case4	0.5	1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5
Case5	0.5	1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5
Case6	0.5	1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0
Case7	0.5	1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5

3. 1. 2 実験結果

(1) 破壊状況

表-3. 1. 2は、繰り返し載荷実験で行った結果を3. 1. 1 (1) 破壊の定義によって整理したものである。①～⑥の破壊定義から、それぞれの実験ケースである落下高さと、次の落下高さの載荷を行うと破壊の定義を満たす落下高さとの間に線を引いた。すなわち、この線のすぐ上は破壊直前であることを示している。

①の引張鋼材の破断という定義では、Case1 で落下高さ 300cm、Case2 で落下高さ 350cm、Case3 で落下高さ 400cm の場合に破壊した。

②の圧縮側コンクリートの破壊（圧壊）という定義では、Case5 で落下高さ 450cm の場合に破壊した。それ以外は、実験装置および状況から実験の実施が困難と判断されたため実験を行っておらず、破壊の定義を満たす線を引くことができない。

③の梁残留変位 $2L/100$ (この実験の場合 60mm) については、Case1、Case2 で落下高さ 300cm、Case3、Case4 で落下高さ 350cm、Case5、6 で落下高さ 400cm の場合でこの破壊の定義をした。

④の残留たわみ $L/100$ ・⑤の限界相対変形角 $2/100\text{rad}$ については、変位置に換算すると、いずれも 30mm と同じになる。Case1～3 及び Case4～7 で落下高さ 300cm の場合、Case4 で落下高さ 350cm の場合でこの破壊の定義を満たした。

⑥の最大たわみ $2L/100$ (この実験の場合 60mm) については、Case1、Case2 で落下高さ 300cm、Case3～Case7 で落下高さ 350cm の場合でこの破壊の定義を満たした。

また、それぞれの破壊の状況を写真-3. 1. 2に示す。

Case1～Case3 より、プレストressing度が 100%から 70%に低下するに従って、鋼材が破断する重錘位置エネルギーが大きくなっていることがわかる。実験装置の状況と実験実施時の安全性などからプレストressing度が 62%から 0%となる Case4～Case7 では鋼材破断に至るまで実験を行っていない。しかしながら、Case4～Case7 の鋼材破断時の重錘位置エネルギーは少なくとも Case3 の鋼材破断重錘位置エネルギーと同じかそれ以上であると推定される。ただし、比較は低い落下高さ（例えば 2.5m）における残留変位を比較すると、プレストressing度が 47%～0%となる。Case5～Case7 は、プレストressing度 62%の Case4 に比べて大きく、残留変位が生じやすい傾向を示している。

表-3. 1. 2 破壊状況と破断位置

落下高さ (m)	位置エネルギー (kJ)	Case1(PC) 100%*	Case2 84.7%	Case3 74.7%	Case4 62.4%	Case5 46.9%	Case6 26.9%	Case7(RC) 0%
1.0	4.90	○	○	○	○	○	○	○
1.5	7.35	○	○	○	○	○	○	○
2.0	9.80	○	○	○	○	○	○	○
2.5	12.25	○ 44 15	○ 42 14.7	○ 43 18	○ 34 16	○ 38 21	○ 42 26	○ 42 28
3.0	14.70	○ 75 63.3	○ 58 30	○ 48 26.3	○ 54 34	○ 51 37	○ 54 40.5	○ 54 40.5
3.5	17.15	—	○ 83 73	○ 74 62.5	○ 70 45	○ 64 46	○ 68 49	○ 68 49
4.0	19.60	—	—	○	—	○ 92 77	○ 84 67	—
4.5	22.05	—	—	—	—	○ 74 58	—	—

○：実験実施 数字：(左) 最大たわみ、(右) 残留たわみ、単位(mm)

—— ①引張側鋼材破断

- - - ②コンクリート圧壊

—— ③残留たわみ $2L/100$ (=60mm)

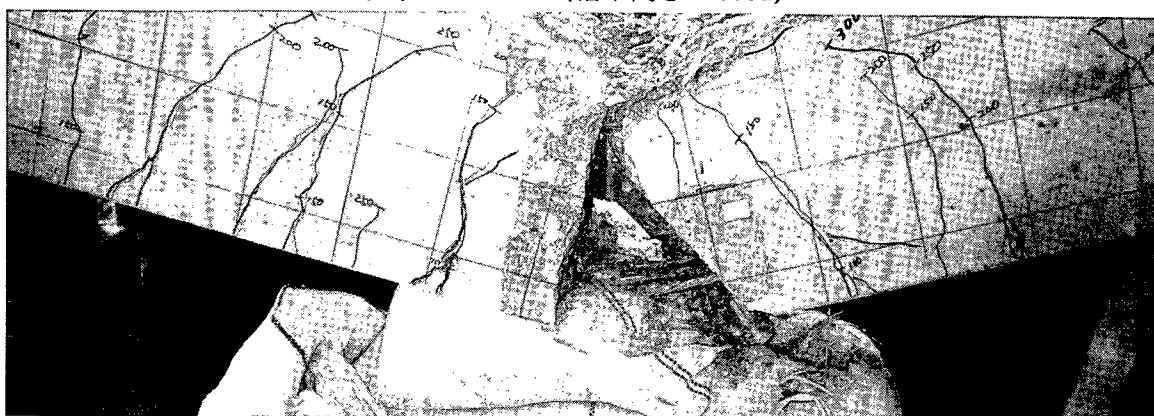
- . - ④⑤残留たわみ $L/100$ (=30mm) 限界相対変形角 $2/100$ rad (=30mm)

..... ⑥最大たわみ $2L/100$ (=60mm)

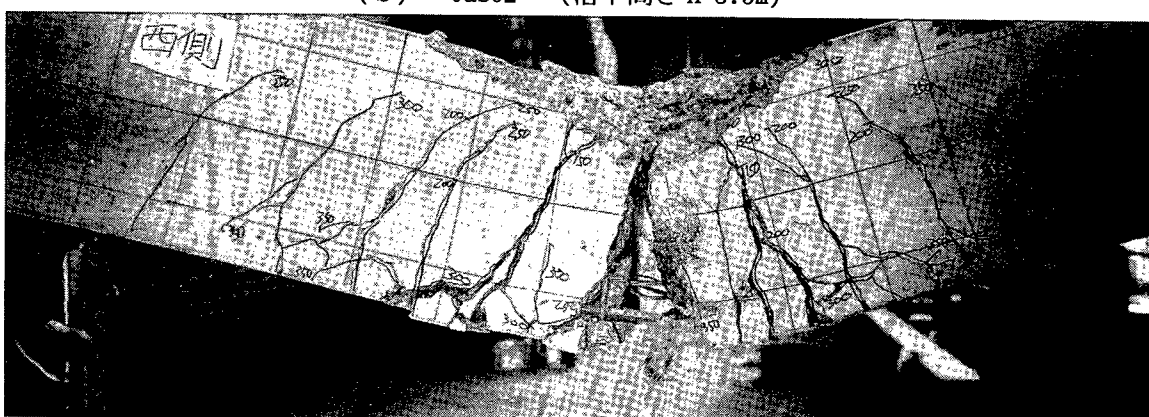
*：プレストressing度



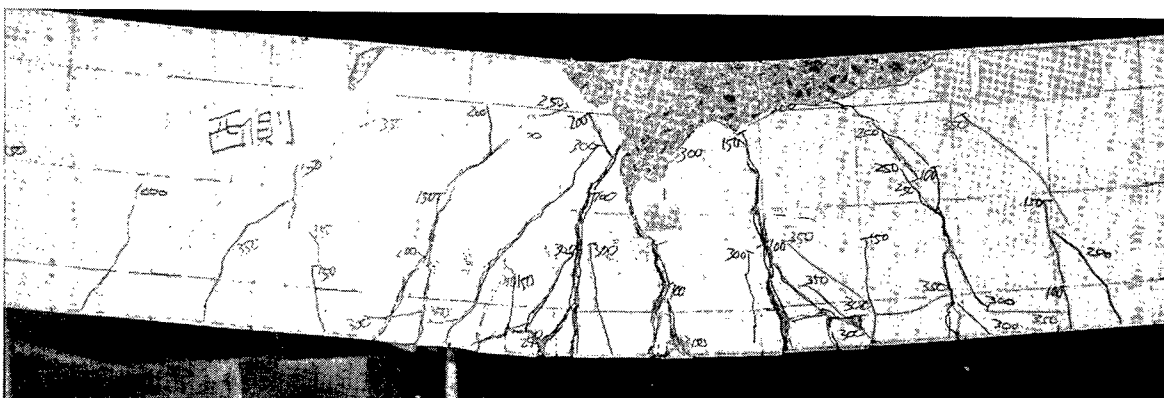
(a) Case1 (落下高さ $H=3.0\text{m}$)



(b) Case2 (落下高さ $H=3.5\text{m}$)



(c) Case3 (落下高さ $H=4.0\text{m}$)

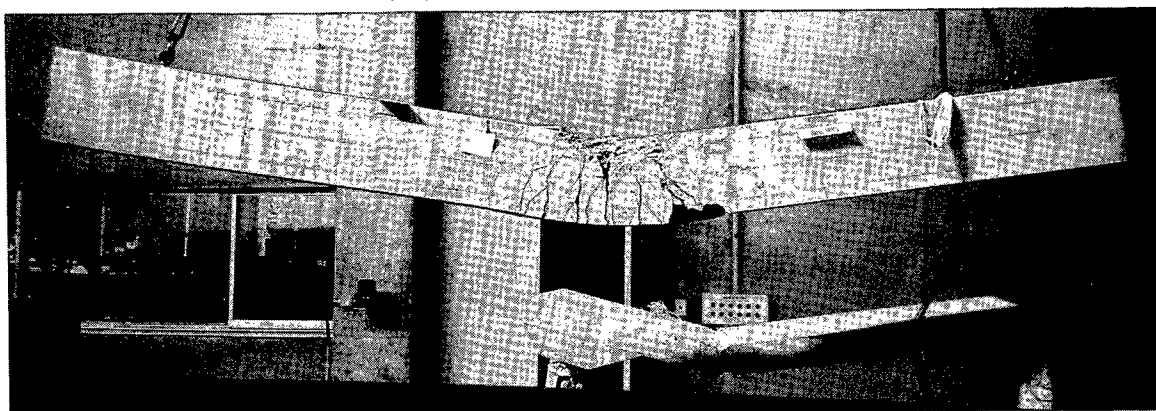


(d) Case4 (落下高さ $H=3.5\text{m}$)

写真-3.1.2 主梁の破壊状況 (その1)



(e) Case5 (落下高さ $H=4.5\text{m}$)



(f) Case6 (落下高さ $H=4.0\text{m}$)



(g) Case7 (落下高さ $H=3.5\text{m}$)

写真-3. 1. 2 主梁の破壊状況 (その2)

(2) 重錘衝撃力と落下高の関係

図-3. 1. 3に重錘衝撃力と落下高さの関係を示す。ここで重錘衝撃力は次式により計算した。

$$F = m \cdot a \dots\dots\dots (3. 1. 1)$$

ここに、 F : 重錘衝撃力(kN)、 m : 重錘質量(t)

a : 重錘加速度の最大値(m/s^2) (重力加速度は補正済み)

重錘衝撃力は各供試体ともほぼ同じ値を示し、落下高に比例して大きくなっている。Case1は落下高2.0m～2.5mで、Case2は2.5m～3.0mで重錘衝撃力の増加の割合が小さくなっている。これは梁が損傷を受け変形しやすくなっているためと考えられる。

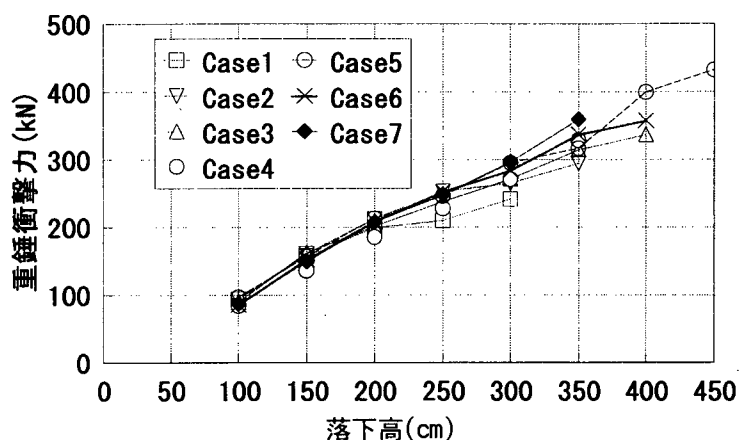


図-3. 1. 3 重錘衝撃力と落下高の関係

(3) 主梁中央変位と落下高の関係

図-3. 1. 4に主梁中央変位と落下高の関係を示す。落下高2.5m（設計落石荷重の約2.5倍）まではほぼ比例的に増加しているが、それ以降、変位はP C鋼材の多い供試体の方が急激に増加している。

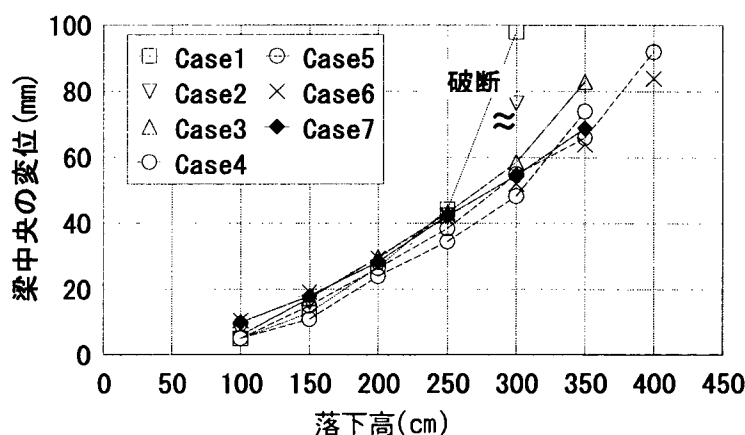


図-3. 1. 4 梁中央変位と落下高の関係

(4) 主梁中央残留変位と落下高の関係

図-3.1.5に実験後の主梁中央残留変位と落下高の関係を示す。プレストレッシング度 80%以下の Case3～Case7 では、重錐の落下高さで残留変位はほぼ線形に増加しているが、プレストレッシング度が高い Case1 および Case2 は落下高さ 2.5m までは残留変位が非常に小さく、鋼材が破断した落下高 3.0m 以降に残留変位が急激に増加している。

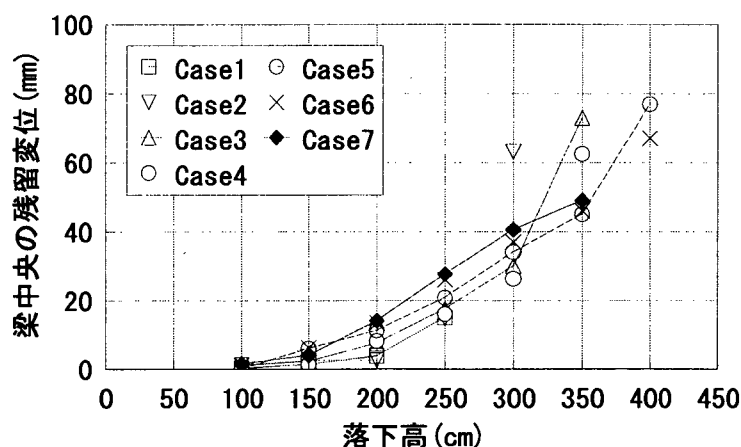


図-3.1.5 梁残留変位と落下高の関係

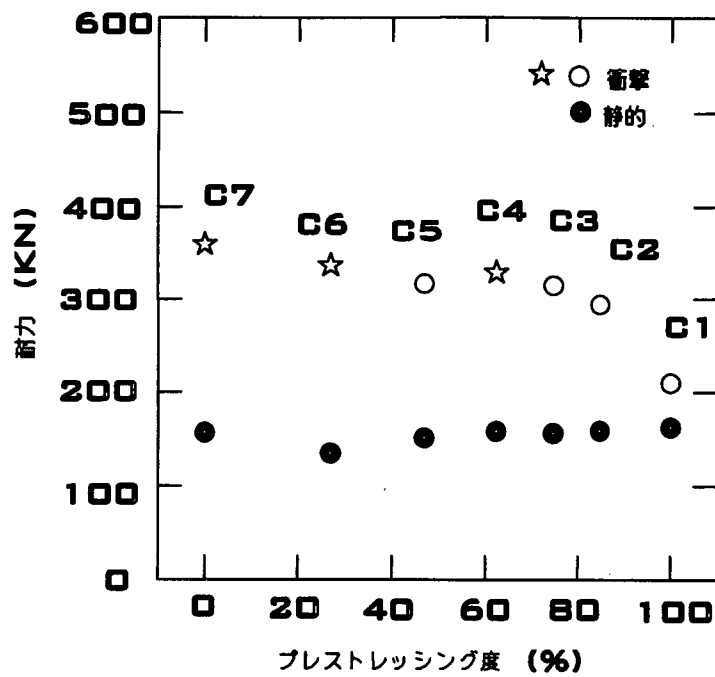
(5) 耐力及び吸収エネルギーとプレストレッシング度の関係

供試体Case1～Case7の静的耐力と繰り返し衝撃载荷試験で計測した、衝撃耐力、吸収エネルギーとプレストレッシング度を表-3.1.3に示す。静的耐力、衝撃耐力とプレストレッシング度の関係を図-3.1.6に示す。

表-3.1.3 試験結果とプレストレッシング度

供試体記号	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5	CASE 6	CASE 7
圧縮強度 (N/mm ²)	60.2	64.8	61.5	68.4	66.7	70.5	64.4
ヤング係数 (N/mm ²)	3.30×10 ⁴	3.62×10 ⁴	3.37×10 ⁴	3.51×10 ⁴	3.45×10 ⁴	3.36×10 ⁴	3.41×10 ⁴
静的耐力 (kN)	162.2	158.7	156.0	158.0	150.9	134.7	156.7
静的吸収エネルギー (kJ)	8.61	9.36	9.33	9.13	10.13	7.41	8.70
衝撃耐力 (kN)	209.7	294.0	314.6	328.3	316.5	337.1	359.7
衝撃吸収エネルギー (kJ)	7.29	15.71	18.08	16.21	22.48	16.84	11.00
衝撃エネルギー吸収能 (kJ)	7.29	15.71	18.08	(18.10)	22.48	(19.70)	(14.41)
プレストレッシング度 (%)	100.0	84.7	74.7	62.4	46.9	26.9	0.0

衝撃吸収エネルギー：鋼材破断、あるいはコンクリートの圧縮破壊に至らなかったケース。実験機の状況及び実験実施上危険と判断されたため実験を終了したケースでのエネルギー
 衝撃エネルギー吸収能：破壊に至ったケース。破壊に至るまでの衝撃吸収エネルギー
 (Case1～Case3は鋼材破断。Case5は上縁側コンクリートの圧縮破壊。)



○：破壊に至ったケース。破壊に至る以前に経験した最大荷重値。

(Case1～Case3は鋼材破断。Case5は上縁側コンクリートの圧縮破壊。)

☆：鋼材破断、あるいはコンクリートの圧縮破壊に至らなかったケース。実験機の状況及び実験実施上危険と判断されたため実験を終了したケース。

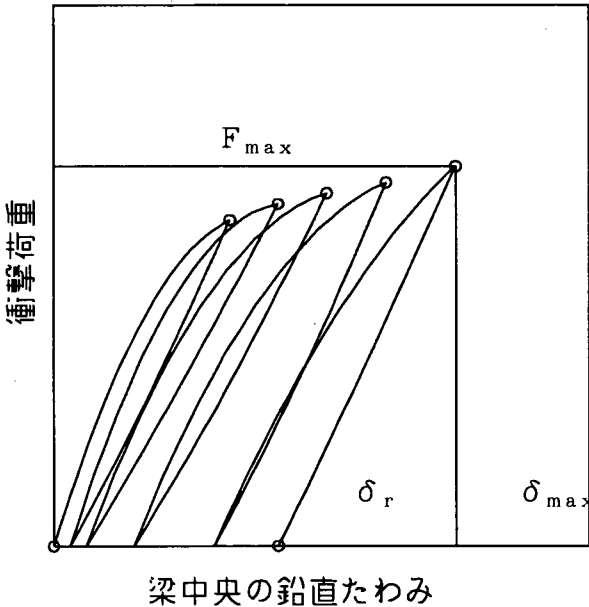
図－3．1．6 静的耐力、衝撃耐力とプレストレス度

繰り返し载荷による場合、本来持っていたエネルギー吸収能は各载荷毎に減少していく。従って、繰り返し衝撃载荷試験の最後の载荷で得られた衝撃耐力は、以前の繰り返し载荷ですでに損傷を受けている部材の衝撃耐力であり、载荷を未経験のものの衝撃耐力とは異なる。

プレストレッシング度の異なるCase1～Case7の衝撃エネルギー吸収能を比較するため、各供試体毎に、式－3. 1. 2で定義される衝撃吸収エネルギーを計算した。ただし、破壊に至ったCase1～Case3 及びCase5については、残留変位（ δ_r ）を最大応答変位（ δ_{max} ）に等しいとした。これは、繰り返し衝撃载荷の終了状態までに供試体が吸収したエネルギーとなっている。次に、破壊に至らなかったCase4及びCase6～Case7についても式－3. 1. 2で残留変位（ δ_r ）が最大応答変位（ δ_{max} ）に等しいと仮定して衝撃エネルギー吸収能を計算した。これは、衝撃エネルギー吸収能の下限値を示すことになる。図－3. 1. 7は吸収エネルギーを説明する模式図である。図で○を結ぶ折れ線で囲まれた面積が吸収エネルギーを表している。

$$E = 0.5 \sum \{ (F_i + F_{i-1}) \cdot (\delta_i - \delta_{i-1}) \} - 0.5 \cdot F_{max} (\delta_{max} - \delta_r) \quad \dots \dots \dots (3. 1. 2)$$

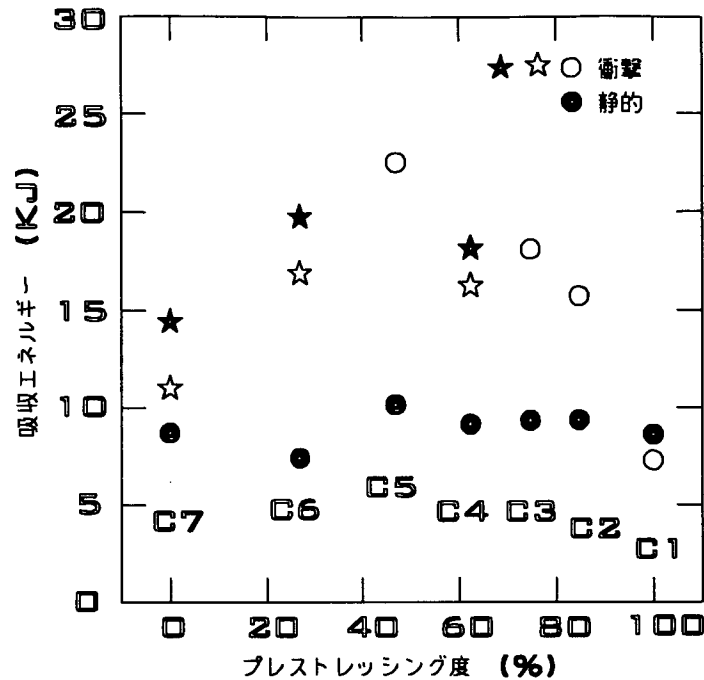
- ここで E : 衝撃吸収エネルギー (kJ)
- F_i : i 回目の衝撃载荷で計測した最大衝撃荷重 (kN)
- δ_i : i 回目の衝撃载荷で計測した鉛直方向最大応答変位 (mm)
- F_{max} : 繰り返し载荷で計測した最大衝撃荷重 (kN)
- δ_{max} : 繰り返し载荷で計測した鉛直方向最大応答変位 (mm)
- δ_r : 繰り返し载荷を終了した状態の鉛直方向残留変位 (mm)



図－3. 1. 7 衝撃吸収エネルギーの模式図

なお、静的载荷に関する吸収エネルギーは、縦座標軸に载荷荷重、横座標軸に梁中央位置の鉛直変位をとり、計測した载荷履歴曲線と横座標軸で囲まれた領域の面積となっている。

静的载荷の吸収エネルギー、衝撃载荷の吸収エネルギーとプレストレスング度の関係を図-3. 1. 8に示す。



○：破壊に至ったケース。破壊に至るまでの衝撃吸収エネルギー。衝撃エネルギー吸収能。

(Case1～Case3は鋼材破断。Case5は上縁側コンクリートの圧縮破壊。)

☆：鋼材破断、あるいはコンクリートの圧縮破壊に至らなかったケース。実験機の状況及び実験実施上危険と判断されたため実験を終了したケース。試験終了までの衝撃吸収エネルギー。

★：破壊に至らなかったケースについて、衝撃最大応答変位から計算した、衝撃エネルギー吸収能の下限値。

図-3. 1. 8 静的吸収エネルギー、衝撃吸収エネルギーとプレストレスング度

以上より、プレストressing度の影響として以下の事項が挙げられる。

①図-3.1.6及び図-3.1.8の●を見ると、静的耐力及び静的吸収エネルギーはプレストressing度に関係なく、ほぼ一定となっている。Case1～Case7の供試体は、静的耐力が同じとなるように設計したものであり、静的試験の結果はほぼ設計通りと言える。

②図-3.1.8によると、Case1→Case3とプレストressing度が減少するのに伴い衝撃エネルギー吸収能（破壊に至るまでに供試体が吸収したエネルギー）が増加している。Case1～Case3では最終載荷で鋼材が破断している。Case4はまだ破壊に至ってなく、衝撃エネルギー吸収能の下限値がCase3のそれと同程度となっている。Case5は最終載荷でコンクリートが圧壊しているが、衝撃エネルギー吸収能は、Case3のそれより大きい。

③図-3.1.8によると、Case6、Case7の衝撃エネルギー吸収能の下限値は19.70～14.41kJであり、Case5の衝撃エネルギー吸収能22.48Kjより小さい値となった。ただし、Case6、Case7については、破壊荷重を確かに計測することができなかったもので、その衝撃エネルギー吸収能については、Case5より大きい値となる可能性もある。

④表-3.1.2によると、Case2、Case4、Case7は繰り返し載荷回数及び載荷荷重値は同じであり、各供試体に与えられた重錘落下位置エネルギーは同じであった。しかし、図-3.1.8によると、Case7の衝撃吸収エネルギーはCase2、Case4に較べて小さく、プレストressing度により相異が窺われた。

3. 1. 3 まとめ

設計落石荷重が同じで、P C鋼材量と鉄筋量の割合を示すプレストレスング度の異なる7種類の梁部材を製作し、繰り返し衝撃载荷実験を行い、以下のことが明らかとなった。

Case1～Case3より、プレストレスング度が100%～70%に低下するに従って、鋼材が破断する重錘位置エネルギーが大きくなる。Case4（プレストレスング度62%）の鋼材破断時の重錘位置エネルギーは明らかではないが、少なくともCase3の鋼材破断重錘位置エネルギーと同じかそれ以上であると推定される。Case5（プレストレスング度47%）はコンクリートが圧壊したが、その時の重錘位置エネルギーは、Case3の鋼材破断時エネルギーより大きい。Case6、7（プレストレスング度27～0%）の鋼材破断あるいはコンクリート圧縮時の重錘位置エネルギーは明らかではないが、少なくともCase3の鋼材破断時エネルギーと同じかそれ以上であると推定される。

3. 2 主梁の単発衝撃載荷実験

3. 2. 1 実験の概要

実際の落石現象は繰り返し載荷ではなく、単発載荷に近い。そこで、ここでは、現行のPC主梁とほぼ同じPC鋼材量と鉄筋量の比率であるCase2と、現行のPC・T型断面で施工上配置可能な最大鉄筋量に近いCase4の2種類に供試体の種類を限定し、単発載荷実験を行った。実験条件は繰り返し載荷実験と同様にしたが、重錘質量については0.5tの他に1.0tと増加させた場合についても実験を行った。

(1) 破壊の定義

破壊の定義は、3. 1. 1 実験の概要と同じ定義とした。

(2) 実験装置及び要領

実験は、繰り返し載荷実験と同様に、傾斜式衝撃載荷試験装置を使用して行った。実験には質量0.5tと1.0tの平底重錘を使用した。また、緩衝材には繰り返し載荷実験と同様に、単位体積重量294N/m³、厚さ25cmのEPSを使用した。

(3) 計測項目、計測方法

計測方法は、3. 1. 1 主梁の繰り返し衝撃載荷実験の概要と同じである。

(4) 実験供試体

実験に使用した供試体は、現行のPC主梁とほぼ同じPC鋼材量と鉄筋量の比率であるCase2と現行のPCT型断面で施工上配置可能な最大鉄筋量に近いCase4の2種類である。設計条件は、静的載荷実験および繰り返し載荷実験と同じである。

(5) 実験ケース

表-3. 2. 1に単発載荷実験を行った実験ケースを示す。

表-3. 2. 1 実験ケース

ケース	重錘質量(t)	落下高さ(m)	ケース	重錘質量(t)	落下高さ(m)
Case2-1	0.5	3.0, 3.5, 4.0	Case4-1	0.5	4.0, 4.5
Case2-2	0.5	4.0, 4.5	Case4-2	0.5	3.0, 3.5, 4.0
Case2-3	0.5	4.5	Case4-3	0.5	5.0, 5.0
Case2-4	0.5	5.0, 1.0×3回	Case4-4	1.0	3.0
Case2-5	1.0	2.75	Case4-5	1.0	3.25
Case2-6	1.0	2.0	Case4-6	1.0	2.0, 2.5

3. 2. 2 実験結果

(1) 破壊状況

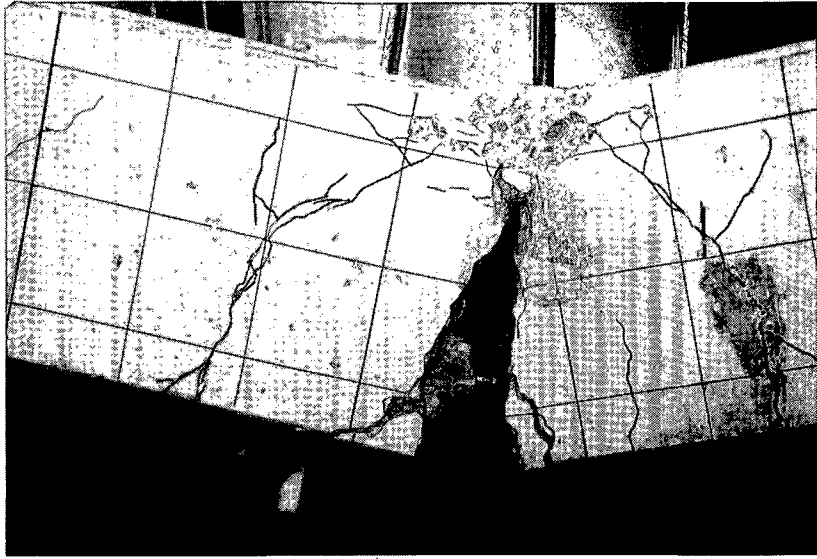
Case2 と Case4 における単発衝撃载荷における各種破断状況は表-3. 2. 2、3. 2. 3のとおりである。PC 鋼材と鉄筋の破断は、それぞれ Case2 で 26.95kJ、Case4 で 31.85kJ の位置エネルギーで生じている。梁の破壊状況について、Case2 の落下高さ 2.75m 時の写真を写真-3. 2. 1 に、Case4 の落下高さ 3.25m 時の写真を写真-3. 2. 2 に示す。

表-3. 2. 2 破断状況 (Case2)

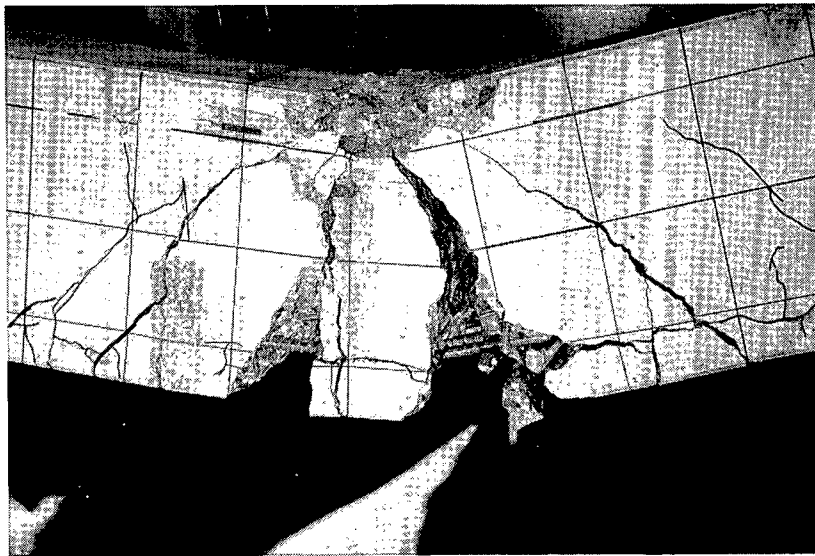
ケース	落下高さ (m)	重錘質量 (t)	重錘位置エ ネルギー(kJ)	P C	鉄筋	その他
Case2-1	3 3.5, 4.0	0.5	14.7	破断せず (4m)伸びきった	破断せず (4m)下側 2 本破断	
Case2-2	4.0 4.5	0.5	19.6	破断せず (4.5m)下側 3 本破断	破断せず (4.5m)下側 2 本破断	
Case2-6	2.0	1.0	19.6	破断せず	破断せず	クラックの み
Case2-3	4.5	0.5	22.05	破断せず	破断せず	
Case2-4	5 1.0×3 回	0.5	24.5	破断せず	破断せず	
Case2-5	2.75	1.0	26.95	下側 2 本破断、上側 2 本破断	下側 2 本破断	

表-3. 2. 3 破断状況 (Case4)

ケース	落下高さ (m)	重錘質量 (t)	重錘位置エ ネルギー(kJ)	P C	鉄筋	その他
Case4-2	3 3.5, 4.0	0.5	14.7	破断せず	破断せず	下部コンク リート剥離
Case4-1	4.0 4.5	0.5	19.6	破断せず	破断せず	
Case4-6	2.0 2.5	1.0	19.6	破断せず (2.5m)下側 2 本破断	破断せず (2.5m)下側 1 本破断	
Case4-3	5.0 5.0	0.5	24.5	破断せず (2 回目)2 本破断	破断せず (2 回目)下側 2 本破断	
Case4-4	3	1.0	29.4	破断せず	破断せず	下部コンク リート剥離
Case4-5	3.25	1.0	31.85	下側 1 本破断	下側 4 本破断	



写真－3. 2. 1 梁中央部の破壊状況(Case2、落下高さ 2.75m、重鎮質量 1.0t)



写真－3. 2. 2 梁中央部の破壊状況(Case4、落下高さ 3.25m、重鎮質量 1.0t)

(2) 重錘衝撃力と落下高の関係

図-3.2.1に重錘衝撃力と落下高の関係を示す。繰返し载荷の Case2 では、落下高 3.5m 付近で主梁が破壊した。また、単発载荷では両ケースとも落下高 5.0m (設計落石条件の約 6 倍) まで重錘衝撃力が落下高にほぼ比例して増加している。繰返し载荷、単発载荷とも Case4 の方が Case2 と比較して重錘衝撃力はやや小さくなっている。

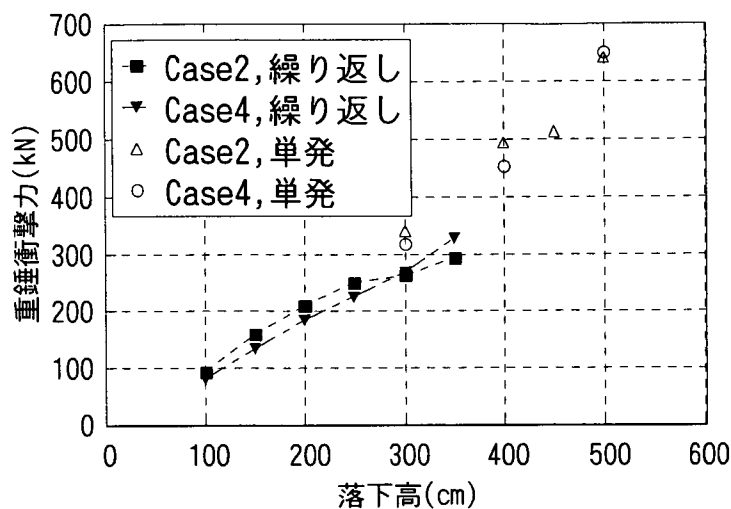


図-3.2.1 重錘衝撃力と落下高の関係

(3) 重錘位置エネルギーと主梁中央変位の関係

図-3.2.2に重錘位置エネルギーと主梁中央変位の関係を示す。位置エネルギーが 19.6kJ までは両ケースとも同程度の変位量を示しているが、24.5kJ では Case2 および Case4 はともに鋼材の破断が生じていない位置エネルギー 19.6kJ まではほぼ同等な変位を示すが、鋼材破断後は鉄筋への依存度が高い Case4 の方が Case2 より変位量が 2 割程度大きくなっている。

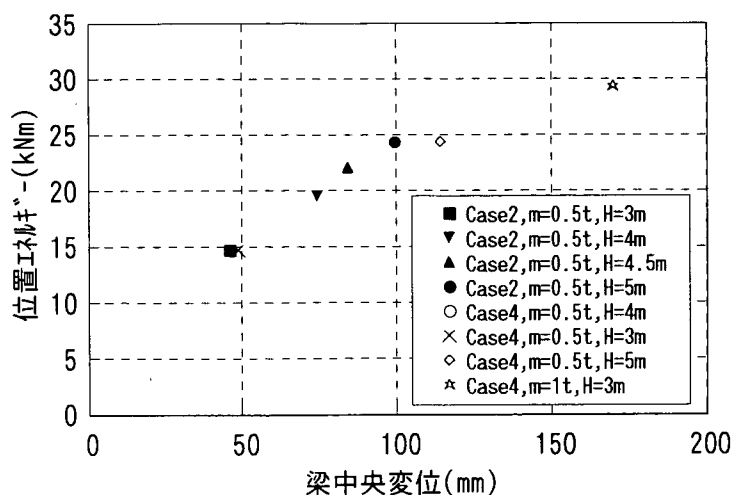


図-3.2.2 位置エネルギーと梁中央変位との関係

(4) 載荷荷重と主梁中央変位の関係

図-3.2.3および図-3.2.4に重錘衝撃力と主梁中央変位の関係を示す。図-3.2.3はCase2、図-3.2.4はCase4の結果であり、また、衝撃載荷の載荷荷重としては重錘衝撃力を用いている。両ケースとも単発載荷での最大重錘衝撃力は、静的載荷実験の最大荷重と比較すると5倍以上と大きく上回っていることがわかる。また、単発載荷の重錘衝撃力は、繰り返し載荷と比較すると2倍以上となっている。単発載荷について両ケースを比較すると、Case2では最大衝撃力が641kNに対し、Case4では718kNと約12%大きく、変位量ではCase2では89mmに対し、Case4では170mmと約90%大きくなっており、鉄筋量による差が表れている。図中の静的試験結果(2点載荷)は、2.1.2 実験結果で得られた値を示している。

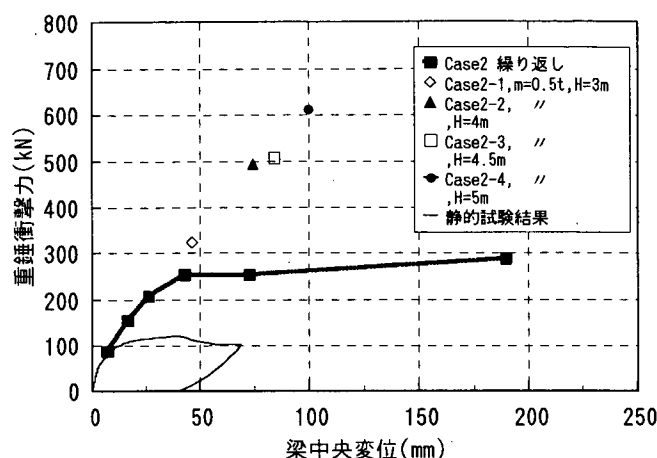


図-3.2.3 重錘衝撃力と梁中央変位との関係 (Case2)

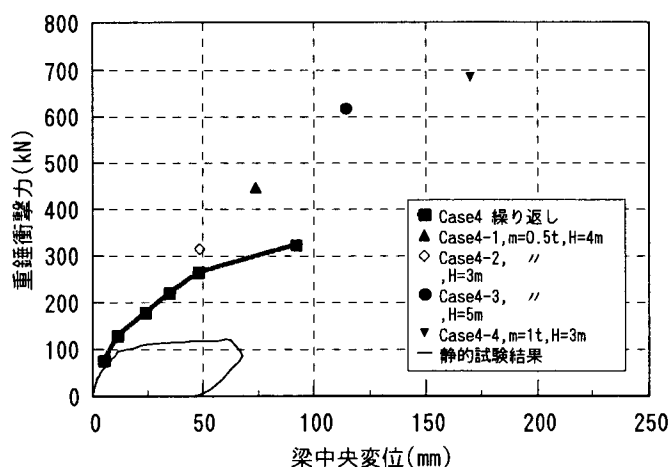


図-3.2.4 重錘衝撃力と梁中央変位との関係 (Case4)

3. 2. 3 まとめ

現行のPC主梁とほぼ同じPC鋼材量と鉄筋量の比率であるCase2と、現行のPC・T型断面で施工上配置可能な最大鉄筋量に近いCase4の2種類に供試体を選定し、単発載荷実験を行った。ここで、以下のことが明らかとなった。

①重錘衝撃力と落下高さの関係では、繰り返し載荷のCase2では、落下高3.5m付近で主梁が破壊した。また単発載荷では両ケースとも落下高5.0m（設計落石条件の約6倍）まで重錘衝撃力が落下高にほぼ比例して増加している。繰り返し載荷、単発載荷ともCase4の方がCase2と比較して重錘衝撃力はやや小さくなっている。

②鉄筋量の割合を多くしたCase4の方がCase2と比較して、耐え得る位置エネルギーで2割程度大きくなることがわかった。

③単発載荷について両ケースを比較すると、Case2では、落下高さ5m（重錘重量0.5t）時の最大衝撃力が641kNに対し、Case4では、落下高さ3m（重錘重量1t）時の最大衝撃力が718kNと約12%大きい。また、中央主梁の変位量ではCase2では89mmに対し、Case4では170mmと約90%大きくなっており、鉄筋量による差が表れた結果となった。

3. 3 全体系の繰返し衝撃載荷実験

3. 3. 1 繰返し載荷実験の概要

(1) 破壊の定義

本研究において破壊を判定する基準について、まず図-3. 3. 1 に示すように、落石覆工の破壊部位は、①頂版部のはり部材の破壊、②柱部材の破壊、③接合部の破壊、④その他の破壊（擁壁の破壊）に分類する。表-3. 3. 1 に各部位に生ずる終局限界を示す。まず、①はり部材の終局限界については、曲げ破壊とせん断破壊とする。はりの曲げ破壊の判定には、残留変位がはりスパンの1/100~1/300程度とする研究³⁾もあるが、ここでは、小柳ら⁴⁾の研究を参考に、引張鋼材の破断または圧縮側コンクリートの圧壊と定義した。載荷位置等が変化し、支点部近傍になれば、せん断破壊も重要な破壊要因となる。②柱の破壊も曲げ破壊とせん断破壊の2種類が生ずるものと想定した。③接合部の破壊は、はりと柱の接合部は鋼材破断、はりと擁壁の接合部はアンカーボルトの引抜けとした。④その他の破壊としては擁壁の破壊が考えられ、擁壁基部の圧縮側コンクリート圧壊または引張PC鋼材もしくは鉄筋の破断としている。これらの限界は、実験時に目視で確認できるものを原則として選定している。

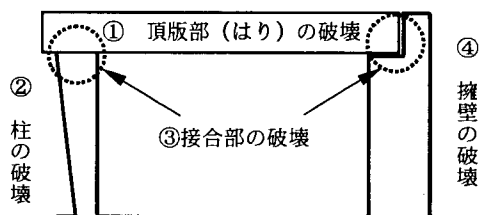


図-3. 3. 1 落石覆工の破壊の区分

表-3. 3. 1 終局限界の定義

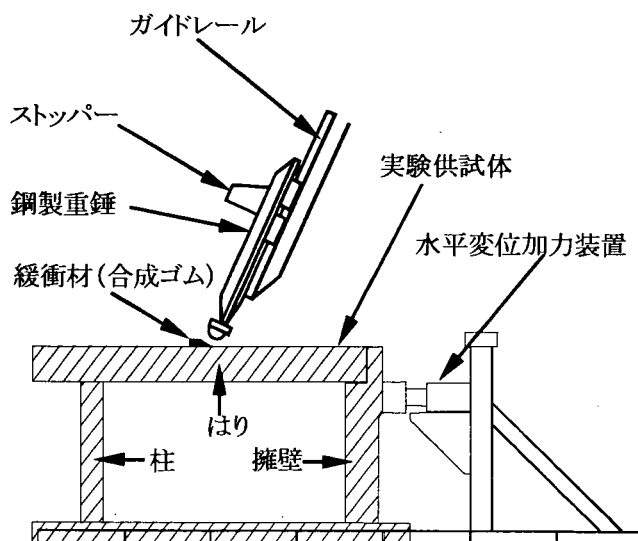
破壊の区分	終局限界	終局限界の判定
はりの破壊	曲げ破壊	圧縮側コンクリート圧壊 引張PC鋼材、鉄筋破断
	せん断破壊	せん断ひび割れ
柱の破壊	曲げ破壊	柱基部の圧縮側コンクリート圧壊
	せん断破壊	せん断ひび割れ
接合部の破壊	はり柱接合部破壊	PC鋼材破断
	はり擁壁接合部破壊	アンカーボルト引抜け、破断
その他の破壊	擁壁部の破壊	擁壁基部の圧縮側コンクリート圧壊
		擁壁基部の引張PC鋼材または鉄筋破断

(2) 実験装置および要領

本研究は、写真－3.3.1に示す建設省土木研究所が所有する傾斜式衝撃载荷試験装置を用いて行った。本装置は、最大質量1.0tonの重錘を鉛直で最大5.0mの高さから落下させることが可能であり、载荷角度を90°（垂直）～30°の範囲で調整できる。実験要領は、図-2に示すようにまず実験供試体をアンカーボルトによって床に固定し、柱近傍、L/4（はり柱接合部とはり中央の間）、はり中央、3/4L（はり擁壁接合部とはり中央の間）の位置に鉛直あるいは斜め方向から鋼製重錘を载荷させる。この際、緩衝材として硬度57の合成ゴム（縦300mm×横200mm×厚さ50mm）を使用した。なお、重錘形状は板状の先端に半径5cmの半円柱形の治具を溶接している。初期水平変位の影響については、図中の水平反力装置からの油圧ジャッキによる水平力を与え、所要の水平変位を与えた後、衝撃実験を行った。



写真－3.3.1 傾斜式衝撃载荷試験装置



図－3.3.2 実験状況

(3) 計測項目、計測方法

計測項目は、重錘（前後2点）および主はり（衝突点位置はり側面左右2点）の加速度、構造全体の変位分布およびひずみ分布、載荷点部の鋼材ひずみ、および破壊形態であり、計測に用いた機器の諸元を表-3.

3. 2に、計測システムについては図-3. 3. 3に示す。なお、サンプリング間隔については $500\mu\text{sec}$ であり、 2msec の単純移動平均法によるフィルタリングを行っている。計測位置を図-3. 3. 4に示す。

表-3. 3. 2 測定項目および計測器材の諸元

測定項目	計測器材	諸元等
荷重 (水平反力測定)	ロードセル	容量: 490kN
変位	レーザー式 変位計	測定範囲: $300\pm 100\text{mm}$ $100\pm 40\text{mm}$ 応答周波数: 915Hz、700Hz
コンクリートのひずみ	ひずみゲージ	ゲージ率: 2.12 抵抗値: $120.5\pm 0.5\Omega$
鉄筋のひずみ	ひずみゲージ	ゲージ率: 2.14 抵抗値: $120.5\pm 0.5\Omega$
加速度	加速度計 (ひずみゲージ式)	測定範囲: 100G、200G 応答周波数: 2kHz、3.5kHz

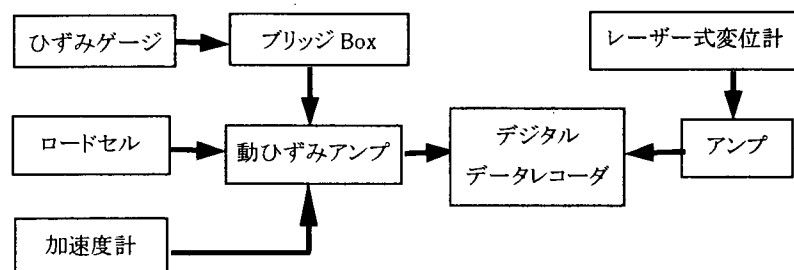


図-3. 3. 3 計測システム

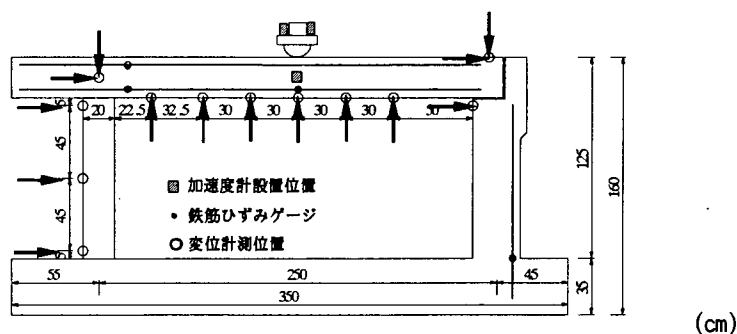


図-3. 3. 4 計測位置図

(4) 実験供試体

本研究では、実験装置の能力によって、破壊が可能な実物大の1/4縮尺の全体系模型を作成した。供試体の概略形状および断面寸法、配筋位置を図-3.3.5に示す。

実験供試体は、逆L型タイプと剛接型タイプ（以下全剛接タイプ）の2種類であるが、逆L型タイプ、全剛接タイプともはり部材には幅20cm、高さ25cm、長さ3.2m、スパン2.5mのプレテンションタイプPRCはりをを用いた。その際のはり部材の初期プレストレス量は1本当たり41.2kNである。プレストレスング度は逆Lタイプが52.2%、全剛接タイプが66%である。鋼材の配筋位置は図-3.3.5に示すように逆L型は圧縮側にD10鉄筋を4本、引張側に $\phi 9.3\text{mm}$ のPC鋼材を2本、D13鉄筋を4本使用した。一方、全剛接型は、圧縮側にD10鉄筋を4本、引張側に $\phi 9.3\text{mm}$ のPC鋼材を2本、D10鉄筋を4本使用している。また、軸方向には逆L型、全剛接型ともD10のせん断補強筋を10cm間隔で配置している。柱部材は縦20cm、横15cm、高さ1.0mの鉄筋コンクリート柱であり、はり部材と同様、D10のせん断補強筋を10cm間隔で配置している。断面内の鋼材配筋位置を図-3.3.5に示す。

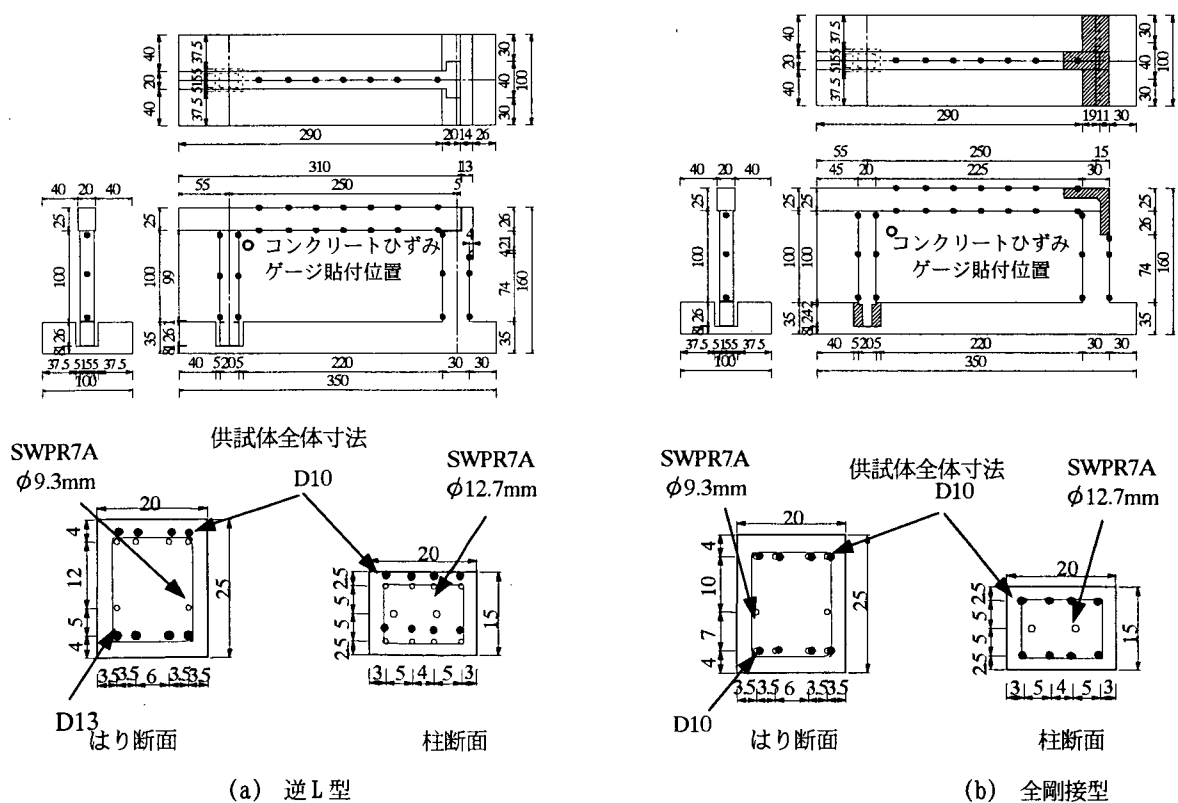


図-3.3.5 実験供試体模型寸法図およびひずみゲージ添付位置

(cm)

図-3.3.6にははり柱接合部、擁壁とはりの接合部および柱と基礎の接合状況を示す。まず、はりとはりの接合部については、逆Lタイプでは柱に予め埋め込まれているP C鋼材をはり部材に通したうえで、プレストレスを1本当たり122.9kN導入し接合している。なお、はり部材とP C鋼材との間に付着はない。全剛接タイプでは、逆Lタイプ同様接合した後、はりとはりP C鋼材の間にグラウトを注入しはりとはりP C鋼材との一体化を図っている。擁壁とはりの接合については、逆Lタイプが擁壁上部のパラベット部とはりを鉛直、水平のD10のアンカーボルトで接合したのに対し、全剛接タイプでは擁壁およびはり部材断面に埋め込まれたD10を重ね継手で継いだうえで場所打ちコンクリートで固定し一体化している。さらに、柱部材と基礎との接合は逆Lタイプがメナーゼヒンジを想定して、基礎との境界線上に切り欠きを施した構造としたのに対し、全剛接タイプは切り欠きを設けず、埋め込まれた部分も場所打ちコンクリートで固定した。表-3.3.3に材料諸元、表-3.3.4にコンクリートの配合を示す。

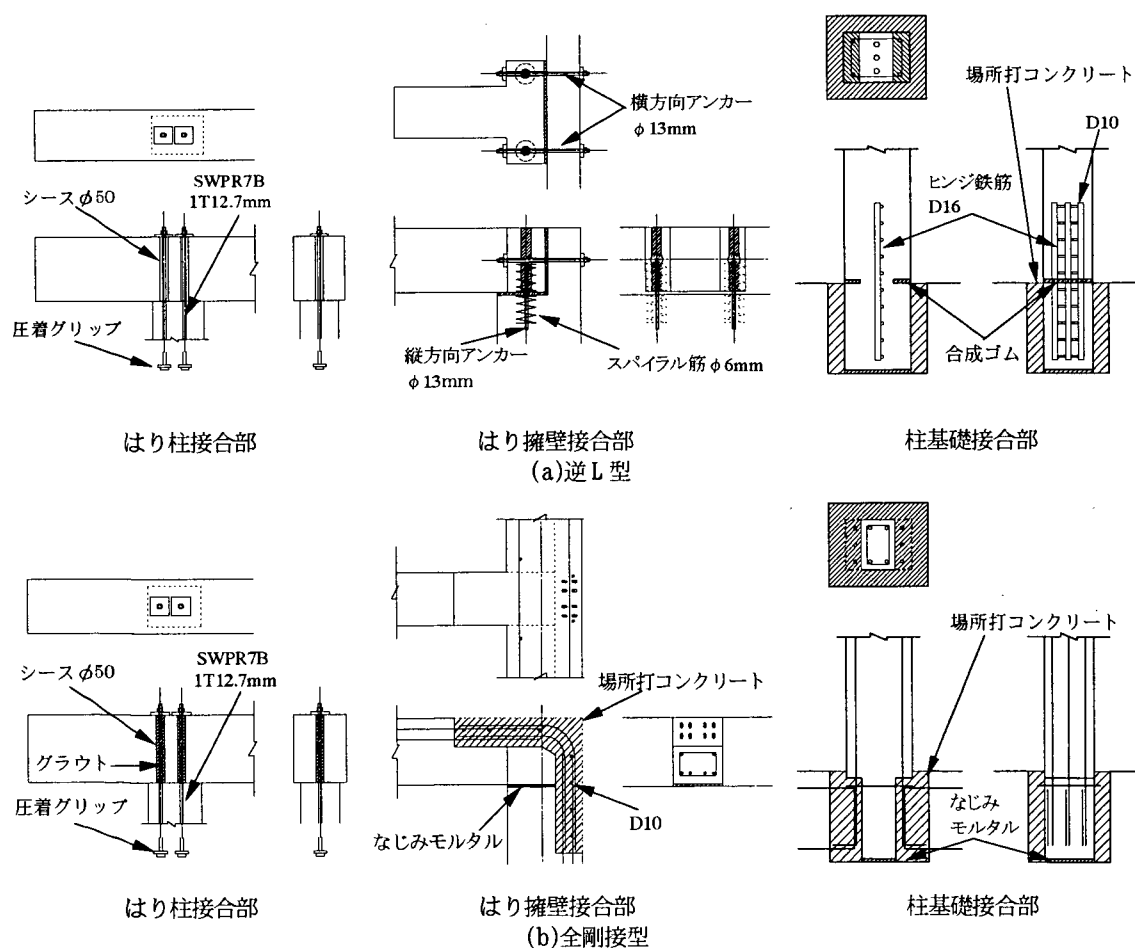


図-3.3.6 各接合部詳細図

表-3.3.3 材料諸元

材料	項目	数値
コンクリート	圧縮強度 f'_c (はり柱)	67.3N/mm ²
	圧縮強度 f'_c (擁壁)	32.3N/mm ²
スターラップ°	径	D6
	間隔	5cm, 10cm
	高さ	17cm
	幅	13cm
鉄筋	径(はり圧縮側、柱部)	D10
	径(はり引張側)	D13
	降伏点	362N/mm ² (D10) 358N/mm ² (D13)
	引張強度	522N/mm ² (D10) 501N/mm ² (D13)
	破断時のび	26.5% (D10, D13)
P C 鋼材	径 (はり部)	φ9.3mm
	径 (柱部)	φ12.7mm
	初期°レスト力	41.2kN (φ9.3mm)
		122.9kN (φ12.7mm)
	0.2%永久伸びに 対する荷重	90.6kN (φ9.3mm)
		174kN (φ12.7mm)
	引張荷重	99.4kN (φ9.3mm)
		190kN (φ12.7mm)
	破断時伸び	8.9% (φ9.3mm)
		7.8% (φ12.7mm)

表-3.3.4 コンクリート配合

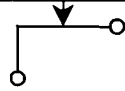
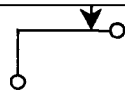
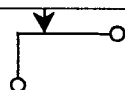
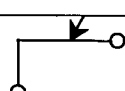
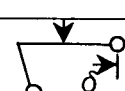
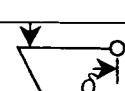
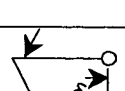
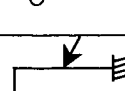
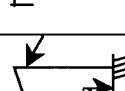
粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	水セメント 比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
					水 W	セメント C	細骨材 s	粗骨材	減水剤
20	6±1.5	2±1	27.0	41.2	135	500	723	1086	7.5

(5) 実験ケース

表-3. 3. 5に全実験ケースを示す。実験パラメータを載荷位置、初期水平変位の有無、載荷角度、構造形式、重錘落下高さとした。重錘落下位置は鉛直載荷で柱直近、L/4（はり柱接合部とはり中央の中間）、はり中央、3/4L（はり擁壁接合部とはり中央の中間）の4種類、初期水平変位は有無の2種類、載荷角度は鉛直と60°の2種類、構造形式については逆Lタイプと全剛接タイプの2種類であり、全ての組み合わせの中から10種類を選び出し、繰り返し衝突実験を行った。

ところで、本実験では擁壁の初期水平変位の有無についても比較検討のパラメータとしている。この初期水平変位は、擁壁基部の鉄筋のひずみゲージの値が1000 μ となる変位10mmを与えた。これは、擁壁下部がほぼ弾性限界に達していることに対応している。

表-3. 3. 5 衝撃載荷実験ケース一覧

実験 ケース	水平変位 δ	載荷 位置	載荷 角度	はり柱 接合条件	主はり擁壁 支持条件	落下高さ (m)	備 考
I-2	0 mm	主はり 中央	90°	アンボント	ヒンジ	0.25,0.5,1,1.5,2,	
I-7	0 mm	3/4L	90°	アンボント	ヒンジ	0.25,0.5,1,1.5,2	
I-5	0 mm	1/4L	90°	アンボント	ヒンジ	0.25,0.5,1,1.5,2,2.5	
I-3	0 mm	柱直近	90°	アンボント	ヒンジ	0.25,0.5,1,1.5,2,2.5,3,3.5	
I-6	0 mm	主はり 中央	60°	アンボント	ヒンジ	0.25,0.5,1,1.5,2	
I-1	10 mm	主はり 中央	90°	アンボント	ヒンジ	0.25,0.5,1,1.5,2,2	
I-10	10 mm	柱直近	90°	アンボント	ヒンジ	0.25,0.5,1,1.5,2,2.5,3,3.5	
I-4	10 mm	柱直近	60°	アンボント	ヒンジ	0.25,0.5,1,1.5,2,2.5,3	
I-9	0 mm	主はり 中央	60°	ボント	剛	0.25,0.5,1,1.5,2,2.5	
I-8	10 mm	柱直近	60°	ボント	剛	0.25,0.5,1,1.5,2,2.5	

3. 3. 2 実験結果

(1) 破壊形態

図-3. 3. 7に各実験ケースごとの破壊形態を示す。

1) 衝突位置の影響

まず、I-2、7、5、3は、落下方向を垂直に保って、落下位置を変えたものであるが、はりの破壊としては、I-2、7、5の中央部、1/4L点、3/4L点荷重いずれの場合にも、PC鋼材や鉄筋が破断する曲げ破壊となっている。一方、柱直近に衝突荷重を作用させたI-4では、コンクリートのせん断破壊とほり柱接合部のPC鋼材破断が生じている。山側の接合を見ると、いずれの場合にも、ほり擁壁接合部の水平アンカーが破断しており、はりの曲げ変形に伴う軸方向の引張力が極めて大きいことがわかる。また、柱基部や柱とほりの接合部に着目すると、荷重点が柱に近づくにつれて、破壊の程度が大きくなり、基部のひび割れや、ほり柱接合部のPC鋼材の破断などの破壊が生じている。

2) 衝突方向の影響

次に、I-2とI-6を比較すると荷重方向の影響を観察できるが、I-6の斜め荷重の方がI-2に比べて、ほりに生じたひび割れや山側擁壁との接合部の破壊のいずれをとっても軽微であり、ほり中央荷重の場合は、斜め荷重の方が構造にとって荷重が軽いものと思われる。しかし、I-10およびI-4のように擁壁に初期水平変位を与え、柱直近部の谷側に垂直および斜め荷重すると、I-4の方がほり部および柱の接合部付近の破壊が明瞭に増加しており、柱直近部荷重の場合は斜め荷重の方がほりおよび柱部材に対し同じ落下高さでも破壊の程度がやや大きいようである。これは、斜め荷重による水平衝撃成分が特に柱部材に曲げ作用を与えるためと思われる。

3) 水平変位の影響

I-2とI-1またはI-3とI-10を比較すると山側擁壁の初期水平変位の影響を観察できる。この結果から、初期水平変位によって擁壁部にひび割れが生じるが、擁壁とほりの接合部の破壊は防止されるようである。すなわち、擁壁基部の僅かの耐力低下によって接合部の回転変形に対する剛性が弱まり、はりの曲げ変形に伴う軸方向引張力に追随しやすくなったためと思われる。

4) 接合形式の影響

I-9、8は擁壁とほりを剛結したものであるが、ほり中央斜め荷重のI-9（剛結合）をI-6（ヒンジ結合）と比べると同じ斜め荷重に対して、I-9（剛結合）の場合には、落下高さが2.5mで最終破壊、I-6（ヒンジ結合）では落下高さ2.0mで最終破壊となっており、擁壁基部やほりの擁壁側の接合部位および柱の接合部など多くの点において破壊が同時に現れており、不静定次数の増大によって破壊点が分散されていることがわかる。しかし、柱直近部斜め荷重の場合のI-8（剛結合）をI-4（ヒンジ結合）と比べると2つの破壊状況は、あまり違いがなく、またI-8（落下高さ2.5m）の方がI-4（落下高さ3.5m）に比べ低い落下高さで最終破壊を迎えている。これは、ほりや柱の接合を剛結合としても柱直近部斜め荷重の場合は衝突に対して柱側の耐力をあまり期待できないことを意味している。

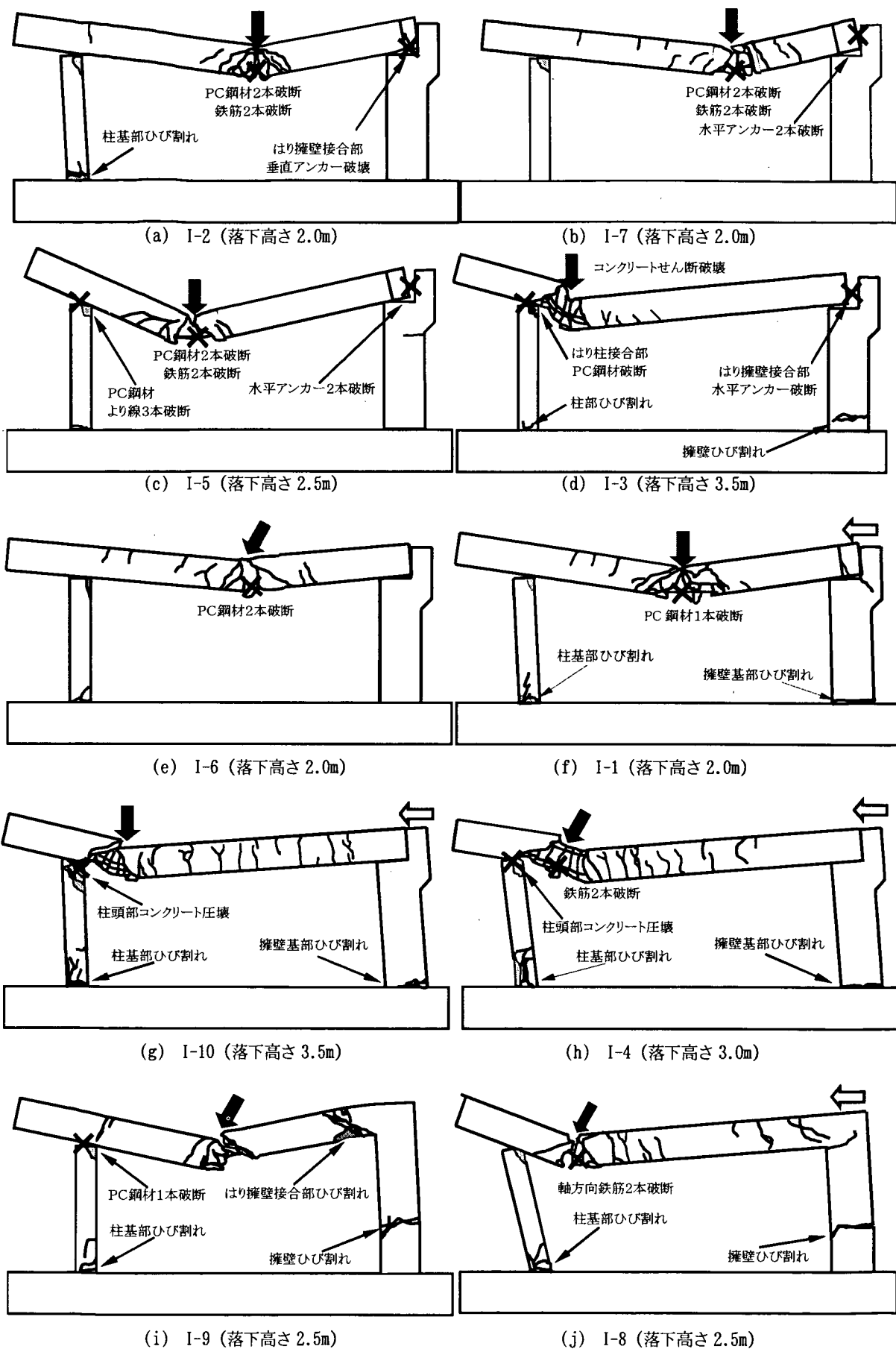
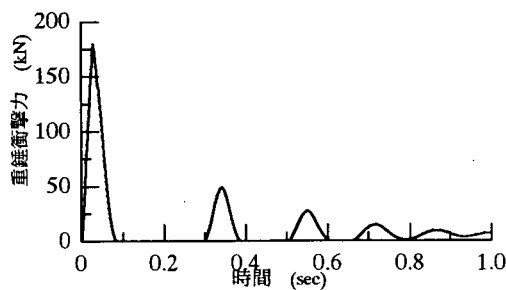


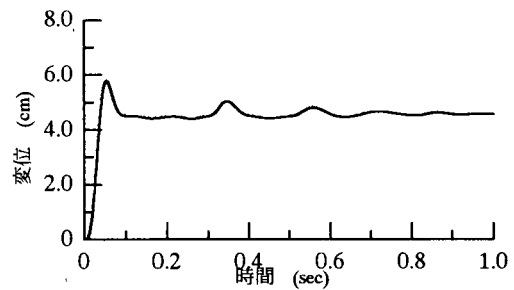
図-3.3.7 各供試体ごとの最終破壊形態

(2) 重錘衝撃力～変位関係

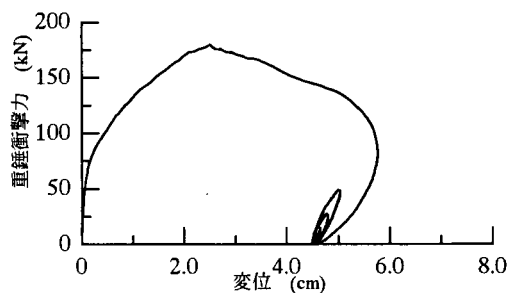
図-3.3.8に基準となるI-2ケースにおける落下高 $H=1.5\text{m}$ での重錘衝撃力～時間関係、変位～時間関係および重錘衝撃力～変位関係を示す。図-3.3.8(a)の衝撃力は、重錘につけた2つの加速度計の平均加速度に重錘質量を乗じて求めたものである。図より5つの独立した波が離れて観測されているのは、0.1sec(100ms)までの1回目の衝突後4回もリバウンドしたことによるものである。図-3.3.8(b)の変位の時刻歴応答は、载荷直下のはりの変位を計測したものである。1回目の衝突で約6cmまで変位した後約4.5cmまで戻り残留変位になっている。その後のリバウンド衝突において何度か変位が増減するが、1回目の衝突の残留変位に戻っている。これらを同調(時間軸を消去)させると、図-3.3.8(c)のような重錘衝撃力～変位関係が得られる。これより、1回目の衝突によって大きなヒステリシスが形成されており、リバウンドによる影響はあまりないことがわかる。そこで、リバウンドの部分を見捨て、全実験ケースの繰り返し载荷による重錘衝撃力～変位関係の履歴曲線を図-3.3.9に示す。



(a)重錘衝撃力～時間関係



(b)変位～時間関係



(c)重錘衝撃力～変位関係

図-3.3.8 リバウンドと時刻歴応答 (I-1、 $H=150\text{cm}$)

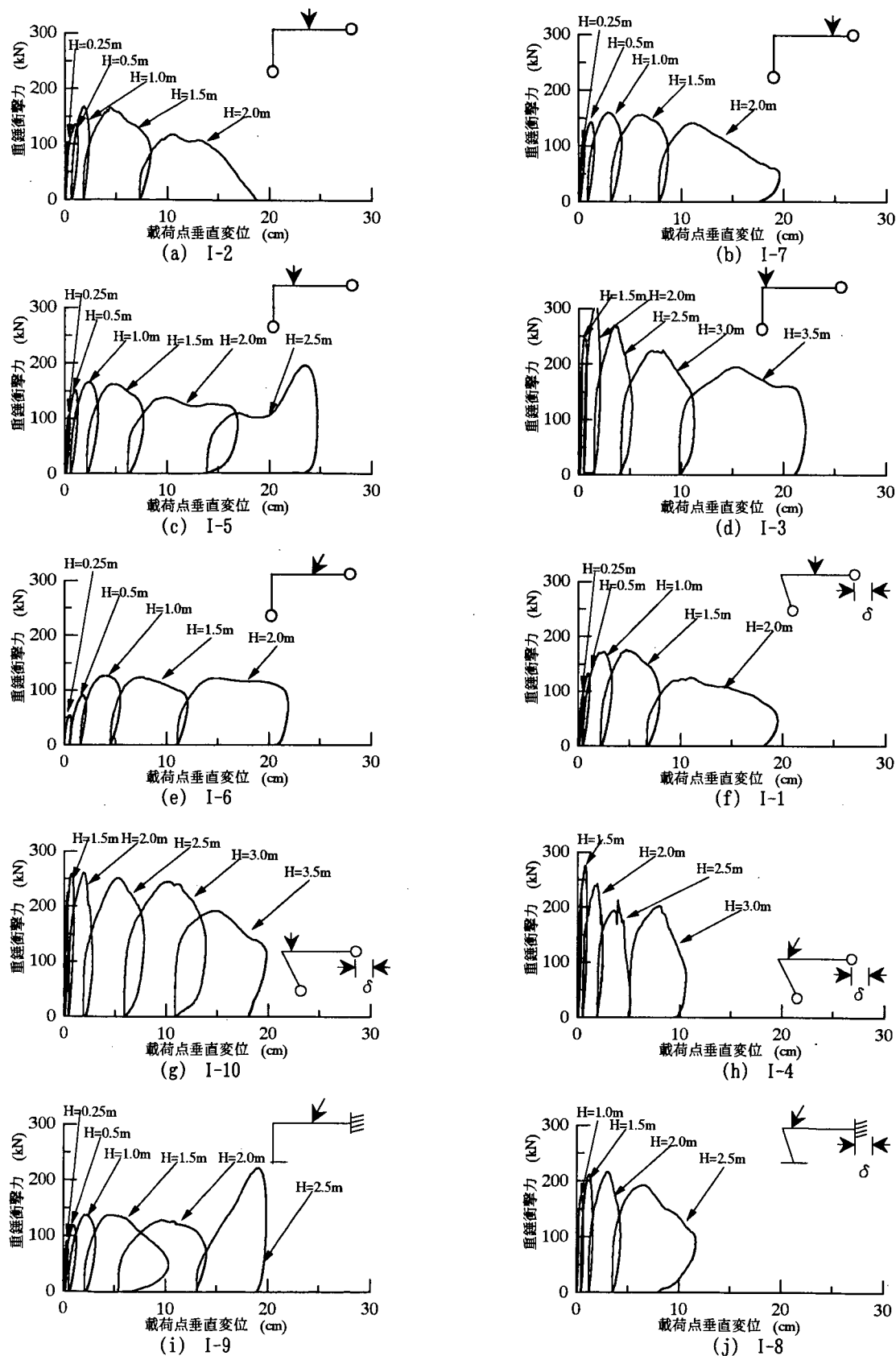


図-3.3.9 各供試体ごとのヒステリシス曲線

1) 衝突位置による影響

I-2、7、5、3による荷重位置の影響を比較してみると、I-2の中央点やI-7の山側3/4L点荷重では、 $H=1.5\text{m}$ から $H=2.0\text{m}$ と落下高が大きくなるにつれて、衝撃力が小さくなっているのに対して、I-5やI-3は、 $H=2.0\text{m}$ でも衝撃力が低下していない。またI-3の柱直近荷重では、この間の衝撃力が 250kN 以上と他の3つのケースでは、概ね 150kN であるのに対して約1.6倍に衝撃荷重が大きくなっている。その最終落下高は、I-5の1/4L点では $H=2.5\text{m}$ 、I-3の柱直近では $H=3.5\text{m}$ と、柱に近づくほど大きくなっている。以上の衝突位置による荷重～変位関係から判断しても、やはり中央に荷重するI-2の場合が最もクリティカルであることがわかる。

2) 衝突方向の影響

次に、やはり中央荷重のI-2とI-6の衝突方向の影響を見ると、斜め荷重のI-6の方が、落下高が増加しても衝撃力がやや増加しており、耐力低下があまり見られない。しかし、柱直近部荷重のI-10とI-4を比較すると、明らかに斜め荷重のI-4の方が落下高さ 3.0m で低下している。すなわち、斜め荷重の場合は、やはり中央部よりも柱直近部荷重の方がクリティカルであることがわかる。

3) 水平変位の影響

I-1とI-2またはI-3とI-10を比較すると、山側擁壁の初期水平変位の影響を観察できるが、この2つのいずれの場合も全般的に大きな相違点はない。すなわち、最終落下高さの荷重を比較すると、ほとんど変化ないが、残留変位増分を見ると水平変位を与えた方がやや小さく、粘りが大きいようである。これは、図-3.3.8で見られたように、山側擁壁が僅かに剛性低下したことにより、擁壁基部にヒンジ構造が生じ、やはりと擁壁の接合部が破壊し難くなったことによるものと考えられる。

4) 接合形式の影響

はり中央斜め載荷の I-6 と I-9 を比較すると全剛接の I-9 の方が、同じ落下高 $H=2\text{m}$ に対して残留変位が 13cm と逆 L 型の I-6 の 20cm に対して小さくなっており、残留変形は小さくなっている。またこの間の衝撃力は、 140kN と I-6 の 130kN よりも大きくなっており、剛結により耐力や粘りいずれに対しても増加することがわかる。しかし、柱直近部斜め載荷の I-4 と I-8 の場合のように載荷点が柱直近部に近づくと、剛結構造の方が落下高さ 2.5m で荷重が低下し、約 10cm の残留変形が生じているのに対し、ヒンジ構造では落下高さ 2.5m でも耐力低下がなく、残留変位も約 5.0cm しか生じていない。すなわち、柱直近部斜め載荷に対してはヒンジ構造の方が耐力および変形性能とも優れていると思われる。

(3) 最大重錘衝撃力と累積残留変位～落下高さ関係

1) 衝突位置による影響

図-3.3.10には、I-2、7、5、3の逆L型供試体に対して載荷位置を変えた場合の最大重錘衝撃力～重錘落下高さの関係を示す。また図-3.3.11には、累積残留変位～落下高さ関係を示す。これらより、I-3のみが他の3つの実験ケースと明らかに異なる関係を示すが、他の3つのケースは重錘衝撃力および残留変位ともに極めて明瞭に一致しており、載荷点がはりの中央部から $1/4$ スパン程度ずれる場合の応答については、概ねはり中央部載荷によって代表されることがわかる。参考までに図-3.3.12には、各実験ケースのコンクリートのひずみ分布を比較して示す。ちなみに落下高は $H=50\text{cm}$ であるので、残留変位は生じておらず弾性応答のものである。これより、I-2の中央点載荷では、明瞭にはりの曲げ変形と対応するひずみ分布が得られており、柱部にはほとんど曲げ変形が生じていない。これに対し、載荷部が $1/4\text{L}$ 点や $3/4\text{L}$ 点では概ね曲げ変形に対応するものの、柱やはりの圧縮側の応答に曲げ変形以外の影響が現れていることがわかる。

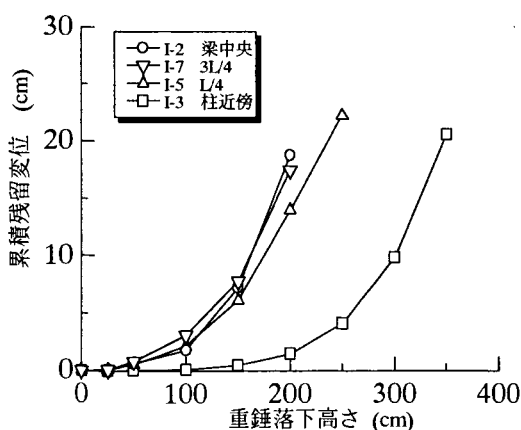


図-3.3.10 最大重錘衝撃力～落下高さ関係
に及ぼす衝突位置の影響

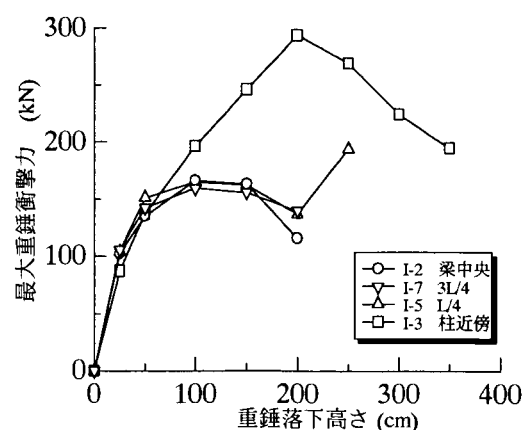
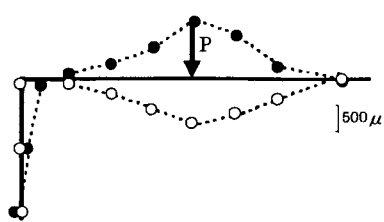
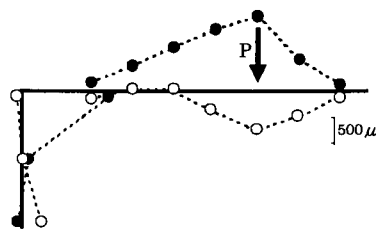


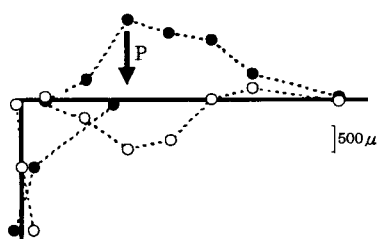
図-3.3.11 累積残留変位～落下高さ関係
に及ぼす衝突位置の影響



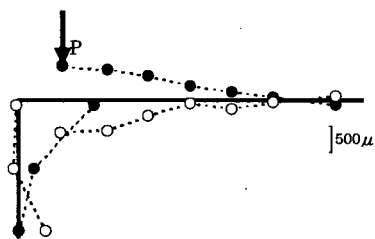
(a) I-2



(b) I-7



(c) I-5



(d) I-3

凡例

はり ●—上側 (圧縮) ○—下側 (引張)

柱 ●—内側 (圧縮) ○—外側 (引張)

図-3. 3. 1 2 衝突位置がコンクリートひずみ分布に及ぼす影響 (H=50cm)

2) 衝突方向の影響

図-3.3.13および図-3.3.14にはそれぞれI-2、4、6、10の最大重錘衝撃力～重錘落下高さの関係および累積残留変位～重錘落下高さの关系到及ぼす衝突方向の影響について比較して示す。図-3.3.9にも見られたように衝突方向による荷重～変位関係に対する影響はあまり見られなかった。これらの図においてもさほど大きな差は見られない。

しかし、図-3.3.7の最終破壊性状でははり中央荷重の場合、ひび割れ分布においてI-6のケースの方が損傷が小さく、柱直近部荷重の場合はI-10の場合が損傷が小さかった。そこで、図-3.3.15に示す同一落下高 $H=1m$ におけるI-2、I-6、I-4およびI-10のひずみ分布を比較すると、はり中央荷重の場合、I-6（斜め荷重）では明らかにはりの上下面のコンクリートひずみに差異がなく、曲げ変形の影響が小さくなっていることがわかる。すなわち、斜め荷重では同じ衝突速度であってもはりに直交する速度成分が小さいため、曲げ

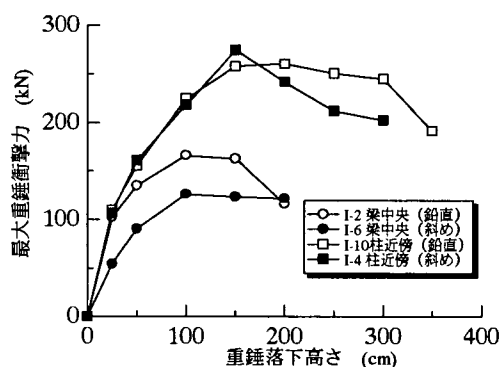


図-3.3.13 最大重錘衝撃力～落下高さ関係に及ぼす衝突方向の影響

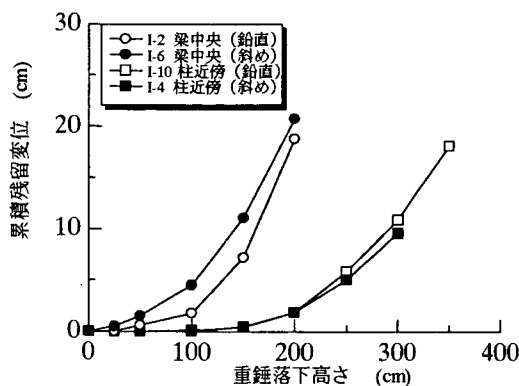
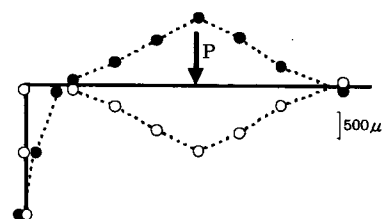
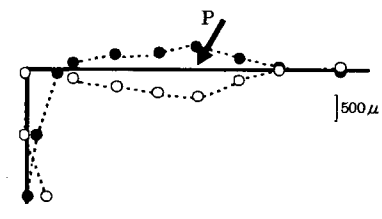


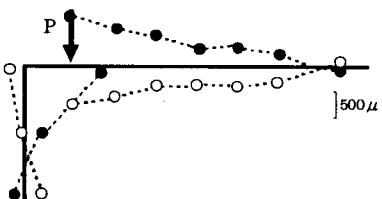
図-3.3.14 累積残留変位～重錘落下高さ関係に及ぼす衝突方向の影響



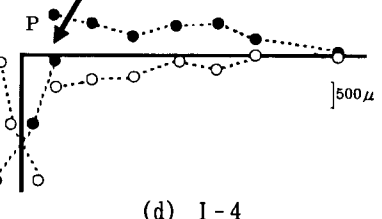
(a) I-2



(b) I-6



(c) I-10



(d) I-4

凡例
はり ●—上側 (圧縮) ○—下側 (引張)
柱 ●—内側 (圧縮) ○—南側 (引張)

図-3.3.15 衝突方向がひずみ分布に及ぼす影響 ($H=100cm$)

破壊がクリティカルになるはりの衝突においては垂直载荷に比べてはりの負担が軽減されていることがわかる。一方、柱直近部载荷の場合は、I-10（鉛直载荷）では柱頭部にひずみが生じているのに対し、I-8（斜め载荷）の場合は柱基部にひずみが生じていることがわかる。すなわち、柱直近部に载荷される場合、鉛直载荷よりも斜め载荷の方が柱基部に大きな損傷が生じやすくなるものと考えられる。

3) 擁壁の初期水平変位の影響

図-3.3.16および図-3.3.17に初期水平変位の影響を見るために、I-1とI-2およびI-3とI-10における最大重錘衝撃力～重錘落下高さの関係および累積残留変位～重錘落下高さの关系到及ぼす初期水平変位の影響について比較して示す。これらより、最大重錘衝撃力や累積残留変位に関しては、初期水平変位は全く影響を及ぼしていないことがわかる。しかし、図-3.3.18に、落下高H=3.5m(最終落下高)におけるI-3とI-10の擁壁基部での鉄筋ひずみの時刻歴応答を示すが、初期水平変位のあるI-10のひずみは、初期水平変位のないI-3の約2倍のひずみとなっており、基部での曲げ変形が大きいことがわかる。すなわち、初期水平変位を与えることにより、柱基部での損傷が生じ、そこに損傷が集中した結果、図-3.3.7(g)に見られるように擁壁上部でのはりとの接合部の破壊を防ぐ効果が得られたと思われる。

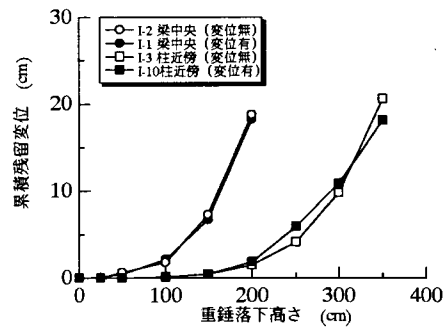
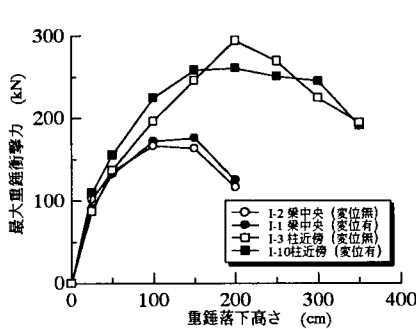


図-3.3.16 最大重錘衝撃力～落下高さ関係 図-3.3.17 累積残留変位～重錘落下高さ関係
に及ぼす初期水平変位の影響

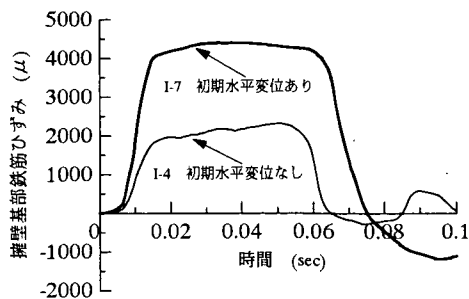


図-3.3.18 擁壁基部鉄筋ひずみ～時間関係
(H=3.5m)

(4) 限界落下高さに及ぼす影響

図-3. 3. 19に各実験ケースの限界落下高さを比較して示す。

1) 衝突位置の影響

I-2、3、5、7の落下位置による影響を見ると明らかに落下位置が柱部に近づくにつれて限界落下高さが大きくなっている。すなわち、危険性から考えると中央点載荷が最もクリティカルであることがわかる。

2) 衝突方向の影響

続いてI-2とI-6およびI-10とI-4を比較して、斜め載荷の影響を見ると、中央点での載荷では斜め載荷の影響はないが、I-10とI-4の柱直近載荷では、斜め載荷のI-4の方が限界落下高さが小さくなっており、柱直近部のはりのせん断破壊とはり柱接合部の破壊が混在する場合には斜め載荷によって終局限界を早める効果があることが認められる。

3) 水平変位の影響

I-2とI-1やI-9とI-8のように初期水平変位の影響について比べると、これらに相違は無く、限界落下高から見ると初期水平変位は影響が無いことがわかる。

4) 接合形式の影響

I-6（ヒンジ接合）とI-9（剛接合）またはI-4（ヒンジ接合）とI-8（剛接合）を比べて剛結構造による限界落下高への影響を見ると、はり中央載荷では、剛結構造にすることによってI-6（ヒンジ接合）がクリティカルであると思われるが、柱直近部に斜めに衝突する場合は、逆にI-9（剛接合）の方がクリティカルと考えられる。すなわち、衝撃荷重が局所的な損傷を卓越して生じさせるため、構造による冗長性の増加はあまり期待できないことを示していると考えられる。

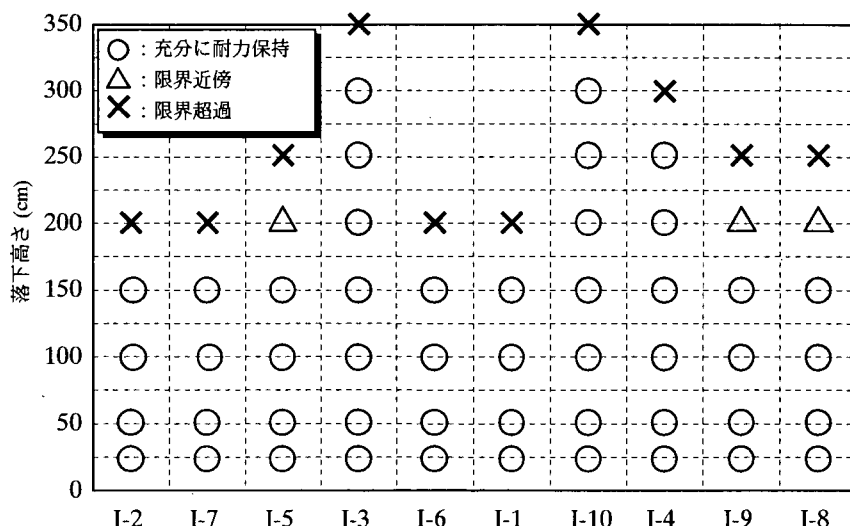


図-3. 3. 19 限界落下高さの比較

3. 3. 3 まとめ

本研究は、PRC ロックシェッド 1/4 模型に対する繰り返し衝撃実験を行い、荷重位置や荷重方向さらに初期水平変位や構造形式が終局限界や破壊形態に及ぼす影響について考察したものである。本研究で得られた成果を要約すると次のようになる。

(1)鉛直衝突において、荷重位置をはりの中央から谷側に変化させると、ロックシェッド模型が破壊する重錘の限界高さは大きくなる。

(2)鉛直衝突において荷重位置が 1/4L、1/2L、3/4L の場合、はりの曲げ破壊が卓越するが、荷重位置が柱直近部になると、はりのせん断破壊とはり柱接合部の破壊が複合化した破壊形態となる。本実験では、はりに配した帯鉄筋の効果もあって脆性的な破壊とならず、耐力が維持され、限界落下高さも曲げ破壊の先行する中央点荷重よりも大きくなった。このように設計荷重に対して必要なせん断補強をした場合の柱直近部における鉛直衝突の荷重条件は、構造全体のクリティカルな荷重条件とはならなかった。

(3)重錘が斜めに衝突する場合、はり中央部では影響は少ないが、柱直近部で擁壁に初期変位を与えた場合は、はりのせん断破壊と柱の損傷とはり柱接合部の破壊等が混在し、斜め荷重は終局限界を早める結果となった。ただし、この場合でも限界落下高さははり中央部の鉛直落下の場合より高い。

(4)したがって、設計荷重に対して必要なせん断補強をしたはりを有する PRC ロックシェッドは、はり中央点での鉛直荷重が最もクリティカルとなるものと考えられる。

(5)擁壁の初期水平変位については、終局限界の現れ方や限界落下高さに関して顕著な影響は現れなかった。

(6)剛接合構造は、ヒンジ接合点を有する逆 L 型に比べて、はり中央部に衝突する場合の破壊形態からは損傷部位が分散して打撃点周囲の損傷を軽減する効果が見られた。しかし、柱直近部に衝突する場合は、むしろヒンジ接合の方が健全性を維持する結果となった。

3. 4 全体系の単発衝撃载荷実験

次に、ロックシェッドの主梁断面のプレストressing度と接合部構造をヒンジと剛接とした場合の影響を検討した。主梁のプレストressing度と各接合部の構造形式を変化させた3種類の全体系模型を製作し、単発衝撃载荷実験を行った²⁾。

3. 4. 1 実験の概要

(1) 破壊の定義

破壊の定義は3. 3. 1 全体系の衝撃実験の定義と同じとした。

(2) 実験装置及び要領

実験は、供試体の主梁スパン中央に緩衝材として、単位体積重量 $294\text{N}/\text{m}^3$ 、厚さ 25cm 、面積 $20\times 20\text{cm}$ のEPSを設置し、この上に重錘質量 (1.0t) を自由落下させることによって行った (図-3. 4. 1)。

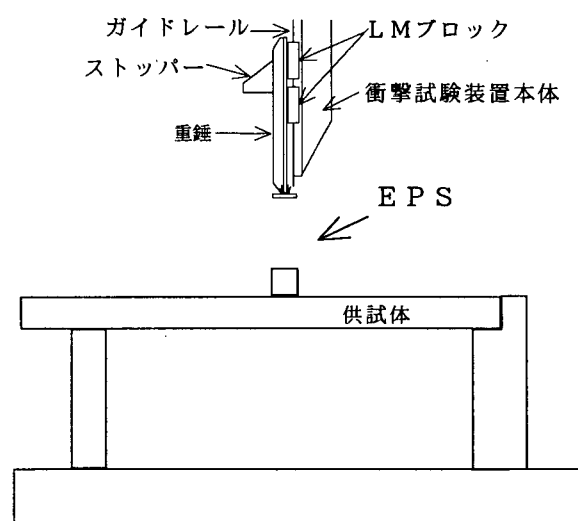


図-3. 4. 1 実験概要

(3) 計測項目、計測方法

前節の全体系の载荷実験と同様である。

(4) 実験供試体

実験に使用した供試体は、C-1、C-1K、C-4K タイプである。各供試体については、2. 2. 1 (3) 実験供試体で示したものと同一である。

(5) 実験ケース

単発衝撃実験を行った実験ケースを表－3.4.1に示す。

表－3.4.1 実験ケース

ケース	重錘質量 (t)	落下高さ (m)
C-1	1.0	2.0, 2.25, 2.5
C-1K	1.0	2.5, 3.0, 3.5
C-4K	1.0	2.5, 3.0, 3.5

3.4.2 実験結果

(1) 破壊状況

単発衝撃载荷における梁の破断状況は表－3.4.2のとおりである。

表－3.4.2 破壊状況

(a) C-1

高さ (m)	重錘質量 (t)	位置エネルギー (kJ)	P C	鉄筋	その他
2.0	1.0	19.6	破断せず	破断せず	
2.25	1.0	22.5	破断せず	破断せず	梁载荷両面下側コンクリート 12～14cm 剥離、引張主鉄筋露出
2.5	1.0	24.5	破断せず	破断せず	梁载荷位置より 10cm 山側方向せん断破壊、梁上面層状に剥離、帯鉄筋破断

(b) C-1K

高さ (m)	重錘質量 (t)	位置エネルギー (kJ)	P C	鉄筋	その他
2.5	1.0	24.5	破断せず	破断せず	山側水平アンカー1 本破断 梁中央部クラック発生 7～10cm
3.0	1.0	29.4	破断せず	破断せず	山側水平アンカー2 本破断、梁载荷面下側コンクリート 5～8cm 剥離、引張主鉄筋露出
3.5	1.0	34.3	破断せず	破断せず	山側水平アンカー1 本破断、梁载荷面下側コンクリート 5～8cm 剥離、引張主鉄筋一部露出

(c) C-4K

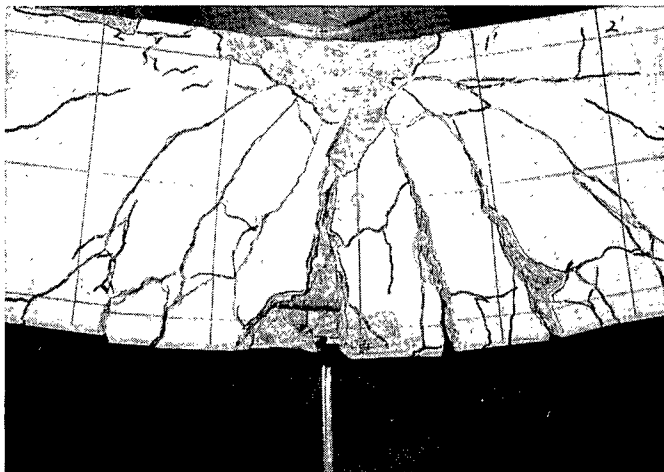
高さ (m)	重錘質量 (t)	位置エネルギー (kJ)	P C	鉄筋	その他
2.5	1.0	24.5	破断せず	破断せず	梁中央部中心に 4 本のクラック発生、幅 1～1.5cm 程度
3.0	1.0	29.4	破断せず	破断せず	梁载荷面下側コンクリート幅 14cm 剥離、引張主鉄筋露出
3.5	1.0	34.3	2 本破断	4 本破断	梁载荷面下側コンクリート幅 16cm 剥離

C-1 供試体の落下高 2.5m における実験後の主梁中央部ひび割れ状況を写真－3. 4. 1 に示す。主梁中央部には荷重点を中心として曲げひび割れが発生している。また荷重点より擁壁側の圧縮側コンクリートが圧壊により層状に剥離している。破壊状況は荷重面の擁壁側よりせん断破壊した。

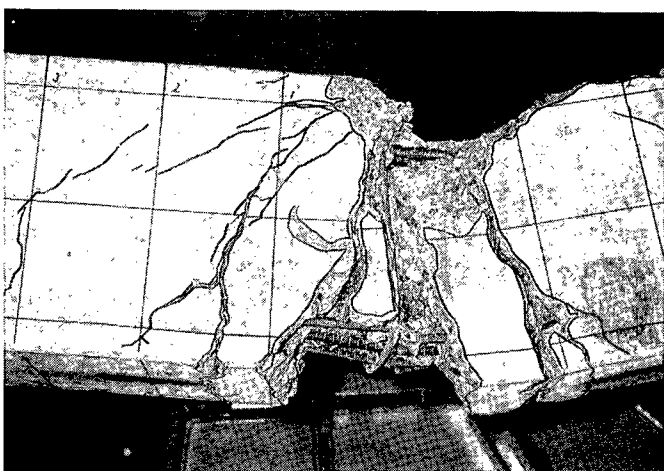
C-1K 供試体の落下高 3.5m におけるひび割れ状況を写真－3. 4. 2 に示す。主梁中央部には荷重点より放射状に曲げひび割れが発生しており、また圧縮側コンクリートが圧壊しているが引張側の鋼材は破断していない。C-4K 供試体の落下高 3.5m におけるひび割れ状況を写真－3. 4. 3 に示す。主梁中央部のひび割れは、C-1K 供試体に比較し中央部に集中して発生しており、圧縮側コンクリートも大きく圧壊している。



写真－ 3 . 4 . 1 主梁中央部の破壊状況(C-1)



写真－ 3 . 4 . 2 主梁中央部の破壊状況(C-1K)



写真－ 3 . 4 . 3 主梁中央部の破壊状況(C-4K)

(2) 重錘衝撃力と落下高の関係

単発載荷実験における重錘衝撃力と重錘落下高の関係を図-3. 4. 2に示す。重錘衝撃力は、落下高の増加に伴い比例的に増加しており、実験値に直線をあてはめると、供試体の設計荷重である 62.72kN が発生する落下高は、25cm 程度であることがわかる。供試体別の傾向をみると、同じ落下高では、逆L形式の C-1、全剛接形式の C-4K、逆L形式の C-1K の順に重錘衝撃力が大きくなる。落下高 3.5m でこの傾向が逆転しているのは C-1K の引張側鉄筋量が他と比較して多く、鉄筋の降伏による影響が大きいと考えられる。

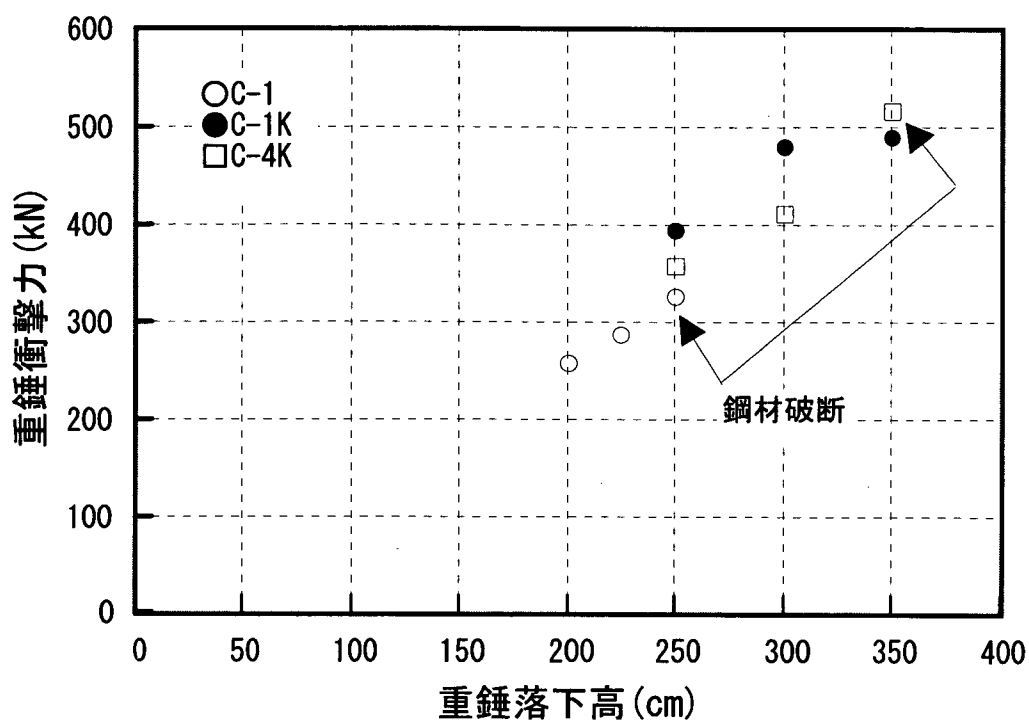


図-3. 4. 2 重錘衝撃力と落下高の関係

(3) 重錘衝撃力と主梁中央変位の関係

衝撃载荷実験の重錘衝撃力と主梁中央変位の関係を図-3. 4. 3に示す。静的载荷実験では荷重 147kN 以降から荷重増加が少なくなり変位のみが進行するようになるが、衝撃载荷実験では、C-1 が約 295kN、C-1K が約 490kN、C-4K では約 530kN まで重錘衝撃力は変位に応じて増加している。また、鋼材の破断する変位に着目すると、静的実験の C-1 および C-4K では、中央変位が 110mm 程度になった時点で引張側鋼材が破断するのに対し、衝撃実験では中央変位 170mm 程度で破断している。

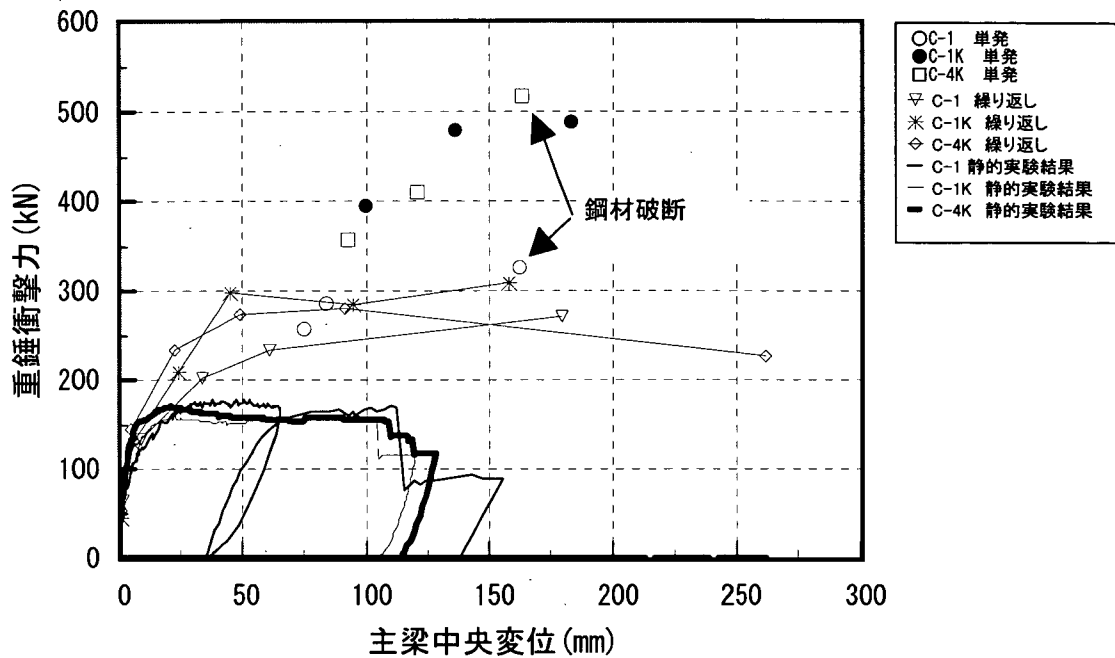


図-3. 4. 3 重錘衝撃力と梁中央変位の関係

(4) 重錘位置エネルギーと主梁中央変位の関係

各実験の重錘の位置エネルギーと主梁中央変位の関係を図-3. 4. 4に示す。設計荷重相当の重錘衝撃力が起こる位置エネルギーは2.45kJ（設計条件）で、C-1は22.05kJ（設計条件の9倍）、C-4Kは29.4kJ（設計条件の12倍）、C-1Kは34.3kJ（設計条件の14倍）程度まで主梁の鋼材が破断せずに応答した。また、C-1の22.05kJを基準とするとC-1KはC-1の1.6倍、C-4Kは1.3倍の位置エネルギーに抵抗できる結果となった。

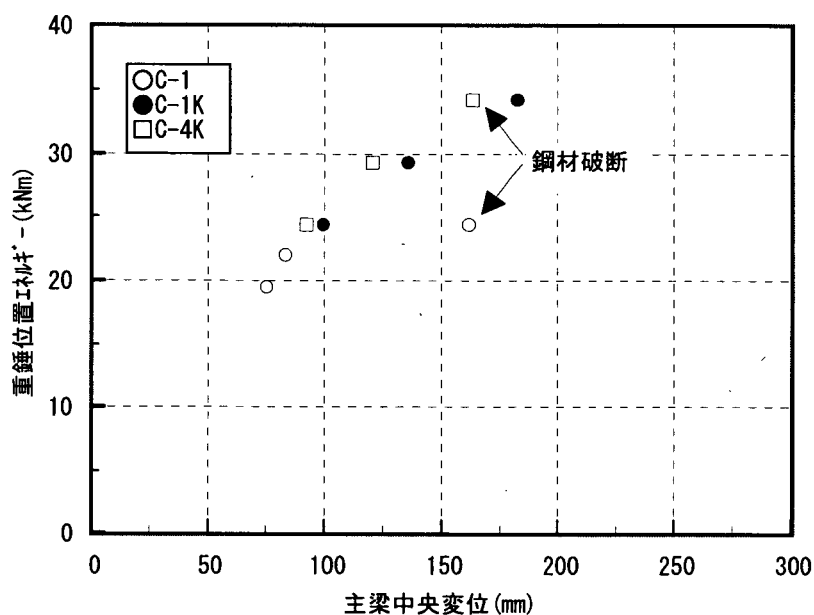


図-3. 4. 4 重錘位置エネルギーと梁中央変位の関係

3. 4. 3 まとめ

逆L形式のC-1 供試体を基本構造とし、C-1 供試体の主梁の鉄筋比を増加し擁壁パラペットを補強したC-1K 供試体および主梁と擁壁の接合部と柱下部のヒンジ部を剛接したC-4K 供試体の3種類の構造形式および配筋の異なる供試体に対して単発衝撃載荷実験を行い、耐衝撃挙動の違いについて検討を行った。その結果以下のことが明らかとなった。

①衝撃載荷実験では、静的実験での最大荷重よりも大きな重錘衝撃力まで抵抗できる。

②重錘を主梁スパン中央に落下させた実験においては、C-1 供試体に対して、主梁の鉄筋の割合を増加したC-1K 供試体が重錘の位置エネルギーで1.6 倍の落石に抵抗できる結果となった。これは、C-1K 供試体では、鉄筋量を増加したことによってひび割れ発生後のエネルギー吸収量が大きくなるためと思われる。

また、C-1 供試体に対してヒンジ部を剛接したC-4K 供試体は、重錘の位置エネルギーで1.3 倍の落石に抵抗できる結果となった。これは、C-4K 供試体が主梁中央部および主梁と擁壁の接合部の2カ所においてエネルギー吸収するためと思われる。

③C-1K 供試体、C-4K 供試体は曲げ破壊を示したが、C-1 供試体は主梁のせん断によって破壊した。

④実験後のひび割れ状況は静的実験結果とほぼ同様な傾向を示した。

- 1) 建設省土木研究所：P R C製ロックシェッドの設計法に関する共同研究報告書、共同研究報告書第 148 号、平成8 年3 月
- 2) 建設省土木研究所：落石防災対策工設計法に関する実験報告書、土木研究所資料第 3570 号、平成1 0 年3 月
- 3) 小柳洽、六郷恵哲、岩瀬裕之：R Cはりの曲げ破壊過程と曲げじん性に及ぼす材料特性の影響、土木学会論文集、第 348/V-1、pp. 153～162、1984 年8 月
- 4) 佐藤昌志、西弘明、岸徳光、松岡健一：実規模 P C 覆工模型の耐衝撃性に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol. 44A、 pp. 1851～11860、1998 年3 月
- 5) 土木学会：ロックシェッドの耐衝撃設計、構造工学シリーズ平成1 0 年1 1 月

4 衝撃応答解析

4.1 はじめに

ここでは、4章で行われた実験結果に基づき、解析的考察を行った。すなわち、近年耐衝撃性に優れた部材としてプレストレスト鉄筋コンクリートはり部材が検討されている^{1), 2), 3), 4)}ものの、これらの研究は部材レベルの研究であり、P R Cはりを用いた全体構造での効果および衝撃挙動に関する研究はあまり行われておらず、解析的な検討もあまりなされていないと思われる。そこで、本研究では3章で得られた結論に基づき、鉛直载荷の場合で最もクリティカルと考えられる主はり中央载荷の実験結果について、骨組み構造モデルを用いた全体構造での衝撃応答解析を行い、その衝撃挙動について、解析的検討を行ったものである。

4.2 解析手法

(1) 基本式

本解析の基本式は、次式で表わされる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{D}\dot{\mathbf{U}} + \mathbf{K}\mathbf{U} = \mathbf{P} \dots\dots\dots (4.1)$$

ただし、 $\mathbf{M}$:質量マトリックス、 $\mathbf{D}$:減衰マトリックス、 $\mathbf{K}$:剛性マトリックス

$\ddot{\mathbf{U}}$:加速度ベクトル、 $\dot{\mathbf{U}}$:速度ベクトル、 $\mathbf{U}$:変位ベクトル、 $\mathbf{P}$:外力ベクトル

ここでは、ロックシェッド模型および重錘、ゴム緩衝材を図-4.1のようなはり要素と軸力要素によって、離散モデル化し、この構造モデルに基づきマトリックスを作成した上で、未知の変位、速度、加速度、外力を求める手法について説明する。

①各節点ごとの力の釣り合い

まず、図-4.1のようなモデルでの各節点ごとの力の釣り合いは、弾性として考えるならば以下のようにして求められる。ただし、減衰力は4)で述べるように初期剛性に比例するものとして考え、その係数を β_R とする。

a) 節点1での力の釣り合い

$$m_{1y}\ddot{u}_{1y} + \beta_R k_1(\dot{u}_{1y} - \dot{u}_{2y}) + k_1(u_{1y} - u_{2y}) = P_{1y} \dots\dots\dots (4.2)$$

b) 節点2での力の釣り合い

$$m_{2y}\ddot{u}_{2y} + \beta_R k_2(\dot{u}_{2y} - \dot{u}_{4y}) - \beta_R k_1(\dot{u}_{1y} - \dot{u}_{2y}) + k_2(u_{2y} - u_{4y}) - k_1(u_{1y} - u_{2y}) = P_{2y} \dots\dots\dots (4.3)$$

c) 節点3での力の釣り合い

$$m_{3y}\ddot{u}_{3y} + \beta_R k_5(\dot{u}_{3y} - \dot{u}_{6y}) - \dot{S}_{L3} + k_5(u_{3y} - u_{6y}) - S_{L3} = P_{3y} \dots\dots\dots (4.4)$$

$$m_{3\theta}\ddot{u}_{3\theta} + \beta_R \dot{M}_{L3} + M_{L3} = P_{3\theta} \dots\dots\dots (4.5)$$

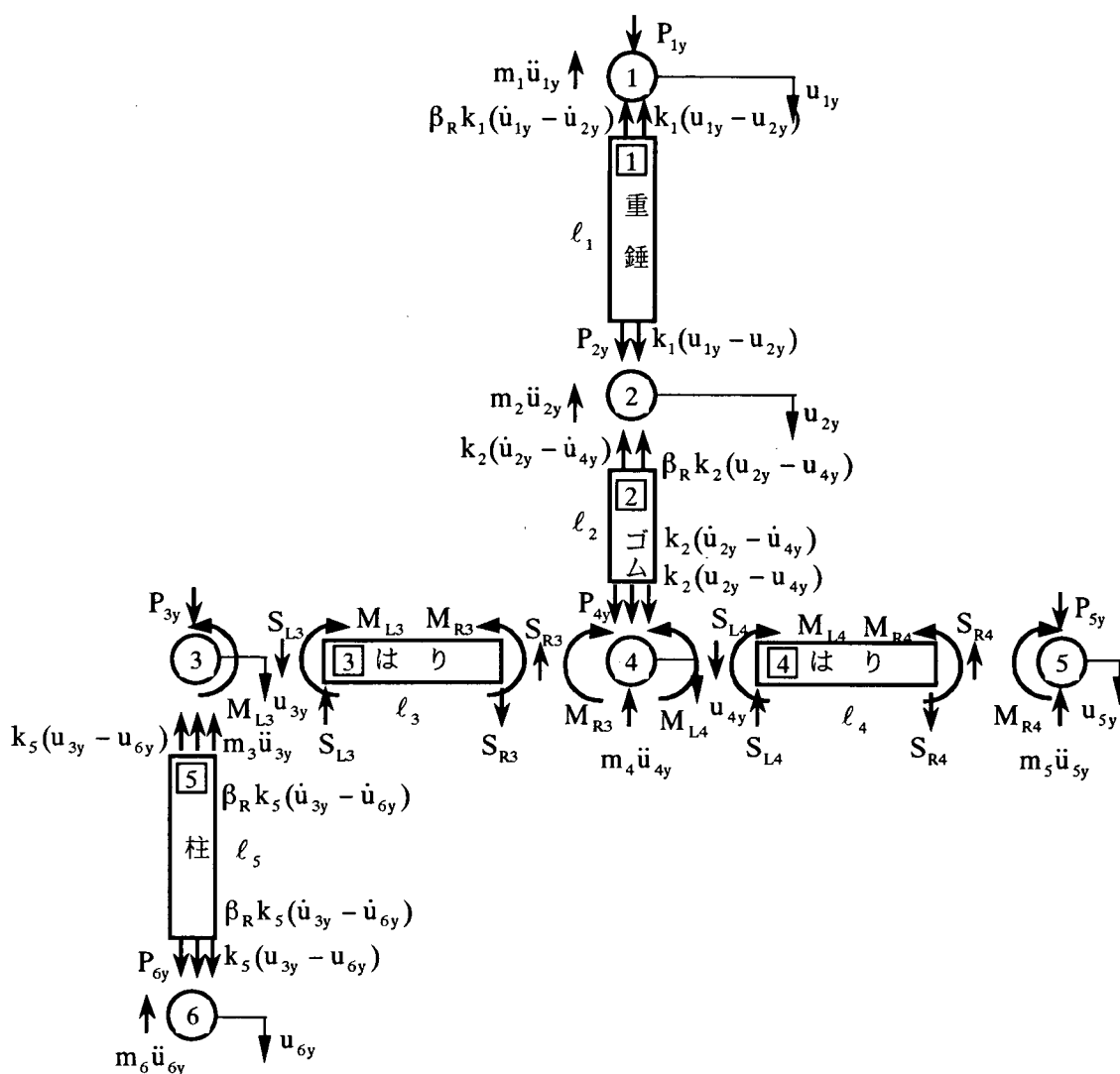


図-4.1 解析モデル

$$\text{ただし、} \dot{S}_{L3} = \frac{\dot{M}_{R3} - \dot{M}_{L3}}{\ell_3} \dots \dots \dots (4.6)$$

$$S_{L3} = \frac{M_{R3} - M_{L3}}{\ell_3} \dots \dots \dots (4.7)$$

c) 節点4での力の釣り合い

$$m_{4y} \ddot{u}_{4y} + \beta_R \dot{S}_{R3} - \beta_R \dot{S}_{L4} - \beta_R k_2 (\dot{u}_{2y} - \dot{u}_{4y}) + S_{R3} - S_{L4} - k_2 (u_{2y} - u_{4y}) = P_{4y} \dots \dots \dots (4.8)$$

$$m_{4\theta} \ddot{u}_{4\theta} + \beta_R \dot{M}_{L4} + M_{R3} = P_{4\theta} \dots \dots \dots (4.9)$$

$$\text{ただし、} \dot{S}_{R3} = \frac{\dot{M}_{L3} - \dot{M}_{R3}}{\ell_3} \dots \dots \dots (4.10)$$

$$\dot{S}_{L4} = \frac{\dot{M}_{R4} - \dot{M}_{L4}}{\ell_4} \dots \dots \dots (4.11)$$

$$S_{R3} = \frac{M_{L3} - M_{R3}}{\ell_3} \dots \dots \dots (4.12)$$

$$S_{L4} = \frac{M_{R4} - M_{L4}}{\ell_4} \dots \dots \dots (4.13)$$

d) 節点5での力の釣り合い

$$m_{5y}\ddot{u}_{5y} + \beta_R \dot{S}_{R4} + S_{R4} = P_{5y} \dots \dots \dots (4.14)$$

$$m_{5\theta}\ddot{u}_{5\theta} - \beta_R \dot{M}_{R4} - M_{R4} = P_{5\theta} \dots \dots \dots (4.15)$$

$$\text{ただし、} \dot{S}_{R4} = \frac{\dot{M}_{L4} - \dot{M}_{R4}}{\ell_4} \dots \dots \dots (4.16)$$

$$S_{R4} = \frac{M_{L4} - M_{R4}}{\ell_4} \dots \dots \dots (4.17)$$

e) 節点6での力の釣り合い

$$m_{6y}\ddot{u}_{6y} + \beta_R k_5(\dot{u}_{3y} - \dot{u}_{6y}) + k_5(u_{3y} - u_{6y}) = P_{6y} \dots \dots \dots (4.18)$$

ここで、はりの曲げモーメントおよび曲げモーメントの1階微分、せん断力およびせん断力の1階微分の値はたわみの2階微分と曲げモーメントの関係より境界条件に基づき求められる。

すなわち、 $\dot{M}_{L3}, \dot{M}_{R3}, \dot{M}_{L4}, \dot{M}_{R4}$ および $M_{L3}, M_{R3}, M_{L4}, M_{R4}$ 、 $\dot{S}_{L3}, \dot{S}_{R3}, \dot{S}_{L4}, \dot{S}_{R4}$ および $S_{L3}, S_{R3}, S_{L4}, S_{R4}$ が次式のように与えられる。

$$\dot{M}_{L3} = \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} \dot{u}_{3y} + \frac{4E_3 I_3}{\ell_3} \dot{u}_{3\theta} - \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} \dot{u}_{4y} + \frac{2E_3 I_3}{\ell_3} \dot{u}_{4\theta} \dots \dots \dots (4.19)$$

$$\dot{M}_{R3} = -\frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} \dot{u}_{3y} - \frac{2E_3 I_3}{\ell_3} \dot{u}_{3\theta} + \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} \dot{u}_{4y} - \frac{4E_3 I_3}{\ell_3} \dot{u}_{4\theta} \dots \dots \dots (4.20)$$

$$\dot{M}_{L4} = \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} \dot{u}_{4y} + \frac{4E_4 I_4}{\ell_4} \dot{u}_{4\theta} - \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} \dot{u}_{5y} + \frac{2E_4 I_4}{\ell_4} \dot{u}_{5\theta} \dots \dots \dots (4.21)$$

$$\dot{M}_{R4} = -\frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} \dot{u}_{4y} - \frac{2E_4 I_4}{\ell_4} \dot{u}_{4\theta} + \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} \dot{u}_{5y} - \frac{4E_4 I_4}{\ell_4} \dot{u}_{5\theta} \dots \dots \dots (4.22)$$

$$M_{L3} = \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} u_{3y} + \frac{4E_3 I_3}{\ell_3} u_{3\theta} - \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} u_{4y} + \frac{2E_3 I_3}{\ell_3} u_{4\theta} \dots \dots \dots (4.23)$$

$$M_{R3} = -\frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} u_{3y} - \frac{2E_3 I_3}{\ell_3} u_{3\theta} + \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} u_{4y} - \frac{4E_3 I_3}{\ell_3} u_{4\theta} \dots \dots \dots (4.24)$$

$$M_{L4} = \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} u_{4y} + \frac{4E_4 I_4}{\ell_4} u_{4\theta} - \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} u_{5y} + \frac{2E_4 I_4}{\ell_4} u_{5\theta} \dots \dots \dots (4.25)$$

$$M_{R4} = -\frac{6E_4I_4}{\ell_4^2}u_{4y} - \frac{2E_4I_4}{\ell_4}u_{4\theta} + \frac{6E_4I_4}{\ell_4^2}u_{5y} - \frac{4E_4I_4}{\ell_4}u_{5\theta} \dots\dots\dots(4.26)$$

$$\dot{S}_{L3} = -\frac{12E_3I_3}{\ell_3^3}\dot{u}_{3y} - \frac{6E_3I_3}{\ell_3^2}\dot{u}_{3\theta} + \frac{12E_3I_3}{\ell_3^3}\dot{u}_{4y} - \frac{6E_3I_3}{\ell_3^2}\dot{u}_{4\theta} \dots\dots\dots(4.27)$$

$$\dot{S}_{R3} = \frac{12E_3I_3}{\ell_3^3}\dot{u}_{3y} + \frac{6E_3I_3}{\ell_3^2}\dot{u}_{3\theta} - \frac{12E_3I_3}{\ell_3^3}\dot{u}_{4y} + \frac{6E_3I_3}{\ell_3^2}\dot{u}_{4\theta} \dots\dots\dots(4.28)$$

$$\dot{S}_{L4} = -\frac{12E_4I_4}{\ell_4^3}\dot{u}_{4y} - \frac{6E_4I_4}{\ell_4^2}\dot{u}_{4\theta} + \frac{12E_4I_4}{\ell_4^3}\dot{u}_{5y} - \frac{6E_4I_4}{\ell_4^2}\dot{u}_{5\theta} \dots\dots\dots(4.29)$$

$$\dot{S}_{R4} = \frac{12E_4I_4}{\ell_4^3}\dot{u}_{4y} + \frac{6E_4I_4}{\ell_4^2}\dot{u}_{4\theta} - \frac{12E_4I_4}{\ell_4^3}\dot{u}_{5y} + \frac{6E_4I_4}{\ell_4^2}\dot{u}_{5\theta} \dots\dots\dots(4.30)$$

$$S_{L3} = -\frac{12E_3I_3}{\ell_3^3}u_{3y} - \frac{6E_3I_3}{\ell_3^2}u_{3\theta} + \frac{12E_3I_3}{\ell_3^3}u_{4y} - \frac{6E_3I_3}{\ell_3^2}u_{4\theta} \dots\dots\dots(4.31)$$

$$S_{R3} = \frac{12E_3I_3}{\ell_3^3}u_{3y} + \frac{6E_3I_3}{\ell_3^2}u_{3\theta} - \frac{12E_3I_3}{\ell_3^3}u_{4y} + \frac{6E_3I_3}{\ell_3^2}u_{4\theta} \dots\dots\dots(4.32)$$

$$S_{L4} = -\frac{12E_4I_4}{\ell_4^3}u_{4y} - \frac{6E_4I_4}{\ell_4^2}u_{4\theta} + \frac{12E_4I_4}{\ell_4^3}u_{5y} - \frac{6E_4I_4}{\ell_4^2}u_{5\theta} \dots\dots\dots(4.33)$$

$$S_{R4} = \frac{12E_4I_4}{\ell_4^3}u_{4y} + \frac{6E_4I_4}{\ell_4^2}u_{4\theta} - \frac{12E_4I_4}{\ell_4^3}u_{5y} + \frac{6E_4I_4}{\ell_4^2}u_{5\theta} \dots\dots\dots(4.34)$$

また、式(4.27)～(4.30)、(4.31)～(4.34)を(4.4)、(4.5)、(4.7)、(4.8)、(4.9)、(4.10)に代入すると、

$$\begin{aligned} m_{3y}\ddot{u}_{3y} + \beta_R k_5(\dot{u}_{3y} - \dot{u}_{6y}) - \frac{12E_4I_4}{\ell_4^3}\beta_R\dot{u}_{4y} - \frac{6E_4I_4}{\ell_4^2}\beta_R\dot{u}_{4\theta} + \frac{12E_4I_4}{\ell_4^3}\beta_R\dot{u}_{5y} - \frac{6E_4I_4}{\ell_4^2}\beta_R\dot{u}_{5\theta} + \\ k_5(u_{3y} - u_{6y}) + \frac{12E_3I_3}{\ell_3^3}u_{3y} + \frac{6E_3I_3}{\ell_3^2}u_{3\theta} - \frac{12E_3I_3}{\ell_3^3}u_{4y} + \frac{6E_3I_3}{\ell_3^2}u_{4\theta} = P_{3y} \\ \dots\dots\dots(4.35) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m_{3\theta}\ddot{u}_{3\theta} + \beta_R\left(\frac{6E_3I_3}{\ell_3^2}\dot{u}_{3y} + \frac{4E_3I_3}{\ell_3}\dot{u}_{3\theta} - \frac{6E_3I_3}{\ell_3^2}\dot{u}_{4y} + \frac{2E_3I_3}{\ell_3}\dot{u}_{4\theta}\right) + \\ \frac{6E_3I_3}{\ell_3^2}u_{3y} + \frac{4E_3I_3}{\ell_3}u_{3\theta} - \frac{6E_3I_3}{\ell_3^2}u_{4y} + \frac{2E_3I_3}{\ell_3}u_{4\theta} = P_{3\theta} \\ \dots\dots\dots(4.36) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& m_{4y} \ddot{u}_{4y} + \beta_R \left(\frac{12E_3 I_3}{\ell_3^3} \dot{u}_{3y} + \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} \dot{u}_{3\theta} - \frac{12E_3 I_3}{\ell_3^3} \dot{u}_{4y} + \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} \dot{u}_{4\theta} \right) - \beta_R \left(-\frac{12E_4 I_4}{\ell_4^3} \dot{u}_{4y} \right. \\
& - \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} \dot{u}_{4\theta} + \frac{12E_4 I_4}{\ell_4^3} \dot{u}_{5y} - \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} \dot{u}_{5\theta} \left. \right) - \beta_R k_2 (\dot{u}_{2y} - \dot{u}_{4y}) + \frac{12E_3 I_3}{\ell_3^3} u_{3y} + \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} u_{3\theta} \\
& - \frac{12E_3 I_3}{\ell_3^3} u_{4y} + \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} u_{4\theta} + \frac{12E_4 I_4}{\ell_4^3} u_{4y} + \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} u_{4\theta} - \frac{12E_4 I_4}{\ell_4^3} u_{5y} + \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} u_{5\theta} \\
& - k_2 (u_{2y} - u_{4y}) = P_{4y} \\
& \dots \dots \dots (4.37)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& m_{4\theta} \ddot{u}_{4\theta} + \beta_R \left(\frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} \dot{u}_{4y} + \frac{4E_4 I_4}{\ell_4} \dot{u}_{4\theta} - \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} \dot{u}_{5y} + \frac{2E_4 I_4}{\ell_4} \dot{u}_{5\theta} \right) \\
& - \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} u_{3y} - \frac{2E_3 I_3}{\ell_3} u_{3\theta} + \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} u_{4y} - \frac{4E_3 I_3}{\ell_3} u_{4\theta} = P_{4\theta} \\
& \dots \dots \dots (4.38)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& m_{5y} \ddot{u}_{5y} + \beta_R \left(\frac{12E_4 I_4}{\ell_4^3} \dot{u}_{4y} + \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} \dot{u}_{4\theta} - \frac{12E_4 I_4}{\ell_4^3} \dot{u}_{5y} + \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} \dot{u}_{5\theta} \right) \\
& + \frac{12E_4 I_4}{\ell_4^3} u_{4y} + \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} u_{4\theta} - \frac{12E_4 I_4}{\ell_4^3} u_{5y} + \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} u_{5\theta} = P_{5y} \\
& \dots \dots \dots (4.39)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& m_{5\theta} \ddot{u}_{5\theta} - \beta_R \left(-\frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} \dot{u}_{4y} - \frac{2E_4 I_4}{\ell_4} \dot{u}_{4\theta} + \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} \dot{u}_{5y} - \frac{4E_4 I_4}{\ell_4} \dot{u}_{5\theta} \right) + \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} u_{4y} \\
& + \frac{2E_4 I_4}{\ell_4} u_{4\theta} - \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} u_{5y} + \frac{4E_4 I_4}{\ell_4} u_{5\theta} = P_{5\theta} \\
& \dots \dots \dots (4.40)
\end{aligned}$$

また、この式の中で境界条件により変位、速度、加速度、外力ベクトルの既知の値をまとめると次式のようになる。

変位ベクトル

$$u_{1x} = 0, u_{1\theta} = 0, u_{2x} = 0, u_{2\theta} = 0, u_{3x} = 0, u_{4x} = 0, u_{5x} = 0, u_{6x} = 0, u_{6\theta} = 0 \dots \dots \dots (4.41)$$

速度ベクトル

$$\dot{u}_{1x} = 0, \dot{u}_{1\theta} = 0, \dot{u}_{2x} = 0, \dot{u}_{2\theta} = 0, \dot{u}_{3x} = 0, \dot{u}_{4x} = 0, \dot{u}_{5x} = 0, \dot{u}_{6x} = 0, \dot{u}_{6\theta} = 0 \dots \dots \dots (4.42)$$

加速度ベクトル

$$\ddot{u}_{1x} = 0, \ddot{u}_{1\theta} = 0, \ddot{u}_{2x} = 0, \ddot{u}_{2\theta} = 0, \ddot{u}_{3x} = 0, \ddot{u}_{4x} = 0, \ddot{u}_{5x} = 0, \ddot{u}_{6x} = 0, \ddot{u}_{6\theta} = 0 \dots \dots \dots (4.43)$$

外力ベクトル

$$P_{1y} = F, P_{2y} = F, P_{3y} = 0, P_{3\theta} = 0, P_{4y} = 0, P_{4\theta} = 0, P_{5\theta} = 0 \dots \dots \dots (4.44)$$

ただし、 $F = \begin{cases} \frac{2mV_0}{\Delta t} & 0 \leq t \leq t_0 \\ 0 & t > t_0 \end{cases}$

②既知データと未知データの区分

これらの条件により、時刻 $t+\Delta t$ における運動方程式を各節点の加速度、速度、変位、外力ベクトルを既知と未知に分解すると、

$$\begin{aligned} & \Delta u_{1y}, \Delta u_{2y}, \Delta u_{3y}, \Delta u_{3\theta}, \Delta u_{4y}, \Delta u_{4\theta}, \Delta u_{5\theta}, \\ \text{未知: } & \dot{u}_{1y}, \dot{u}_{2y}, \dot{u}_{3y}, \dot{u}_{3\theta}, \dot{u}_{4y}, \dot{u}_{4\theta}, \dot{u}_{5\theta}, \dots \dots \dots (4.45) \\ & \ddot{u}_{1y}, \ddot{u}_{2y}, \ddot{u}_{3y}, \ddot{u}_{3\theta}, \ddot{u}_{4y}, \ddot{u}_{4\theta}, \ddot{u}_{5\theta}, \\ & P_{5y}, P_{6y} \end{aligned}$$

$$\text{既知: } P_{1y}, P_{2y}, P_{3y}, P_{3\theta}, P_{4y}, P_{4\theta}, P_{5\theta}, u_{5y}, u_{6y} \dots \dots \dots (4.46)$$

となり式(4.1)の運動方程式は次式ようになる。

$$\begin{bmatrix} m_{1y} & & & & & & & & & \\ & m_{2y} & & & & & & & & \\ & & m_{3y} & & & & & & & \\ & & & m_{3\theta} & & & & & & \\ & & & & m_{4y} & & & & & \\ & & & & & m_{4\theta} & & & & \\ & & & & & & m_{5\theta} & & & \\ & & & & & & & m_{5y} & & \\ & & & & & & & & m_{6y} & \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_{1y} \\ \ddot{u}_{2y} \\ \ddot{u}_{3y} \\ \ddot{u}_{3\theta} \\ \ddot{u}_{4y} \\ \ddot{u}_{4\theta} \\ \ddot{u}_{5\theta} \\ \ddot{u}_{5y} \\ \ddot{u}_{6y} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{E_1 A_1}{\ell_1} & -\frac{E_1 A_1}{\ell_1} & & & & & & & & \\ -\frac{E_1 A_1}{\ell_1} & \frac{E_1 A_1}{\ell_1} + \frac{E_2 A_2}{\ell_2} & & & & & & & & \\ & & \frac{E_3 A_3}{\ell_3} + \frac{12E_3 I_3}{\ell_3^3} & \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} & & & & & & \\ & & \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} & \frac{4E_3 I_3}{\ell_3} & & & & & & \\ & & & & \frac{E_2 A_2}{\ell_2} & & & & & \\ & & & & & \frac{12E_3 I_3}{\ell_3^3} + \frac{12E_4 I_4}{\ell_4^3} & \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} + \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} & -\frac{12E_3 I_3}{\ell_3^2} + \frac{E_2 A_2}{\ell_2} & \frac{6E_3 I_3}{\ell_3} & \frac{6E_4 I_4}{\ell_4} \\ & & & & & \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} & \frac{2E_3 I_3}{\ell_3} & \frac{6E_3 I_3}{\ell_3} & \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} & \frac{12E_4 I_4}{\ell_4^3} \\ & & & & & \frac{12E_3 I_3}{\ell_3^2} + \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} & \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} + \frac{4E_3 I_3}{\ell_3} & \frac{2E_4 I_4}{\ell_4} & \frac{6E_4 I_4}{\ell_4} & \frac{6E_4 I_4}{\ell_4} \\ & & & & & & \frac{4E_4 I_4}{\ell_4} + \frac{4E_3 I_3}{\ell_3} & \frac{2E_4 I_4}{\ell_4} & \frac{6E_4 I_4}{\ell_4} & \frac{12E_4 I_4}{\ell_4^3} \\ & & & & & & & \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} & \frac{6E_4 I_4}{\ell_4} & \frac{12E_4 I_4}{\ell_4^3} \\ & & & & & & & & \frac{E_3 A_3}{\ell_3} & \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_{1y} \\ \dot{u}_{2y} \\ \dot{u}_{3y} \\ \dot{u}_{3\theta} \\ \dot{u}_{4y} \\ \dot{u}_{4\theta} \\ \dot{u}_{5\theta} \\ \dot{u}_{5y} \\ \dot{u}_{6y} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{E_1 A_1}{\ell_1} & -\frac{E_1 A_1}{\ell_1} & & & & & & & & \\ -\frac{E_1 A_1}{\ell_1} & \frac{E_1 A_1}{\ell_1} + \frac{E_2 A_2}{\ell_2} & & & & & & & & \\ & & \frac{E_3 A_3}{\ell_3} + \frac{12E_3 I_3}{\ell_3^3} & \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} & & & & & & \\ & & \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} & \frac{4E_3 I_3}{\ell_3} & & & & & & \\ & & & & \frac{E_2 A_2}{\ell_2} & & & & & \\ & & & & & \frac{12E_3 I_3}{\ell_3^3} + \frac{12E_4 I_4}{\ell_4^3} & \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} + \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} & -\frac{12E_3 I_3}{\ell_3^2} + \frac{E_2 A_2}{\ell_2} & \frac{6E_3 I_3}{\ell_3} & \frac{6E_4 I_4}{\ell_4} \\ & & & & & \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} & \frac{2E_3 I_3}{\ell_3} & \frac{6E_3 I_3}{\ell_3} & \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} & \frac{12E_4 I_4}{\ell_4^3} \\ & & & & & \frac{12E_3 I_3}{\ell_3^2} + \frac{6E_3 I_3}{\ell_3^2} & \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} + \frac{4E_3 I_3}{\ell_3} & \frac{2E_4 I_4}{\ell_4} & \frac{6E_4 I_4}{\ell_4} & \frac{6E_4 I_4}{\ell_4} \\ & & & & & & \frac{4E_4 I_4}{\ell_4} + \frac{4E_3 I_3}{\ell_3} & \frac{2E_4 I_4}{\ell_4} & \frac{6E_4 I_4}{\ell_4} & \frac{12E_4 I_4}{\ell_4^3} \\ & & & & & & & \frac{6E_4 I_4}{\ell_4^2} & \frac{6E_4 I_4}{\ell_4} & \frac{12E_4 I_4}{\ell_4^3} \\ & & & & & & & & \frac{E_3 A_3}{\ell_3} & \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_{1y} \\ \ddot{u}_{2y} \\ \ddot{u}_{3y} \\ \ddot{u}_{3\theta} \\ \ddot{u}_{4y} \\ \ddot{u}_{4\theta} \\ \ddot{u}_{5\theta} \\ \ddot{u}_{5y} \\ \ddot{u}_{6y} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \bar{F}_{K1y} \\ \bar{F}_{K2y} \\ \bar{F}_{K3y} \\ \bar{F}_{K3\theta} \\ \bar{F}_{K4y} \\ \bar{F}_{K4\theta} \\ \bar{F}_{K5\theta} \\ \bar{F}_{K5y} \\ \bar{F}_{K6y} \end{bmatrix}$$

..... (4, 47)

$$\begin{pmatrix} \mathbf{M}_{FF} & \mathbf{M}_{FS} \\ \mathbf{M}_{SF} & \mathbf{M}_{SS} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_F \\ \ddot{\mathbf{u}}_S \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{D}_{FF} & \mathbf{D}_{FS} \\ \mathbf{D}_{SF} & \mathbf{D}_{SS} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{\mathbf{u}}_F \\ \dot{\mathbf{u}}_S \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \overline{\mathbf{F}}_K \\ \overline{\mathbf{F}}_{KS} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{K}_{FF} & \mathbf{K}_{FS} \\ \mathbf{K}_{SF} & \mathbf{K}_{SS} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta \mathbf{u}_F \\ \Delta \mathbf{u}_S \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{P}_F \\ \mathbf{P}_S \end{pmatrix} \dots \dots \dots (4.48)$$

ちなみに、 $[\bar{\mathbf{F}}_k]$ は次式で表される。

ここで、 $[\bar{\mathbf{F}}_{\mathbf{K}}]_{\mathbf{F}, t-\Delta t}$ 、 $[\bar{\mathbf{F}}_{\mathbf{K}}]_{\mathbf{S}, t-\Delta t}$ ：時刻 $t-\Delta t$ における外力が既知の項と未知の項のそれぞれの剛性抵抗(既知)、ただし、時刻 t における運動方程式は解けているので、 $[\bar{\mathbf{F}}_{\mathbf{K}}]_{\mathbf{F}}$ 、 $[\bar{\mathbf{F}}_{\mathbf{K}}]_{\mathbf{S}}$ とも既知である。 $\Delta \mathbf{u}_{\mathbf{F}, t}$ 、 $\Delta \mathbf{u}_{\mathbf{S}, t}$ ：時刻 $t-\Delta t$ から t 間の増分変形量(既知)、 $\bar{\mathbf{K}}$ ：時刻 $t-\Delta t$ から t 間の増分変形量に関する剛性マトリクス

$$\mathbf{M}_{FF}[\ddot{\mathbf{u}}_F]_{t+\Delta t} + \mathbf{M}_{FS}[\ddot{\mathbf{u}}_S]_{t+\Delta t} + \mathbf{D}_{FF}[\dot{\mathbf{u}}_F]_{t+\Delta t} + \mathbf{D}_{FS}[\dot{\mathbf{u}}_S]_{t+\Delta t} + \left[\overline{\mathbf{F}}\right]_{\mathbf{K}_F} + \mathbf{K}_{FF}\Delta\mathbf{u}_F + \mathbf{K}_{FS}\Delta\mathbf{u}_S = [\mathbf{p}_F]_{t+\Delta t}$$

..... (4. 50)

$$\Delta \dot{\mathbf{u}} = \dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} - \dot{\mathbf{u}}_t \dots\dots\dots (4.51)$$

$$\Delta \mathbf{u} = \mathbf{u}_{t+\Delta t} - \mathbf{u}_t (4.52)$$

③Newmark β 法による速度、変位ベクトルの算定

加速度、速度、変位ベクトルの間には、Newmark β 法の関係が成立しているものとする、次式が成り立つ

$$[\dot{\mathbf{u}}_F]_{t+\Delta t} = [\dot{\mathbf{u}}_F]_t + \frac{\Delta t}{2}([\ddot{\mathbf{u}}_F]_t + [\ddot{\mathbf{u}}_F]_{t+\Delta t}) \cdots \cdots (4.53)$$

$$\begin{aligned} [\mathbf{u}_F]_{t+\Delta t} &= [\mathbf{u}_F]_t + \Delta t \cdot [\dot{\mathbf{u}}_F]_t + \frac{\Delta t^2}{2}[\ddot{\mathbf{u}}_F]_t + \beta \cdot \Delta t^2([\ddot{\mathbf{u}}_F]_{t+\Delta t} - [\ddot{\mathbf{u}}_F]_t) \\ &= [\mathbf{u}_F]_t + \Delta t \cdot [\dot{\mathbf{u}}_F]_t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2[\ddot{\mathbf{u}}_F]_t + \beta \cdot \Delta t^2[\ddot{\mathbf{u}}_F]_{t+\Delta t} \cdots \cdots (4.54) \end{aligned}$$

これを、時刻 $t+\Delta t$ における未知の $\ddot{\mathbf{u}}_F$ について Newmark β 法と連立して解くと次式が得られる。すなわち、(4.51)、(4.52)式を(4.49)式に代入し、右辺に既知数を移項すると

$$\begin{aligned} \mathbf{M}_{FF}[\ddot{\mathbf{u}}_F]_{t+\Delta t} + \mathbf{D}_{FF}\left\{[\dot{\mathbf{u}}_F]_t + \frac{\Delta t}{2}([\ddot{\mathbf{u}}_F]_t + [\ddot{\mathbf{u}}_F]_{t+\Delta t})\right\} + \mathbf{K}_{FF}\left\{\Delta t[\dot{\mathbf{u}}_F]_t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2[\ddot{\mathbf{u}}_F]_t + \beta \cdot \Delta t^2[\ddot{\mathbf{u}}_F]_{t+\Delta t}\right\} \\ = [\mathbf{P}_F]_{t+\Delta t} - \mathbf{M}_{FS}[\ddot{\mathbf{u}}_S]_{t+\Delta t} - \mathbf{D}_{FS}[\dot{\mathbf{u}}_S]_{t+\Delta t} - [\bar{\mathbf{F}}_K]_F - \mathbf{K}_{FS}\Delta \mathbf{u}_S \cdots \cdots (4.55) \end{aligned}$$

④未知の加速度、外力の算定

これを $[\ddot{\mathbf{u}}_F]_{t+\Delta t}$ について解くと、

$$\begin{aligned} [\ddot{\mathbf{u}}_F]_{t+\Delta t} &= \left(\mathbf{M}_{FF} + \frac{\Delta t}{2} \cdot \mathbf{D}_{FF} + \beta \Delta t^2 \cdot \mathbf{K}_{FF}\right)^{-1} \left[[\mathbf{P}_F]_{t+\Delta t} - \mathbf{M}_{FS}[\ddot{\mathbf{u}}_S]_{t+\Delta t} - \mathbf{D}_{FS}[\dot{\mathbf{u}}_S]_{t+\Delta t} - \right. \\ &\quad \left. [\bar{\mathbf{F}}_K]_F - \mathbf{K}_{FS}\Delta \mathbf{u}_S - \mathbf{D}_{FF}[\dot{\mathbf{u}}_F]_t - \frac{\Delta t}{2} \mathbf{D}_{FF}[\ddot{\mathbf{u}}_F]_t - \mathbf{K}_{FF}\left\{\Delta t[\dot{\mathbf{u}}_F]_t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2[\ddot{\mathbf{u}}_F]_t\right\} \right] \\ &\cdots \cdots (4.56) \end{aligned}$$

以下、これを用いて時刻 $t+\Delta t$ における未知数 $[\dot{\mathbf{u}}_F]_{t+\Delta t}$ 、 $[\mathbf{u}_F]_{t+\Delta t}$ が(4.53)、(4.54)式より求められる。

また、時刻 $t+\Delta t$ における未知の外力 $[\mathbf{P}_S]_{t+\Delta t}$ は(4.48)式の下式より次のように求められる。

$$[\mathbf{P}_S]_{t+\Delta t} = \mathbf{M}_{SF}[\ddot{\mathbf{u}}_F]_{t+\Delta t} + \mathbf{M}_{SS}[\ddot{\mathbf{u}}_S]_{t+\Delta t} + \mathbf{D}_{SF}[\dot{\mathbf{u}}_F]_{t+\Delta t} + \mathbf{D}_{SS}[\dot{\mathbf{u}}_S]_{t+\Delta t} + \{\mathbf{F}_K\}_S \cdots \cdots (4.57)$$

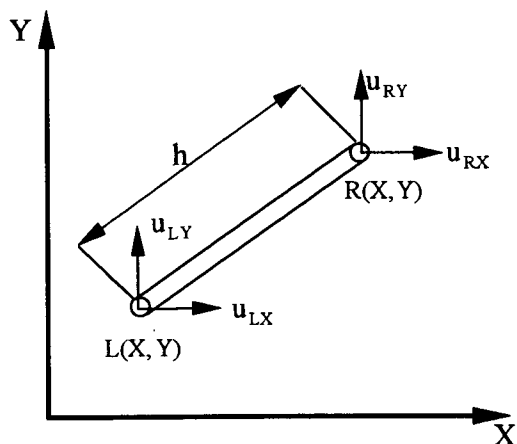


図-4. 2 軸力要素の全体座標系

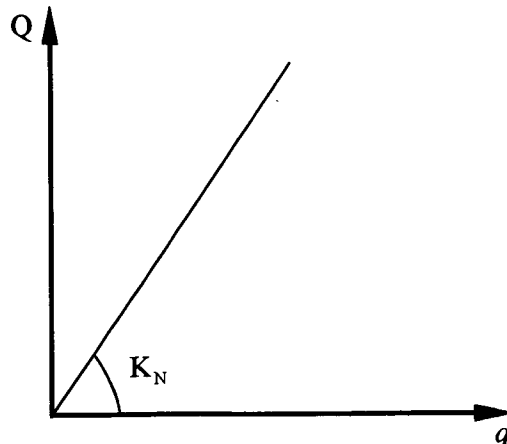


図-4. 3 軸力要素（弾性）の内力と内変形の関係

(2) 各部材構成則

次に本解析で用いる各構成則について、それぞれモデル化された部材にしたがって説明する。

①重錘

重錘については、軸力要素のみでモデル化し、図-4. 2に示すような全体座標系で考えるならば、

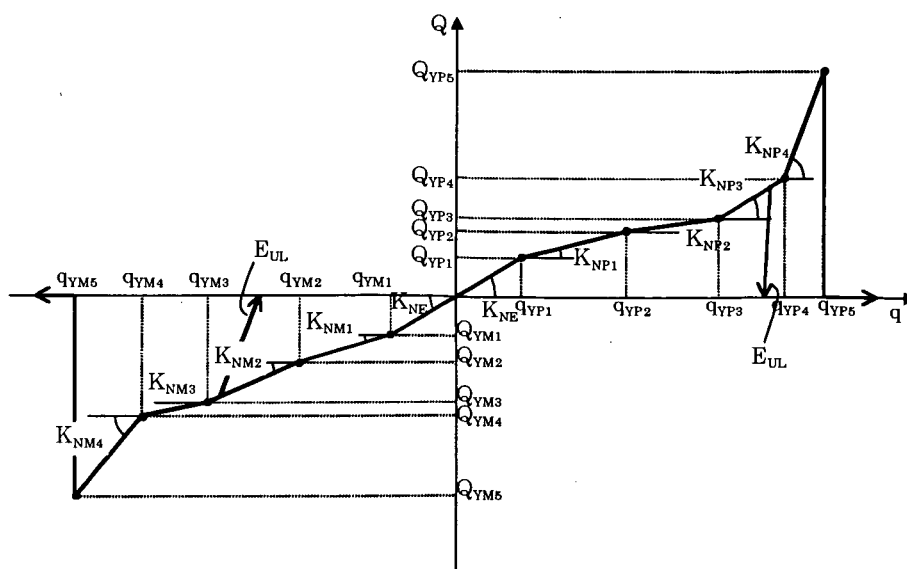
a) 変形適合条件式

$$q_i = \begin{pmatrix} -\frac{\cos \theta_i}{h_i} & -\frac{\sin \theta_i}{h_i} & \frac{\cos \theta_i}{h_i} & \frac{\sin \theta_i}{h_i} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_{LX} \\ u_{LY} \\ u_{RX} \\ u_{RY} \end{pmatrix} \dots \dots \dots (4. 58)$$

ただし、 h_i : 要素 i の長さ、 θ_i : 要素 i の全体構造系に対する局所座標系の傾き

u_{LX} , u_{LY} , u_{RX} , u_{RY} : 要素 i の左右のX方向, Y方向の座標(外変形)

q_i : 要素 i の内変形



図－４．４ 除荷を考慮した非対称弾塑性軸力要素の内力と内変形の関係

b) 内力と内変形の関係

重錘は鋼製で図－４．３に示すように弾性と仮定して以下の式が成り立つものとした。

$$Q_i = K_N q_i \dots \dots \dots (4.59)$$

ただし、 Q_i ：要素*i*における内力、 K_N ：軸力剛性、 q_i ：要素*i*の内変形

c) 力のつり合い条件式

$$\begin{bmatrix} F_{LX} \\ F_{LY} \\ F_{RX} \\ F_{RY} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{\cos \theta_i}{h_i} \\ \frac{\sin \theta_i}{h_i} \\ \frac{\cos \theta_i}{h_i} \\ \frac{\sin \theta_i}{h_i} \end{bmatrix} Q_i \dots \dots \dots (4.60)$$

ただし、要素*i*における左右のX方向、Y方向の外力

②ゴム(緩衝材)

ゴムについては、非線形の材料であるので除荷を考慮した非対称弾塑性軸力要素にモデル化した。

a) 変形適合条件式

1)重錘の式(4.58)に同じ

b) 内力と内変形の関係

ゴムは、図-4.4に示す正負それぞれ任意の剛性変化点を有するモデルを考え、かつ除荷剛性 $E_{UL} (E_{UL} \geq E_{max})$ で低下するモデルを考えた。

具体的な内力計算の場合分けは以下のようになる。

$q_{YM1} < q_{ix} \leq q_{YP1}$ の場合(弾性領域)

$$Q_{ix} = K_{NE} \cdot q_{ix} \dots \dots \dots (4.61)$$

(圧縮側の計算)

$q_{YM2} < q_{ix} \leq q_{YM1}$ の場合(圧縮側 塑性領域Ⅰ)

$$Q_{ix} = Q_{YM1} + (q_{ix} - q_{YM1}) \cdot K_{NM1} \dots \dots \dots (4.62)$$

$q_{YM3} < q_{ix} \leq q_{YM2}$ の場合(圧縮側 塑性領域Ⅱ)

$$Q_{ix} = Q_{YM2} + (q_{ix} - q_{YM2}) \cdot K_{NM2} \dots \dots \dots (4.63)$$

$q_{YM4} < q_{ix} \leq q_{YM3}$ の場合(圧縮側 塑性領域Ⅲ)

$$Q_{ix} = Q_{YM3} + (q_{ix} - q_{YM3}) \cdot K_{NM3} \dots \dots \dots (4.64)$$

$q_{YM5} < q_{ix} \leq q_{YM4}$ の場合(圧縮側 塑性領域Ⅳ)

$$Q_{ix} = Q_{YM4} + (q_{ix} - q_{YM4}) \cdot K_{NM4} \dots \dots \dots (4.65)$$

$q_{ix} \leq q_{YM5}$ の場合(圧縮側 破壊領域)

$$Q_{ix} = 0 \dots \dots \dots (4.66)$$

$$Q_{UL} = Q_i + K_{NUL} \cdot \Delta q \text{ (除荷時の内力)} \dots \dots \dots (4.67)$$

$Q_i < Q_{UL}$ かつ $Q_{UL} < 0$

$$Q_i = Q_{UL} \dots \dots \dots (4.68)$$

$Q_i < Q_{UL}$ かつ $Q_{UL} \geq 0$

$$Q_i = 0 \dots \dots \dots (4.69)$$

$q_{YP1} < q_{ix} \leq q_{YP2}$ の場合(引張側 塑性領域Ⅰ)

$$Q_{ix} = Q_{YP1} + (q_{ix} - q_{YP1}) \cdot K_{NP1} \dots \dots \dots (4.70)$$

$q_{YP2} < q_{ix} \leq q_{YP3}$ の場合(引張側 塑性領域Ⅱ)

$$Q_{ix} = Q_{YP2} + (q_{ix} - q_{YP2}) \cdot K_{NP2} \dots \dots \dots (4.71)$$

$q_{YP3} < q_{ix} \leq q_{YP4}$ の場合(引張側 塑性領域Ⅲ)

$$Q_{ix} = Q_{YP3} + (q_{ix} - q_{YP3}) \cdot K_{NP3} \dots \dots \dots (4.72)$$

$q_{YP4} < q_{ix} \leq q_{YP5}$ の場合(引張側 塑性領域Ⅳ)

$$Q_{ix} = Q_{YP4} + (q_{ix} - q_{YP4}) \cdot K_{NP4} \dots \dots \dots (4.73)$$

$q_{YP5} < q_{ix}$ の場合(引張側 破壊領域)

$$Q_{ix} = 0 \dots \dots \dots (4.74)$$

$$Q_{UL} = Q_i + K_{NUL} \cdot \Delta q \text{ (除荷時の内力)} \dots \dots \dots (4.75)$$

$Q_i > Q_{UL}$ かつ $Q_{UL} > 0$

$$Q_i = Q_{UL} \dots \dots \dots (4.76)$$

$Q_i > Q_{UL}$ かつ $Q_{UL} \leq 0$

$$Q_i = 0 \dots \dots \dots (4.77)$$

c) 力のつり合い条件式

1) 重錘の式 (4.60) に同じ

③ PRCはり部材およびPC柱部材

PRCはり部材およびPC柱部材は軸力要素および曲げ要素によってモデル化した。軸力要素については1)重錘と同様弾性モデルとした。また曲げ要素は2段階の弾塑性モデルとした。

曲げ要素については、図-4.5に示すような全体座標系で考えるならば、基本式はそれぞれ以下のようになる。

a) 変形適合条件式

$$\begin{bmatrix} q_{iL} \\ q_{iR} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\sin \theta_i}{\ell_i} & -\frac{\cos \theta_i}{\ell_i} & -1.0 & -\frac{\sin \theta_i}{\ell_i} & \frac{\cos \theta_i}{\ell_i} & 0 \\ -\frac{\sin \theta_i}{\ell_i} & \frac{\cos \theta_i}{\ell_i} & 0 & \frac{\sin \theta_i}{\ell_i} & -\frac{\cos \theta_i}{\ell_i} & 1.0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{Lx} \\ u_{Ly} \\ u_{L\theta} \\ u_{Rx} \\ u_{Ry} \\ u_{R\theta} \end{bmatrix} \dots \dots \dots (4.78)$$

ただし、 q_{iL} 、 q_{iR} ：要素*i*における左右内変形、 θ_i ：要素*i*の全体構造系に対する局所座標系の傾き、 ℓ_i ：要素*i*の長さ、 u_{Lx} 、 u_{Ly} 、 $u_{L\theta}$ 、 u_{Rx} 、 u_{Ry} 、 $u_{R\theta}$ ：要素*i*の左側X方向変形量、Y方向変形量、回転量、右側X方向変形量、Y方向変形量、回転量

b) 内力と内変形の関係

はり部材および柱部材は図-4.6に示すように除荷を考慮した限界回転角 q_F を伴う3段階のトリリニア弾塑性モデルとして取り扱うものとする。この場合の構成則は、次式のような増分形式の関係が成り立つものとする。

$$\begin{bmatrix} M_{iL} \\ M_{iR} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{M}_{iL} \\ \bar{M}_{iR} \end{bmatrix} + K \begin{bmatrix} \Delta q_{iL} \\ \Delta q_{iR} \end{bmatrix} \dots \dots \dots (4.79)$$

ここで、 M_{iL} 、 M_{iR} ：要素*i*の時刻 $t = t + \Delta t$ における左右曲げモーメント

$\bar{M}_{iL}$ 、 $\bar{M}_{iR}$ ：要素*i*の時刻 $t = t$ における左右曲げモーメント、 K ：剛性マトリクス

Δq_{iL} 、 Δq_{iR} ：要素*i*の Δt 間における左右増分端回転角

ア) 弾性範囲における剛性マトリクス

ここで弾性範囲における剛性マトリクスは次式で表される。

$$\mathbf{K}_e = \begin{bmatrix} \frac{4E_i I_i}{\ell_i} & -\frac{2E_i I_i}{\ell_i} \\ -\frac{2E_i I_i}{\ell_i} & \frac{4E_i I_i}{\ell_i} \end{bmatrix} \dots \dots \dots (4.80)$$

ただし、 E_i : 要素 i のヤング係数、 I_i : 要素 i の断面2次モーメント、 ℓ_i : 要素 i の長さであり、複合材料の断面では $E_i I_i = M_i / \Phi$ として求められる。
ここで Φ は断面曲率である。

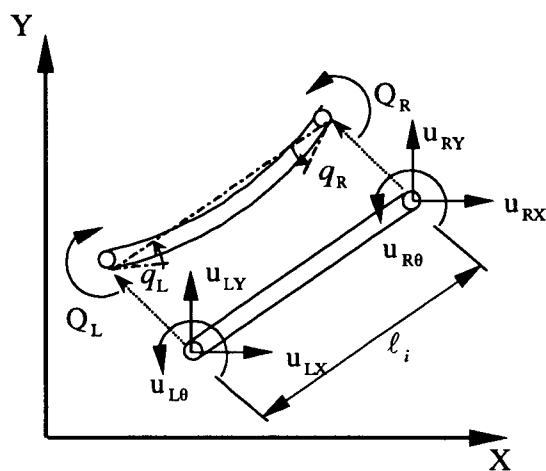


図-4.5 曲げ要素の全体座標系

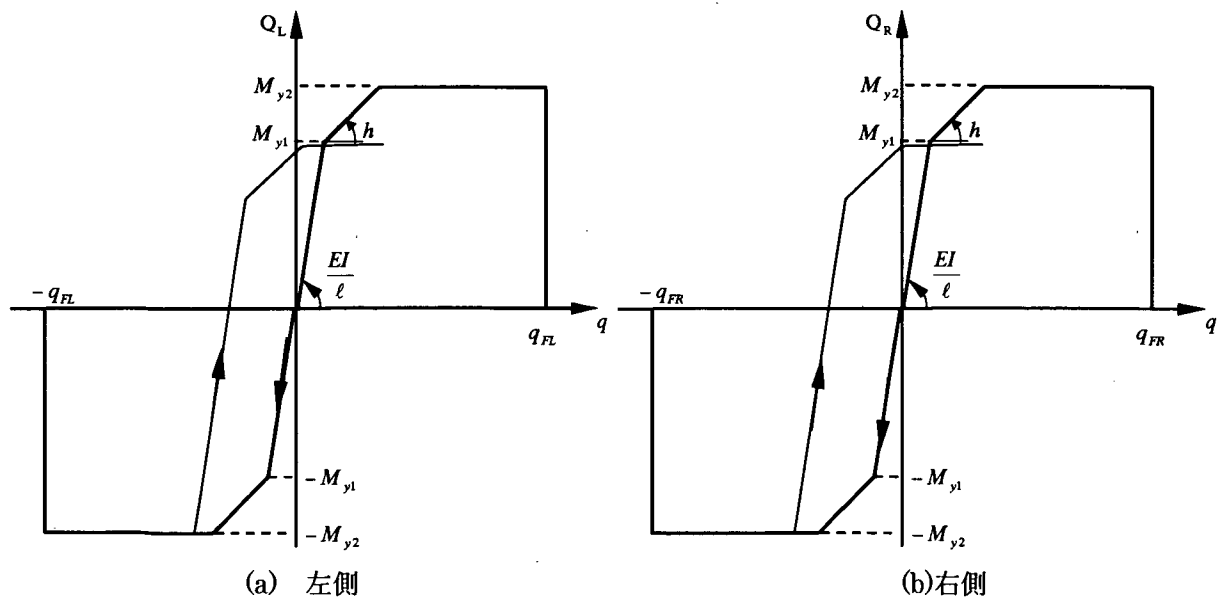


図-4.6 除荷を考慮した曲げ要素の内力と内変形の関係

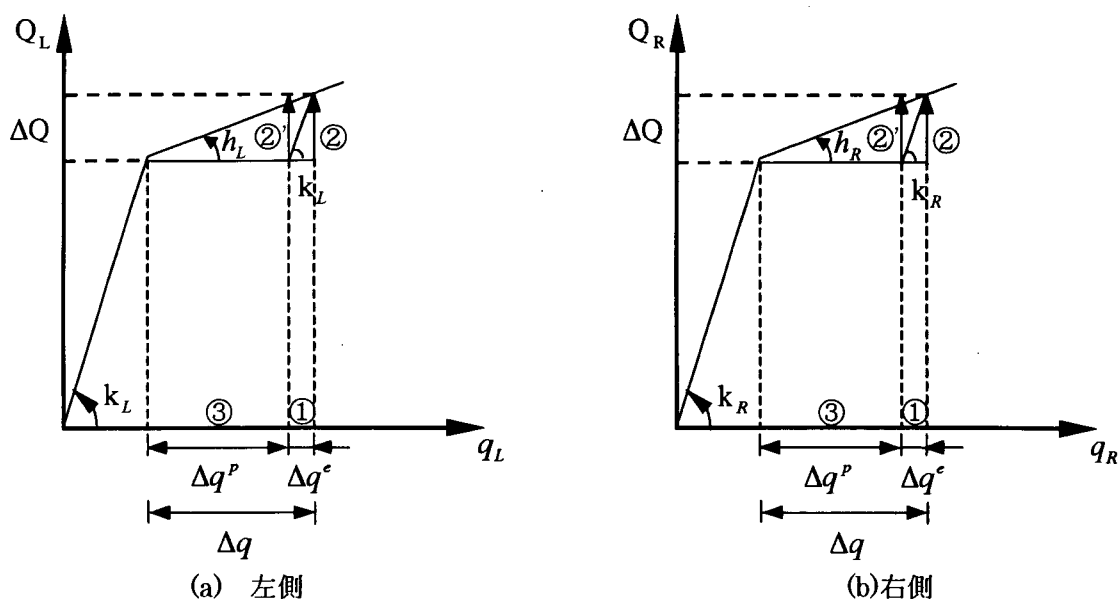


図-4.7 降伏条件式と硬化係数 h について

イ) 弾塑性範囲における剛性マトリクス

弾塑性範囲については、図4.6に示すような硬化型のモデルとして考え、以下の降伏条件式が成立するものとする。

$$\phi = \mathbf{N}^T \mathbf{Q} - \mathbf{H} \lambda - \gamma \leq 0 \quad (4.81)$$

ここで、 ϕ : 降伏条件式ベクトル、 $\mathbf{N}$: 降伏条件式の接線方向マトリクス、 $\mathbf{H}$: 硬化係数ベクトル、 λ : 塑性定数ベクトル、 γ : 塑性容量ベクトル。

いま、塑性限界点からの増分のみで考えると、次式が成り立ち、図-4.7のような関係が成り立つ。

$$\Delta \phi = \mathbf{N}_s^T \Delta \mathbf{Q} - \mathbf{H} \Delta \lambda_s = 0 \quad (4.82)$$

$$\Delta \mathbf{q} = \Delta \mathbf{q}^e + \Delta \mathbf{q}^p \quad (4.83)$$

$$\Delta \mathbf{Q} = \mathbf{k} \Delta \mathbf{q}^e \quad (4.84)$$

$$\Delta \mathbf{q}^p = \mathbf{N}_s \Delta \lambda_s \quad (4.85)$$

$\mathbf{N}_s^T$: アクティブな降伏条件式の係数マトリクス、 $\Delta \mathbf{Q}$: 増分内力ベクトル、

$\Delta \lambda_s$: アクティブな塑性乗数増分ベクトル、 $\Delta \mathbf{q}$: 内変形増分ベクトル、 $\Delta \mathbf{q}^e$: 弾性内変形増分ベクトル、 $\Delta \mathbf{q}^p$: 塑性内変形増分ベクトル

ちなみに、 $\mathbf{N}_s$ は要素の降伏状態を表すパラメータで、はり要素の場合は1つの要素の対して左側と右側の2つのパラメータが存在する。また、正に降伏する場合と負に降伏する場合がある。これらの組合せとして以下の8つのマトリクスが存在する。それぞれのマトリクスは図-4.8に示すような状態を表して

いる。

$$\text{右側要素降伏(正)} \quad \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \cdots \cdots (4.86-a)$$

$$\text{右側要素降伏(負)} \quad \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & -1 \end{bmatrix} \cdots \cdots (4.86-b)$$

$$\text{左側要素降伏(正)} \quad \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \cdots \cdots (4.86-c)$$

$$\text{左側要素降伏(負)} \quad \begin{bmatrix} -1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \cdots \cdots (4.86-d)$$

$$\text{左右側要素降伏(正)} \quad \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \cdots \cdots (4.86-e)$$

$$\text{左側要素降伏(正), 右側要素降伏(負)} \quad \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & -1 \end{bmatrix} \cdots \cdots (4.86-f)$$

$$\text{左側要素降伏(負), 右側要素降伏(正)} \quad \begin{bmatrix} -1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \cdots \cdots (4.86-g)$$

$$\text{左右側要素降伏(負)} \quad \begin{bmatrix} -1 & 0 \\ 0 & -1 \end{bmatrix} \cdots \cdots (4.86-h)$$

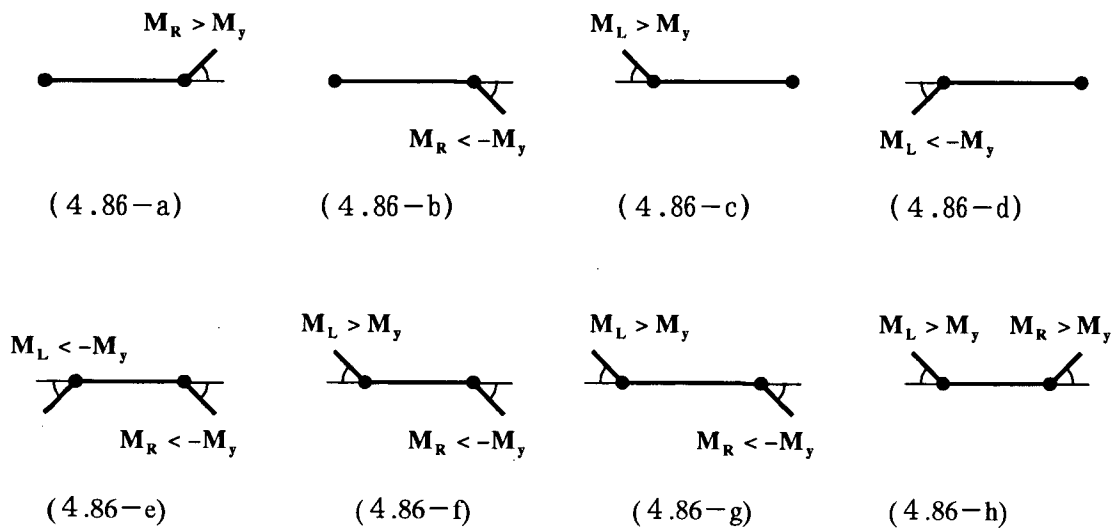


図-4.8 N_s マトリクス

また、 $\mathbf{H}$ は要素の降伏状態にともなう硬化係数のマトリクスを表している。すなわち、 N_s の変化に伴い、要素の剛性も変化するがこの際の剛性に相当する。さらに N_s と同様に、1つの要素に対して左側と右側の2つのパラメータが存在するので以下のように表される。

$$\mathbf{H} = \begin{bmatrix} h_L & 0 \\ 0 & h_R \end{bmatrix} \cdots \cdots \cdots (4.87)$$

ただし、 h_L 、 h_R は図-4.6 が示すように要素の降伏状態によって変化する硬化係数であり、以下のよう
にあらわすことができる。

$$h_L = \frac{\Delta Q}{\Delta q_L^p} \cdots \cdots \cdots (4.88-a)$$

$$h_R = \frac{\Delta Q}{\Delta q_R^p} \cdots \cdots \cdots (4.88-b)$$

よって、式(4.2)の $\mathbf{N}_s^T \Delta \mathbf{Q}$ により弾性限界点からの内力増分の絶対値が得られる。すなわち図-4.6
において①より②が求められる。これは式(4.84)を表すことになる。また $\mathbf{H} \Delta \lambda_s$ からも内力増分
が求められる。すなわち、③より②'が求められる。よって②と②'が一致すれば降伏条件を満足すること
になる。

次に、式(4.83)、(4.85)を(4.84)に代入すると

$$\Delta \mathbf{Q} = \mathbf{k}(\Delta \mathbf{q} - \Delta \mathbf{q}^p) = \mathbf{k}(\Delta \mathbf{q} - \mathbf{N}_s \Delta \lambda_s) = \mathbf{k} \Delta \mathbf{q} - \mathbf{k} \mathbf{N}_s \Delta \lambda_s \cdots \cdots \cdots (4.89)$$

式(4.82)に代入し、

$$\Delta \Phi = \mathbf{N}_s^T (\mathbf{k} \Delta \mathbf{q} - \mathbf{k} \mathbf{N}_s \Delta \lambda_s) - \mathbf{H} \Delta \lambda_s = 0 \cdots \cdots \cdots (4.90)$$

$$\mathbf{N}_s^T \mathbf{k} \mathbf{N}_s \Delta \lambda_s + \mathbf{H} \Delta \lambda_s = \mathbf{N}_s^T \mathbf{k} \Delta \mathbf{q} \cdots \cdots \cdots (4.91)$$

$$\Delta \lambda_s = [\mathbf{N}_s^T \mathbf{k} \mathbf{N}_s + \mathbf{H}]^{-1} \cdot \mathbf{N}_s^T \mathbf{k} \Delta \mathbf{q} \cdots \cdots \cdots (4.92)$$

式(4.85)に代入すると、

$$\Delta \mathbf{Q} = \left\{ \mathbf{k} - \mathbf{k} \mathbf{N}_s [\mathbf{N}_s^T \mathbf{k} \mathbf{N}_s + \mathbf{H}]^{-1} \cdot \mathbf{N}_s^T \mathbf{k} \right\} \Delta \mathbf{q} \cdots \cdots \cdots (4.93)$$

以上のように、内力増分ベクトルが求められる。

本構成則での除荷については、内変形増分 $\Delta \mathbf{q}$ が負となった場合に、弾性の等価剛性によって除荷するモ
デルとした。

具体的な内力計算の場合分けは以下になる。

$(-M_{y1L} < \bar{Q} \leq M_{y1L} \text{ または } \Delta q_L \leq 0)$ かつ $(-M_{y1R} < \bar{Q} \leq M_{y1R} \text{ または } \Delta q_R \leq 0)$

$$\Delta Q_L = \frac{EI}{\ell} (4 \times \Delta q_L - 2 \times \Delta q_R) \cdots \cdots \cdots (4.94)$$

$$\Delta Q_R = \frac{EI}{\ell} (-2 \times \Delta q_L + 4 \times \Delta q_R) \cdots \cdots \cdots (4.95)$$

$(-M_{y1L} < \bar{Q} \leq M_{y1L} \text{ または } \Delta q_L \leq 0)$ かつ $(M_{y1R} < \bar{Q} \leq M_{y2R} \text{ または } -M_{y2R} < \bar{Q} \leq -M_{y1R})$

$$\Delta Q_L = \frac{EI}{\ell} \left\{ \left(4.0 - 4.0 \times \frac{\frac{EI}{\ell}}{4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_1} \right) \times \Delta q_L + \left(-2.0 + 8.0 \times \frac{\frac{EI}{\ell}}{4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_1} \right) \Delta q_R \right\} \cdots \cdots (4.96)$$

$$\Delta Q_R = \frac{EI}{\ell} \left\{ \left(-2.0 + 8.0 \times \frac{\frac{EI}{\ell}}{4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_1} \right) \times \Delta q_L + \left(4.0 - 16.0 \times \frac{\frac{EI}{\ell}}{4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_1} \right) \Delta q_R \right\} \cdots \cdots (4.97)$$

($-M_{y1L} < \bar{Q} \leq M_{y1L}$ または $\Delta q_L \leq 0$) かつ ($M_{y2R} < \bar{Q}$ または $\bar{Q} \leq -M_{y2R}$)

$$\Delta Q_L = \frac{EI}{\ell} \left\{ \left(4.0 - 4.0 \times \frac{\frac{EI}{\ell}}{4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_2} \right) \times \Delta q_L + \left(-2.0 + 8.0 \times \frac{\frac{EI}{\ell}}{4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_2} \right) \Delta q_R \right\} \cdots \cdots (4.98)$$

$$\Delta Q_R = \frac{EI}{\ell} \left\{ \left(-2.0 + 8.0 \times \frac{\frac{EI}{\ell}}{4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_2} \right) \times \Delta q_L + \left(4.0 - 16.0 \times \frac{\frac{EI}{\ell}}{4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_2} \right) \Delta q_R \right\} \cdots \cdots (4.99)$$

($M_{y1L} < \bar{Q} \leq M_{y2L}$ または $-M_{y2L} < \bar{Q} \leq -M_{y1L}$) かつ ($-M_{y1R} < \bar{Q} \leq M_{y1R}$ または $\Delta q_R \leq 0$)

$$\Delta Q_L = \frac{EI}{\ell} \left\{ \left(4.0 - 16.0 \times \frac{\frac{EI}{\ell}}{4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_1} \right) \times \Delta q_L + \left(-2.0 + 8.0 \times \frac{\frac{EI}{\ell}}{4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_1} \right) \Delta q_R \right\} \cdots \cdots (4.100)$$

$$\Delta Q_R = \frac{EI}{\ell} \left\{ \left(-2.0 + 8.0 \times \frac{\frac{EI}{\ell}}{4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_1} \right) \times \Delta q_L + \left(4.0 - 4.0 \times \frac{\frac{EI}{\ell}}{4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_1} \right) \Delta q_R \right\} \cdots \cdots (4.101)$$

($M_{y2L} < \bar{Q}$ または $\bar{Q} \leq -M_{y2L}$) かつ ($-M_{y1R} < \bar{Q} \leq M_{y1R}$ または $\Delta q_R \leq 0$)

$$\Delta Q_L = \frac{EI}{\ell} \left\{ \left(4.0 - 16.0 \times \frac{\frac{EI}{\ell}}{4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_2} \right) \times \Delta q_L + \left(-2.0 + 8.0 \times \frac{\frac{EI}{\ell}}{4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_2} \right) \Delta q_R \right\} \cdots \cdots (4.102)$$

$$\Delta Q_R = \frac{EI}{\ell} \left\{ \left(-2.0 + 8.0 \times \frac{\frac{EI}{\ell}}{4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_2} \right) \times \Delta q_L + \left(4.0 - 4.0 \times \frac{\frac{EI}{\ell}}{4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_2} \right) \Delta q_R \right\} \cdots \cdots (4.103)$$

($M_{y1L} < \bar{Q} \leq M_{y2L}$ または $-M_{y2L} < \bar{Q} \leq -M_{y1L}$) かつ ($M_{y1R} < \bar{Q} \leq M_{y2R}$ または $-M_{y2R} < \bar{Q} \leq -M_{y1R}$)

$$\gamma_1 = \frac{\frac{EI}{\ell}}{\left(4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_1\right)^2 - 4.0 \times \frac{E^2 I^2}{\ell^2}}$$

$$\Delta Q_L = \frac{EI}{\ell} \left[\left\{ -4.0 - \gamma_1 \times \left(\frac{48EI}{\ell} + 20H_1 \right) \right\} \times \Delta q_L + \left\{ -2.0 + \gamma_1 \times \left(\frac{24EI}{\ell} + 16H_1 \right) \right\} \Delta q_R \right]$$

..... (4. 1 0 4)

$$\Delta Q_R = \frac{EI}{\ell} \left[\left\{ -2.0 - \gamma_1 \times \left(\frac{24EI}{\ell} + 16H_1 \right) \right\} \times \Delta q_L + \left\{ 4.0 - \gamma_1 \times \left(\frac{48EI}{\ell} + 20H_1 \right) \right\} \Delta q_R \right]$$

..... (4. 1 0 5)

$(M_{y1L} < \bar{Q} \leq M_{y2L} \text{ または } -M_{y2L} < \bar{Q} \leq -M_{y1L})$ かつ $(M_{y2R} < \bar{Q} \text{ または } \bar{Q} \leq -M_{y2R})$

$$\gamma_2 = \frac{\frac{EI}{\ell}}{\left(4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_1\right) \left(4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_2\right) - 4.0 \times \frac{E^2 I^2}{\ell^2}}$$

$$\Delta Q_L = \frac{EI}{\ell} \left[\left\{ 4.0 - \gamma_2 \times \left(\frac{48EI}{\ell} + 4H_1 + 16H_2 \right) \right\} \times \Delta q_L + \left\{ -2.0 + \gamma_2 \times \left(\frac{24EI}{\ell} + 8H_1 + 8H_2 \right) \right\} \Delta q_R \right]$$

..... (4. 1 0 6)

$$\Delta Q_R = \frac{EI}{\ell} \left[\left\{ -2.0 - \gamma_2 \times \left(\frac{24EI}{\ell} + 8H_1 + 8H_2 \right) \right\} \times \Delta q_L + \left\{ 4.0 + \gamma_2 \times \left(\frac{48EI}{\ell} + 16H_1 + 4H_2 \right) \right\} \Delta q_R \right]$$

..... (4. 1 0 7)

$(M_{y2L} < \bar{Q} \text{ または } \bar{Q} \leq -M_{y2L})$ かつ $(M_{y1R} < \bar{Q} \leq M_{y2R} \text{ または } -M_{y2R} < \bar{Q} \leq -M_{y1R})$

$$\gamma_3 = \frac{\frac{EI}{\ell}}{\left(4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_1\right) \left(4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_2\right) - 4.0 \times \frac{E^2 I^2}{\ell^2}}$$

$$\Delta Q_L = \frac{EI}{\ell} \left[\left\{ 4.0 - \gamma_3 \times \left(\frac{48EI}{\ell} + 16H_1 + 4H_2 \right) \right\} \times \Delta q_L + \left\{ -2.0 + \gamma_3 \times \left(\frac{24EI}{\ell} + 8H_1 + 8H_2 \right) \right\} \Delta q_R \right]$$

..... (4. 1 0 8)

$$\Delta Q_R = \frac{EI}{\ell} \left[\left\{ -2.0 - \gamma_3 \times \left(\frac{24EI}{\ell} + 8H_1 + 8H_2 \right) \right\} \times \Delta q_L + \left\{ 4.0 - \gamma_3 \times \left(\frac{48EI}{\ell} + 4H_1 + 16H_2 \right) \right\} \Delta q_R \right]$$

..... (4. 1 0 9)

$$(M_{y2L} < \bar{Q} \text{ または } \bar{Q} \leq -M_{y2L}) \text{ かつ } (M_{y2R} < \bar{Q} \text{ または } \bar{Q} \leq -M_{y2R})$$

$$\gamma_4 = \frac{\frac{EI}{\ell}}{\left(4.0 \times \frac{EI}{\ell} + H_2\right)^2 - 4.0 \times \frac{E^2 I^2}{\ell^2}}$$

$$\Delta Q_L = \frac{EI}{\ell} \left[\left\{ 4.0 - \gamma_4 \times \left(\frac{48EI}{\ell} + 20H_2 \right) \right\} \times \Delta q_L + \left\{ -2.0 + \gamma_4 \times \left(\frac{24EI}{\ell} + 16H_2 \right) \right\} \Delta q_R \right] \quad \dots \dots \dots (4.110)$$

$$\Delta Q_R = \frac{EI}{\ell} \left[\left\{ -2.0 - \gamma_4 \times \left(\frac{24EI}{\ell} + 16H_2 \right) \right\} \times \Delta q_L + \left\{ 4.0 - \gamma_4 \times \left(\frac{48EI}{\ell} + 20H_2 \right) \right\} \Delta q_R \right] \quad \dots \dots \dots (4.111)$$

以上の式より得られた ΔQ を用いて、次式によって要素 i の左右曲げモーメントが求められる。

$$Q_L = \bar{Q}_L + \Delta Q_L \quad \dots \dots \dots (4.112)$$

$$Q_R = \bar{Q}_R + \Delta Q_R \quad \dots \dots \dots (4.113)$$

c) 力のつり合い条件式

$$\begin{bmatrix} F_{LX} \\ F_{LY} \\ F_{L\theta} \\ F_{RX} \\ F_{RY} \\ F_{R\theta} \end{bmatrix} = \ell_i \begin{bmatrix} \frac{\sin \theta_i}{\ell_i^2} & -\frac{\sin \theta_i}{\ell_i^2} \\ \frac{\cos \theta_i}{\ell_i^2} & \frac{\cos \theta_i}{\ell_i^2} \\ -\frac{1.0}{\ell_i} & 0 \\ -\frac{\sin \theta_i}{\ell_i^2} & \frac{\sin \theta_i}{\ell_i^2} \\ \frac{\cos \theta_i}{\ell_i^2} & -\frac{\cos \theta_i}{\ell_i^2} \\ 0 & \frac{1.0}{\ell_i} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_L \\ Q_R \end{bmatrix} \quad \dots \dots \dots (4.114)$$

ここで、 ℓ_i : 要素 i の長さ、 θ_i : 要素 i の全体座標系に対する局所座標系の傾き、

F_{LX} , F_{LY} , $F_{L\theta}$, F_{RX} , F_{RY} , $F_{R\theta}$: 要素 i の左側 X 方向抵抗力, Y 方向抵抗力, θ 方向モーメント, 右側 X 方向抵抗力, Y 方向抵抗力, θ 方向モーメント,

Q_L , Q_R : 要素 i の左側内力(曲げモーメント), 右側内力(曲げモーメント)

(3) 各要素の質量マトリクス

本解析で慣性力項を求める際に必要な要素質量マトリクスは、軸力要素、曲げ要素それぞれ次式で表す。

①軸力要素

$$m_{\text{trus}} = \frac{\rho A \ell}{2} \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta & 0 & 0 \\ \cos \theta \sin \theta & \sin^2 \theta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta \\ 0 & 0 & \cos \theta \sin \theta & \sin^2 \theta \end{bmatrix} \cdots \cdots (4.115)$$

②曲げ要素

$$m_{\text{beam}} = \frac{\rho A \ell}{2} \begin{bmatrix} \sin^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\cos \theta \sin \theta & \cos^2 \theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\ell^2}{6} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\cos \theta \sin \theta & \cos^2 \theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\ell^2}{6} \end{bmatrix} \cdots \cdots (4.116)$$

ただし、 ρ ：要素密度、 A ：要素断面積、 ℓ ：要素長さ、 θ ：要素 i の全体座標系に対する局所座標系の傾き

(4) 減衰マトリクス

減衰マトリクスについては次式のようなレイリー減衰公式を用いた。

$$D = \alpha_R M + \beta_R K^0 \cdots \cdots (4.117)$$

ただし、 K^0 ：解析初期の剛性マトリクス、 α_R ：質量に関する減衰係数、 β_R ：剛性に関する減衰係数

(5) 解析手順

以上の解析手順を図-4.9に示す。

ア) コントロールパラメータの入力とは、プログラムを管理するパラメータのことで具体的には、計算時間

増分 Δt 、Newmark β 法の β の値 ($\beta = \frac{1}{6}$)、レイリー減衰の α_R 、 β_R 、計算結果出力時間等を意味する。

イ) 節点座標および境界条件の入力とは各節点の x 座標、 y 座標、 x 方向、 y 方向、回転方向の自由度(固定または自由)を入力することを意味する。

ウ) 要素構成則パラメータの入力は、各節点の構成則情報(密度、断面積、ヤング率、断面 2 次モーメント、降伏点、降伏点ひずみ、硬化係数、終局回転角等)を入力することを意味する。

エ) 初期剛性マトリクス $\mathbf{K}^0$ を求め、 $\mathbf{D} = \alpha_i \mathbf{M} + \beta_i \mathbf{K}^0$ を算定する。

オ) 外力 $\mathbf{F}$ の値を時刻 t に応じて入力。

カ) 運動方程式を既知項と未知項に分解する。(式 (4. 48))

キ) 未知加速度 $\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}$ の計算。(式 (4. 56))

ク) 未知速度 $\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}$ 、未知変位 $\mathbf{u}_{t+\Delta t}$ の Newmark β による計算 (式 (4. 53)、(4. 54))

ケ) 未知外力の計算 (式 (4. 57))

以上の流れを繰り返し⑤～⑧の間 $t = t_{\text{end}}$ まで計算する。

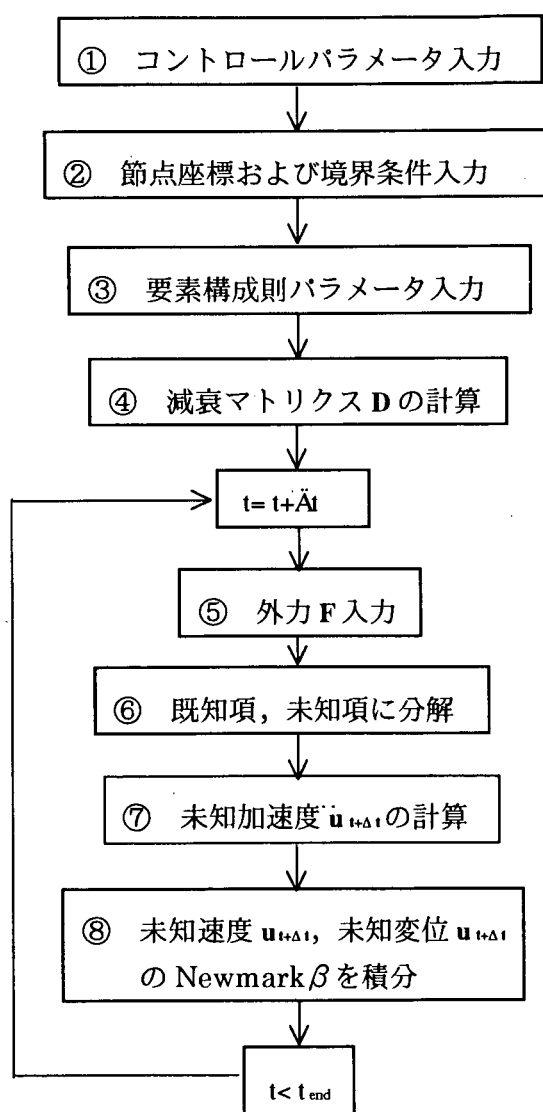


図-4. 9 解析フローチャート

4. 3 解析結果および考察

(1) 解析入力条件

① 外力条件

本解析の外力条件は、図-4. 10に示すように、極微小時間 ($\Delta t = 0.01\text{msec}$) で重錘の初速度が v_0 になるように重錘上下節点に外力 F を与えてやり、その後自由運動 ($F=0$) として解析を実施している。この極微小時間の微小変形は無視できるものとする。この結果 $t = 1.0 \times 10^{-5}\text{sec}$ 以降重錘の外力は0となる。しかし、自由振動が生じる中で重錘には加速度 $\ddot{u}$ が与えられているので、重錘衝撃力 P_w は $-m\ddot{u}$ として求めることができる。

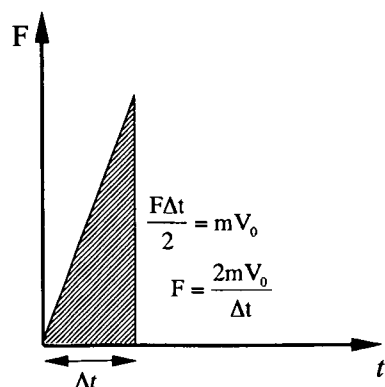


図-4.10 外力と作用時間の関係

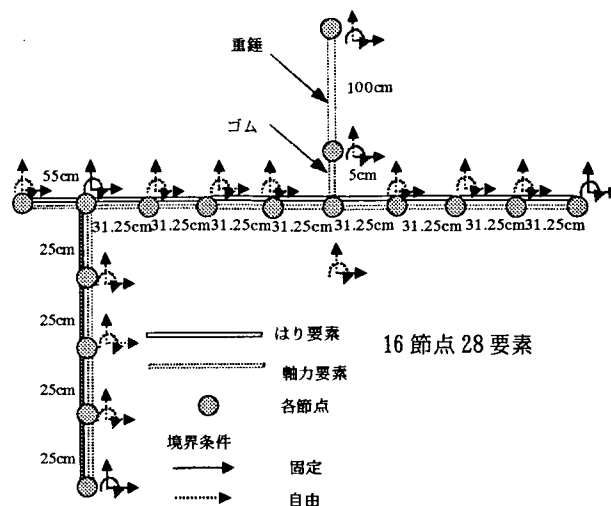


図-4.11 解析モデル化の状況

表-4.1 解析入力値

時間増分		1.0×10^{-4}
レイリー減衰係数		$\alpha_1=0, \beta_1=4.0 \times 10^{-3}$
重錘	弾性剛性	$k=1.58 \times 10^7$ (MN/cm)
	質量	1000 (kg)
ゴム	非線形軸力	
	質量	3 (kg)
柱	質量	0.75 (kg/cm)
	軸力剛性	$k=33.6$ (MN/cm)
	曲げ初期剛性	200 (MN・cm)
	第1降伏モーメント	$My_1=2.0 \times 10^3$ (KN・cm)
	第2降伏モーメント	$My_2=4.0 \times 10^3$ (KN・cm)
	破壊塑性回転角	$q_f=0.09$ (rad)
はり	質量	1.23 (kg/cm)
	軸力剛性	$k=44.8$ (MN/cm)
	曲げ初期剛性	640 (MN・cm)
	第1降伏モーメント	$My_1=6.4 \times 10^3$ (KN・cm)
	第2降伏モーメント	$My_2=7.0 \times 10^3$ (KN・cm)
	破壊塑性回転角	$q_f=0.08$ (rad)

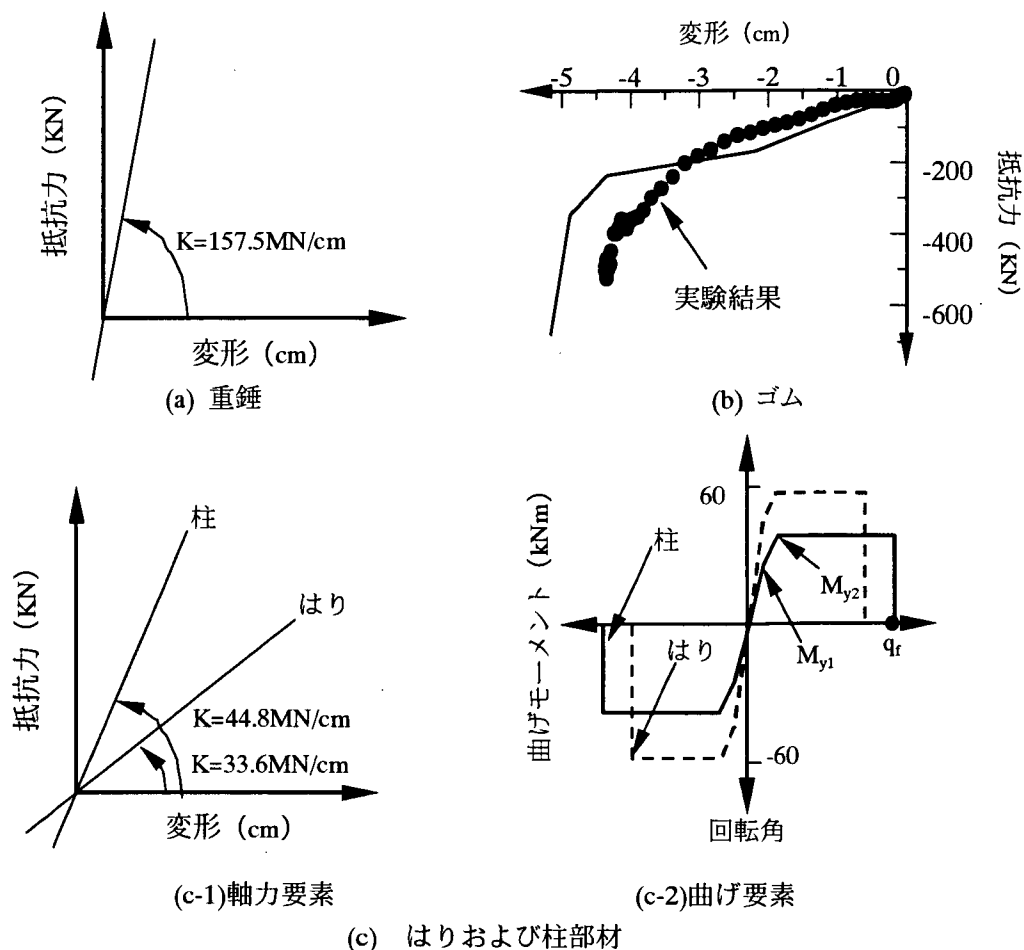


図-4.12 各部材の構成則

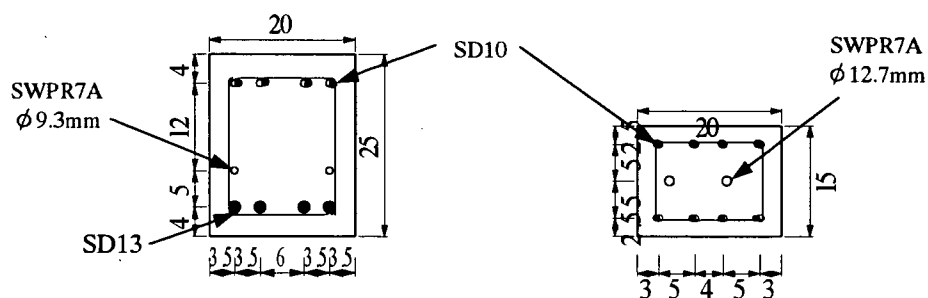


図-4.13 はりおよび柱断面図

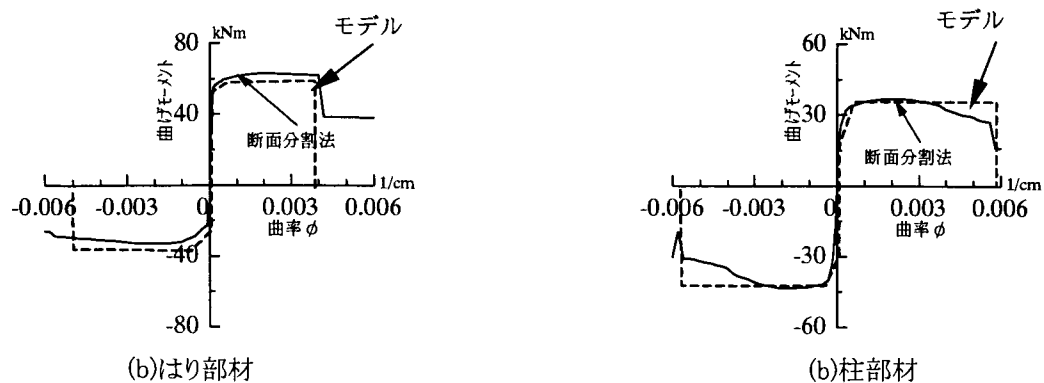


図-4.14 断面分割法による曲げモーメント～曲率関係

② 各要素入力値

解析モデルの節点数、要素数等の条件を図-4.11に、解析の際に与えた入力条件を表-1に示す。また、解析に用いた各要素の構成則を図-4.12に示す。なお、ゴムの構成則は、高速載荷実験を行いその結果を数値解析の際のデータと比較している。また、具体的な曲げ要素の入力値を決定するために、はり部材および柱部材の曲げモーメント～端回転角の関係について、図-4.13に示す実断面について、断面分割法を用いて曲げモーメント～曲率関係を求めたうえで、これを図-4.14に示すような3段階の弾塑性モデルにモデル化し、耐力が増加した後、終局限界 θ_u によって耐力を失うモデルとした。 θ_u については、曲

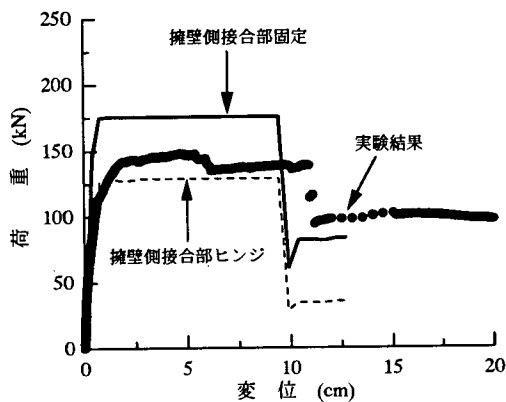


図-4.15 はり中央荷重～変位関係
(静的載荷実験)

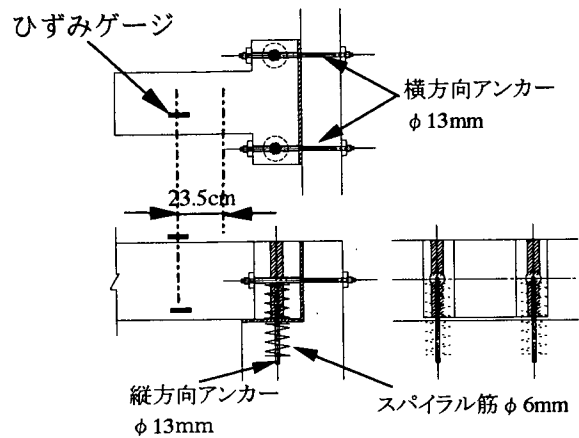


図-4.16 擁壁側接合部接合状態
詳細図

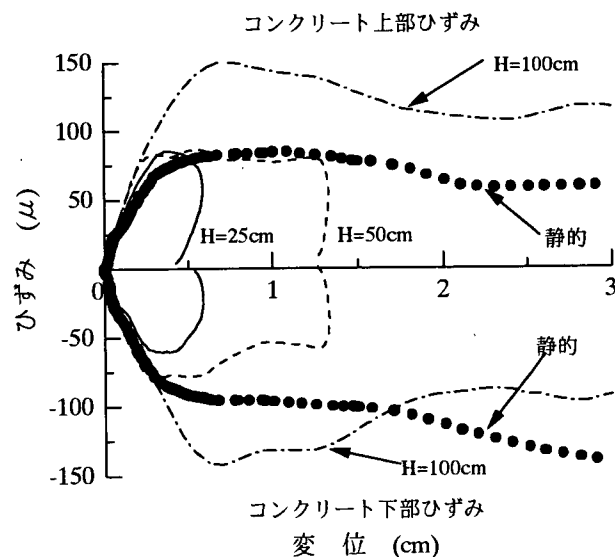


図-4.17 擁壁接合部近傍コンクリートひずみ～中央点変位関係

率に有効断面高さの1/2の長さを乗ずることにより求めている。

(2) 静的載荷実験結果との比較

まず、はりおよび柱部材の構成則モデルを用いて、静的載荷実験結果（はり中央鉛直載荷）との比較を行った。図-4.15に、荷重～変位関係を示す。実験結果では、変位10.5cm以後も100kNの耐力を有しているが、解析結果はシミュレートしていない。これは、解析の終局限界点を最初のP C鋼材が破断した回転角と定めたことによるものであり、結果として解析結果は実験結果よりもシビアな計算結果を示していることになる。

また、解析結果は終局限界と定めた変位11.5cmにほぼ等しい9.8cmで終局限界となった。また最大耐力については、擁壁側接合部がヒンジとして解析した場合と固定として計算した場合の間に実験値が存在していることがわかる。これは、本実験で擁壁側の接合部がヒンジ状態を仮定しているものの、実際には図-4.16に示すように鉛直方向と水平方向にアンカーボルトを設置しているため、固定状態に近いと考えられるためである。ちなみに、図-4.17に擁壁から23.5cmの位置のコンクリートはり上下部に貼付した載荷点変位とひずみゲージの関係を示す。はり上部には引っ張りひずみが、はり下部には圧縮ひずみが生じており、接合部には負の曲げモーメントが生じていると考えられる。以上のことから、擁壁接合部は接合条件としてはヒンジと完全固定の中間状態に近い接合条件となっていると考えられる。

(3) 重錘落下衝突実験結果との比較

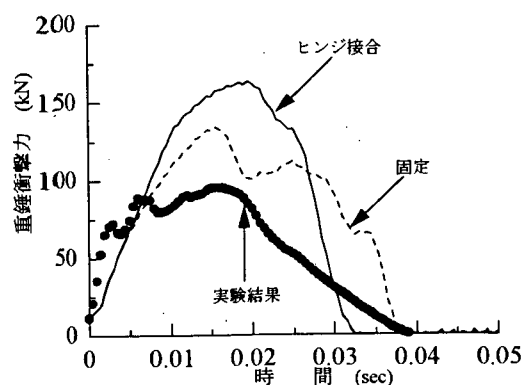
① 擁壁側接合部条件の違いが及ぼす影響

次に重錘落下衝突実験において基準となる、はり中央鉛直載荷の場合についてシミュレートすることとした。まず、擁壁側接合条件をヒンジと固定とした場合の解析結果と実験結果について比較を行った。すなわち、 $H=25\text{cm}$ 、および $H=50\text{cm}$ の場合の重錘衝撃力～時間関係、はり中央点変位～時間関係、重錘衝撃力～はり中央点変位関係を図-4.18に示す。重錘衝撃力～時間関係で比較すると、重錘落下高さ $H=25\text{cm}$ の場合、ヒンジ接合の方が固定に比べ重錘衝撃力が小さく、作用時間も比較的長く、実験結果に近いと考えられる。 $H=50\text{cm}$ の場合ではヒンジ接合の重錘衝撃力は実験結果よりも小さくなり、作用時間も実験結果に比べ長くなる傾向にある。一方、固定の場合での重錘衝撃力は、実験結果よりも大きくなるものの、波形、作用時間を概ねシミュレートしていると考えられる。

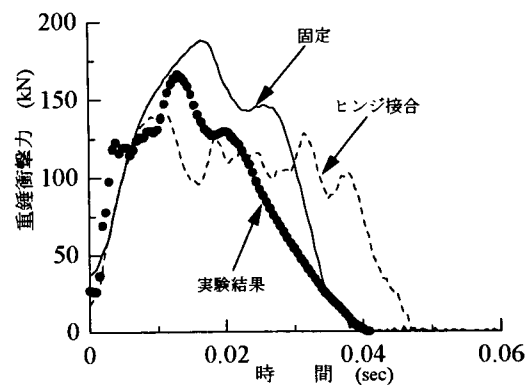
次にはり中央点変位～時間関係を比較すると、 $H=25\text{cm}$ の実験結果では残留変位が殆ど生じないのに対し、固定では残留変位は生じておらず、ヒンジ接合では約1.5cmの残留変位が生じていることがわかる。また、 $H=50\text{cm}$ の場合では、最大変位は実験結果では1.1cmであるのに対し、固定では1.5cm、ヒンジ接合では4.4cmとヒンジ接合の場合は実験結果に比べ変形が大きなことがわかる。

さらに、重錘衝撃力～はり中央点変位関係を比較すると、 $H=25\text{cm}$ の場合は固定では弾性挙動に近く、ヒンジ接合では弾塑性挙動となった。実験結果との違いが生じている理由としては、静的解析結果と同様に擁壁側の接合状態が、重錘衝突実験でも図-4.17に示すようにヒンジと固定の中間状態であることが推定され、本解析手法ではそれを考慮できるモデルではないためと考えられる。しかし、 $H=50\text{cm}$ の場合では、ヒン

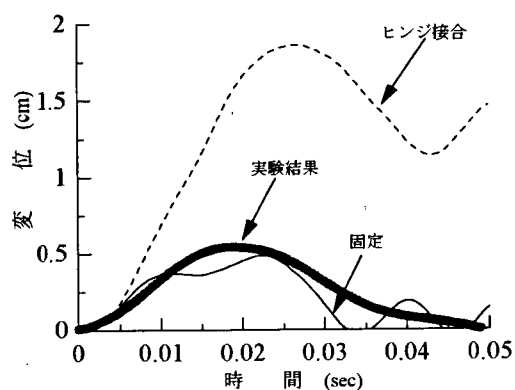
ジ接合と実験結果では波形、残留変位が明らかに異なるものの、固定では残留変位が5mmほど異なるが、波形、最大衝撃力をほぼシミュレートしていると考えられる。以上のことから、 $H=50\text{cm}$ 以上については擁壁側接合条件を固定と仮定してシミュレートすることとした。



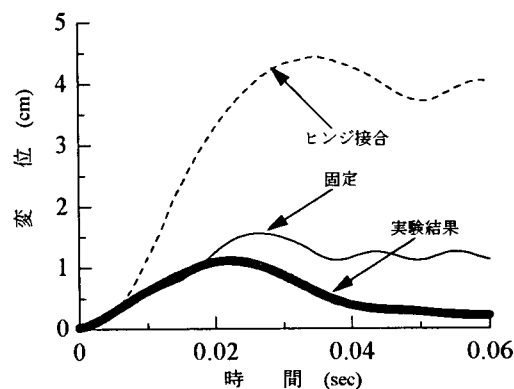
(a-1) 重錘衝撃力～時間関係 ($H=25\text{cm}$)



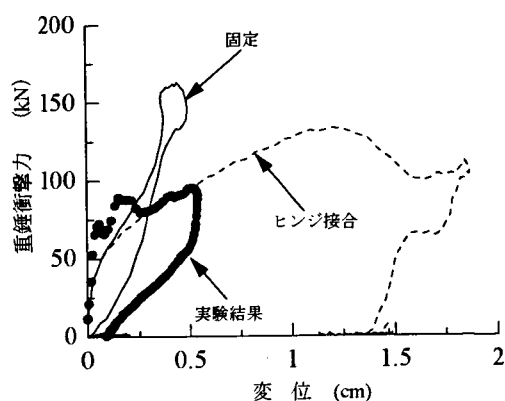
(b-1) 重錘衝撃力～時間関係 ($H=50\text{cm}$)



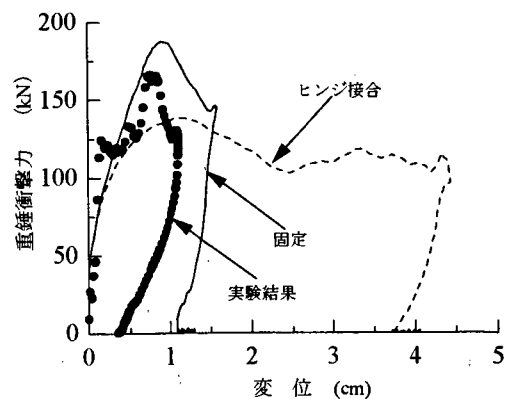
(a-2) はり中央点変位～時間関係 ($H=25\text{cm}$)



(b-2) はり中央点変位～時間関係 ($H=50\text{cm}$)



(a-3) 重錘衝撃力～はり中央点変位関係 ($H=25\text{cm}$)



(b-3) 重錘衝撃力～はり中央点変位関係 ($H=50\text{cm}$)

図-4. 18 擁壁側接合条件の違いによる実験結果と解析結果の比較

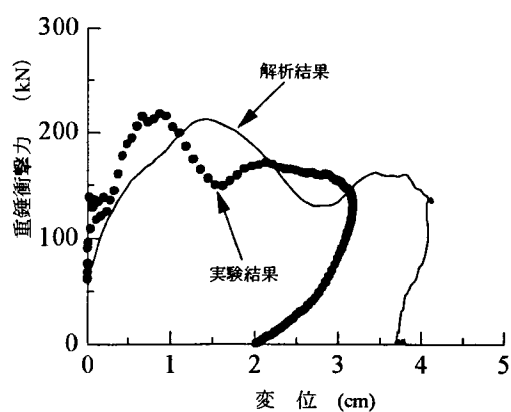


図-4. 19 重錘衝撃力～中央点変位
関係 (H=100cm)

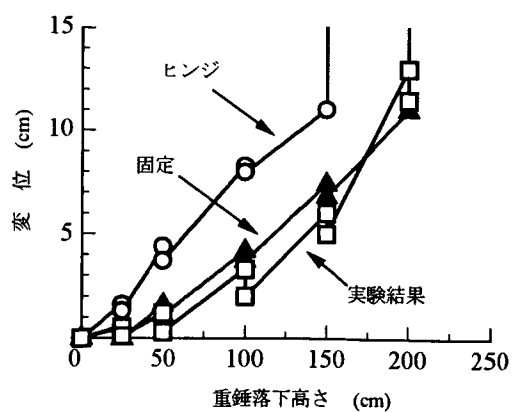


図-4. 22 重錘落下高さ～最大・残留
変位関係

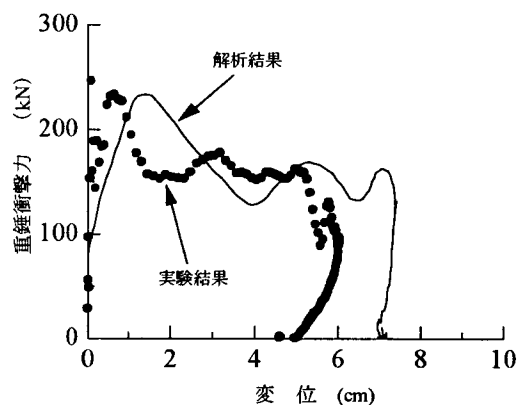


図-4. 20 重錘衝撃力～中央点変位
関係 (H=150cm)

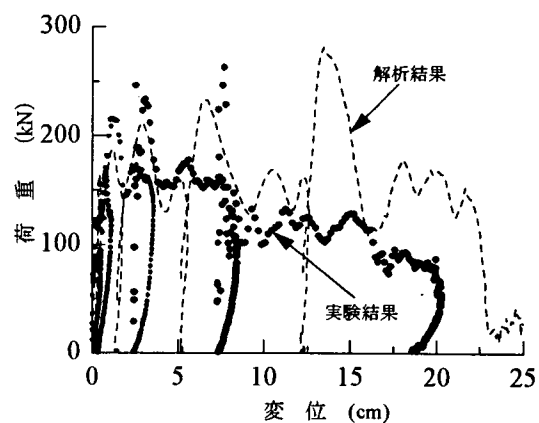


図-4. 23 重錘衝撃力～中央点変位
関係
(ヒステリシス曲線の比較)

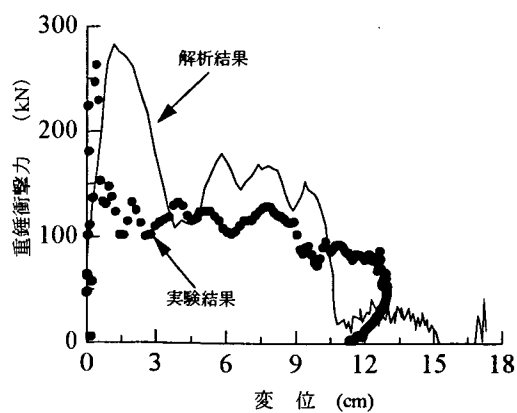


図-4. 21 重錘衝撃力～中央点変位
関係 (H=200cm)

②繰り返し载荷の影響

次に落下高さを $H=100\text{cm}$ 、 150cm 、 200cm としたときの重錘衝撃力～はり中央変位関係を図-4. 19～21に示す。 $H=100\text{cm}$ 、 $H=150\text{cm}$ の場合は残留変位に 1.5cm から 2.0cm の差が生じているがほぼ実験結果をシミュレートできていると考えられる。また、 $H=200\text{cm}$ の場合では、実験結果に比較し、衝撃力が約30%ほど大きな値であることがわかる。さらに変位 9.5cm 付近で衝撃力が急落しているが、これははりが終局限界変位に達しているためである。

重錘衝撃力の違いは、本解析手法では繰り返し载荷によってはりが受けるダメージを考慮していないため、実験では繰り返し载荷状態ではりの耐力が徐々に低下している一方で、解析では常に処女载荷状態であるため $H=200\text{cm}$ においても衝撃力が大きくなるためと考えられる。

変位の違いは、静的解析同様はりの終局限界点を断面内の鋼材が破断した点としており、実験ではP C鋼材および軸方向鉄筋がそれぞれ2本破断したものの、まだ完全には破壊していないので残留変位が生じているのに対し、解析結果では終局限界点では、はりの耐力が0になってしまうため、残留変位が生じない結果となるためと考えられる。

また、図-4. 22に重錘落下高さ～最大・残留変位関係を示す。この結果からもはりと擁壁側の接合状態は固定状態の方が実験結果を良くシミュレートできていることがわかる。さらに、図-4. 18～21の重錘衝撃力～中央点変位関係を足し合わせた、ヒステリシス曲線を図-4. 23に示す。これらの結果より解析結果は実験結果に比べ大きな変位量と、衝撃力を生じており明瞭な違いが表れているが、図-4. 18～23の結果から総合的に接判断するとはり中央鉛直载荷時のロックシェッド模型の衝撃挙動を概ねシミュレートできているものと考えられる。

4. 4 まとめ

4章では3章で得られた結論に基づき、鉛直載荷の場合で最もクリティカルと考えられる主はり中央載荷の実験結果について、骨組み構造モデルを用いた全体構造での衝撃応答解析を行い、その衝撃挙動について、解析的検討を行った。以下に4章の結論を述べる。

- ①はり要素と軸力要素によってPRCロックシェッドのはり部材、柱部材、重錘、ゴムをモデル化し、骨組み構造を用いた簡易ロックシェッド衝撃応答解析法を開発した。
- ②静的実験結果をシミュレーションした結果から、擁壁側の接合状態はヒンジと固定の中間状態であることが推定される。
- ③重錘落下衝突実験結果をシミュレーションした結果、 $H=25\text{cm}$ と衝突速度が小さい場合は、静的解析同様、擁壁側接合状態はヒンジと固定の中間状態であることが推定される。しかし、衝突速度が速くなるにつれて、擁壁側接合状態は固定状態でほぼ良く実験結果をシミュレートでき、水平方向のアンカーボルトの効果が確認された。
- ④ロックシェッド模型の終局限界に近い落下高さでは、その誤差が大きくなる傾向にあった。これは繰り返して衝突時のはりおよび接合部の損傷を考慮していないためと考えられる。
- ⑤しかし、実験で終局限界を迎えた落下高さ $H=200\text{cm}$ で解析でも終局限界を迎えていることから、その挙動はほぼ実験結果をシミュレートしているものと考えられる。

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年3月.
- 2) 竹本伸一, 岸徳光, 佐藤昌志, 三上浩: 各種 PRC 梁の静的および衝撃耐荷性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1155~1160, 1997年5月.
- 2) 竹本伸一, 岸徳光, 佐藤昌志, 三上浩: 各種 PRC 梁の静的および衝撃耐荷性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1155~1160, 1997年5月.
- 3) 佐藤大, 岸徳光, 三上浩, 今野久志, 佐藤昌志: 各種 PRC 桁の衝撃耐荷性状, 土木学会第54回年次学術講演会講演概要集, I-B299, pp.594~595, 1999年9月.
- 4) 石川信隆, 圓林栄喜, 香月智, 太田俊昭: 高速載荷を受けるPCおよびPRCはりの動的終局限界特性に関する実験的研究, 材料, Vol.149, No.1, pp.72~79, 2000年1月.
- 5) 佐藤弘史, 間瀬利明, 二川英夫, 圓林栄喜, 石川信隆, 若林修: じん性を高めたPCロックシェッドの静的強度に与える載荷位置の影響, 第4回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集, pp.85~90, 1998年6月
- 6) W.Gene Corley: ROTATIONAL CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE BEAMS, Proc.of ASCE, Vol/92, ST5, pp.121~146, 1996.10.

5. 新しい設計法

5. 1 2段階設計法の考え方

ロックシェッドは、落石防護網、落石防護柵、落石防護擁壁とならぶ、落石防護工の1つであり、落石が路面に直接落下することを防ぐ重要な構造物である。ロックシェッド設計の基本的な考え方は、他の土木構造物と共通であり、作用する外力を的確に評価し、所要の安全性を具備させることである。

落石がロックシェッドに衝突した時にロックシェッドに及ぼす衝撃荷重等の作用（以下では、落石荷重等がロックシェッドに及ぼす影響を総称して「落石作用」と呼ぶ）を、事前に確定的に予測することは極めて困難である。すなわち、落石作用を決定する要因である、落石の大きさ、落下高さ、落石経路等、いずれをとっても不確定な要素の強いものばかりだからである。したがって、落石作用が仮に予測できるとしても、確率的な予測となろう。

落石作用のような、変動幅が大きく確率的な落石作用に対して構造物を設計する場合には、落石作用の発生頻度を明らかにし、発生頻度に応じ構造物の安全性を設定することが考えられる。例えば、構造物の供用期間中に1度発生するかどうか、という規模の落石作用に対しては、人命に危険な障害が生じない程度の損傷は許す、また、供用期間中にしばしば発生する落石作用に対しては構造物に損傷を生じさせない、等の考え方である。この場合、一般的には、いくつかの落石作用レベルを設定し、そのときの構造物の挙動を推定し、それが所要の安全性を有しているかどうかを照査する事が考えられる。

平成8年12月に改訂された道路橋示方書・同解説 V（耐震設計編）²⁾では、耐震設計で考慮する地震動と目標とする橋の耐震性能を以下のように定めている。

- (1) 橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動に対しては、健全性を損なわない。
- (2) 供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動に対しては、
 - (i) 重要性が標準的な橋の場合、致命的な被害を防止する。
 - (ii) 特に重要性が高い橋の場合、限定された損傷にとどめる。

上記の(1)に相当する地震動に対しては震度法に基づく耐震設計を行い、(2)に相当する地震動に対しては地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計を行い、また、地震時の挙動が複雑な橋については、動的解析法により耐震設計を行うという2段階設計法が採用されている。

園田¹⁾は、落石荷重も地震荷重と同様に不規則性の強い荷重であることから、道路橋の耐震設計法に準ずる2段階設計法を採用することが合理的であると考え

レベル1として、現行の落石荷重を用い、許容応力度法により断面設計を行い、

レベル2に相当する落石の作用に対し、ロックシェッドの終局限界状態に対する安全性の照査を行うことを提案している。このうち、レベル1は現行設計法に対応するものであり、その概要を5.2に示す。レベル2に対応した限界状態設計法については5.3に現在までに得られた知見および今後の課題を記述する。

5. 2 現行設計法の概要

5. 2. 1 設計の考え方

ロックシェッドは、現在落石対策便覧³⁾を基本にして設計されている。設計の考え方を以下に示す。

- ・ロックシェッドの設計は、落石による衝撃力を静的荷重に置き換え、許容応力度法により行う。
- ・落石による衝撃力は、着目している断面に最も不利となるように載荷する。
- ・エネルギー吸収能力が大きくなるような構造形式、材料及び構造細目を選択するように心がける。

5. 2. 2 落石の衝撃力

(1) 衝撃力の推定式

衝撃力の推定式には、振動便覧式や鋼材倶楽部の推定式、吉田らの推定式が挙げられるが、落石対策便覧では、振動便覧の推定式によるのがよいとしている。

$$P = 2.108 (m \cdot g)^{\frac{2}{3}} \cdot \lambda^{\frac{2}{5}} \cdot H^{\frac{3}{5}} \cdot \alpha \cdots \cdots (5. 2. 4. 1)$$

ここに、P：落石の衝撃力 (kN)

m：落石の質量 (t)

g：重力加速度 (m/sec)

λ ：ラーメの定数 (kN/m²)

H：落石の落下高 (m)

α ：砂層厚と落石直径の比から決定される割増し係数

$$\alpha = \sqrt{D/T} \quad (\text{ただし, } T/D > 0.5, T/D \geq 1)$$

T：砂層厚 (m) (ただし, $T > 0.9$)

D：落石径 (m)

ただし、式 (5. 2. 4. 1) は緩衝材として良質な山砂等を用い、重錘質量が5 t、落下高30 m程度までについての実験結果から定めたものであり、適用範囲に注意することが記述されている。

(2) 落石の落下高

自由落下する落石の高さは、落差をそのまま使用する。また斜面を落下してくる落石の落下高さは以下の式により換算する。

$$H' = (1 - \frac{\mu}{\tan \theta}) H \cdots \cdots (5. 2. 4. 2)$$

ここに、H'：換算落下高 (m)

H : 斜面の落差 (m)

θ : 斜面の勾配 ($^{\circ}$)

μ : 斜面の等価摩擦係数

5. 3 限界状態設計法

5. 3. 1 落石の設定

落石の設定手法には各種の方法が提案されているが、まだ確立されたものはなく、今後の課題である。文献1)において提案された手法を要約すると以下の通りである。

(1) 現地調査および落石シミュレーションによる方法²⁾

対象とする斜面を詳細に調査し、落下の可能性のあるすべての落石の大きさ、形状、安定度などを調査する。次にそれらが斜面をどのように落下し道路に到達するかを落石シミュレーションによって推定し、確率的に設計の対象とする落石あるいは落石荷重を設定する。

(2) 既往の落石の規模に基づき設定する方法³⁾

落石荷重と同じ偶発荷重である地震荷重では、過去に発生した最大規模の地震から、設計荷重を常に修正していることに鑑み、落石荷重も地震荷重と同様な考え方に基づいて設計荷重を設定しようとする方法である。文献1)ではルランベツ覆道などの過去に発生した事例を考慮してレベル2の落石規模を提案している。

5. 3. 2 対象とする破壊モード

じん性に優れたロックシェッドとは、降伏後の耐力を利用して大規模な落石エネルギーに耐えるロックシェッドといえる。

じん性に優れたロックシェッドとするためには曲げ破壊を先行させたいが、落石の落下位置によってはせん断破壊とならざるを得ない。ただし、より大規模な落石に耐えられれば破壊モードは問題ないともいえる。

ここでは実験結果についてレビューを行い、それを基に照査手順について検討する。

(1) 実験結果からの考察

①全体系供試体の単発衝撃载荷実験（中央鉛直载荷）で、C-1 供試体がせん断破壊した（文献4）-p135）。

C-1 供試体は、中央鉛直载荷の静的载荷試験（文献4）-p84）や繰返し载荷（文献4）-p109）では曲げ破壊しており、载荷方法により破壊モードが変化することが確認された。

②载荷位置、角度などをパラメータにした実験（繰返し载荷）では、柱近傍载荷の場合はせん断破壊した。しかし、実験の範囲では、中央载荷に比べより大きな荷重（衝撃载荷の場合は落下エネルギー）に耐えることができた。

③柱近傍载荷でせん断破壊する場合、衝撃载荷の最大重錘衝撃力はばらつきが大きいが静的载荷試験の最大荷重の2倍程度であった。また、静的载荷試験の結果は、設計で用いる通常のせん断耐力（安全係数1.0）の3倍以上でディープビームとして計算したせん断耐力（安全係数1.0）とほぼ等しかった。柱近傍でせん断破壊破壊した供試体はせん断破壊したあともある程度の耐力を保っており、これは軸方向鋼材の引張力によるものと思われる。

表－5. 3. 2. 1 静的载荷試験の最大荷重

供試体	S-1	S-4	S-2	S-3
载荷位置	主梁中央	主梁中央	柱近傍	柱近傍
最大荷重(kN)	147.78	143.57	377.89	362.50

表－5. 3. 2. 2 衝撃载荷試験（繰返し载荷）の最大落下エネルギー

供試体	I-1	I-2	I-6	I-9	I-12
载荷位置	中央	中央	中央	中央	中央
最大エネルギー(kJ)	20	20	20	25	15
供試体	I-3	I-4	I-8	I-10	I-11
载荷位置	柱近傍	柱近傍	柱近傍	柱近傍	柱近傍
最大エネルギー(kJ)	34	29	25	34	29

注) I-8 供試体・I-10 供試体は、曲げ破壊の影響が大きい。

表－５．３．２．３ 計算斜め圧縮破壊耐力と静的載荷試験の比較

供試体	計算せん断耐力(通常) ① (kN)	計算せん断耐力(ディープビーム) ② (kN)	実験時最大荷重 (kN)	実験時谷側分担荷重 ③ (kN)	③／①	③／②
S-2	93	327	377.9	343.9	3.70	1.05
S-3	93	337	362.5	329.9	3.55	0.98

表－５．３．２．４ 計算斜め圧縮破壊耐力と衝撃載荷試験（繰返し載荷）の比較

供試体	計算せん断耐力(通常) ① (kN)	計算せん断耐力(ディープビーム) ② (kN)	実験時最大荷重 (kN)	実験時谷側分担荷重 ③ (kN)	③／①	③／②
I-3	93	318	722.3	657.3	7.07	2.07
I-4	93	317	735.2	579.4	6.23	1.83
I-8	94	337	402.2	303.0	3.22	0.90
I-10	93	298	743.9	676.9	7.28	2.27
I-11	93	326	1072.1	844.9	9.08	2.59

注１）柱近傍載荷のせん断スパン比は、 $av/d=(315-100)/210=1.02$ と小さく支承部付近載荷の影響が考えられるので設計に用いる通常のせん断耐力とディープビームとして計算したせん断耐力の両方と比較する。

通常のせん断耐力は平成８年制定コンクリート標準示方書（土木学会）の棒部材の設計せん断耐力の算出式を用いる。ただしコンクリートの材料係数 γ_c および部材係数 γ_b は１.０とする。

詳細は、ＰＲＣロックシェッドモデル載荷実験データのまとめを参照されたい。

ディープビームとしてせん断耐力を計算する場合も平成８年制定コンクリート標準示方書の算出式を用いる。算出式は以下の通りである。

$$V_{dd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

V_{dd} ：ディープビームのせん断耐力

$$f_{dd} = 0.19 f_c^{1/2} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\beta_d = d^{-1/4} \quad (d : \text{m}) \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は、} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_p = (100 p_w)^{1/3} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は、} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_a = 5 / (1 + (av/d)^2)$$

av ：荷重作用点から支承前面までの距離

d ：荷重作用点における有効高さ

p_w ：軸方向引張鉄筋断面積の腹部断面積に対する比率

f_c ：コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

b_w ：腹部の幅

γ_b ：部材係数 本検討では１.０とする。

注2) 弾性骨組み解析によれば、柱近傍載荷の場合柱側で分担する荷重は逆Lで91%、全剛で87%であるので、終局時でも同じであると考えることとする。また斜め載荷の場合は鉛直成分のみ考慮する。従って、実験時谷側分担荷重 P_e は以下の式で求める。

$$P_e = P \cdot \cos \theta \cdot \eta$$

P : 実験時最大荷重(kN)

θ : 載荷角度($^{\circ}$)

η : 谷側分担率

注3) 衝撃載荷試験の耐力を評価する場合、供試体の慣性力を考慮する必要があると考えられるが、本検討では衝撃力をそのまま荷重とする。

(2) 照査手順に関する検討

(1) より破壊に対する照査手順の一例として以下の手順が考えられる。

① スパンセンター載荷（曲げ破壊させる領域）において、エネルギー法により曲げ破壊の検討を行い終局状態を与える落石条件を求める。

② ①で求めた落石条件を各部に載荷し、曲げ破壊およびせん断破壊しないことを確認する。

ただし、上述の照査手順には、以下の問題点があり今後の検討課題である。

① 衝撃的荷重に対するせん断破壊の検討方法が確立されていない。

せん断破壊には、曲げせん断破壊、斜め圧縮破壊などのモードがありせん断力の分担機構は複雑である。そのそれぞれについて動的効果の影響を明らかにする必要がある。

また、単発載荷と繰返し載荷の違いについても明らかにする必要がある。静的な許容値を準用するなど設計方法を安全側にしすぎると、せん断補強筋が多くなりすぎたり、部材断面積が足りなくなるおそれがあるので注意が必要である。

② せん断破壊の検討方法を載荷力基準とするのがよいのか、エネルギー基準または運動量基準とするのがよいのかは現時点ではよくわからない。

載荷力基準とする場合は、荷重を決めるときの条件と耐力を決めるときの条件を合わせる必要がある。条件には慣性力を考慮するかどうかや荷重データのサンプリングタイムやデータの処理方法などがある。

また、緩衝材の影響についても明らかにする必要がある。

③ 分担率についても明らかにする必要がある。

④ 押し抜きせん断強度の検討方法についても今後の検討課題である。

5. 3. 3 エネルギー法の考え方

落石作用は、ロックシェッドに衝突する直前では運動エネルギーであり、衝突後では短い時間で急激に力が増加し、また減少する衝撃的な力であり、さらにはロックシェッド内を伝搬する応力波ともとらえられる。これに対するロックシェッドの挙動で最も関心のあるものは、構造物が壊れるかどうか、どの程度変形するか等であろう。現行の設計では、落石作用と構造物の性能との比較を力あるいは応力で行っている。すなわち、落石が衝突する際の最大作用力を静的外力に置き換えて作用させ、それにより発生する応力を構造物の特性から定まる許容応力度と比較するという方法である。

他のアプローチとしては、力あるいは応力以外のものを指標として設計することが考えられる。例えばエネルギーを指標とし、落石が構造物に作用するエネルギーと、構造物の耐衝撃エネルギーを比較するという方法である。以下ではこの考えについて説明する。

一つの落石について、落下とともに落石の位置エネルギーが、落石の運動エネルギーに変換される。落石がロックシェッドに完全塑性衝突すると仮定すると、落石の運動エネルギーに伝達率を乗じたエネルギーがロックシェッドに作用するエネルギーとなる。この作用するエネルギーとロックシェッドの吸収エネルギーとの比較によって構造物の安全性が検討される。

図-5. 3. 3. 1にロックシェッドに落石が衝突した場合の状況を示している。ロックシェッド頂版に作用するエネルギー E_s は、落石位置エネルギーのうち落石の衝突によってロックシェッドに伝達されるエネルギーと、梁の変形によって変化する頂版と落石の位置エネルギーとの和で次式のように表現される。

$$E_s \equiv \alpha M g H + (m+M)g\delta \cdots \cdots (5. 3. 3. 1)$$

ここに、

α : 重錘からロックシェッドへのエネルギー伝達率

M : 落石質量

g : 重力加速度

H : 落下高さ

m : ロックシェッド梁の等価質量

δ : ロックシェッドのたわみ

エネルギー伝達率 α は、落石とロックシェッドの完全塑性衝突を仮定すると次式で表される。

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{m}{M}} \cdots \cdots (5. 3. 3. 2)$$

また、破壊状態までのロックシェッドの変形エネルギー E_u は、静的載荷における荷重-変位曲線によって求められると仮定すれば、次式で表現される。

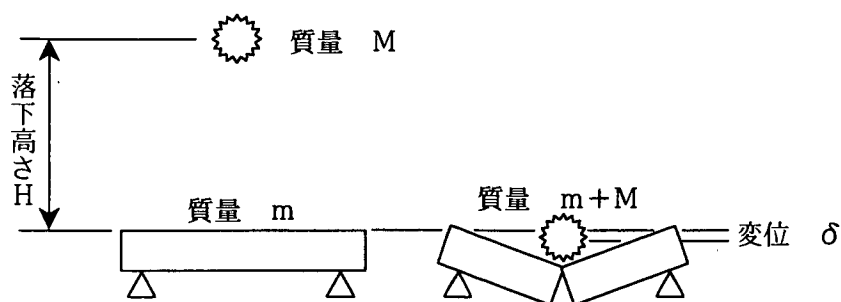


図-5.3.3.1 ロックシェッドと落石の衝突

$$E_U \equiv \int_0^{\delta_u} P d\delta \dots \dots \dots (5.3.3.3)$$

ここに、

P : 荷重

δ_u : ロックシェッドの最大たわみ

ロックシェッドが安全となる条件は次のとおりである。

$$E_U > E_s \dots \dots \dots (5.3.3.4)$$

式(5.3.3.4)に(5.3.3.1)を代入して落石の位置エネルギーについて整理すると、以下のようになる。

$$MgH < \frac{1}{\alpha} (E_U - (m+M)g\delta_u) \dots \dots \dots (5.3.3.5)$$

ここで、式(5.3.3.5)の右辺を以下のように、ロックシェッドの耐えうるエネルギー E_p と定義する。

$$E_p \equiv \frac{1}{\alpha} (E_U - (m+M)g\delta_u) \dots \dots \dots (5.3.3.6)$$

なお、繰り返し荷重を受ける場合には、各載荷前の残留変位 δ_r の影響を考慮する必要がある。このため式(5.3.3.6)の E_p の評価にあたっては、 δ_u の代わりに式(5.3.3.7)で表される変位 δ_{ur} を用いた。

$$\delta_{ur} = \delta_u - \delta_r \dots \dots \dots (5.3.3.7)$$

さらに E_U についても残留変位を考慮して、式(5. 3. 3. 8)より求めた E_{Ur} を用いた。

$$E_{Ur} = \int_{\delta_r}^{\delta_u} P d\delta \dots \dots \dots (5. 3. 3. 8)$$

5. 3. 4 実務的な照査法

エネルギー法による照査をロックシェッドの設計に導入するには、設計の実務者が比較的容易に行える方法を提案する必要がある。このうち、ロックシェッドの変形エネルギーについては、ロックシェッドが完全に破壊するまでの静的載荷実験結果があれば、これにより推定する。しかし、これらのデータがない場合には解析的に推定する必要がある。ここでは、ロックシェッドの変形エネルギーを断面分割法およびモールの定理、骨組構造解析を用いて推定する手法を示した。

図-5. 3. 4. 1は、エネルギー法適用までのフローを示したものである。変形エネルギーの計算およびエネルギー法の適用については5. 3. 3に述べた通りである。ここでは、モーメント-曲率関係の計算および荷重-変位関係の計算について以下順にそれぞれの解説をする。

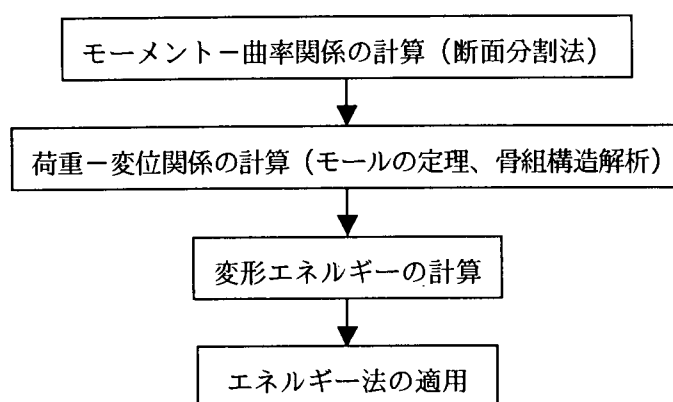


図-5. 3. 4. 1 エネルギー法適用までのフロー

(1) 断面分割法（モーメントー曲率関係の求め方）

断面分割法⁵⁾は、平面保持が成り立つという仮定のもとで、曲率を逐次増加させることにより断面内の力の釣り合いから曲げモーメントを求めていく方法である。この解析方法は、①任意形状の動的で非線形な応力～ひずみ関係を用いることができる、②コンクリートの最大圧縮応力以降の軟化領域の挙動も追跡できるので、ひずみ硬化を考慮した軟化領域にいたる弾塑性挙動を解析的に算定できるなどの特徴がある。

1) 断面分割法の概要

図-5. 3. 4. 2は断面内の応力とひずみ分布を表したものである。まず、図-5. 3. 4. 2に示すように与えられた断面に対して中立軸を仮定する。次に、コンクリートの引張応力を無視して、コンクリート断面をn個の水平な要素に分割する。よって梁断面の高さをhとすれば、1個の要素の高さはh/nとなる。ここで、平面保持を仮定して、断面の設定曲率を ϕ とすると、はり上縁からi番目のコンクリート各要素の平均ひずみ ϵ_{ci} は次式によって与えられる。

$$\epsilon_{ci} = ((i - 0.5) h / n - x_0) \cdot \phi \cdots \cdots (5. 3. 4. 1)$$

よって、この要素に生じる圧縮応力の σ_{ci} は、任意の非線形なコンクリートの応力～ひずみ関係のモデルを与えることによって求めることができる。すなわち、 $\sigma_{ci} = f(\epsilon_{ci})$

したがって、i番目のコンクリート要素の圧縮応力 C_{ci} は、要素の中心に作用すると仮定すれば

$$C_{ci} = b_i \cdot (h / n) \cdot \sigma_{ci} = A_{ci} \cdot \sigma_{ci} \cdots \cdots (5. 3. 4. 2)$$

ここで、 A_{ci} : i番目要素の断面積 (cm^2)

圧縮鉄筋各要素の平均ひずみは、次式によって与えられる。

$$\epsilon_{si} = (x_{si} - x_0) \cdot \phi \cdots \cdots (5. 3. 4. 3)$$

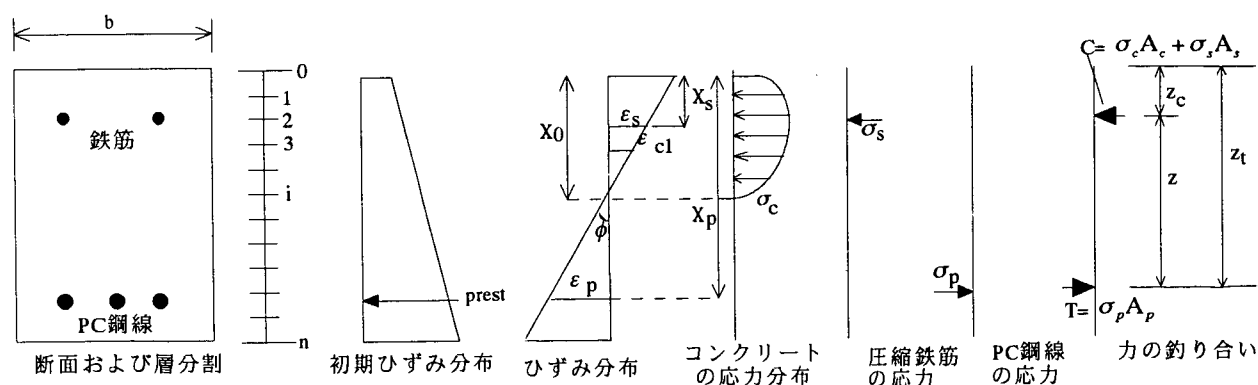


図-5. 3. 4. 2 ひずみ及び応力分布図

よって、圧縮鉄筋要素に生じる応力 σ_{si} は、弾塑性型の応力～ひずみ関係をモデル化することによって求めることができる。すなわち、 $\sigma_{si} = f(\epsilon_{si})$

これより、 i 番目要素の圧縮鉄筋要素の圧縮力 C_{si} は、 i 要素における鉄筋の断面積を A_{si} とすれば、

$$C_{si} = A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdots \cdots (5.3.4.4)$$

断面全体での圧縮合力は、各コンクリート要素の圧縮力 C_{ci} と圧縮鉄筋要素の圧縮力 C_{si} の総和として求められる。

$$C_{si} = \sum_{i=1}^n C_{ci} + \sum_{i=1}^n C_{si} \cdots \cdots (5.3.4.5)$$

一方、P C 鋼線各要素の平均ひずみは次式によって与えられる。

$$\epsilon_{pi} = (x_{pi} - x_0) \cdot \phi \cdots \cdots (5.3.4.6)$$

同様に、P C 鋼線要素に生じる応力 σ_{pi} は、 $\sigma_{pi} = f(\epsilon_{pi})$

ここで、P C 鋼線の i 番目要素の断面積を A_{pi} とすれば、 i 番目要素のP C 鋼線の引張力 T_{pi} は

$$T_{pi} = A_{pi} \cdot \sigma_{pi} \cdots \cdots (5.3.4.7)$$

よって、断面全体でのP C 鋼線の引張合力は、引張力を総和として次式で求められる。

$$T = \sum_{i=1}^n T_{pi} \cdots \cdots (5.3.4.8)$$

以上の計算により、圧縮合力 (C) と引張合力 (T) が釣り合う ($T = C$) のように中立軸の位置 X_0 を求めた上で、合力図心間距離 Z ($Z = Z_t - Z_c$) を別途算定すれば、曲げモーメント M は次式のように求めることができる。

$$M = C \cdot Z = T \cdot Z \cdots \cdots (5.3.4.9)$$

2) 計算方法

断面分割法による計算方法を以下に示す。

- ①材料（コンクリート、鉄筋、PC 鋼線）の応力～ひずみ関係の入力
- ②プレストレスによる初期ひずみの算定
- ③外力作用によるひずみの計算
- ④材料の断面積の算定
- ⑤圧縮合力および引張合力の算定
- ⑥曲げモーメントの算定

はりの終局状態は、次のいずれかの状態が生じたときをはり全体の破壊と定義する。

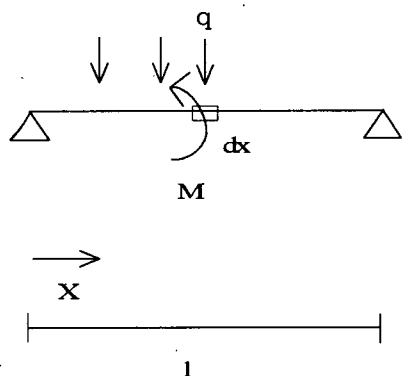
- ①PC 鋼線の破断：PC 鋼線のひずみ ε_p が、破断ひずみ ε_{fp} に達したとき
- ②断面耐力の不安定：圧縮合力 (C) = 引張合力 (T) が成立しなくなる時点、すなわち (C=T) max となる点で、曲率がある限界点を越えると中立軸が急激に下がり、抵抗曲げモーメントが急激に低下する状態

以上の計算で逐次曲率を増加させながら PC 鋼線位置のひずみが破断ひずみに達するまで行うか、断面耐力が不安定となる状態まで行う。以上の手順から、 $M \sim \phi$ 関係を求めることが可能となる。この $M \sim \phi$ 関係を使用して、モールの定理、骨組構造解析に基づき、 $P - \delta$ 関係を求めることとなる。

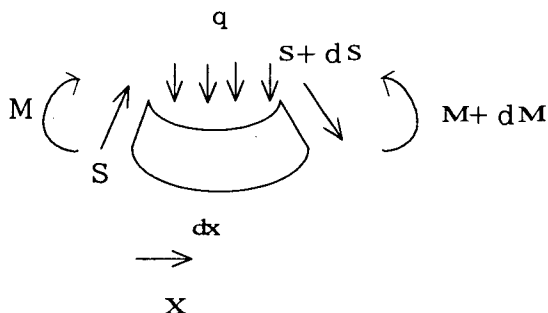
(2) モールの定理 (荷重-変位関係の求め方)

1) モールの定理の概要

図-5. 3. 4. 3に与えられる単純ばりにおけるたわみ δ の求め方を以下に示す。



図は梁の部分図、微小区間 dx を表す



上図より

$$S + qdx - (S + dS) = 0$$

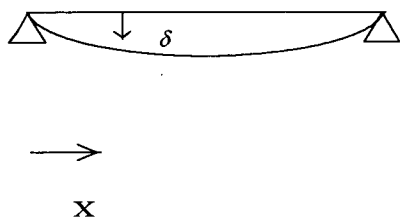
$$qdx = dS \quad q = \frac{dS}{dx}$$

$$(S + S + dx) \frac{dx}{2} + dM = 0$$

$$Sdx + dM = 0$$

$$S = -\frac{dM}{dx} \quad q = -\frac{d^2M}{dx^2}$$

境界条件は $M(0) = M(l) = 0$



同様な考えで曲率 ϕ を求めると

(ϕ : 上に凹を正とする)

$$\phi = -\frac{d^2\delta}{dx^2}$$

境界条件は $\delta(0) = \delta(l) = 0$

向きに注意して、 Φ を分布荷重 q として扱えば、そのモーメントとしてたわみ δ が求められる。

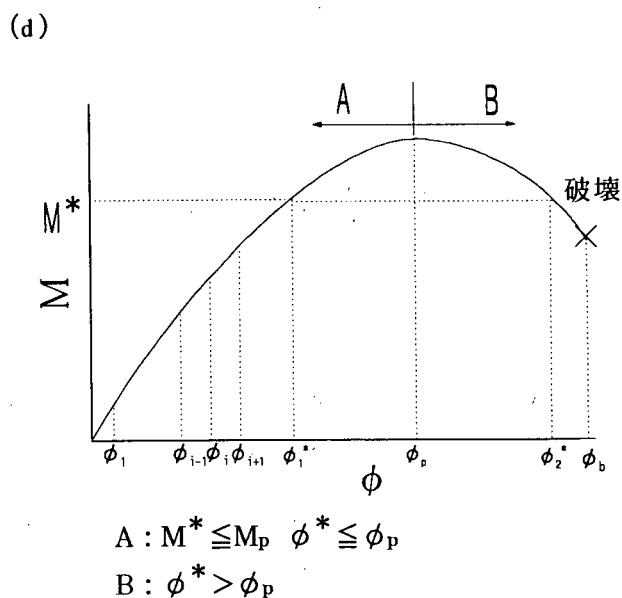
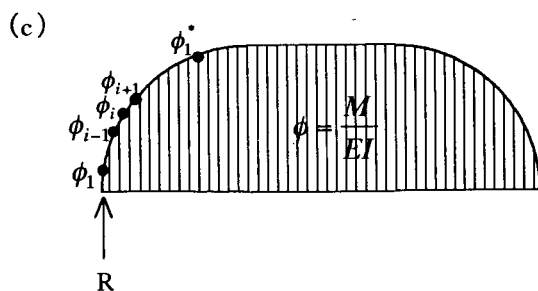
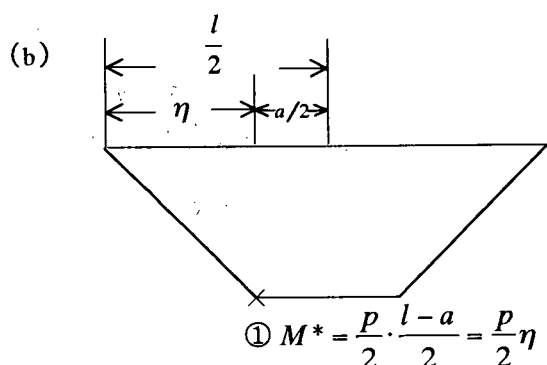
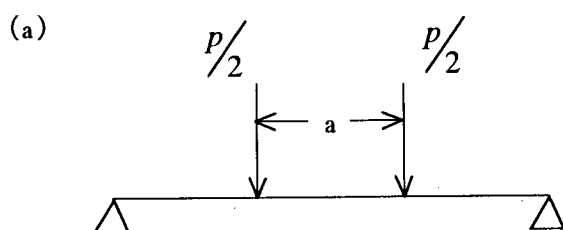
$$\begin{array}{ccccccc}
 q & \xrightarrow{\quad} & M & \xrightarrow{\quad} & \phi & \xrightarrow{\quad} & \delta \\
 \uparrow & & \uparrow & & \uparrow & & \\
 q = -\frac{d^2M}{dx^2} & & M = M(\phi) & & \phi = -\frac{d^2\delta}{dx^2} & &
 \end{array}$$

図-5. 3. 4. 3 モールの定理の概要

2) 荷重－変位関係の求め方

断面分割法で得られたモーメント－曲率 ($M-\phi$) 関係を、モールの定理を用いて荷重－変位 ($P-\delta$) 関係に変換する方法を示す。

図－5. 3. 4. 4 (a) に2点荷重の単純はりのモデル図を示す。この荷重によって発生する曲げモーメント分布は、図－5. 3. 4. 4 (b) のようになる。次に、この曲げモーメント分布を、 $M-\phi$ 関係 (図－5. 3. 4. 4. (d)) により曲率 ϕ に変換すると図－5. 3. 4. 4 (c) のようになる。この曲率 ϕ を分布荷重とみなし曲げモーメント分布を求めると梁のたわみ曲線が得られる。



図(d)より曲率 ϕ に変換

(ϕ 図)

図－5. 3. 4. 4 $M-\phi$ 関係を用いた $P-\delta$ 関係の求め方

図5. 3. 4. 4(c)より

$$\begin{aligned}\delta &= R \frac{\ell}{2} - \int_0^{\frac{\ell}{2}} \phi \left(\frac{\ell}{2} - x \right) dx \\ &= \int_0^{\frac{\ell}{2}} \phi \frac{1}{2} dx - \int_0^{\frac{\ell}{2}} \phi \left(\frac{\ell}{2} - x \right) dx \\ &= \int_0^{\frac{\ell}{2}} \phi x dx \\ &= \int_0^{\eta} \phi x dx + \int_{\eta}^{\frac{\ell}{2}} \phi^* x dx\end{aligned}$$

$$0 \leq x \leq \eta \quad \text{のとき} \quad M(x) = \frac{p}{2} x$$

$$\eta \leq x \leq \frac{\ell}{2} \quad \text{のとき} \quad M^* = \frac{p}{2} \eta$$

$$dx = \frac{2}{p} dM \text{ より } \frac{2}{p} = \frac{\eta}{M^*} \text{ なので}$$

$$= \left(\frac{\eta}{M^*} \right)^2 \int_0^{M^*} \phi(M) M dM + \frac{\phi^*}{2} \left\{ \left(\frac{\ell}{2} \right)^2 - \eta^2 \right\} \dots \dots \dots (5. 3. 4. 10)$$

ただし、 $\phi^* = \phi_1^* \text{ or } \phi_2^*$

(b) の①点における曲げモーメントが M^* のとき、 M^* の値によっては (d) より M^* に対応する曲率は、 ϕ_1^* 及び ϕ_2^* の2点となる場合がある。この場合には、式 (5. 3. 4. 10) に ϕ_1^* 、 ϕ_2^* を代入すると、これに対応して2つの変位 δ_1 、 δ_2 が求まる。すなわち、1つの荷重 $p = \frac{2}{\phi} M^*$ に対し、2つの変位が求まる。

(3) 骨組構造解析手法

骨組構造解析による方法では、PC 及び RC 落石覆工をはり要素に置換し、各要素の剛性として曲げ、せん断及び軸力を考慮する。骨組モデル及び変位等の正の方向について図-5. 3. 4. 5に示し、曲げ剛性 EI (弾性係数×断面二次モーメント) については、断面分割法により曲げモーメント～曲率関係を求め、その傾きにより得られる EI を用いる。

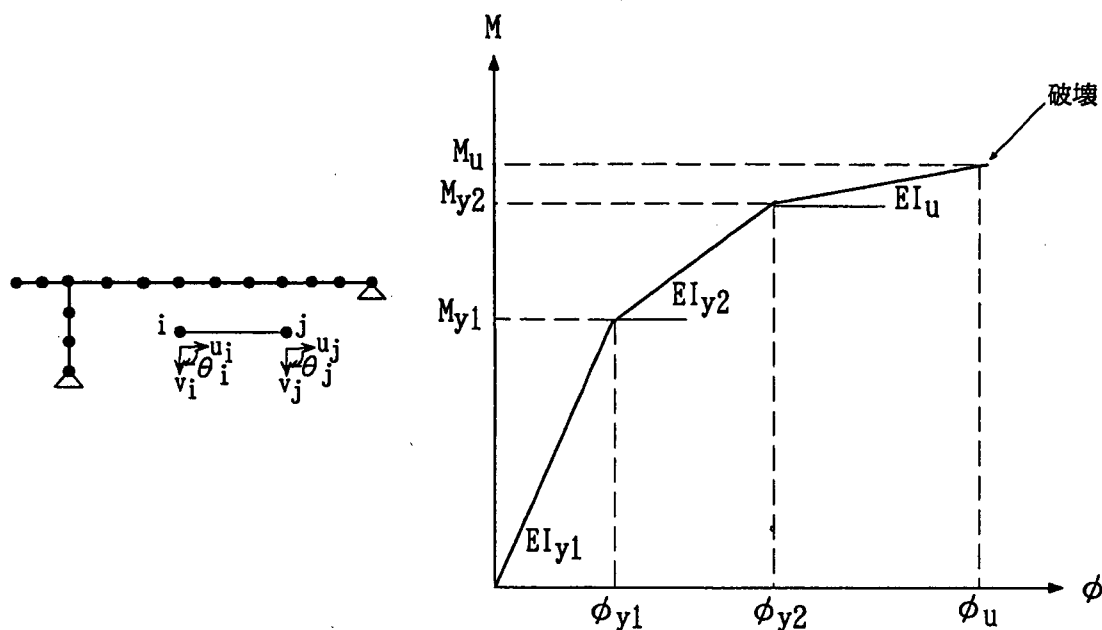


図-5. 3. 4. 5 骨組構造解析モデル及び M- ϕ の関係のモデル化

骨組構造解析の解析フローチャートを図-5. 3. 4. 6に示す。

骨組構造解析により各荷重ステップ毎に節点の応答曲げモーメント及び応答曲率を計算し、断面分割法により設定した曲げモーメントと曲率との比較を行い、合致するポイントでの曲げ剛性 EI を求める。各要素の曲げ剛性 EI を修正し、次の荷重ステップに移る。応答曲率が終局曲率 ϕ_u に達した時点で計算を終了させる。応答曲率 ϕ_i の増分は次式 (5. 3. 4. 11) で表される。

$$\Delta\phi_i = \Delta M_i / EI = 1/EI \times \{6EI\Delta v_i / L_i^2 + 4EI\Delta\theta_i / L_i - 6EI\Delta v_j / L_i^2 + 2EI\Delta\theta_j / L_i\}$$

..... (5. 3. 4. 11)

以上の要領で、荷重を漸次増加させながら繰返し計算を行い、荷重とそれに対する構造物内の最大変位(たわみ)を求め、荷重-変位曲線を算定する。

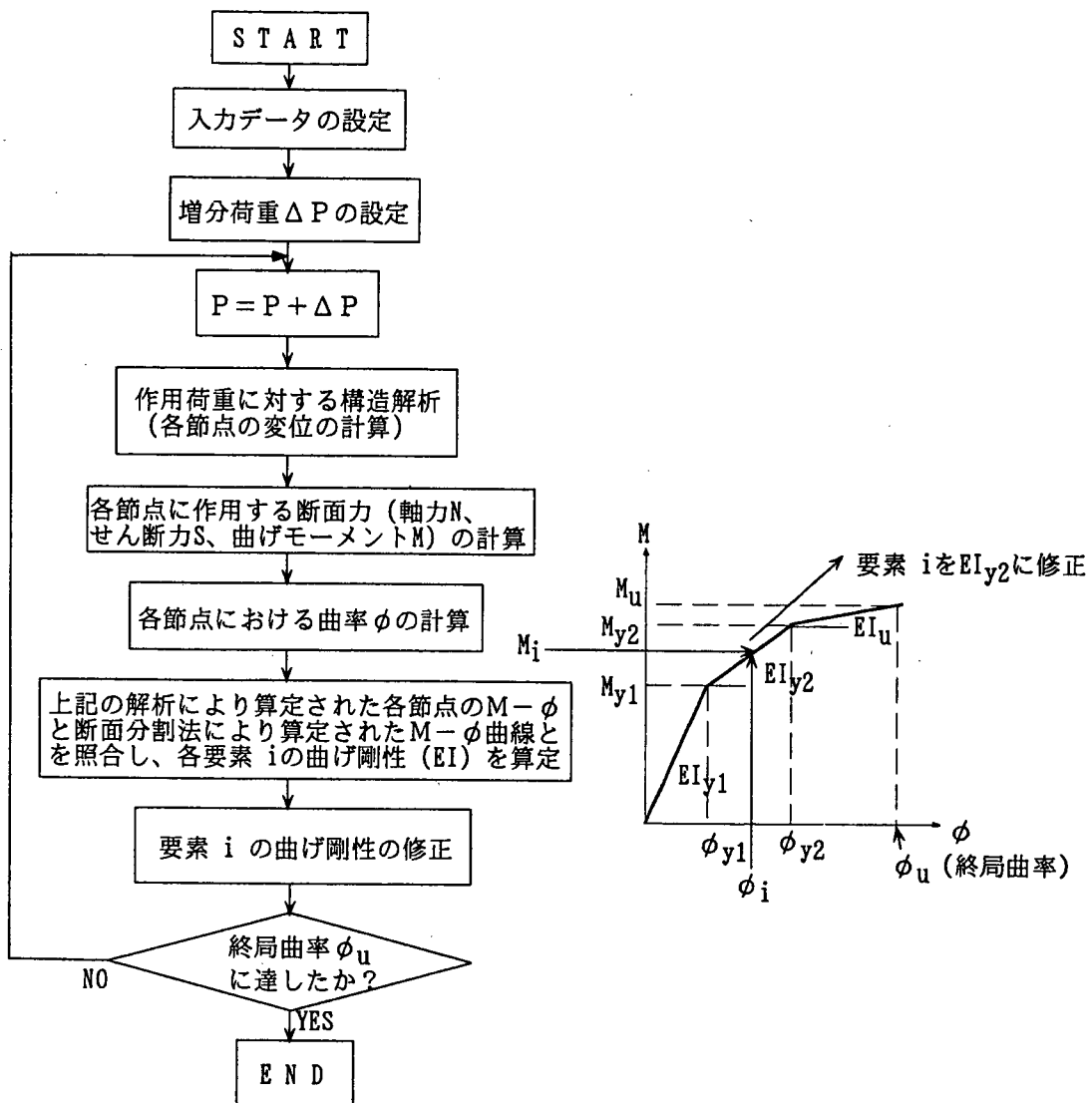


図-5.3.4.6 骨組構造解析のフローチャート

- 1) 園田佳巨・小林直行・石川信隆・佐藤紘志：ひずみ速度効果を考慮した PC はり部材の動的曲げ耐力と変形性能、構造工学論文集、Vol. 38A、pp 1455～1466、1992.3

5. 3. 5 照査法の適用例

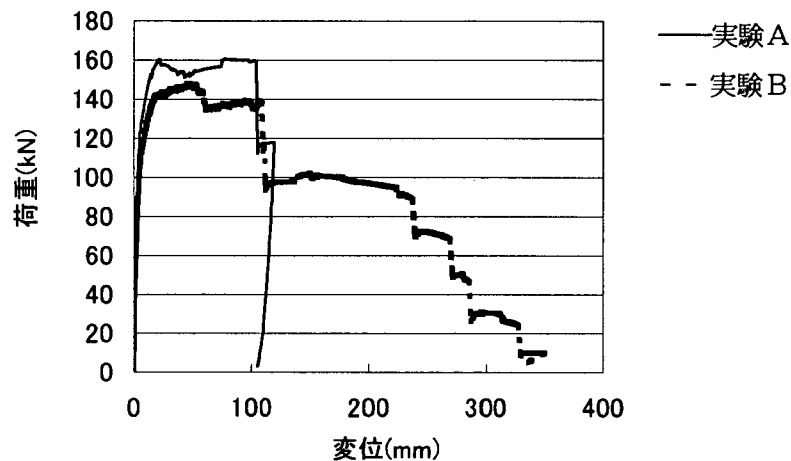
(1) 静的載荷試験にもとづく照査例

1) 全体系モデルの単発衝撃載荷実験

a) 荷重－変位関係

全体系 C-1K 供試体を用いた実験において、接合部の構造の影響を調べるために行った静的載荷実験（実験 A）では、PC 鋼線が破断した後に実験を終了している。また、載荷荷重条件の影響を調べるために行った静的載荷実験（実験 B）では鉄筋の破断後、荷重がほとんどなくなるまで実験を行っている。図－5. 3. 5.

1 は両者の静的載荷実験における荷重－変位関係を表したグラフである。これらの荷重－変位関係では P C 鋼材鋼材の破断する 100cm 付近までは、ほぼ同じような特性を示している。実験 A の荷重－変位関係は、実験 B とほとんど同様なので、実験 B の静的載荷実験結果を用いてロックシェッドの耐え得るエネルギーを求めることとした。



図－5. 3. 5. 1 全体系の静的載荷実験（荷重－変位関係）

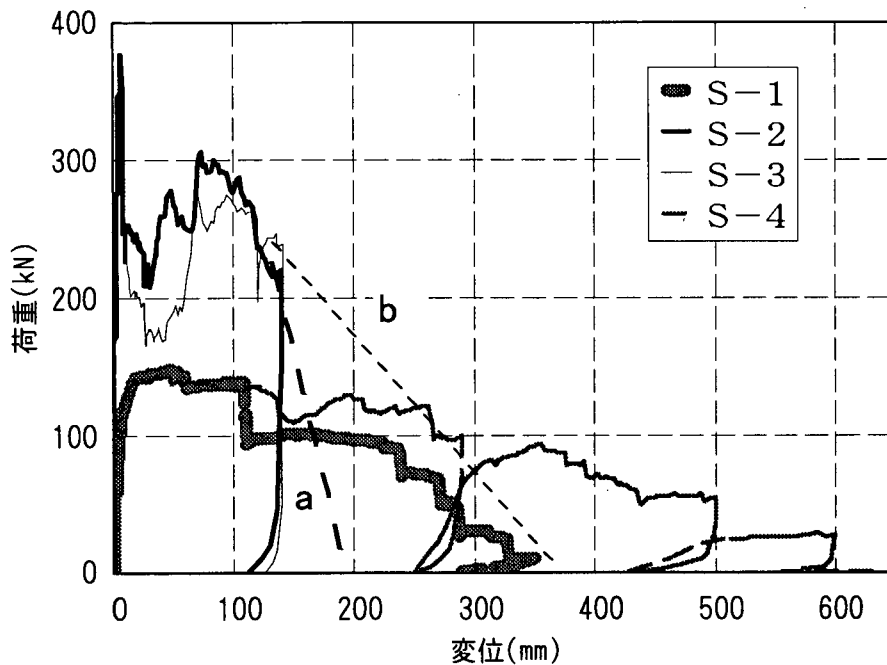
b) エネルギー評価

全体系の単発衝撃載荷実験(C-1K)では、主梁の鋼材の破断前で実験を終了している。その時点での重錘位置エネルギーは、34.3(kJ)であった。また、同じく C-1K 供試体を用いた静的載荷実験結果 (S-1) からエネルギー法を用いて、主梁の耐え得るエネルギーを求めると、33.1(kJ)となった。衝撃載荷実験では鋼材は破断していないが、損傷が著しいことを考慮すると、エネルギー法によって、その限界状態をある程度評価できることがわかる。

2) 全体系モデルの繰返衝撃載荷実験

a) 荷重－変位関係

ここでは、図－2. 3. 3に示されるS-1～S-4の静的載荷実験で得られた荷重－変位関係を用いた。ただし、S-2とS-3は、変位140mm以降で載荷点のコンクリートが剥落し、P C鋼線及び鉄筋は破壊せず鋼材のみが荷重に抵抗する状態となった。このため、より大きな変位に対してもまだ耐力を有していると考えられる。ここでは、衝撃載荷実験のときの最大たわみを参考として、それぞれS-2は200mm、S-3は370mmまで耐力を有していると想定し(図5. 3. 5. 2中のa、bで引かれた点線の内側までエネルギーを考慮する)、エネルギー評価を行った。



図－5. 3. 5. 2 静的載荷実験結果の荷重変位関係

b) エネルギー評価

図-5.3.5.3は、落下高と梁中央の残留変位の関係を表したものである。表-5.3.5.1に、重錘位置エネルギー (Mgh)、吸収エネルギー (E_u) およびエネルギー法によって得られるロックシェッドの耐え得るエネルギー (E_p) を示した。

図-5.3.5.4に、このエネルギーと落石の位置エネルギーの関係を示した。落石高さが低い場合は、耐え得るエネルギーの方が落石位置エネルギーより大きく左上半分にあり、安全と判断されるが、落下高さが大きくなるにつれて斜め45度で引いた線に近づいていく。その線より右下部分では、落石位置エネルギーの方が、耐え得るエネルギーより大きいいためロックシェッドは破壊すると考えられる。

I-1 ケースでは、落下高さ 2m におけるエネルギーの評価では、衝撃載荷実験結果と異なり安全側に評価された。

I-2 ケースでは、落下高さ 2m におけるエネルギーによる評価では安全となっており、衝撃載荷実験結果と異なるが、図-5.3.5.4から判断して、エネルギーによる判断も破壊状態にきわめて近く、両者はほぼ近い特性を示していると考えられる。

I-3 ケースでは、落下高さ 3.5m におけるエネルギーによる評価と衝撃載荷実験結果がほぼ一致している。

I-10 ケースでは、落下高さ 3.5m におけるエネルギーによる評価では安全となっており、衝撃載荷実験結果と異なるが、図-5.3.5.4から判断して、エネルギーによる判断も破壊状態には近く、両者はある程度近い特性を示していると考えられる。

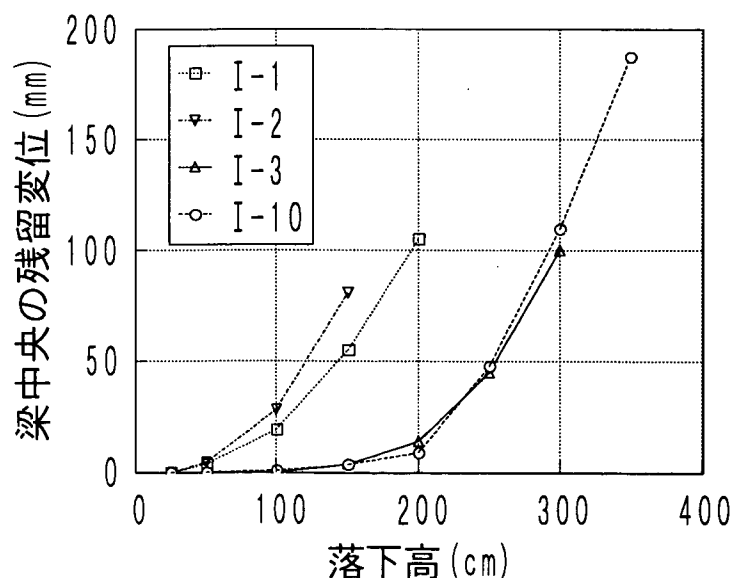
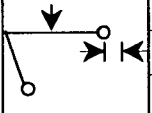
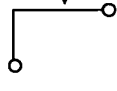
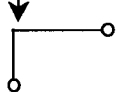
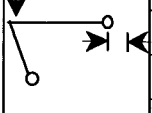


図-5.3.5.3 梁中央の残留変位と落下高の関係

表-5.3.5.1 エネルギー評価

Case	衝撃実験結果					静的載荷実験にもとづく推定				衝撃載荷実験状況
	落下 高 H (m)	重錘 質量 (t)	重錘位置 I形ギヤ MgH (kJ)	残留 変位 δ_s (m)	実験 結果	吸収I形 ギヤ Eur (kJ)	変位 δ_{ur} (m)	ロケットの 耐え得るI形ギヤ Ep (kJ)	I形ギヤ による 安全性 評価	
 I-1	0.25	0.5	2.450	0.000	安全	54.361	0.26	60.765	安全	
	0.50	0.5	4.900	0.000	安全	54.222	0.26	60.608	安全	
	1.00	0.5	9.800	0.004	安全	53.939	0.26	60.322	安全	
	1.50	0.5	14.700	0.019	安全	51.860	0.25	58.067	安全	
	2.00	0.5	19.600	0.055	破壊	50.428	0.21	56.870	安全	PC 鋼棒 1 本破断
	2.00	0.5	19.600	0.105	破壊	47.032	0.16	53.532	安全	PC、鉄筋 4 本破断
 I-2	0.25	0.5	2.450	0.000	安全	31.850	0.34	32.977	安全	
	0.50	0.5	4.900	0.000	安全	31.849	0.34	32.984	安全	
	1.00	0.5	9.800	0.004	安全	31.538	0.34	32.672	安全	
	1.50	0.5	14.700	0.028	安全	28.255	0.31	29.107	安全	
	2.00	0.5	19.600	0.081	破壊	20.823	0.26	21.018	安全	PC 2 本、鉄筋 2 本破断
 I-3	0.25	0.5	2.450	0.000	安全	42.277	0.26	47.384	安全	
	0.50	0.5	4.900	0.000	安全	42.277	0.26	47.384	安全	
	1.00	0.5	9.800	0.000	安全	42.273	0.26	47.382	安全	
	1.50	0.5	14.700	0.000	安全	41.612	0.26	46.605	安全	
	2.00	0.5	19.600	0.003	安全	40.398	0.25	45.208	安全	
	2.50	0.5	24.500	0.014	安全	38.458	0.24	43.057	安全	
	3.00	0.5	29.400	0.045	安全	30.776	0.21	34.367	安全	
	3.50	0.5	34.300	0.100	破壊	15.347	0.16	16.826	破壊	せん断破壊、鋼棒破断せず
 I-10	0.25	0.5	2.450	0.000	安全	60.348	0.13	69.671	安全	
	0.50	0.5	4.900	0.000	安全	60.229	0.13	69.531	安全	
	1.00	0.5	9.800	0.000	安全	60.229	0.13	69.531	安全	
	1.50	0.5	14.700	0.001	安全	60.058	0.13	69.341	安全	
	2.00	0.5	19.600	0.004	安全	59.180	0.13	68.340	安全	
	2.50	0.5	24.500	0.009	安全	57.334	0.12	66.220	安全	
	3.00	0.5	29.400	0.048	安全	49.774	0.09	57.791	安全	
	3.50	0.5	34.300	0.110	破壊	34.354	0.02	40.358	安全	せん断破壊、鋼棒破断せず

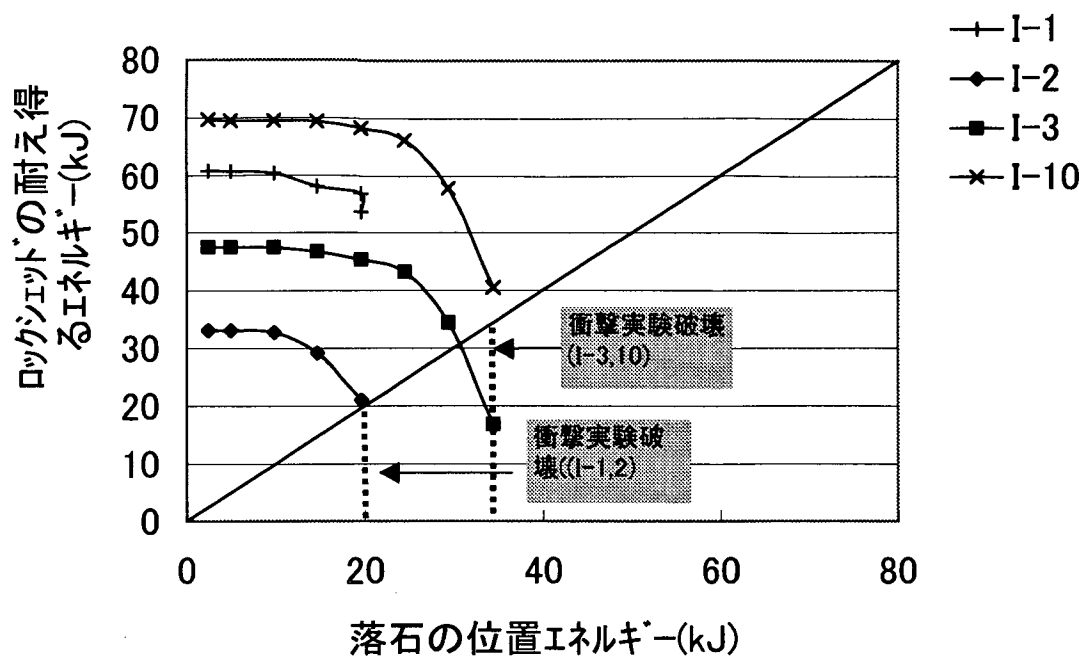


図-5. 3. 5. 4 ロケットの耐えられるエネルギーと落石位置エネルギーの関係

(2) 解析結果にもとづく照査例

1) 全体系モデルの静的載荷試験結果と静的載荷解析結果との比較

図-5.3.5.5はS-1供試体の静的載荷試験結果とモールの定理、骨組構造解析で得られた解析結果を比較したものである。なお、静的載荷試験では、1剛接2ヒンジ逆L形の供試体を用いているが、モールの定理を用いた解析に関しては、主梁のみを対象にして計算を行った。また、骨組構造解析では、柱と梁の回転を拘束することで解析を行った。

結果より、3つともPC鋼材破断位置はほぼ同時であるが、最大荷重 P の値については、モールの定理の解析は安全側となっている。一方、骨組構造解析では、実験とほぼ同様な挙動をしている。

実験とモールの定理による解析を比較すると、PC鋼材破断以降モールの定理による解析の方が、鉄筋破断時の変位量は大きめとなっている。同様に実験と骨組構造解析を比較すると、骨組構造解析の方が最大荷重 P は実験より大きめの値を示しており、変位量については、実験において鉄筋が1本破断する点(240mm)とその耐力がなくなる点(350mm)の間の点(284mm)で破断している。

3つの結果から、ロックシェットの耐え得る位置エネルギーを比較すると、実験結果からでは31.9kJ(鉄筋破断一本目までは27.9kJ)、モールの定理による解析結果からでは34.4kJ、骨組構造解析による結果からでは36.2kJとなる。

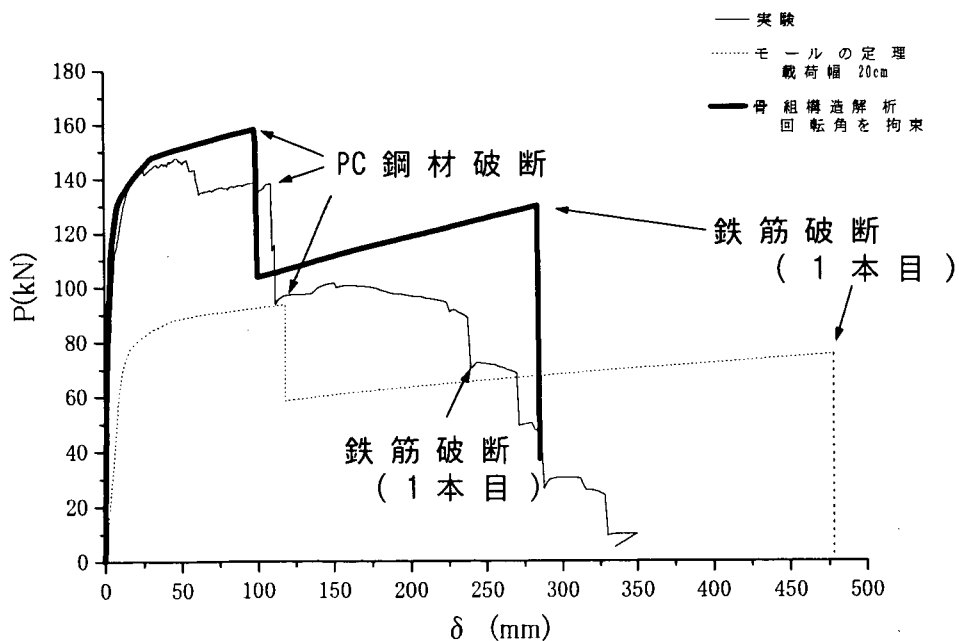


図-5.3.5.5 静的載荷実験と解析との荷重-変位関係の比較

2) 主梁の静的載荷解析

主梁の静的載荷実験では、PC 鋼材が破断したあと荷重が低下する付近で実験を終了しているため、断面分割法を用いて梁が破壊するまでの荷重－変位関係を求めた。ここでは、4. 3. 5 実務的な照査法をもとに具体的計算について説明する。

a) 入力データ

断面分割法プログラムの入力データのインプットフォームを以下に示す。

ここでは梁の静的載荷試験 case5 を計算例として、() 内に入力値を示す。

断面の高さ H1 cm、圧縮域の高さ H2cm、圧縮域の幅 B1 cm、引張域の幅 B2 cm、スターラップ鉄筋の半径 RS2cm、鉄筋の段数 JJ、PC 鋼線の段数 KK

(30.0、15.0、20.0、20.0、0.3175、3、2)

I 段目の PC 鋼線の距離 H (I) cm と本数 NP (I)、PC 鋼線の半径 RP cm

(18.0、1、0、405)

(22.0、1、0、405)

J 段目の鉄筋の距離 S (I) cm と本数 NS (I)、鉄筋の半径 RScm

(4.0、2、0.635)

(22.0、2、0.635)

(26.0、3、0.635)

スパイラル筋中心の上端部からの距離 SP cm、本数 NSP、スパイラル筋の径 DSP cm、ピッチ SSP cm、スパイラル筋の断面積 RDcm²、スパイラル筋の静的降伏点 YSP N/cm²

(6.0、0、6.0、2.5、78.5、23520)

コンクリート、鉄筋、PC 鋼線の弾性係数 N/cm²、初期プレストレス SIGPRE kN/cm²、軸力 AXIFORCE N (引張：正、圧縮：負)

(3.47E06、2.00E07、1.96E07、113.9、0.0)

鉄筋の静的降伏点 FYS N/cm²、静的引張強度 FUS N/cm²、静的引張強度に対するひずみ EPUS

(33320.0、51940.0、0.22)

PC 鋼線の静的降伏点 FYSP kN/cm²、PC 鋼線の静的引張強度 FUSP kN/cm²

(147.0、172.0)

コンクリートの静的圧縮強度 FYSP N/cm²、スターラップの高さ HPW cm、幅 BPW cm、間隔 SPWcm

(6330.8、22.0、12.0、7.5)

断面分割数 NI、曲げモーメント計算回数 NK、KAI3、定ひずみ速 VEPT

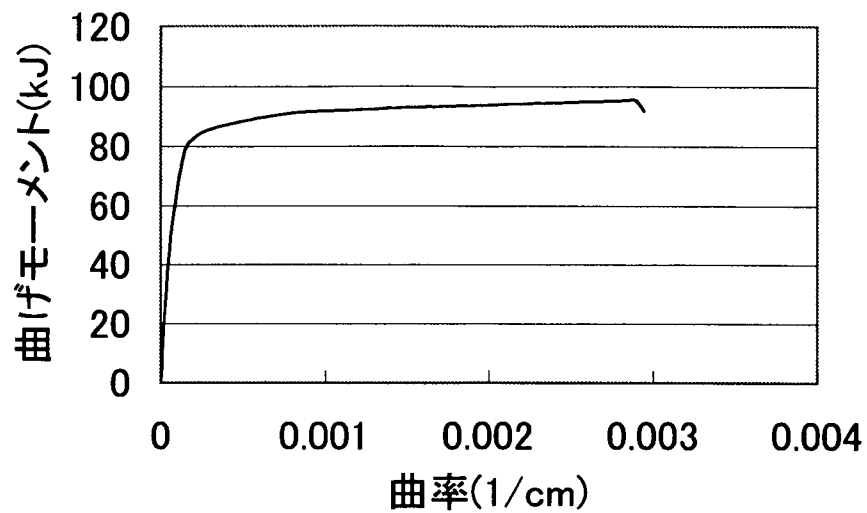
(200、500、200、1.0E-06)

曲率増分 PHIPHI

(0.00001)

b) 曲げモーメントー曲率関係

図－5．3．5．6は入力データから得られたモーメントー曲率関係である。



図－5．3．5．6 曲げモーメントー曲率関係 (Case5)

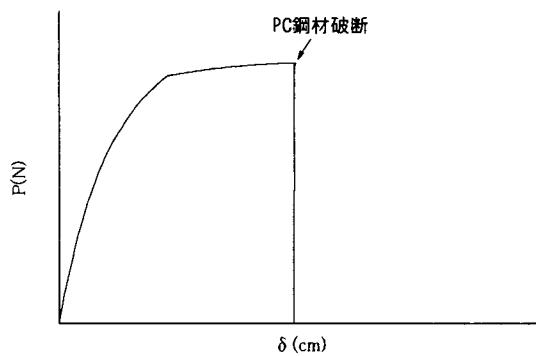
c) 荷重－変位関係

また、ここでは、モールの定理、骨組構造解析をもとに以下の方法により工夫を施した。主梁模型の荷重－変位関係を求めた（図－5.3.5.7）。

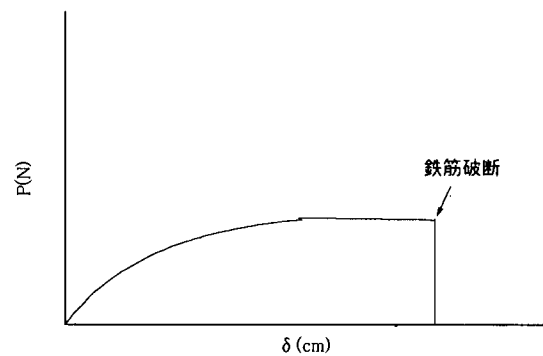
実験で用いた断面性状を入力データとして、P C鋼材破断までの荷重－変位関係を求める（図－5.3.5.7（a））。

次に、P C鋼材が破断した以降の荷重－変位関係を求めるために、P C鋼材を考慮しない断面として鉄筋破断までの計算を行い荷重－変位関係を求めた（図－5.3.5.7（b））。

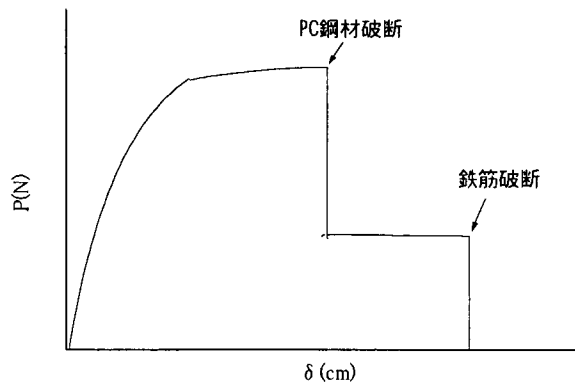
そして、これまでに得られた2つの荷重－変位関係を組み合わせることで、梁の鉄筋破断までの破壊状況を表すこととした（図－5.3.5.7（c））。



(a) PC 破断までの荷重－変位関係



(b) PC 鋼材が無い場合の荷重－変位関係



(c) 組み合わせた荷重－変位関係

図－5.3.5.7 荷重－変位関係の求め方の概要

d) 主梁の静的荷重解析の結果

ここでは、静的荷重実験と条件を合わせるために、荷重幅を 70 cm の 2 点荷重とした。

解析結果と実験結果を併せて図-5.3.5.8に示す。実験は、供試体が完全に破壊するまで荷重していないため詳細な比較は困難であるが、実験した範囲では、PC 鋼材の入っていない Case7 を除き、荷重および PC 鋼材破断変位は解析値の方が実験値よりも大きくなっている。

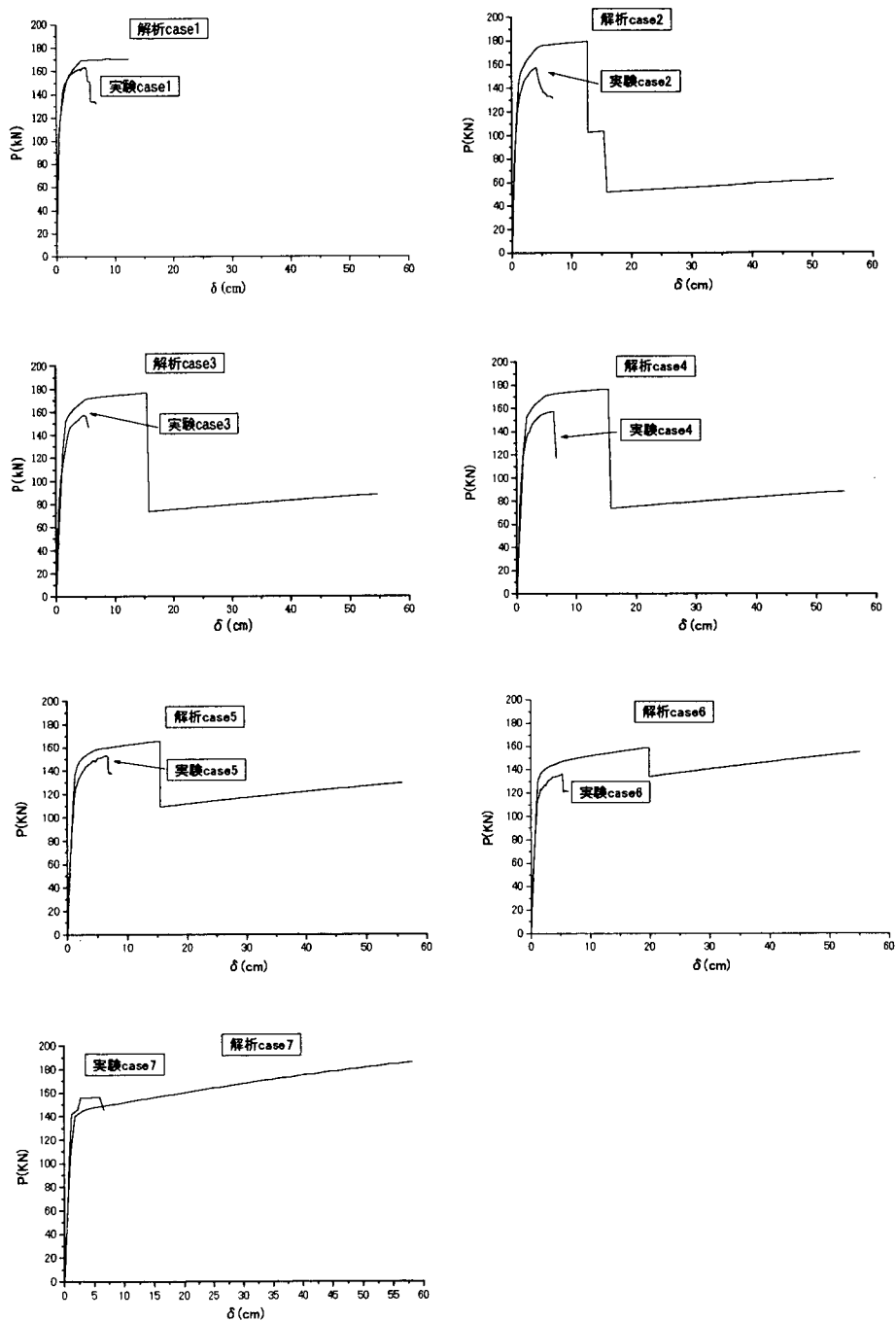


図-5.3.5.8 静的荷重解析及びその実験との関係

3) 主梁の単発衝撃載荷解析

a) 荷重－変位関係

衝撃載荷実験では幅 20 cm の EPS 材を緩衝材として使用している。そのため衝撃載荷実験との比較にあたっては、載荷幅 20 cm の 2 点載荷とした静的載荷解析結果である荷重－変位関係を求めた。

断面分割法による解析結果を図－5. 3. 5. 9 に示す。

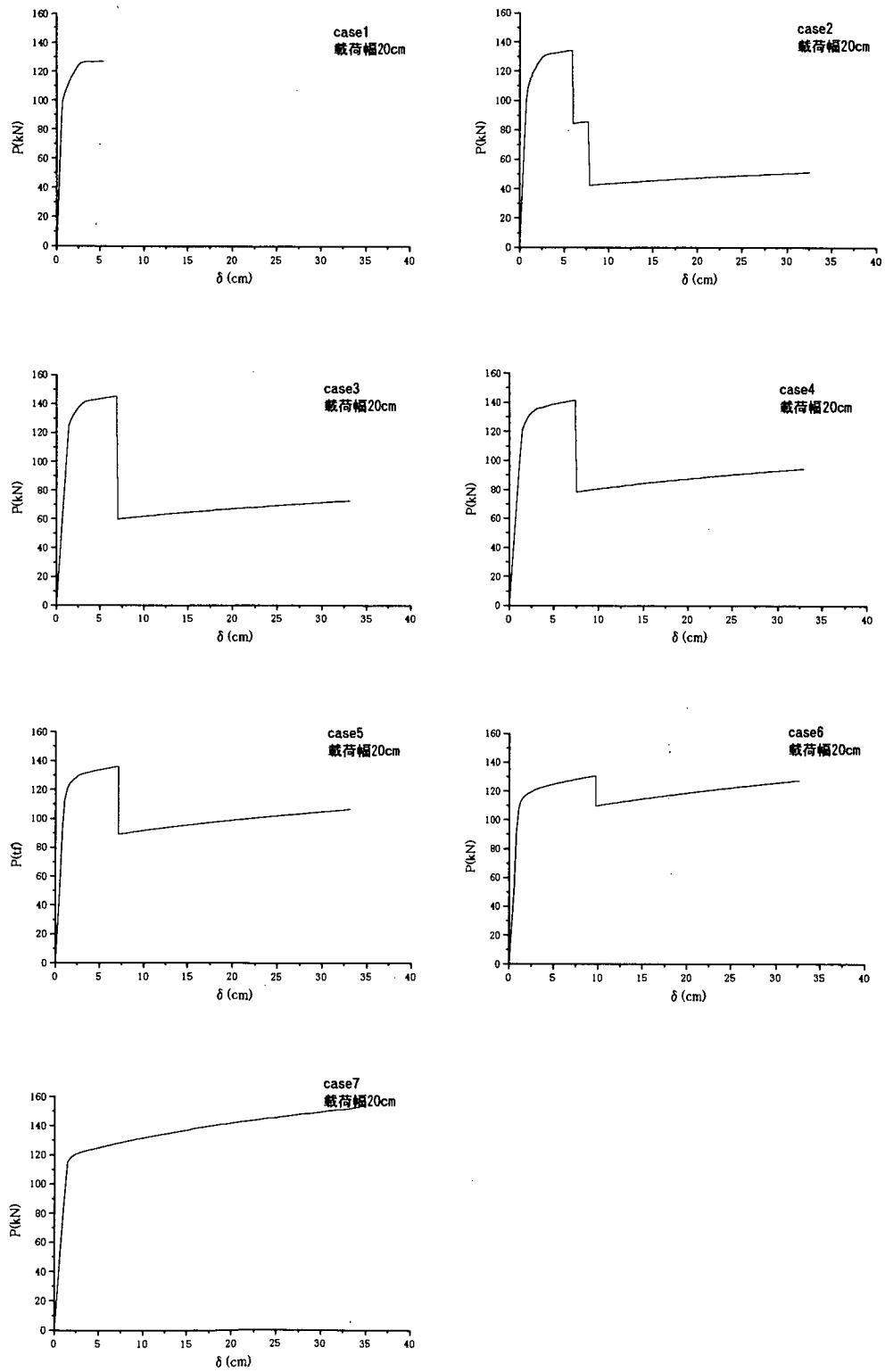


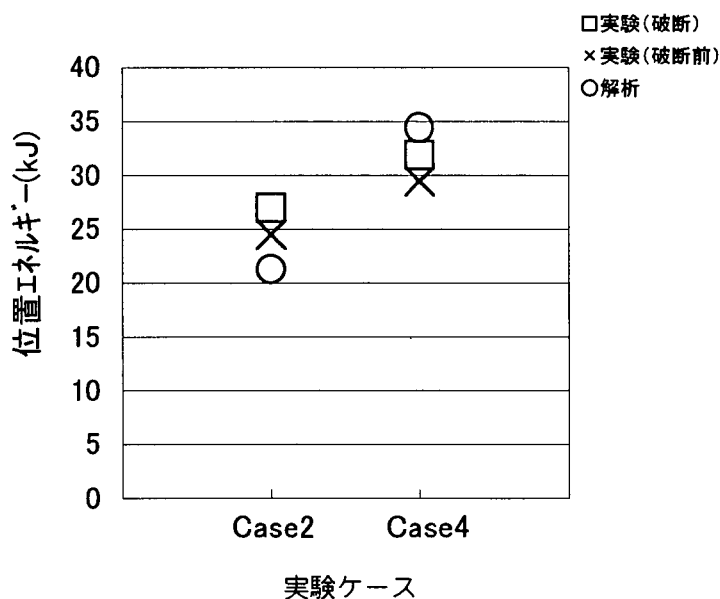
図-5.3.5.9 静的載荷解析の結果

b) エネルギー評価

静的載荷の荷重－変位関係（図－5.3.5.9）より、4.3.5エネルギー法により梁の単発衝撃載荷におけるエネルギーを算出した。図－5.3.5.10は、実験より得られる重錘位置エネルギー（実験）とエネルギー法より得られる主梁の耐え得る位置エネルギー（解析）との関係を示したものである。

Case2において、実験における鉄筋破断前の重錘位置エネルギーは24.5kJ、同じく破断時は26.95kJである。解析で得られたロックシェッドの耐え得るエネルギーは、これらよりやや小さい21.27kJであった。

Case4では、実験における鉄筋破断前の重錘位置エネルギーは29.4kJ、同じく鉄筋破断時は31.85kJである。解析で得られたロックシェッドの耐え得るエネルギーは、これら鉄筋破断前後よりも若干大きめのエネルギー、34.4kJを示した。これら梁の結果から、エネルギー法によって、鉄筋破断時の位置エネルギーをある程度推定できることがわかる。



図－5.3.5.10 各エネルギーの比較図

4) 主梁の繰返衝撃載荷解析

a) 荷重－変位関係

図－5. 3. 5. 9で得られた解析による梁の静的載荷試験の荷重－変位関係を用いた。エネルギー法により安全性を評価する際には、断面分割法、モールの2点載荷式によって描かれた静的載荷における荷重－変位曲線で得られる鉄筋破断までを供試体のもつエネルギーと考慮し評価に用いた。

b) エネルギー評価

図－5. 3. 5. 11は、落石高と梁中央の残留変位の関係を表したものである。漸増繰返し載荷の場合にエネルギー評価をするには、エネルギーを求めるときに各載荷前の残留変位を考慮する必要がある。表－5. 3. 5. 2に、重錘位置エネルギー (Mgh)、吸収エネルギー (E_u) およびエネルギー法によって得られるロックシェッドの耐え得るエネルギー (E_p) を示した。

実験結果の欄は、各載荷実験後の状況を示したもので、「安全」はまだ十分耐力を有する場合、「破壊」は鋼材などが破断して耐力を失った場合を示す。

また、Case5の落下高さ4.5mでみられる「圧壊」は、鋼材の破断はみられないものの圧縮側コンクリートの破壊によって耐力を失った場合を示している。

エネルギーによる安全性評価の欄は、エネルギー法による状況を示したもので、ロックシェッドの耐え得るエネルギーが重錘位置エネルギーより大きい場合、「安全」と評価し、その反対の場合は「破壊」と評価した。

図－5. 3. 5. 12にこのエネルギーと落石の位置エネルギーの関係を示した。

図中の波線は3. 1. 2実験結果からCase1～3、5の破壊線を引いたものである。また、()は、実験は行っていないがエネルギー法の計算上求めることができた値を記している。

落石高さが低い場合は、耐え得るエネルギーの方が落石位置エネルギーより大きく左上半分にあり、安全と判断されるが、落下高さが大きくなるにつれて斜め45度で引いた線に近づいていく。その線より右下部分では、落石位置エネルギーの方が、耐え得るエネルギーより大きいためロックシェッドは破壊すると考えられる。

Case1では、落下高さ2mのとき、ロックシェッドの耐え得るエネルギーによる評価では安全となっており、衝撃載荷実験結果と異なる。Case2については、落下高さ3.5mのとき、ロックシェッドの耐え得るエネルギーによる評価と衝撃載荷実験結果がどちらも破壊となり両者は一致する。その他のケースについては、エネルギーによる評価では安全と判断される。実験ではCase1～3、5を除き終局状態に至っていないので、詳細な比較は困難であるが、解析による推定では鉄筋の多い断面ほど耐え得るエネルギーが大きくなり、安全と評価される結果を示している。

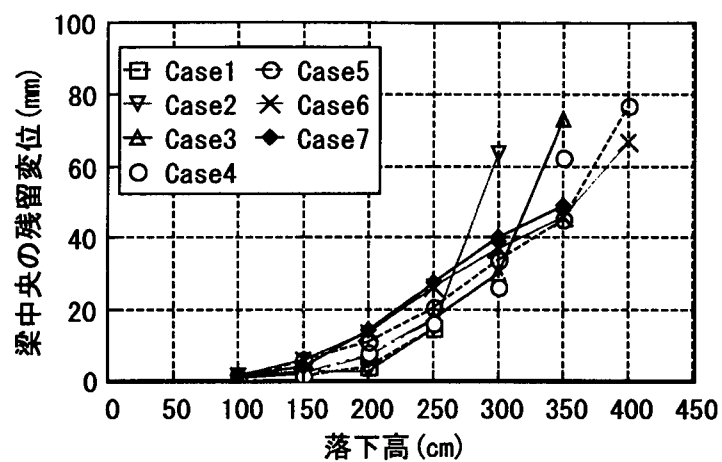


図-5. 3. 5. 11 梁中央残留変位と落下高の関係

表-5.3.5.2 エネルギー評価表

Case	衝撃载荷実験					静的载荷解析にもとづく推定				アースレ ツツグ 度(%)	衝撃载荷実験 状況
	落石 高さ H(m)	重錘 質量 m(t)	重錘位置 I初ギ- Mgh(kJ)	残留 変位 $\delta s(m)$	実験 結果	吸収I初 ギ- Eur(kJ)	変位 δur (m)	ロケットの 耐え得るI初 ギ- Ep(kJ)	I初ギ-に よる安全 性評価		
1	1.0	0.5	4.900	0.0000	安全	6.010	0.054	8.510	安全	100.00	H=3.0でPC破断
	1.5	0.5	7.350	0.0003	安全	6.003	0.054	8.503	安全		
	2.0	0.5	9.800	0.0014	安全	5.994	0.053	8.502	破壊		
	2.5	0.5	12.250	0.0038	安全	5.896	0.050	8.379	破壊		
	3.0	0.5	14.700	0.0150	破壊	4.761	0.039	6.785	破壊		
2	1.0	0.5	4.900	0.0000	安全	20.230	0.325	27.029	安全	73.96	H=3.5でPC破断
	1.5	0.5	7.350	0.0013	安全	20.219	0.324	27.026	安全		
	2.0	0.5	9.800	0.0026	安全	20.184	0.322	26.989	安全		
	2.5	0.5	12.250	0.0027	安全	20.181	0.322	26.984	安全		
	3.0	0.5	14.700	0.0147	安全	19.010	0.310	25.344	安全		
	3.5	0.5	17.150	0.0633	破壊	12.856	0.262	16.554	破壊		
3	1.0	0.5	4.900	0.0000	安全	26.160	0.331	35.960	安全	65.44	H=4.0でPC破断
	1.5	0.5	7.350	0.0010	安全	26.156	0.330	35.964	安全		
	2.0	0.5	9.800	0.0023	安全	26.137	0.329	35.950	安全		
	2.5	0.5	12.250	0.0075	安全	25.913	0.324	35.670	安全		
	3.0	0.5	14.700	0.0175	安全	24.923	0.314	34.280	安全		
	3.5	0.5	17.150	0.0300	安全	23.141	0.301	31.717	安全		
	4.0	0.5	19.600	0.0730	破壊	17.279	0.258	23.307	安全		
4	1.0	0.5	4.900	0.0000	安全	31.300	0.329	43.778	安全	48.64	H=3.5mで未破断
	1.5	0.5	7.350	0.0000	安全	31.300	0.329	43.778	安全		
	2.0	0.5	9.800	0.0014	安全	31.291	0.328	43.781	安全		
	2.5	0.5	12.250	0.0082	安全	31.004	0.321	43.422	安全		
	3.0	0.5	14.700	0.0160	安全	30.111	0.313	42.155	安全		
	3.5	0.5	17.150	0.0263	安全	28.594	0.303	39.969	安全		
	4.0	0.5	19.600	0.0625	—	23.778	0.267	33.069	安全		
5	1.0	0.5	4.900	0.0000	安全	34.240	0.332	48.209	安全	43.10	H=4.5でコンクリート 圧壊
	1.5	0.5	7.350	0.0000	安全	34.240	0.332	48.209	安全		
	2.0	0.5	9.800	0.0060	安全	34.075	0.326	48.026	安全		
	2.5	0.5	12.250	0.0112	安全	33.532	0.321	47.262	安全		
	3.0	0.5	14.700	0.0208	安全	32.349	0.311	45.575	安全		
	3.5	0.5	17.150	0.0340	安全	30.458	0.298	42.855	安全		
	4.0	0.5	19.600	0.0450	安全	29.185	0.287	41.047	安全		
	4.5	0.5	22.050	0.0770	圧壊	25.167	0.255	35.311	安全		
*	5.0	0.5	24.500	0.1000	—	22.995	0.232	32.274	安全		
6	1.0	0.5	4.900	0.0000	安全	38.600	0.326	54.893	安全	23.99	H=4.0で未破断
	1.5	0.5	7.350	0.0013	安全	38.592	0.325	54.896	安全		
	2.0	0.5	9.800	0.0063	安全	38.384	0.320	54.636	安全		
	2.5	0.5	12.250	0.0135	安全	37.698	0.313	53.677	安全		
	3.0	0.5	14.700	0.0260	安全	36.201	0.300	51.546	安全		
	3.5	0.5	17.150	0.0370	安全	34.845	0.289	49.613	安全		
	4.0	0.5	19.600	0.0460	安全	33.714	0.280	47.998	安全		
	4.5	0.5	22.050	0.0670	—	31.212	0.259	44.439	安全		
7	1.0	0.5	4.900	0.0000	安全	46.161	0.342	66.186	安全	0.00	H=3.5で未破断
	1.5	0.5	7.350	0.0015	安全	46.152	0.341	66.190	安全		
	2.0	0.5	9.800	0.0040	安全	46.098	0.338	66.135	安全		
	2.5	0.5	12.250	0.0140	安全	45.268	0.328	64.989	安全		
	3.0	0.5	14.700	0.0276	安全	43.792	0.314	62.902	安全		
	3.5	0.5	17.150	0.0405	安全	42.206	0.302	60.641	安全		
	4.0	0.5	19.600	0.0490	—	41.054	0.293	58.990	安全		

* 残留変位は推定値

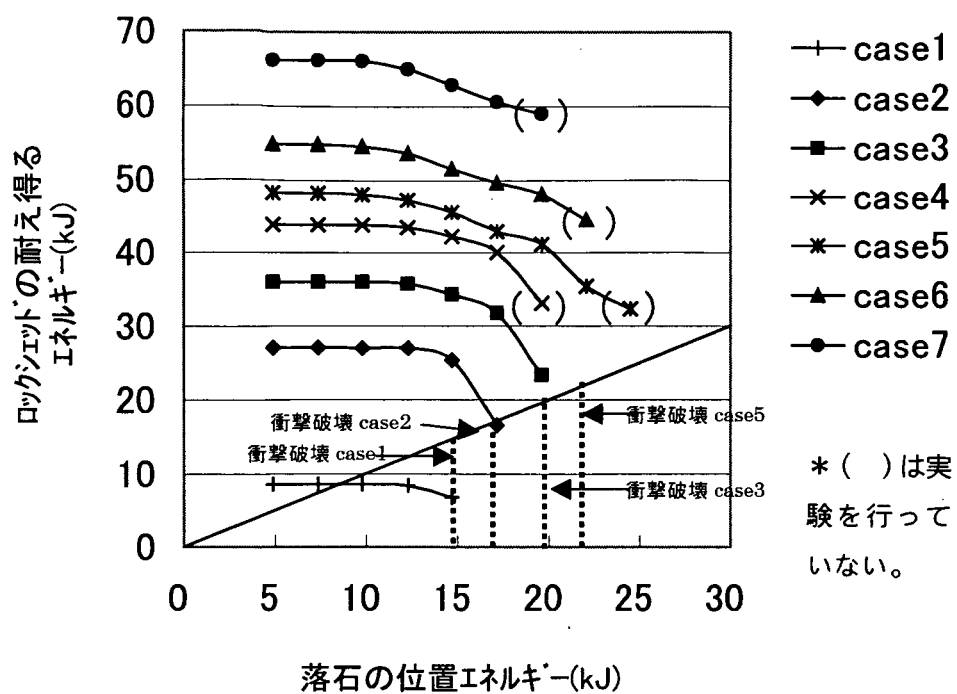


図-5.3.5.12 ロケットの耐え得るエネルギーと落石の位置エネルギーとの関係について

(3) 設計条件との比較

梁および全体系の単発衝撃载荷実験における供試体が耐え得る位置エネルギーと供試体設計時に考慮した位置エネルギーとの関係を表-5. 3. 5. 3に示す。case2、case4は梁の衝撃単発载荷実験、C-1Kは全体系の衝撃単発载荷実験で破壊する直前の値を基準にしたものである。供試体設計時に考慮した衝撃力（重錘加速度×重錘質量）は、落石対策便覧の式で（5. 3. 5. 1）式に示される。

$$P = 2.108 (m \cdot g)^{\frac{2}{3}} \lambda^{\frac{2}{5}} H^{\frac{3}{5}} \alpha \cdots \cdots (5. 3. 5. 1)$$

P：落石の衝撃力(kN)

m：落石の質量(t)

g：重力加速度(m/sec²)

λ：ラーメの定数(kN/m²)

H：落下高(m)

α：割り増し係数（ここではα=1）

ここで、落石質量m=1(t)、一般的な敷砂の場合のラーメ定数λ=1,000(kN/m²)、落下高さH=0.25(m)、α=1とすると P=66.6kN と求められる。

運動量 (mv₁、mv₂) は、 $m\sqrt{2gH}$ の式から導かれる。

エネルギー (E₁、E₂) は、 mgH の式から導かれる。

このときの位置エネルギーは2.45kJとなる。これを基準とすると、case2は24.5kJ（設計条件の10倍）、case4は29.4kJ（設計条件の12倍）、C-1Kは34.3kJ（設計条件の14倍）程度までの安全度を示す。

表-5. 3. 5. 3 設計条件と各単発衝撃载荷実験から得られたロックシェッドの耐え得るエネルギーとの関係

	設計条件					最終状態					安全率	
	落石 質量	落下 高さ	設計 荷重	運動量	エネルギー	落石 質量	落下高 (直前)	衝撃 荷重	運動量	エネルギー	運動量に より評価	エネルギーに より評価
	m(t)	H(m)	P(kN)	mv ₁ (N・s)	E ₁ (kJ)	m(kN)	H(m)	P(kN)	mv ₂ (N・s)	E ₂ (kJ)	mv ₂ /mv ₁	E ₂ /E ₁
case2	1.0	0.25	66.60	2.21	2.45	1.0	2.5	263.1	7.00	24.5	3.16	10.0
case4	1.0	0.25	66.60	2.21	2.45	1.0	3.0	610.4	7.67	29.4	3.46	12.0
C-1K	1.0	0.25	66.60	2.21	2.45	1.0	3.5	321.9	8.28	34.3	3.74	14.0

設計条件と耐え得る位置エネルギーについて、鉄筋の破断時 (□)、破断前 (×)、PC 鋼材破断 (△)、鉄筋破断 (○)、最大変位の 0.02L (*) との比較を行った (図-5. 3. 5. 13)。いずれの場合においても設計条件 (●) を大きく上回っている。また、鉄筋破断までを考慮して得られたロケットの耐え得る位置エネルギー (○) と、各種単発発射における破断前後 (□、×) の実験値の位置エネルギーの値は、近似していることがわかる。

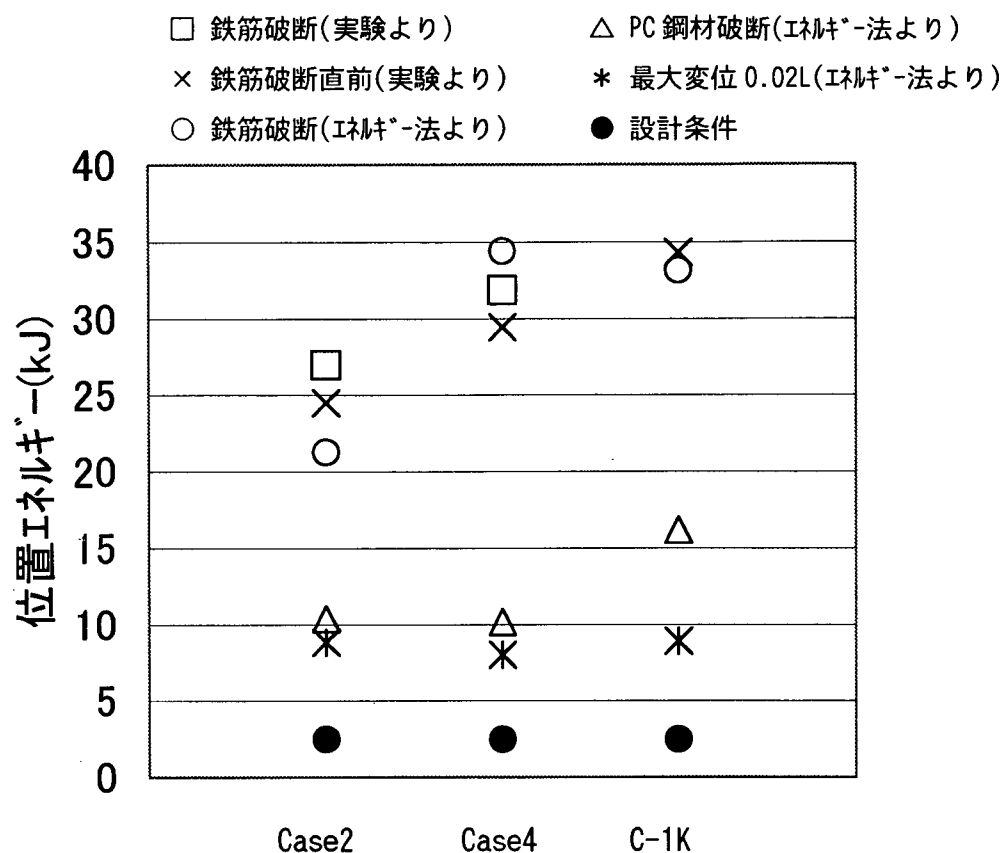


図-5. 3. 5. 13 耐え得る位置エネルギーの比較

5. 4 まとめ

これまで許容応力度法で設計されてきたロックシェッドについて、限界状態設計法の考え方に基づいた耐衝撃性の検討を試みた。そこで、以下のことが明らかとなった。

①曲げ破壊が先行する場合は、エネルギー基準に基づく検討を行うことで、ある程度の耐衝撃性が推定することかできる。

②せん断破壊が先行する場合には、動的なせん断破壊についてまだ不明な点も多く、運動量、エネルギーなど基準とすべき手法が明らかでなく今後の検討が必要である。

参考文献

- 1) 土木学会：ロックシェッドの耐衝撃設計，構造工学シリーズ8，1998.11.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方・書同解説 V 耐震設計編，1996.12.
- 3) 日本道路協会：落石対策便覧，2000.6.
- 4) 建設省土木研究所：P R C製ロックシェッドの設計法に関する共同研究報告書、共同研究報告書第 148 号、平成8年3月
- 5) 園田佳巨・小林直行・石川信隆・佐藤紘志：ひずみ速度効果を考慮した PC はり部材の動的曲げ耐力と変形性能、構造工学論文集、Vol. 38A、pp1455～1466、1992.3

6. 耐衝撃性に優れたロックシェッド

6. 1 概 説

コンクリート構造には大きく分けてP C構造、R C構造およびその中間としてP R C構造があり以下に示すような特徴がある。

P C構造 : 引張鋼材としてP C鋼材を使用し、プレストレスの導入によって使用荷重のもとで曲げひび割れの発生を許さない。コンクリート全断面が圧縮にも引張にも有効に働く。使用荷重のもとで引張応力の発生を許さないフルプレストレスと許容値以内の引張応力の発生を許すパーシャルプレストレスがある。

R C構造 : 引張鋼材として鉄筋を使用し長期応力のもとでもひび割れを許す。引っ張り領域のコンクリートは計算上無視される。

P R C構造 : 引張鋼材としてP C鋼材と鉄筋を併用し特定の使用荷重のもとでは断面引張り側にひび割れを許す。荷重状態によりひび割れ幅をコントロールする。P R C化の程度を表す指標としてプレストレスング度などがある。

一般にP C鋼材の終局ひずみは鉄筋の終局ひずみに比べて小さいのでP C構造はR C構造に比べてじん性に難がある。R C構造のロックシェッドは現場打ちで施工されるが、現場打ちは道路を通行止めにしなければならないなど施工性に難がある。

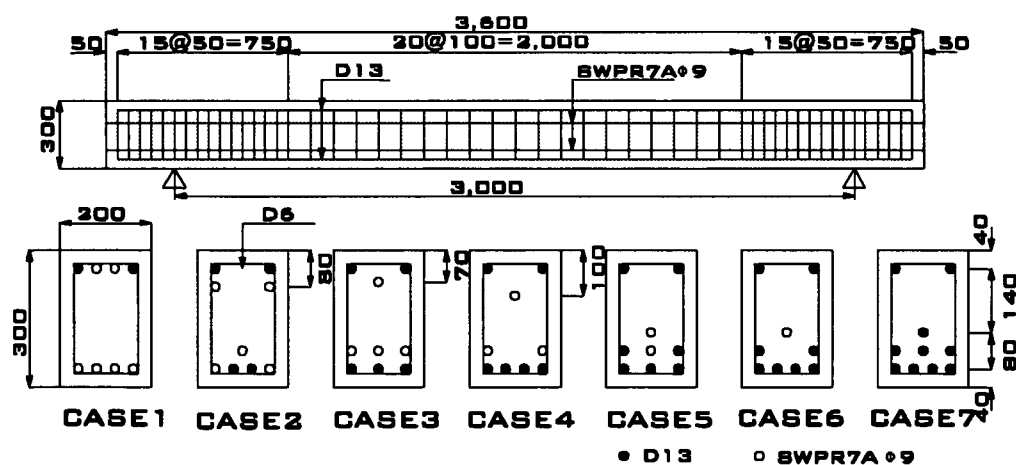
ここでは、じん性に優れかつ施工性・経済性に優れたロックシェッドを開発するために、実験結果をふまえ部材のプレストレスング度、全体の構造（上部工と下部工の接合部をヒンジとするか剛接とするか）、はりと柱の接合（ボンドかアンボンドか）について検討を行う。

6. 2 プレストレッシング度について

6. 2. 1 供試体諸元

P C鋼材と鉄筋の比率を変化させた矩形断面梁供試体を用いて、静的載荷試験及び衝撃載荷試験を行った。供試体はCase1～Case7の7種類で、Case1はプレストレッシング度が最も高く、Case7はプレストレッシング度がゼロ（P C鋼材が配置されていない鉄筋コンクリート梁）である。供試体は、プレストレッシング度が異なるが、静的曲げ耐力はほぼ同じとなるように、配置するP C鋼材量と鉄筋量を設計している。

P C鋼材としてSWPR7Aの $\phi 9.3$ を、主鉄筋としてSD295AのD13を、スターラップとしてSD295AのD6を使用した。供試体は、コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}=58.8\text{N/mm}^2$ 相当とし、平成6年2月にJIS規格表示許可P C部材製作工場にて常圧蒸気養生で製作された。供試体の曲げ耐力は、落石荷重時の設計曲げモーメントを $49\text{kN}\cdot\text{m}$ として、現行設計基準に照らして安全となるように設計されている。試験時におけるP C鋼材の有効引張応力度が $\sigma_{pe}=882\text{N/mm}^2$ 程度となるように、P C鋼材 $\phi 9.3$ の導入時の緊張力を1本当たり 61.8kN とした。静的載荷試験は工場内で、衝撃載荷試験は建設省土木研究所で、平成6年の春に実施された。供試体の鋼材配置を図－6. 2. 1に示す。



図－6. 2. 1 供試体の鋼材配置

[鋼材強度及び断面積]

SWPR7A- $\phi 9.3$ の引張強度 : $\sigma_{pu}=1715\text{ N/mm}^2$

SWPR7A- $\phi 9.3$ の断面積 : $a_p = 51.61\text{ mm}^2/\text{本}$

SD295A-D13の降伏点強度 : $\sigma_{sy}=294\text{ N/mm}^2$

SD295A-D13の断面積 : $a_s = 126.7\text{ mm}^2/\text{本}$

6. 2. 2 プレストレッシング度

プレストレッシング度は‘梁の曲げ耐力にPC鋼材が寄与する割合’、また‘全鋼材量に占めるPC鋼材の割合’を表すパラメータであり、定義を式(6. 2. 1)に示す。

$$\lambda = \frac{0.93 f_{pu} \cdot A_p}{0.93 f_{pu} \cdot A_p + f_{sy} \cdot A_s} \dots \dots \dots (6. 2. 1)$$

λ : Thurlimannの定義によるプレストレッシング度

A_p : PC鋼材の断面積

A_s : 鉄筋の断面積

f_{pu} : PC鋼材の引張強度

f_{sy} : 鉄筋の降伏点強度

なお、供試体上縁側の2本のD13については、曲げ耐力への寄与割合が小さいので、プレストレッシング度の計算で無視している。すなわち、この2本のD13の断面積については、式(6. 2. 1)の A_s に加算していない。

6. 2. 3 衝撃靱性の優れたPRCロックシェッドのプレストレッシング度

静的耐力を同じとして設計した、プレストレッシング度が100% (Case1) ~0% (Case7) と異なる7種類のPRC梁を用いて、静的載荷試験及び衝撃荷重を次第に上げながら同じ供試体に繰り返し載荷する‘繰り返し衝撃載荷試験’を行った。また、Case2とCase4については供試体を複数用意して、載荷を未経験の供試体に大きい衝撃荷重を載荷する‘単発衝撃載荷試験’を行った。ここで、Case2のプレストレッシング度84.7%は、現行のPRCロックシェッドのプレストレッシング度に相当し、Case4のプレストレッシング度62.4%は、現行のPRCロックシェッドの断面形で可能な最小プレストレッシング度に相当する。曲げ耐力を同じとして、プレストレッシング度を小さくするためにPC鋼材を鉄筋で置き換えると鋼材配置が密になるため、Case4のプレストレッシング度が製作可能な最小となる。

静的載荷試験の結果によると、プレストレッシング度が異なるCase1~Case7の梁の静的耐力、また破壊に至るまでの吸収エネルギーはほぼ同じとなった。

繰り返し衝撃載荷試験の結果の図-3. 1. 8によると、プレストレッシング度が100% (Case1) →74.7% (Case3) と減少するのに伴い衝撃エネルギー吸収能(破壊に至るまでに供試体が吸収するエネルギー)が増加した。Case1~Case3では最終載荷で鋼材が破断している。プレストレッシング度が62.4% (Case4) の場合はまだ破壊に至っていないが、衝撃エネルギー吸収能の下限値がCase3のそれと同程度となっている。プレストレッシング度46.9%のCase5は最終載荷でコンクリートが圧壊しているが、衝撃エネルギー吸収能はCase3の場合より大きい。プレストレッシング度26.9% (Case6) の衝撃エネルギー吸収能の下限値は19.70kJ、プレストレッシング度0% (Case7) の衝撃エネルギー吸収能の下限値は14.41kJとなり、Case5の衝撃エネルギー吸

収能 22.48kJに対し、小さいものとなった。衝撃エネルギー吸収能が最も大きかったのはプレストレッシング度46.9%のCase5であった。ただし、Case4、Case6、Case7については、破壊荷重を確かに計測することができなかったもので、その衝撃エネルギー吸収能については、Case5より大きい値となる可能性もある。

Case2及びCase4の供試体を用いて単発衝撃載荷試験を行った。単発衝撃載荷試験の結果の表-3.2.2、表-3.2.3によると、質量0.5tの重錘を落下高4.5mから落とす試験で、Case2の鋼材は破断したがCase4の鋼材は破断しなかった。また、質量1.0tの重錘を落下高2.75mから落とした試験で、Case2の鋼材は破断したが、Case4については落下高3.0mから落とした試験では鋼材は破断せず、落下高3.25mから落とした試験で鋼材が破断した。プレストレッシング度62.4%としたCase4の方がプレストレッシング度84.7%のCase2よりも大きい衝撃エネルギーに耐えられた。

繰り返し衝撃載荷試験の結果では、衝撃破壊を確認できた範囲では、プレストレッシング度46.9%のCase5が最も耐衝撃性に優れているという結果となった。ただし、プレストレッシング度が62.4%のCase4や26.9%のCase6、0%のCase7も衝撃エネルギー吸収能がCase5より優れている可能性もある。単発衝撃載荷試験の結果では、プレストレッシング度62.4%のCase4の方がプレストレッシング度84.7%のCase2よりも耐衝撃性に優れていた。プレストレッシング度と衝撃エネルギー吸収能、衝撃吸収エネルギーあるいは衝撃耐力との関係のメカニズムについて今後の研究が望まれる。

6. 3 構造形式の影響について（逆L型と全剛接型との比較）

6. 3. 1 構造の概略

実験には、2種類の構造形式すなわち、逆L型タイプと全剛接型タイプの供試体を用いた。それぞれの構造に対する接合方法の概要を表6. 3. 1に示す。図6. 3. 1に、はり柱接合部、擁壁とはりの接合部および柱と基礎の接合状況を示す。

表6. 3. 1 接合方法の概要

接合部位	逆L型タイプ 図-6. 3. 1(a)	全剛接型タイプ 図-6. 3. 1(b)
はり部材と柱部材の接合部	柱に予め埋め込まれているP C鋼材を、はり部材に通したうえで、プレストレスを導入して接合する。	逆Lタイプと同様に接合した後、はりとP C鋼材の隙間にグラウトを注入し、はりとP C鋼材との一体化を図る。
はり部材と擁壁の接合部	擁壁上部のパラベット部とはりを、鉛直および水平アンカーボルトで接合する。	擁壁およびはり部材断面に埋め込まれた鉄筋を溶接したうえで場所打ちコンクリートで固定し、一体化する。
柱部材と基礎の接合部	メナーゼヒンジを想定して、基礎との境界線上に切り欠きを施した構造とする。	切り欠きを設けず、埋め込まれた部分も場所打ちコンクリートで固定する。

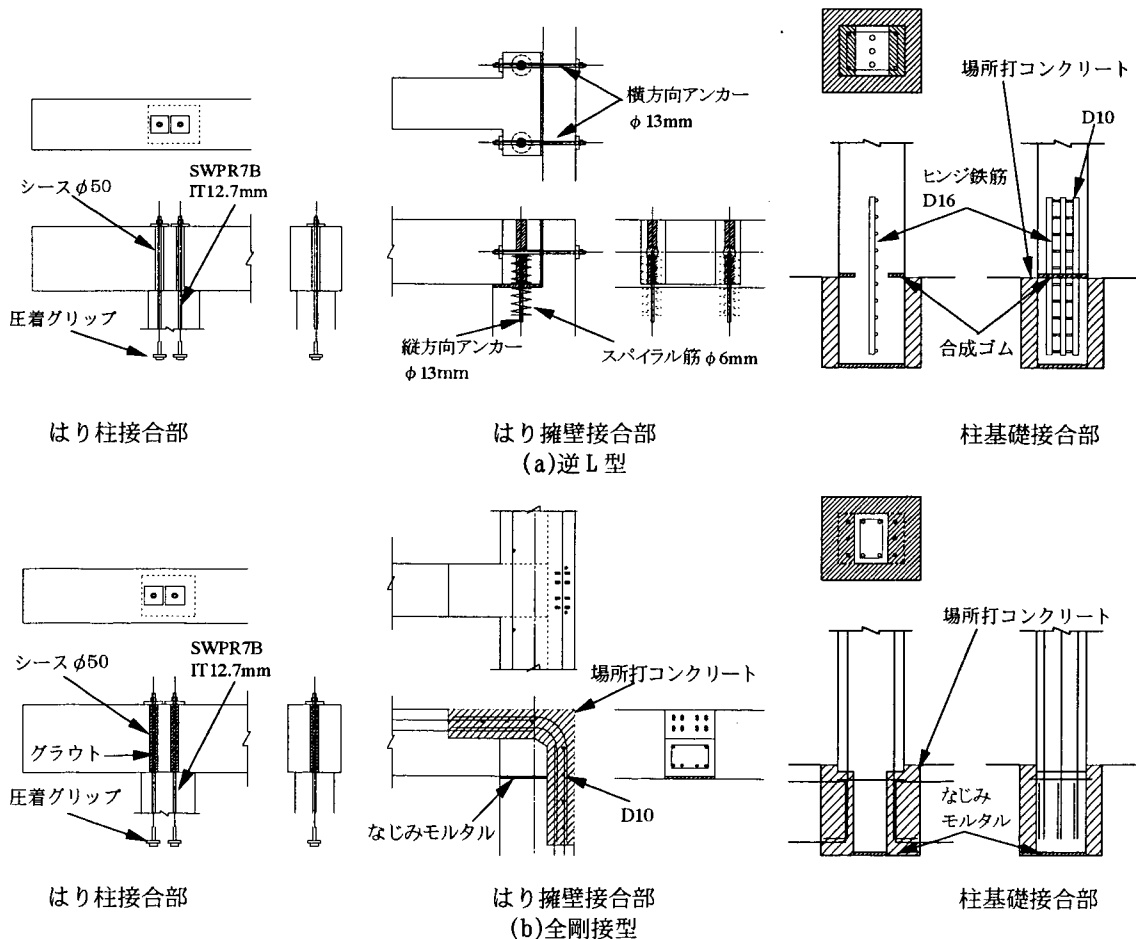


図-6. 3. 1 各接合部詳細図（図3.3.6を転載）

6. 3. 2 一般的な特徴

一般的に剛接合により不静定次数を増加させることによって構造物の吸収エネルギーが増大し、じん性が改善され耐力の余裕度が向上するといわれている。一方、プレキャスト部材を組み立てるプレハブ工法では、剛接合とするための施工の複雑さ、コスト上昇が問題となる。

6. 3. 3 実験結果

ここでは、重錘の衝突位置・衝突方向、初期水平変位の有無の3パラメータの組合わせが一致して、構造形式だけが異なる実験ケース、すなわち I-4 と I-8 との比較、および I-6 と I-9 との比較をおこなう。以下は、何れも全体系の衝撃載荷実験における漸増繰返し載荷実験データに基づいている。

表-6. 3. 2 実験番号および荷重条件

実験番号		I-4	I-8	I-6	I-9
構造形式	逆L	○		○	
	全剛		○		○
載荷位置	中央			○	○
	端部	○	○		
載荷方向	鉛直				
	斜め	○	○	○	○
水平力	あり	○	○		
	なし			○	○

表-6. 3. 3 構造形式の違いによる実験結果（衝撃実験データベースによる）

実験番号			I-4			I-8			I-6			I-9		
載荷 段階 No.	落下高 H (m)	位置 エネルギー W・H (kJ)	重錘 衝撃力 P (kN)	最大 変位 δv (mm)	残留 変位 δo (mm)	重錘 衝撃力 P (kN)	最大 変位 δv (mm)	残留 変位 δo (mm)	重錘 衝撃力 P (kN)	最大 変位 δv (mm)	残留 変位 δo (mm)	重錘 衝撃力 P (kN)	最大 変位 δv (mm)	残留 変位 δo (mm)
①	0.25	2.45	91.4	1.1	0.0	164.2	1.2	0.1	87.7	8.6	1.1	115.1	5.6	1.2
②	0.50	4.90	313.3	2.2	0.0	265.5	2.9	0.3	127.4	19.0	8.3	149.8	14.3	5.0
③	1.00	9.80	430.7	6.4	2.4	357.6	8.1	3.6	139.0	49.7	32.4	181.9	33.8	19.9
④	1.50	14.70				402.2	17.7	8.4	177.5	108.7	93.2	169.4	132.3	53.2
⑤	2.00	19.60	443.8	53.3	42.8	392.0	43.2	29.4	134.5	201.8	155.2	146.2	171.4	157.2
⑥	2.50	24.50	515.0	98.7	91.7	351.4	114.9	66.6				289.0	346.5	255.2
⑦	2.50	24.50				173.2	164.2							
⑧	3.00	29.40	495.3	157.7	113.7									
⑨	3.00	29.40	735.2	244.7										

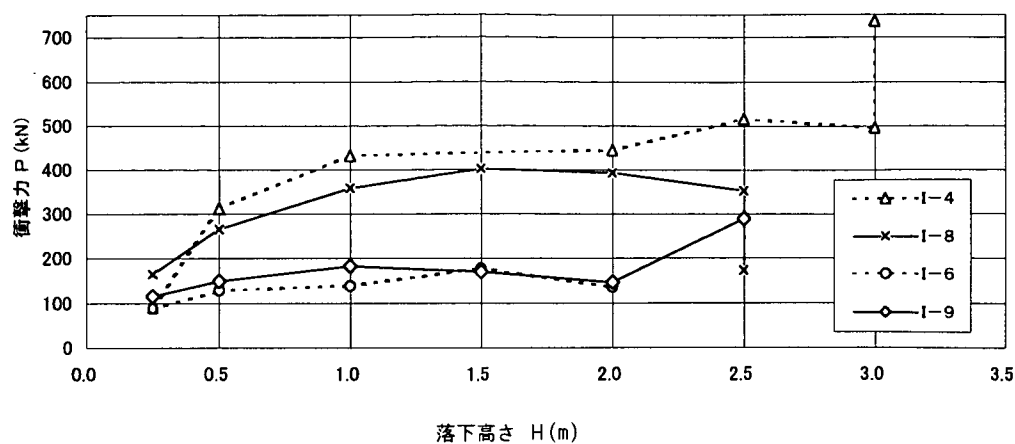


図-6.3.2 重錘衝撃力・落下高さ

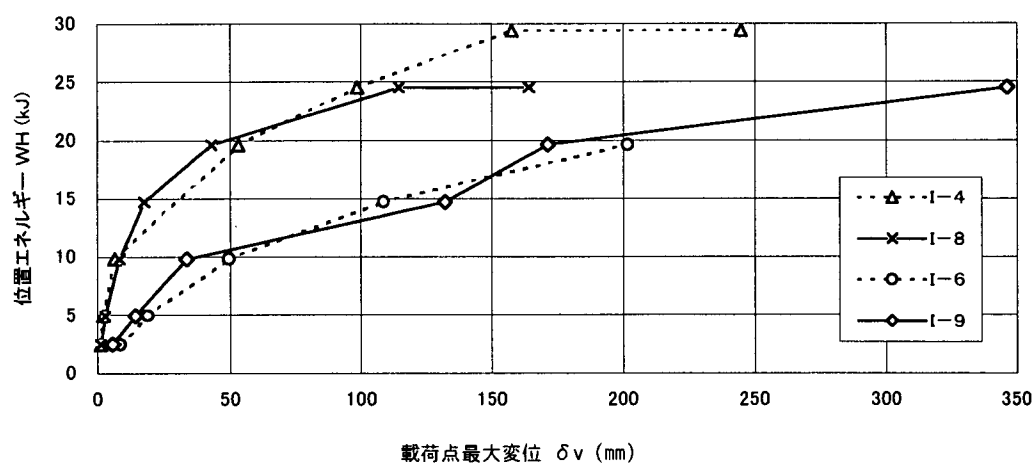


図-6.3.3 重錘位置エネルギー・最大変位

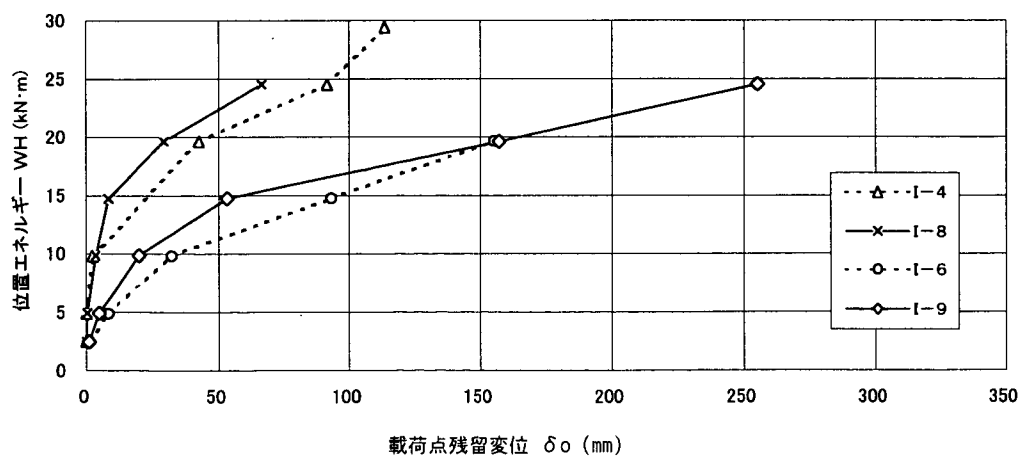


図-6.3.4 重錘位置エネルギー・残留変位

表-6. 3. 4 実験結果と考察

実験番号 検討項目	柱直近載荷		はり中央載荷	
	I - 4 逆L型	I - 8 全剛接型	I - 6 逆L型	I - 9 全剛接型
限界落下高さ	3.0m	2.5m	2.0m	2.5m
	載荷位置によっては、剛接合としても柱側の耐力を期待できない		破壊点が分散したので結果的に耐力が高まった	
	危険性からは、逆L型で中央載荷の場合がクリティカルになる			
最大重錘衝撃力	735kN(3.0m)	402kN(1.5m)	178kN(1.5m)	289kN(2.5m)
	ヒンジ構造の方が耐力的に優れている		剛接合とすることで耐力が増加する	
	載荷位置によりどちらが耐力的に優れているとは言えない			
最大変位 (限界落下高さ)	24.5cm	16.4cm	20.2cm	34.7cm
	ヒンジ構造の方が変形性能に優れている		剛接合とすることで粘りが増加する	
	載荷位置によりどちらが変形性能に優れているとは言えない			
残留変位	9.2cm(2.5m)	6.7cm(2.5m)	9.3cm(1.5m)	6.3cm(1.5m)
			全剛の方が、荷重階 1.5m までは耐力、粘りとも増加する	
	どちらかといえば全剛型の方が荷重階毎の残留変位は少ない			
破壊状況	破壊状態にあまり違いがない。どちらもはりのせん断破壊と、はり柱接合部の破壊が複合化した破壊形態を示す		載荷点位置の曲げ変形破壊が卓越する	多くの部位で破壊が同時に現れる(複合破壊)

実験では、接合方法の違いに関わらず終局状態に対してクリティカルとなる載荷は、主梁中央位置における鉛直衝撃力によるものであり、破壊形態は曲げ変形破壊が卓越していることが確かめられた。

全剛接型は、中央載荷時には、逆L型に比べ限界落下高さが高い。多くの個所において同時に破壊が現れ、不静定次数の増加によって破壊点が分散されることが認められた。すなわち、破壊が先行したある部分の剛性低下が、他部位の変形追随性を容易にして破壊し難くすることになり、結果的に「粘りや耐力が増加する」または「吸収エネルギーが大きい」と評価される。ただし、柱直近載荷では逆L型の方が落下限界高さが高くなるなど、全剛接型が際立って優位とはいえないと考えられる。

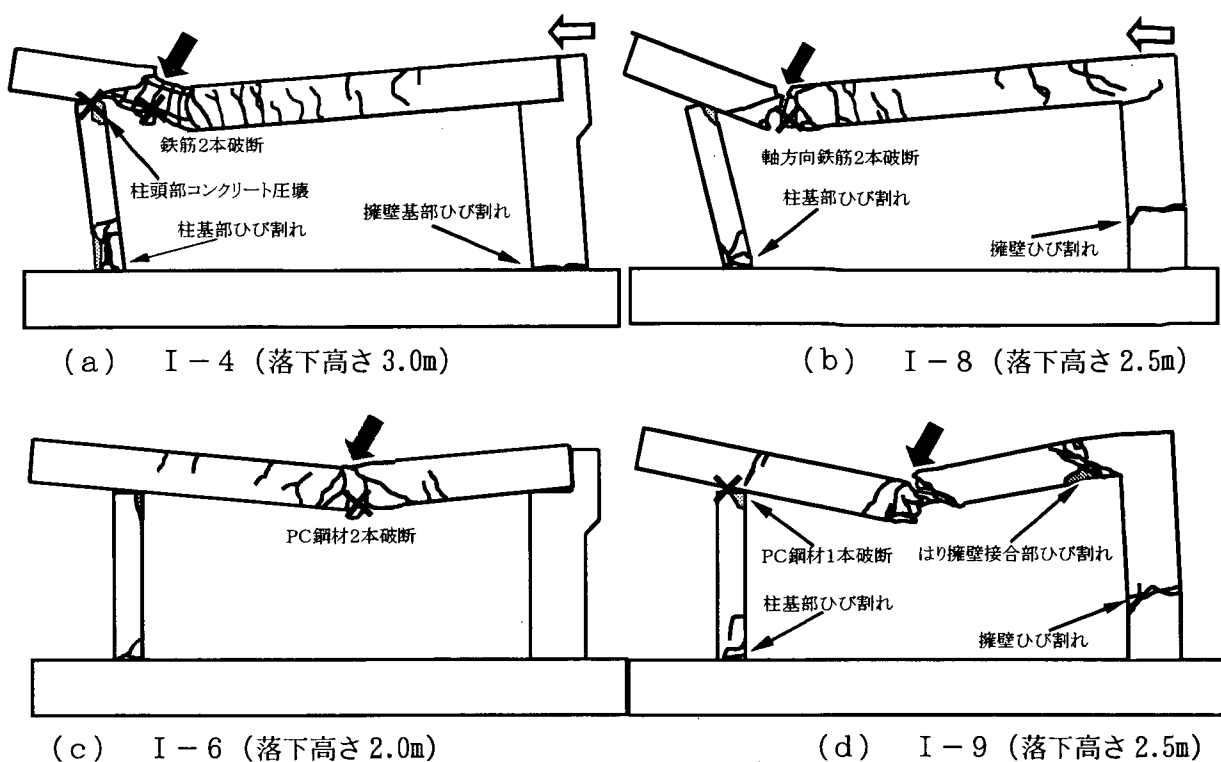


図-6.3.5 供試体の破壊形態 (図3.3.8から転載)

6.3.4 まとめ

広範囲にわたる項目を網羅した今回の衝撃実験の範囲において、終局限界や破壊形態に及ぼす影響について考察した結果、全剛接型が逆L型に比べ際立って優位性があるとはいえないと考えられる。ただし、今回の実験は全体系と言ってもより1本からなる構造に対するもので、はりが連続して一体化される実構造においては異なる結果となるかもしれない。

施工面からは、プレキャスト部材を組み立てるプレハブ工法では、終局状態において完全な剛接合構造を保持することは困難と思われ、また、剛接合とするための施工の複雑さも課題と考えられる。剛接合構造では部材寸法および下部工寸法が増大するため、経済性の点でも課題がある。

6. 4 梁と柱の接合条件について

6. 4. 1 実験結果

今回の実験では、I-2 供試体と I-12 供試体で梁と柱の接合方法を変えて比較を行った。I-2 供試体は柱にプレストレスを導入しかつ梁と柱を接合する P C 鋼材としてコンクリートと付着のないアンボンド鋼材を使用した。また、I-12 供試体は通常の P C 鋼材を使用しグラウトを介して鋼材とコンクリートを付着させた。添付のデータのまとめに示すように I-2 供試体と I-12 供試体では P C 鋼材の偏心量が違うため耐力も違う。その他の条件は、載荷方法は繰り返し載荷で載荷角度は鉛直載荷、載荷位置はスパンセンターであり、支持条件は、壁-柱間も柱-フーチング間もヒンジである。

実験の結果、I-2 供試体の繰り返し落下高さは、0.25, 0.5, 1, 1.5, 2m であり、I-12 供試体の繰り返し落下高さは 0.25, 0.5, 1, 1.5, 1.5m となった。梁の耐力の違いなどがあるため、必ずしも梁と柱の接合条件の違いが最終落下高さの差になったとは断定できない。2つの供試体の最終状態を見ると、載荷部の塑性ヒンジと梁と柱の接合部がヒンジ化することによって変形が進行している。梁のじん性を十分に発揮させるためには、梁と柱の接合部の回転能が大きいことが重要であると考えられる。

梁と柱の接合部のヒンジ化は、柱の内側のコンクリートが欠落し、外側が開くことによって起こる。今回の実験においては、アンボンドの場合だけでなくボンドの場合も P C 鋼材が柱の中から抜けだしアンボンド化して最終状態の前までは、切断されることなく開口に追随した。

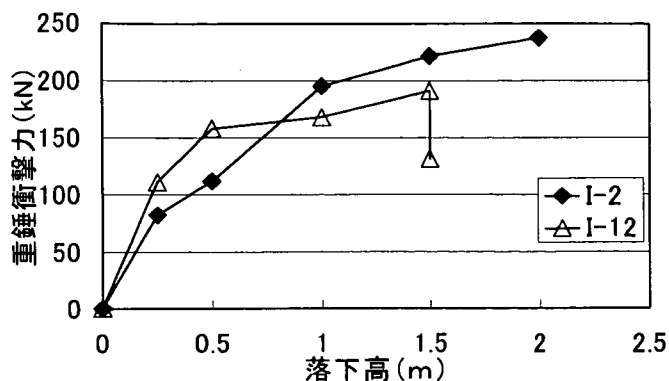


図-6. 4. 1 重錘衝撃力と落下高さの関係

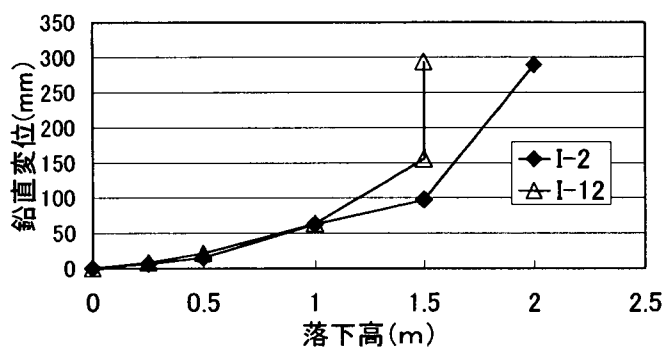


図-6. 4. 2 鉛直変位と落下高さの関係

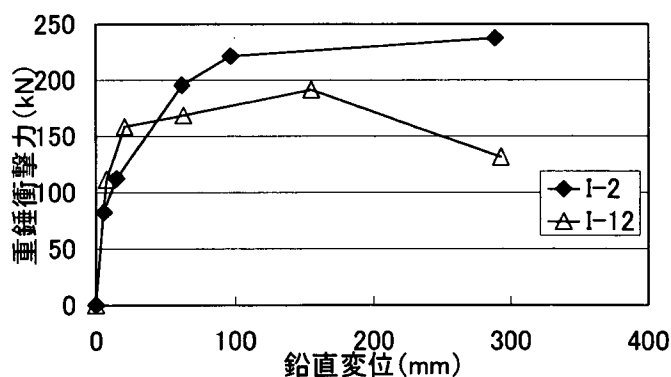


図-6. 4. 3 重錘衝撃力と鉛直変位の関係

6. 4. 2 実際のロックシェッドへの適用

実験結果から梁のじん性を十分発揮させるためには、梁と柱の回転能を大きくすることが重要であると考えられる。また今回の実験では、梁と柱の接合条件がボンドの場合でも終局状態ではアンボンド化して大きな変形能を実現できる可能性もあると思われるが、さらに研究する必要がある。

したがって、接合条件に関し新たな研究成果が得られるまでの間は、現行のように、梁の中はグラウトして付着をとることで柱頭側の定着部の疲労に対応し、柱の中はアンボンドとして梁と柱の接合条件はアンボンドとしておくのが適切であると考えられる。

6. 5 経済性、施工性について

6. 5. 1 PC鋼材量と鉄筋量との比率

(1) 長方形断面供試体から梁断面に換算した概算工事金額の試算

1) PRC梁供試体について

供試体は 幅 20cm, 高さ 30cm の長方形断面で、落石相当荷重作用時の抵抗曲げモーメントを $49\text{kN}\cdot\text{m}$ にした PC~RC 迄の PC 鋼材量、鉄筋量を変えた 7 ケースで、抵抗曲げモーメント算出時の許容応力度を次のように設定している。

コンクリート ($58.8\text{N}/\text{mm}^2$) $1.5\sigma_{ca} = 26.5\text{ N}/\text{mm}^2$

PC 鋼材 (SWPR7A) $0.9\sigma_{py} = 1323\text{ N}/\text{mm}^2$ (有効応力度 $\sigma_{pe} = 882\text{ N}/\text{mm}^2$)

鉄筋 (SD295A) $1.5\sigma_{sa} = 265\text{ N}/\text{mm}^2$

なお、設計では落石時の抵抗曲げモーメントはコンクリートの圧縮応力度で制限されている。

供試体のプレストレス量は表-6. 5. 1 の通りである。

表-6. 5. 1 供試体の条件

ケース	C 1	C 2	C 3	C 4	C 5	C 6	C 7
PCW12.4 本数(本)	6	5	4	3	2	1	0
有効緊張力(kN)	273.1	227.6	182.1	136.5	91.0	45.5	0
偏心距離(cm)	3.67	3.00	3.25	3.00	5.00	3.00	0
下縁プレストレス(N/mm^2)	7.89	6.07	5.01	3.65	3.04	1.22	0

2) 適用条件

実構造の標準的なモデルとして次の想定により試算する。

構造形 2 ヒンジ逆 L ラーメン (支間=10m)

落石荷重 $19.6\text{ kN} \times 30\text{m}$

緩衝材 砂、敷砂厚=1.1m

概算曲げモーメント (九州ロックシェッド協会標準断面力表より抽出)

常時 (自重+緩衝材) $414\text{ kN}\cdot\text{m}$ (緩衝材厚 0.9m, 主梁=B103)

(自重 $165 +$ 緩衝材 249 とする。=自重 10.5 , 緩衝材 $15.9\text{kN}/\text{m}^2$ の重量比で配分)

推積土時 $1439\text{ kN}\cdot\text{m}$

落石時 $2575\text{ kN}\cdot\text{m}$

3) 断面形状の仮定

主梁の基本形状寸法を図-6.5.1、表-6.5.2 のように仮定する。

表-6.5.2 断面諸数値

GH (cm)	90	95	100	105
Ac (cm ²)	6.655	6.918	7.180	7.443
Yu (cm)	34.54	36.70	38.88	41.07
Yl (cm)	55.46	58.30	61.12	63.93
Ic (×1,000 cm ⁴)	4.849	5.675	6.586	7.583

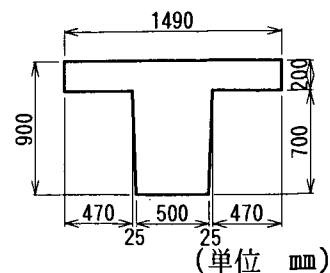


図-6.5.1 主梁断面形状図

4) 設計曲げモーメント

九州ロックシェッド協会標準との自重（断面積）および緩衝材（敷砂厚）の差異を補正する。

$$\text{自重} = 165 \times 0.72/0.64 = 185 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{緩衝材} = 249 \times 1.10/0.90 = 304 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

以上より設計曲げモーメントを次のように仮定する。

$$\text{常時} \quad 489 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{運搬時 (I=0.4)} \quad 260 \text{ kN}\cdot\text{m})$$

$$\text{落石時} \quad 265 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{推積土時} \quad 1514 \text{ kN}\cdot\text{m})$$

5) P C鋼材量、鉄筋量の算定

鉄筋は SD295A 25mm（許容値は 落石時 265 常時 176N/mm²）とする。

P C鋼材は SWPR7A 15.2mm，有効応力度 $\sigma_{pe}=764 \text{ N/mm}^2$ （落石時の許容値を 1029 N/mm^2

とするため、鉄筋にあわせて増分 265 N/mm^2 を考慮した）とする。

運搬時コンクリート許容引張応力度は引張強度（ $\sigma_{ca} = 3.4 \text{ N/mm}^2$ ）を適用する。

6) ロックシェッド主梁の計算結果 (落石時)

(T桁断面) [許容値] ・コンクリートの許容圧縮応力度 265 N/mm^2 [$\sigma_{ck}=58.8 \text{ N/mm}^2$]
 ・P C鋼材の許容引張応力度 $1,029 \text{ N/mm}^2$ [SWPR7A $\phi 15.2$]
 初引張応力度 764 N/mm^2
 ・鉄筋の許容引張応力度 265 N/mm^2 [SD295A D25]

表-6.5.3 ロックシェッド主梁計算結果

ケース No.		A1		A2		A3		A4		A5		A6		A7		A8		A9	
けた高 (cm)		90		90		95		95		95		100		100		100		105	
断面図心 上縁/下縁		34.54	-55.5	34.54	-55.5	36.7	-58.3	36.7	-58.3	36.7	-58.3	38.88	-61.1	38.88	-61.1	38.88	-61.1	41.07	-63.9
鋼材種別		PC鋼材	鉄筋	PC鋼材	鉄筋	PC鋼材	鉄筋	PC鋼材	鉄筋	PC鋼材	鉄筋	PC鋼材	鉄筋	PC鋼材	鉄筋	PC鋼材	鉄筋	PC鋼材	鉄筋
配置位置 (本数) (下縁から (cm))	58.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3	-	-	-
	52.0	2	-	4	-	-	-	1	-	4	-	1	-	4	-	5	-	-	5
	45.5	5	-	5	-	4	-	5	-	5	-	5	-	5	-	-	5	-	5
	39.0	5	-	5	-	5	-	5	-	5	-	5	-	-	5	-	5	-	5
	32.5	5	-	5	-	5	-	5	-	5	-	-	5	-	5	-	5	-	5
	26.0	5	-	5	-	5	-	5	-	-	5	-	5	-	5	-	5	-	5
	19.5	5	-	5	-	5	-	-	5	-	5	-	5	-	5	-	5	-	5
	13.0	5	-	5	-	-	5	-	5	-	5	-	5	-	5	-	5	-	5
合計本数		37	0	34	5	24	10	21	15	19	20	11	25	9	30	8	35	0	40
【落石時】																			
プレストレスing度 (%)		100.0		89.64		75.34		64.05		54.73		35.9		27.63		22.54		0.0	
コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)		24.9		24.9		22.4		22.7		23.2		21.1		21.4		21.8		19.5	
鋼材応力度(最下段) (N/mm ²)		1028.7	-	986.9	263.4	962.9	262.5	937.9	264.0	911.3	264.2	895.8	264.0	871.6	265.0	864.9	264.5	-	263.3
落石時設計曲げモーメント (kN・m)		2,651		2,651		2,651		2,651		2,651		2,651		2,651		2,651		2,651	
限界曲げモーメント (kN・m)		2,652		2,655		2,662		2,655		2,654		2,656		2,648		2,652		2,664	
【終局時】																			
抵抗曲げモーメント (kN・m)		4,632		4,483		4,298		4,221		4,222		4,120		4,192		4,323		4,269	

7) 1ブロック(10本)当たりの概算工事費

表-6. 5. 4 1ブロック当たりの概算工事費

(千円)

		A 1	A 2	A 3	A 4	A 5	A 6	A 7	A 8	A 9
工 事 費	主 梁 製作費(円/t) (比 率)	10,973 50,050 (95)	11,547 52,666 (100)	11,774 51,639 (102)	12,344 54,140 (107)	13,006 57,043 (113)	13,398 56,590 (116)	14,056 59,371 (122)	14,803 62,525 (128)	15,185 61,916 (132)
	運搬費	1,493	1,493	1,566	1,566	1,566	1,566	1,566	1,566	1,640
	架設工	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168
	合 計 (比 率)	14,634 (96)	15,208 (100)	15,508 (102)	16,078 (106)	16,740 (110)	17,132 (113)	17,790 (117)	18,537 (122)	18,993 (125)
摘 要	主梁質量 (t/本)	21.93	21.93	22.80	22.80	22.80	23.67	23.67	23.67	24.53
	主梁高 (c m)	90	90	95	95	95	100	100	100	105
	運搬トレー (t 積) (100km)	22	22	24	24	24	24	24	24	26
	架設クレー ton 吊り	油圧式 120	油圧式 120	油圧式 120	油圧式 120	油圧式 120	油圧式 120	油圧式 120	油圧式 120	油圧式 120

注) この概算工事費は、比較のための相対的指標である。

(2) 経済性

静的実験および衝撃実験結果から、エネルギー吸収能、耐力(5.2参照)、経済性の比較表により、プレストレスング度を減少させると、エネルギー吸収能や耐力が増加する。しかし、主梁の鋼材比率を長方形断面供試体の形状を梁断面に置き換え鋼材量をP C(A 1)からR C(A 9)まで変化させたときのロックシェッド1ブロック(主梁10本)当たりの工事費を試算した結果からは、鉄筋量を増加させR Cに近づくにつれて工事費が増加し、A 2の工事費を100とした場合には、主梁をR Cにすると工事費が2.5割増加することが分かる。

6. 5. 2 接合構造の違い

(1) 構造検討及び工費の試算

構造形式については、実構造において山側支点部は、ヒンジ構造と全剛構造(P C)全剛構造(R C)の3つの方法が考えられる。

1) 山側接合構造例

a) P C接合

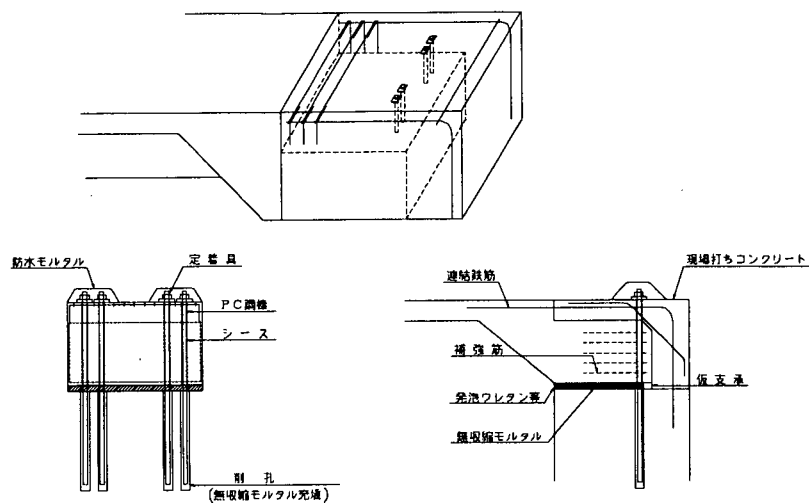


図-6. 5. 2 P C鋼材を用いた接合例

b) R C接合

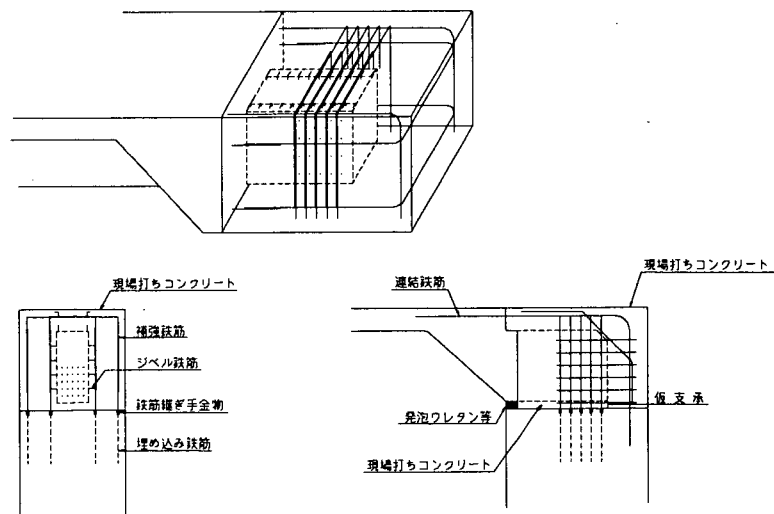


図-6. 5. 3 鉄筋を用いた接合例

2) モデル図

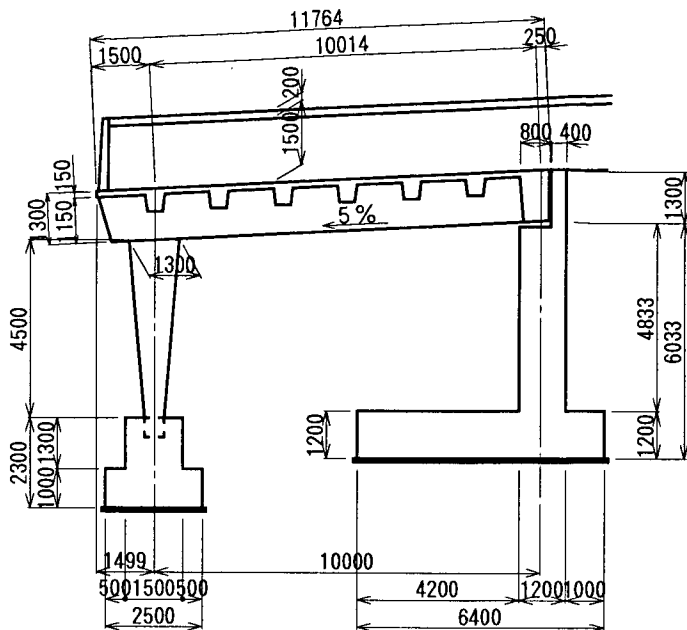


図-6. 5. 4 2 ヒンジタイプモデル図 (mm)

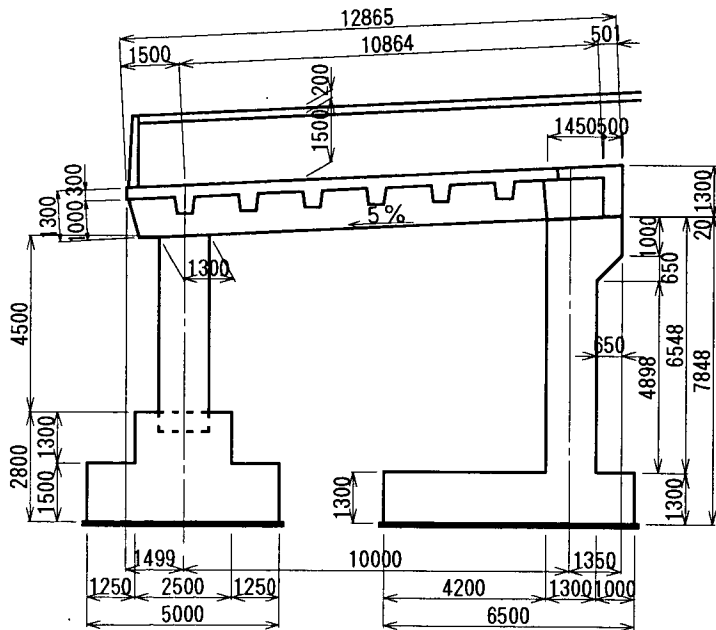


図-6. 5. 5 全剛タイプモデル図 (mm)

3) 概算工費の算出

表-6.5.5 概算工事費集計表

項 目		構造形式 (鉄筋接合)	A. 全剛 (鉄筋接合)	B. 全剛 (P C接合)	C. 逆L
上 部 工	主梁		48	48	43
	柱		13	13	7
	運搬工		7	7	6
	架設工		6	6	5
	足場工		1	1	1
	横組工		1	1	
	剛接工		4	4	4
	支承工				2
	山側剛接工		8	14	0
	防水工		3	3	
	機械器具費		0	0	0
	土砂囲工		1	1	1
	緩衝材工		4	4	4
	排水工		0	0	0
	小 計		95	101	76
下 部 工					
	山側		23	23	
	谷側		11	11	
	小 計		34	34	24
合 計			129	134	100
比 率			1.29	1.34	1.00

(逆Lタイプを100とした指数)

(2) 施工性、経済性

山側支点部の接合構造の異なる上記の3つの方法の施工性、工事費を比較した。

その結果、表-6.5.6に示すように従来タイプ（支点部ヒンジ構造）を1.0とすると全剛タイプ（RC接合）では1.29となり割高である。また施工性の面でも下部工に関して、逆Lヒンジ構造が優れていると思われる。

表-6.5.6 施工性・経済性の比較

	従来 逆Lタイプ ヒンジ構造	全剛構造（山側 PC 接合）	全剛構造（山側 RC 接合）
特 徴	・ 柱が細い ・ 谷側基礎部反力が小さい ・ 谷側基礎フーチングが小さい	・ 柱が太い ・ 谷側基礎反力が大きい ・ 谷側基礎フーチングが大きくなる	・ 柱が太い ・ 谷側基礎反力が大きい ・ 谷側基礎フーチングが大きくなる
下部地盤 下部施工性	・ 谷側柱部支持力が小さく、谷側受台が小さい	・ 谷側柱部支持力が大きく、谷側受台も大きくなる ・ 道路等の制約で地盤改良（杭基礎）が必要な場合もある	・ 谷側柱部支持力が大きく、谷側受台も大きくなる ・ 道路等の制約で地盤改良（杭基礎）が必要な場合もある
交通規制		・ 下部のフーチングが大きいので交通規制が必要になる場合もある	・ 下部のフーチングが大きいので交通規制が必要になる場合もある
組立時の 問 題	・ 足場は不要	・ 谷側緊張時の足場が必要である ・ 施工日数がヒンジ構造に比べて長い	・ 谷側緊張時の足場が必要である ・ 施工日数がヒンジ構造に比べて長い
経済性	1.00	1.34	1.29

6. 6 まとめ

耐衝撃性に優れたP R Cロックシェッドを開発するために以下の点に着目して検討を行った。

- ①P R C構造…P C鋼材量と鉄筋のバランス
- ②上下部接合部の構造…全体構造系の違い（逆L構造、全剛構造）
- ③梁柱接合部の鋼材…ボンド・アンボンド

検討の結果を要約すると、P R C構造に関してははりの実験結果からプレストレスング度が100～約50%の範囲ではプレストレスング度が小さいほど（鉄筋の割合が多いほど）耐衝撃性が高いことがわかったが、経済性の検討ではプレストレスング度が大きいほど経済的であることがわかった。つぎに、上下部接合部の違いによる全体構造の違いでは、逆Lタイプと全剛タイプでは実験結果から耐衝撃性に関して大きな違いはなく、経済性・施工性については逆Lタイプが有利と考えられる。また梁柱接合部については、ボンド接合とアンボンド接合との間で耐衝撃性に関し顕著な差は見いだせなかった。

7. まとめ

本共同研究により明らかとなった事項は以下の通りである。

(1) 衝撃荷重に対するPRCロックシェッド全体系モデルの応答特性

1) 載荷位置、方向などの影響

鉛直衝突において、載荷位置を梁の中央から谷側に変化させると、ロックシェッドモデルが破壊する重錘の限界高さ、すなわち、供試体の耐え得る重錘位置エネルギーは大きくなる。載荷位置が柱直近部の場合、梁に配した帯鉄筋の効果により、脆性的な破壊とならず、耐力が維持され、限界落下高さも中央載荷荷重よりも大きくなった。このように、設計荷重に対して必要なせん断補強をした場合の柱直近部における鉛直衝突の載荷条件は、構造全体のクリティカルな荷重条件とはならず、梁中央点での鉛直載荷が最もクリティカルとなるものと考えられる。

載荷位置が $1/4L$ 、 $1/2L$ 、 $3/4L$ の場合、梁の曲げ破壊が卓越するが、載荷位置が柱直近部になると、梁のせん断破壊と梁柱接合部の破壊が複合化した破壊形態となる。

重錘が斜めに衝突する場合、梁中央部では影響は少ないが、柱直近部で擁壁に初期変位を与えた場合は、梁のせん断破壊と柱の損傷と梁柱接合部の破壊等が混在し、斜め載荷は終局限界を早める結果となった。

擁壁の初期水平変位については、終局限界の現れ方や限界落下高さに関して顕著な影響は現れなかった。

2) 接合部剛結の影響

剛結構造は、ヒンジ接合点を有する逆L型に比べて、梁中央部に衝突する場合の破壊形態からは損傷部位が分散して打撃点周囲の損傷を軽減する効果が見られた。しかし、柱直近部に衝突する場合は、むしろヒンジ結合の方が耐衝撃性が高いという結果となった。

(2) PRCロックシェッドの耐衝撃性に関する解析

1) 衝撃応答解析

梁要素と軸力要素によってPRCロックシェッドの梁部材、柱部材、重錘、ゴムをモデル化し、骨組み構造を用いた簡易ロックシェッド衝撃応答解析法を開発した。

静的実験結果をシミュレーションした結果から、はり擁壁側接合部の接合状態はヒンジと固定の中間状態であることが推定された。

重錘落下衝突実験結果をシミュレーションした結果、衝突速度が小さい場合は、静的解析同様、はり擁壁側接合部の接合状態はヒンジと固定の中間状態であることが推定される。しかし、衝突速度が速くなるにつれて、はり擁壁側接合部の接合状態は固定状態でほぼ良く実験結果をシミュレートでき、水平方向のアンカーボルトの効果が確認された。

繰り返し衝突時の梁および接合部の損傷を考慮していないためロックシェッドモデルの終局限界に近い落下高さでは、その誤差が大きくなる傾向にあったが、その挙動はほぼ実験結果をシミュレートしているものと

考えられる。

2) エネルギー法に基づく耐衝撃性の比較

静的載荷試験により模型の荷重－変位関係を求め、ロックシェッド模型の耐え得る重錘位置エネルギーを推定し、衝撃載荷実験結果と比較した。全体系模型の単発衝撃載荷実験は、1 ケースのみの実験であったが、推定結果と実験結果は概ね一致した。全体系模型における繰り返し衝撃載荷試験の場合、I-1（中央載荷：水平変位有り）を除き、推定結果と衝撃載荷実験結果がほぼ一致した。

次に、断面分割法およびモールの定理により荷重－変位関係を求め、エネルギー法を適用することでロックシェッドの耐え得る位置エネルギーを簡易的に求めた。梁の単発衝撃載荷実験においては、2つの異なるプレストressing度の供試体の実験であったが、推定結果と実験結果がほぼ一致した。梁の繰り返し衝撃載荷試験では、供試体断面がP C鋼材量の多い場合、実験結果から求められる梁の耐え得る位置エネルギーをある程度推定することができた。

(3) P R Cロックシェッドの構造特性

耐衝撃性に優れたP R Cロックシェッドを開発するために以下の点に着目して検討を行なった。

- ①P R C構造・・・・・・・・P C鋼材量と鉄筋のバランス
- ②上下部接合部の構造・・・全体構造系の違い（逆L構造、全剛構造）
- ③梁柱接合部の鋼材・・・・ボンド・アンボンド

検討の結果を要約すると、P R C 構造に関してははりの実験結果からプレストressing度が 100～約 50% の範囲ではプレストressing度が小さいほど（鉄筋の割合が多いほど）耐衝撃性が高いことがわかったが、経済性の検討ではプレストressing度が大きいほど経済的であることがわかった。つぎに、上下部接合部の違いによる全体構造の違いでは、逆Lタイプと全剛タイプでは実験結果から耐衝撃性に関して大きな違いはなく、経済性・施工性については逆Lタイプが有利と考えられる。また梁柱接合部については、ボンド接合とアンボンド接合との間で耐衝撃性に関して顕著な差は見いだせなかった。

以上のように、P R Cロックシェッドに関する一連の共同研究により、落石衝突時のロックシェッドの挙動、曲げ破壊に対する耐衝撃性の推定方法、さらに従来のP Cロックシェッドの耐衝撃性を高める方法について知見を得ることができた。今後は、終局限界状態を照査する場合の落石の設定方法、緩衝材によるエネルギー吸収及び荷重低減効果、および曲げ破壊以外の限界状態の推定方法について研究を進めることが重要と考えられる。

付属資料

ロックシェッドモデル載荷実験データベース

実験供試体設計詳細図

PRCロックシェッドモデル載荷実験データベース

ロックシェッド載荷実験データベースの作成にあたって

1. 目 的

静的載荷試験と衝撃載荷試験の実験データより主梁のみのモデル、構造系モデルおよび載荷状況の相違による構造特性を評価すること、ならびに設計条件と実現象の比較から今後の設計手法の手かがりとする。

2. データシートの記述事項について

(1) 主梁に関する供試体の設計について

- ①落石時の設計耐力を49 kN・m一定になるように、プレストレッシング度 α を変化させたcase 1 (PC) ~ case 7 (RC) の7供試体を設定。
- ②プレストレッシング度 α の算出にあたっては、曲げ耐力に寄与しない圧縮側鉄筋を無視している。なお、計算に使用した諸数値は以下の公称値を使用している。

PC鋼材 (SWPR7A $\phi 9.3$) 引張強度 : $\sigma_{pu} = 1715 \text{ N/mm}^2$

断面積 : $A_p = 51.61 \text{ mm}^2/\text{本}$

鉄 筋 (SD295A D13) 降伏点強度 : $\sigma_{sy} = 294 \text{ N/mm}^2$

断面積 : $A_s = 126.7 \text{ mm}^2/\text{本}$

- ③コンクリート断面に配置される鋼材量を表す指標として鋼材比 ρ を付記した。
- ④曲げ耐力およびせん断耐力の算定は、土木学会「コンクリート標準示方書」(後述)に準拠した。

(2) 構造系モデルに関する供試体の設計について

- ①設計落石荷重として62.7kNとし、2ヒンジ逆L型 (C-1K) と全剛節型 (C-4K) の2タイプを用いた。

なお、断面設計にあたっては設計時安全率(作用曲げモーメントに対する抵抗曲げモーメントの比率)が主梁中央部においてほぼ同程度としている。

- ②プレストレッシング度 α について

C-1K (2- $\phi 9.3$ + 4-D13) : $\alpha = 52.5\%$

C-4K (2- $\phi 9.3$ + 4-D10) : $\alpha = 66.2\%$

- ③主梁と柱の剛結部のPC鋼材の処理として以下の相違を設定した。

- ・主梁部のみ付着をもたせた「梁部ボンド」タイプ
- ・柱、主梁部とも付着をもたせない「アンボンド」タイプ
- ・柱、主梁部とも付着をもたせた「梁柱全長ボンド」タイプ

- ④曲げ耐力およびせん断耐力の算定は、土木学会「コンクリート標準示方書」(後述)に準拠した。

(3) 吸収エネルギーEの算出法について

主梁の鉛直変位と載荷荷重あるいは重錘衝撃力をそれぞれX軸，Y軸にプロットして得られる曲線と座標軸に囲まれる面積を簡易的に測定データより求め、累計した数値で表したものである（荷重と変位の積）。

静的載荷実験についてはある程度正確に算出可能であるが、衝撃載荷実験の場合には荷重差が大きくなってしまいうため正確な結果は得られていない。

なお、「梁鉛直変位」は載荷時の最大変位を示し、「重錘衝撃力」はフィルター処理していない生データを示している。

(4) 破壊状態の記述について

- ① 主要な破壊状態をクラックの状態からできるだけ曲げ破壊または、せん断破壊を評価し記述している。
- ② 静的載荷試験では、梁のクラックの発生・主鉄筋またはP C鋼材の降伏・コンクリートの圧壊・最大荷重・コンクリートの完全圧壊または鋼材の破断等を抽出している。

(5) その他

この実験データベースには、これまでの実験データのうち、単発載荷実験およびコンファインド供試体を用いた実験については除外している。

掲載した実験内容は以下の通りである。

1. 主梁に関する実験データ

- 1) 静的載荷試験 CASE 1～CASE 7
- 2) 衝撃載荷試験 CASE 1～CASE 7

2. 構造系モデルによる実験データ

- 1) 静的載荷試験 S-1～S-4
- 2) 衝撃載荷試験 I-1～I-12

1. 主梁に関する実験データ

— 静的載荷実験 —

1
 2
 3
 4
 5
 6
 7
 8
 9
 10
 11
 12
 13
 14
 15
 16
 17
 18
 19
 20
 21
 22
 23
 24
 25
 26
 27
 28
 29
 30
 31
 32
 33
 34
 35
 36
 37
 38
 39
 40
 41
 42
 43
 44
 45
 46
 47
 48
 49
 50
 51
 52
 53
 54
 55
 56
 57
 58
 59
 60
 61
 62
 63
 64
 65
 66
 67
 68
 69
 70
 71
 72
 73
 74
 75
 76
 77
 78
 79
 80
 81
 82
 83
 84
 85
 86
 87
 88
 89
 90
 91
 92
 93
 94
 95
 96
 97
 98
 99
 100
 101
 102
 103
 104
 105
 106
 107
 108
 109
 110
 111
 112
 113
 114
 115
 116
 117
 118
 119
 120
 121
 122
 123
 124
 125
 126
 127
 128
 129
 130
 131
 132
 133
 134
 135
 136
 137
 138
 139
 140
 141
 142
 143
 144
 145
 146
 147
 148
 149
 150
 151
 152
 153
 154
 155
 156
 157
 158
 159
 160
 161
 162
 163
 164
 165
 166
 167
 168
 169
 170
 171
 172
 173
 174
 175
 176
 177
 178
 179
 180
 181
 182
 183
 184
 185
 186
 187
 188
 189
 190
 191
 192
 193
 194
 195
 196
 197
 198
 199
 200
 201
 202
 203
 204
 205
 206
 207
 208
 209
 210
 211
 212
 213
 214
 215
 216
 217
 218
 219
 220
 221
 222
 223
 224
 225
 226
 227
 228
 229
 230
 231
 232
 233
 234
 235
 236
 237
 238
 239
 240
 241
 242
 243
 244
 245
 246
 247
 248
 249
 250
 251
 252
 253
 254
 255
 256
 257
 258
 259
 260
 261
 262
 263
 264
 265
 266
 267
 268
 269
 270
 271
 272
 273
 274
 275
 276
 277
 278
 279
 280
 281
 282
 283
 284
 285
 286
 287
 288
 289
 290
 291
 292
 293
 294
 295
 296
 297
 298
 299
 300
 301
 302
 303
 304
 305
 306
 307
 308
 309
 310
 311
 312
 313
 314
 315
 316
 317
 318
 319
 320
 321
 322
 323
 324
 325
 326
 327
 328
 329
 330
 331
 332
 333
 334
 335
 336
 337
 338
 339
 340
 341
 342
 343
 344
 345
 346
 347
 348
 349
 350
 351
 352
 353
 354
 355
 356
 357
 358
 359
 360
 361
 362
 363
 364
 365
 366
 367
 368
 369
 370
 371
 372
 373
 374
 375
 376
 377
 378
 379
 380
 381
 382
 383
 384
 385
 386
 387
 388
 389
 390
 391
 392
 393
 394
 395
 396
 397
 398
 399
 400
 401
 402
 403
 404
 405
 406
 407
 408
 409
 410
 411
 412
 413
 414
 415
 416
 417
 418
 419
 420
 421
 422
 423
 424
 425
 426
 427
 428
 429
 430
 431
 432
 433
 434
 435
 436
 437
 438
 439
 440
 441
 442
 443
 444
 445
 446
 447
 448
 449
 450
 451
 452
 453
 454
 455
 456
 457
 458
 459
 460
 461
 462
 463
 464
 465
 466
 467
 468
 469
 470
 471
 472
 473
 474
 475
 476
 477
 478
 479
 480
 481
 482
 483
 484
 485
 486
 487
 488
 489
 490
 491
 492
 493
 494
 495
 496
 497
 498
 499
 500
 501
 502
 503
 504
 505
 506
 507
 508
 509
 510
 511
 512
 513
 514
 515
 516
 517
 518
 519
 520
 521
 522
 523
 524
 525
 526
 527
 528
 529
 530
 531
 532
 533
 534
 535
 536
 537
 538
 539
 540
 541
 542
 543
 544
 545
 546
 547
 548
 549
 550
 551
 552
 553
 554
 555
 556
 557
 558
 559
 560
 561
 562
 563
 564
 565
 566
 567
 568
 569
 570
 571
 572
 573
 574
 575
 576
 577
 578
 579
 580
 581
 582
 583
 584
 585
 586
 587
 588
 589
 590
 591
 592
 593
 594
 595
 596
 597
 598
 599
 600
 601
 602
 603
 604
 605
 606
 607
 608
 609
 610
 611
 612
 613
 614
 615
 616
 617
 618
 619
 620
 621
 622
 623
 624
 625
 626
 627
 628
 629
 630
 631
 632
 633
 634
 635
 636
 637
 638
 639
 640
 641
 642
 643
 644
 645
 646
 647
 648
 649
 650
 651
 652
 653
 654
 655
 656
 657
 658
 659
 660
 661
 662
 663
 664
 665
 666
 667
 668
 669
 670
 671
 672
 673
 674
 675
 676
 677
 678
 679
 680
 681
 682
 683
 684
 685
 686
 687
 688
 689
 690
 691
 692
 693
 694
 695
 696
 697
 698
 699
 700
 701
 702
 703
 704
 705
 706
 707
 708
 709
 710
 711
 712
 713
 714
 715
 716
 717
 718
 719
 720
 721
 722
 723
 724
 725
 726
 727
 728
 729
 730
 731
 732
 733
 734
 735
 736
 737
 738
 739
 740
 741
 742
 743
 744
 745
 746
 747
 748
 749
 750
 751
 752
 753
 754
 755
 756
 757
 758
 759
 760
 761
 762
 763
 764
 765
 766
 767
 768
 769
 770
 771
 772
 773
 774
 775
 776
 777
 778
 779
 780
 781
 782
 783
 784
 785
 786
 787
 788
 789
 790
 791
 792
 793
 794
 795
 796
 797
 798
 799
 800
 801
 802
 803
 804
 805
 806
 807
 808
 809
 810
 811
 812
 813
 814
 815
 816
 817
 818
 819
 820
 821
 822
 823
 824
 825
 826
 827
 828
 829
 830
 831
 832
 833
 834
 835
 836
 837
 838
 839
 840
 841
 842
 843
 844
 845
 846
 847
 848
 849
 850
 851
 852
 853
 854
 855
 856
 857
 858
 859
 860
 861
 862
 863
 864
 865
 866
 867
 868
 869
 870
 871
 872
 873
 874
 875
 876
 877
 878
 879
 880
 881
 882
 883
 884
 885
 886
 887
 888
 889
 890
 891
 892
 893
 894
 895
 896
 897
 898
 899
 900
 901
 902
 903
 904
 905
 906
 907
 908
 909
 910
 911
 912
 913
 914
 915
 916
 917
 918
 919
 920
 921
 922
 923
 924
 925
 926
 927
 928
 929
 930
 931
 932
 933
 934
 935
 936
 937
 938
 939
 940
 941
 942
 943
 944
 945
 946
 947
 948
 949
 950
 951
 952
 953
 954
 955
 956
 957
 958
 959
 960
 961
 962
 963
 964
 965
 966
 967
 968
 969
 970
 971
 972
 973
 974
 975
 976
 977
 978
 979
 980
 981
 982
 983
 984
 985
 986
 987
 988
 989
 990
 991
 992
 993
 994
 995
 996
 997
 998
 999
 1000
 1001
 1002
 1003
 1004
 1005
 1006
 1007
 1008
 1009
 1010
 1011
 1012
 1013
 1014
 1015
 1016
 1017
 1018
 1019
 1020
 1021
 1022
 1023
 1024
 1025
 1026
 1027
 1028
 1029
 1030
 1031
 1032
 1033
 1034
 1035
 1036
 1037
 1038
 1039
 1040
 1041
 1042
 1043
 1044
 1045
 1046
 1047
 1048
 1049
 1050
 1051
 1052
 1053
 1054
 1055
 1056
 1057
 1058
 1059
 1060
 1061
 1062
 1063
 1064
 1065
 1066
 1067
 1068
 1069
 1070
 1071
 1072
 1073
 1074
 1075
 1076
 1077
 1078
 1079
 1080
 1081
 1082
 1083
 1084
 1085
 1086
 1087
 1088
 1089
 1090
 1091
 1092
 1093
 1094
 1095
 1096
 1097
 1098
 1099
 1100
 1101
 1102
 1103
 1104
 1105
 1106
 1107
 1108
 1109
 1110
 1111
 1112
 1113
 1114
 1115
 1116
 1117
 1118
 1119
 1120
 1121
 1122
 1123
 1124
 1125
 1126
 1127
 1128
 1129
 1130
 1131
 1132
 1133
 1134
 1135
 1136
 1137
 1138
 1139
 1140
 1141
 1142
 1143
 1144
 1145
 1146
 1147
 1148
 1149
 1150
 1151
 1152
 1153
 1154
 1155
 1156
 1157
 1158
 1159
 1160
 1161
 1162
 1163
 1164
 1165
 1166
 1167
 1168
 1169
 1170
 1171
 1172
 1173
 1174
 1175
 1176
 1177
 1178
 1179
 1180
 1181
 1182
 1183
 1184
 1185
 1186
 1187
 1188
 1189
 1190
 1191
 1192
 1193
 1194
 1195
 1196
 1197
 1198
 1199
 1200
 1201
 1202
 1203
 1204
 1205
 1206
 1207
 1208
 1209
 1210
 1211
 1212
 1213
 1214
 1215
 1216
 1217
 1218
 1219
 1220
 1221
 1222
 1223
 1224
 1225
 1226
 1227
 1228
 1229
 1230
 1231
 1232
 1233
 1234
 1235
 1236
 1237
 1238
 1239
 1240
 1241
 1242
 1243
 1244
 1245
 1246
 1247
 1248
 1249
 1250
 1251
 1252
 1253
 1254
 1255
 1256
 1257
 1258
 1259
 1260
 1261
 1262
 1263
 1264
 1265
 1266
 1267
 1268
 1269
 1270
 1271
 1272
 1273
 1274
 1275
 1276
 1277
 1278
 1279
 1280
 1281
 1282
 1283
 1284
 1285
 1286
 1287
 1288
 1289
 1290
 1291
 1292
 1293
 1294
 1295
 1296
 1297
 1298
 1299
 1300
 1301
 1302
 1303
 1304
 1305
 1306
 1307
 1308
 1309
 1310
 1311
 1312
 1313
 1314
 1315
 1316
 1317
 1318
 1319
 1320
 1321
 1322
 1323
 1324
 1325
 1326
 1327
 1328
 1329
 1330
 1331
 1332
 1333
 1334
 1335
 1336
 1337
 1338
 1339
 1340
 1341
 1342
 1343
 1344
 1345
 1346
 1347
 1348
 1349
 1350
 1351
 1352
 1353
 1354
 1355
 1356
 1357
 1358
 1359
 1360
 1361
 1362
 1363
 1364
 1365
 1366
 1367
 1368
 1369
 1370
 1371
 1372
 1373
 1374
 1375
 1376
 1377
 1378
 1379
 1380
 1381
 1382
 1383
 1384
 1385
 1386
 1387
 1388
 1389
 1390
 1391
 1392
 1393
 1394
 1395
 1396
 1397
 1398
 1399
 1400
 1401
 1402
 1403
 1404
 1405
 1406
 1407
 1408
 1409
 1410
 1411
 1412
 1413
 1414
 1415
 1416
 1417
 1418
 1419
 1420
 1421
 1422
 1423
 1424
 1425
 1426
 1427
 1428
 1429
 1430
 1431
 1432
 1433
 1434
 1435
 1436
 1437
 1438
 1439
 1440
 1441
 1442
 1443
 1444
 1445
 1446
 1447
 1448
 1449
 1450
 1451
 1452
 1453
 1454
 1455
 1456
 1457
 1458
 1459
 1460
 1461
 1462
 1463
 1464
 1465
 1466
 1467
 1468
 1469
 1470
 1471
 1472
 1473
 1474
 1475
 1476
 1477
 1478
 1479
 1480
 1481
 1482
 1483
 1484
 1485
 1486
 1487
 1488
 1489
 1490
 1491
 1492
 1493
 1494
 1495
 14

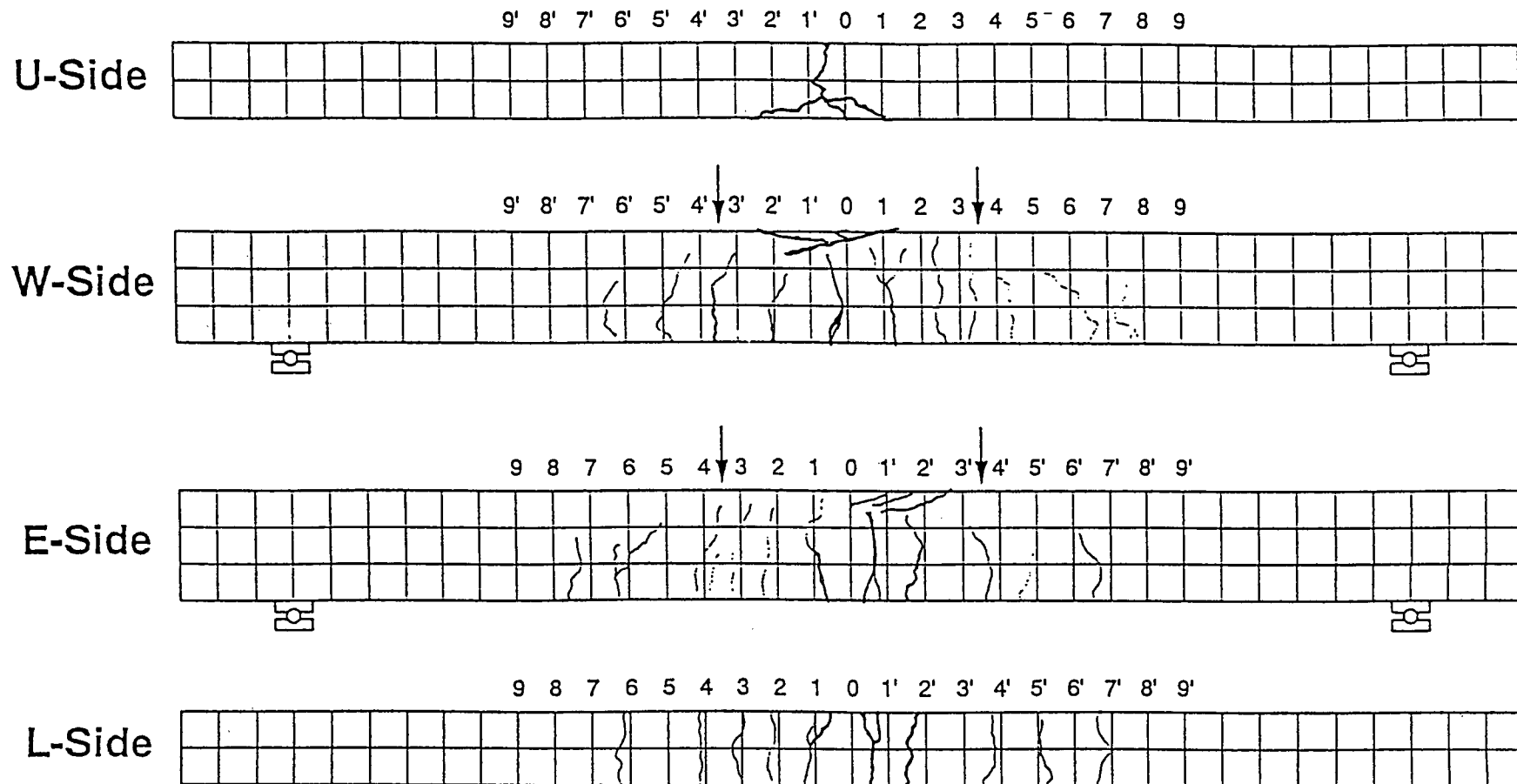
Case1-SJ

载荷荷重		梁鉛直変位 $\delta_v(\text{mm})$	吸収エネルギー	
P_i	(kN)		$\Delta E_i(\text{kJ})$	累積(kJ)
	0.00	0.00	0.000	0.000
	49.29	1.82	0.045	0.045
P_{cr}	97.71	4.20	0.175	0.220
	103.10	4.64	0.044	0.264
$P_{0.1}$	110.05	5.52	0.094	0.358
	115.25	6.40	0.099	0.457
P_y	0.00	0.00		0.457
$P_{0.2}$	121.52	7.85	0.172	0.629
	127.69	9.20	0.168	0.797
$P_{0.3}$	132.50	10.52	0.172	0.968
	147.10	15.70	0.724	1.693
P_{max}	162.19	47.59	5.462	7.155
	158.07	51.78	0.671	7.826
	148.67	52.36	0.089	7.915
	148.86	57.05	0.698	8.612
残留変位	0.00	22.91		
吸収エネルギー - ΣE			8.612	

Crack Pattern

Test Beam: CASE 1-SJ

Date: _____



靱性梁（主梁）静的載荷実験データシート

CASE	Case2-SP(G)
------	-------------

S I 单位系: $9.8\text{kN} = 1.0\text{tf}$

1. 設計条件

①構造モデル

主梁タイプ	Case2-SP(G)	1)設計荷重	2)荷重方向	3)作用位置
プレストressing 度(α)*	84.7	A (kN) (*1)	(°)	
鋼 材 比(ρ)**	0.0318	63.1	0 (鉛直)	主梁中央

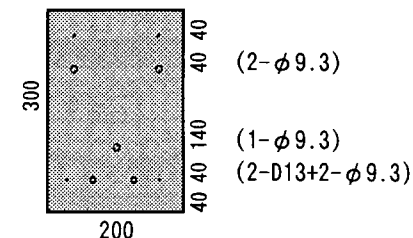
②荷重条件

$$*) \alpha = (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p) / (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p + f_{sy} \cdot A_s) (\%)$$

$$= 84.7$$

$$\rho = (0.93 \cdot f_{pu} / f_{sy}) \cdot (A_p / b d_s + A_s / b d_s) = 0.0318$$

配筋略图



ns= 2

np= 5

断面 NO.

<u>2</u>	<u>1</u>	<u>3</u>
△		△
300	スパン 3000	300

③設計断面力 *落石時の設計耐力を49kN・m±1%で一定とした。

部材位置No.1(中央)	設計強度	実強度
1)クラ基準強度	N/mm ² 58.8	69.6
落石時許容圧縮強度	N/mm ² 26.5	28.4
ヤング係数	N/mm ² 34300.0	34790.0
PC鋼材有効応力度	N/mm ² 882.0	882.0
抵抗モーメント(落石時)	kN・m 48.63	49.19
破壊モーメント(終局時)	kN・m 72.99	74.42
落石時相当荷重(*1)	P _s (kN) 64.61	65.36
終局時相当荷重(*1)	P _u (kN) 97.10	99.00
破壊形態		曲げ破壊
せん断耐力(*2)	kN 116 [85.9]	116 [89.3]
斜め圧縮破壊耐力(*2)	kN 385 [296]	385 [296]

5 (*1):部材自重分を差し引いた値

(*2):安全係数 = 1.0, [] 内は安全係数 $\gamma_c=1.5$, $\gamma_b=1.3$ 考慮

2. 実験結果

載荷荷重 P _i	(kN)	梁鉛直変位 δ _v (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
P _{cr}	6.83	3.07	0.105	初期ひびわれ発生荷重
P _{0.1}	9.72	5.90	0.341	最大ひびわれ幅 0.1mm 発生荷重
P _y	13.02	11.25	0.940	鉄筋降伏荷重 P_y/P_u = 0.11
P _{0.2}	13.23	11.91	1.025	最大ひびわれ幅 0.2mm 発生荷重
P _{0.3}	14.18	16.20	1.602	最大ひびわれ幅 0.3mm 発生荷重
P _{max}	16.19	41.15	5.370	鉛直荷重最大→コンクリート圧壊 P_{max}/P_u = 0.16
	0.00	38.99	3.990	
吸収エネルギー-ΣE			9.360	(EはP-δの関係から求める面積とし、ΣEは上記荷重の他にその中間点も考慮した値)

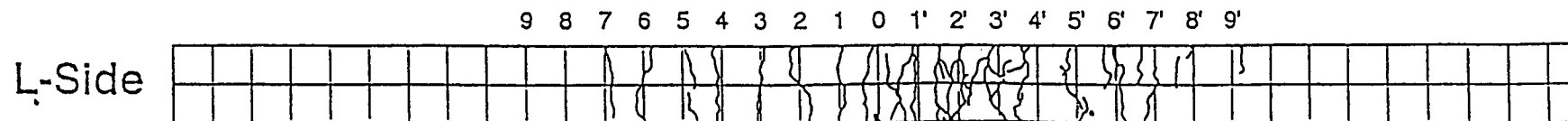
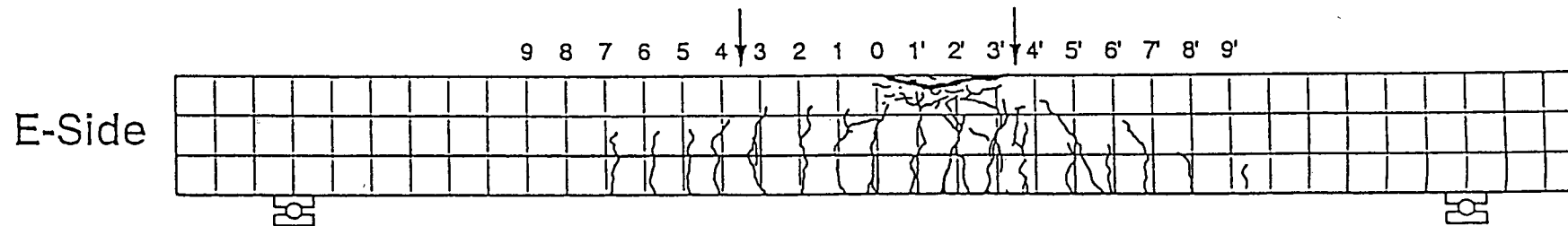
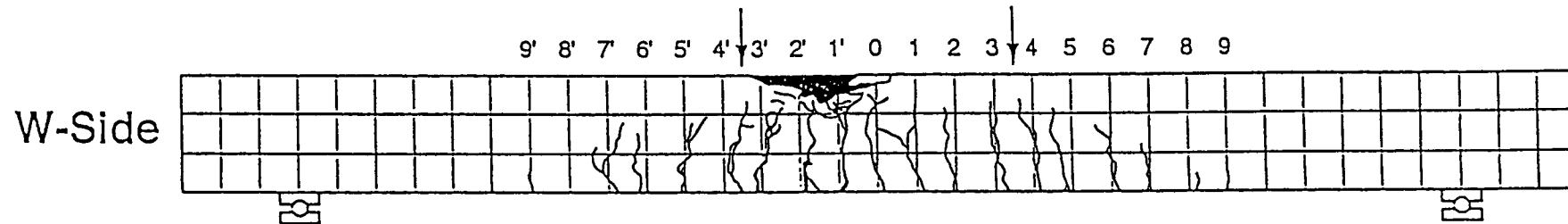
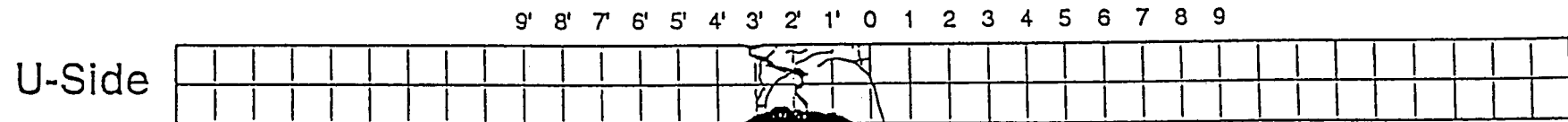
Case2-SP(G)

載荷荷重		梁鉛直変位 $\delta v(\text{mm})$	吸収エネルギー	
P_i	(kN)		$\Delta E_i(\text{kJ})$	累積(kJ)
	34.50	1.50	0.026	0.026
P_{cr}	66.93	3.07	0.080	0.105
	83.30	4.29	0.092	0.197
$P_{0.1}$	95.26	5.90	0.144	0.341
	112.70	8.57	0.278	0.618
P_y	127.60	11.25	0.322	0.940
$P_{0.2}$	129.65	11.91	0.085	1.025
	132.40	12.99	0.142	1.167
$P_{0.3}$	138.96	16.20	0.436	1.602
	148.76	23.05	0.985	2.588
P_{max}	158.66	41.15	2.782	5.370
	133.18	68.49	3.990	9.360
残留変位	0.00	38.99		
吸収エネルギー- ΣE			9.360	

Crack Pattern

Test Beam: CASE 2-SP

Date: April 18, 1994



靱性梁（主梁）静的載荷実験データシート

CASE	Case3-SJ
------	----------

S I 単位系 : 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁タイプ	Case3-SJ	1)設計荷重	2)荷重方向	3)作用位置
プレストレッシング度(α)*	74.7	A (kN) (*1)	(°)	
鋼材比(ρ)**	0.0288	63.1	0(鉛直)	主梁中央

②荷重条件

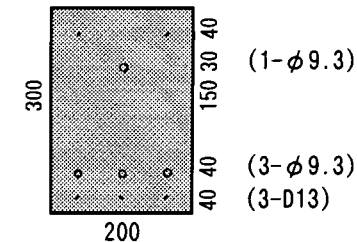
$$*) \alpha = (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p) / (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p + f_{sy} \cdot A_s) (\%)$$

$$= 74.7$$

$$**) \rho = (0.93 \cdot f_{pu} / f_{sy}) \cdot (A_p / b d_s) + A_s / b d_s$$

$$= 0.0288$$

配筋略図



ns= 3
np= 4

断面 NO.

2	1	3
△		△
300	スパン 3000	300

③設計断面力 *落石時の設計耐力を49kN・m±1%で一定とした。

部材位置No.1(中央)		設計強度	実強度
コンクリート基準強度	N/mm ²	58.8	62.7
落石時許容圧縮強度	N/mm ²	26.5	27.0
ヤング係数	N/mm ²	34300.0	33614.0
PC鋼材有効応力度	N/mm ²	882.0	882.0
抵抗モーメント(落石時)	kN・m	48.61	48.61
破壊モーメント(終局時)	kN・m	72.86	72.86
落石時相当荷重(*1)	Ps(kN)	64.59	64.59
終局時相当荷重(*1)	Pu(kN)	96.93	96.93
破壊形態			曲げ破壊
せん断耐力(*2)	kN	105 [78.1]	105 [79.4]
斜め圧縮破壊耐力(*2)	kN	343 [264]	343 [264]

(*1):部材自重分を差し引いた値

(*2):安全係数 =1.0, [] 内は安全係数 γ c=1.5, γ b=1.3考慮

2. 実験結果

載荷荷重 P _i	(kN)	梁鉛直変位 δ _v (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
P _{cr}	71.44	4.06	0.160	初期ひびわれ発生荷重
P _{0.1}	106.33	8.60	0.564	最大ひびわれ幅 0.1mm 発生荷重
P _{0.2}	122.60	11.56	0.901	最大ひびわれ幅 0.2mm 発生荷重
P _y	127.50	12.79	1.055	鉄筋降伏荷重 P _y /P _u = 0.13
P _{0.3}	132.50	15.22	1.371	最大ひびわれ幅 0.3mm 発生荷重
P _{max}	156.02	46.59	5.977	鉛直荷重最大→コンクリート圧壊 P _{max} /P _u = 1.61
	0.00	40.750	3.357	
吸収エネルギー-ΣE			9.333	(EはP-δの関係から求まる面積とし、ΣEは上記荷重の他にその中間点も考慮した値)

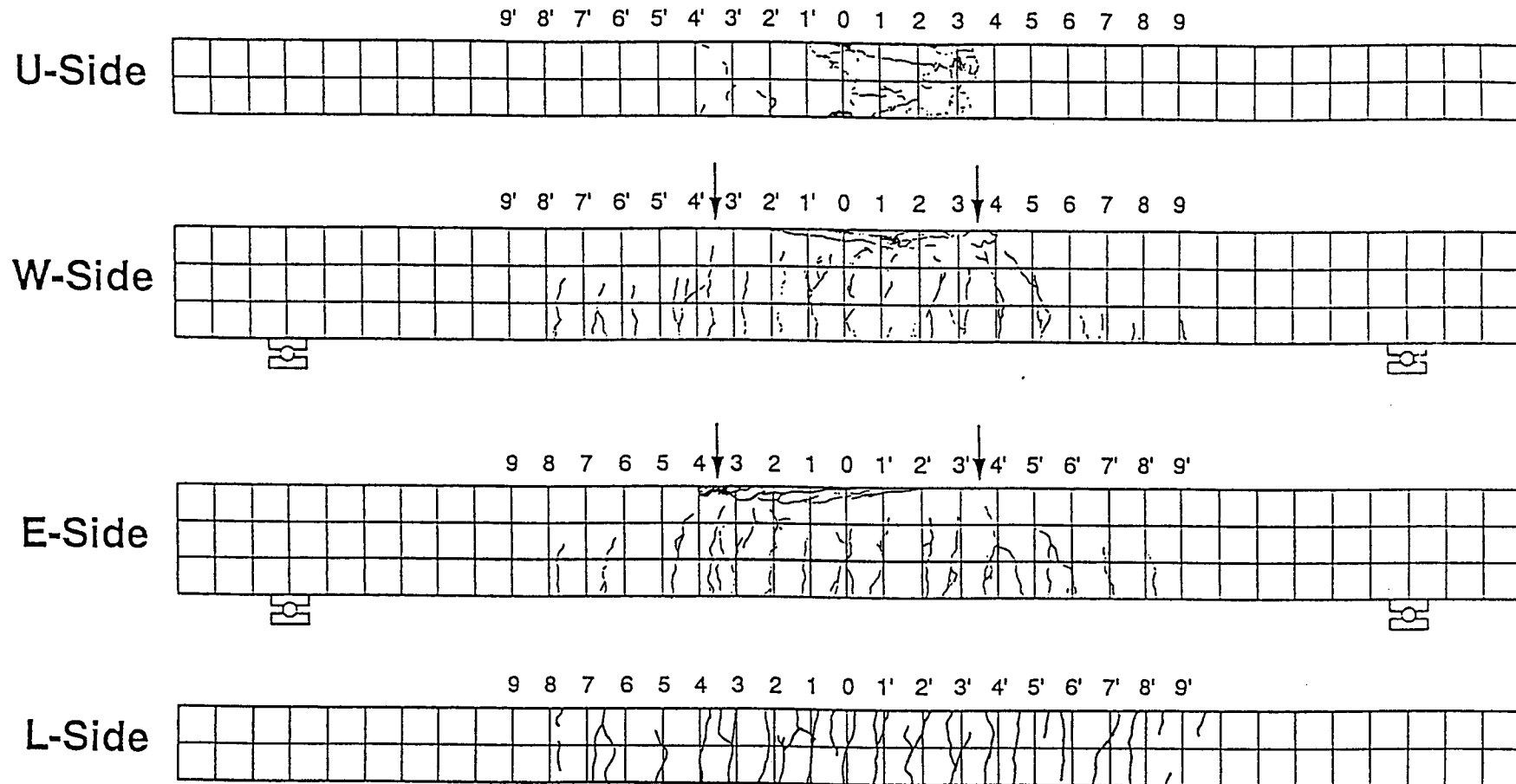
Case3-SJ

載荷荷重		梁鉛直変位 $\delta v(\text{mm})$	吸収エネルギー	
P _i	(kN)		$\Delta E_i(\text{kJ})$	累積(kJ)
	36.65	1.66	0.030	0.030
P _{cr}	71.44	4.06	0.130	0.160
	88.30	6.25	0.175	0.335
P _{0.1}	106.33	8.60	0.229	0.564
	112.80	9.98	0.151	0.715
P _{0.2}	122.60	11.56	0.186	0.901
P _y	127.50	12.79	0.154	1.055
P _{0.3}	132.50	15.22	0.316	1.371
	144.26	24.05	1.222	2.592
P _{max}	156.02	46.59	3.384	5.977
	143.96	55.49	1.335	7.311
	137.30	64.80	1.309	8.621
	134.16	70.05	0.713	9.333
残留変位	0.00	40.75		
吸収エネルギー-ΣE			9.333	

Crack Pattern

Test Beam: CASE 3-SJ

Date: _____



靱性梁（主梁）静的載荷実験データシート

CASE	Case4-SP(G)
------	-------------

S I 單位系 : $9.8\text{kN} = 1.0\text{tf}$

1. 設計条件

①構造モデル

主梁 γ °	Case4-SP(G)	1)設計荷重	2)荷重方向	3)作用位置
フレストレンジング度(α)*	62.4	A(kN) (*1)	(°)	
鋼材比(ρ)**	0.0259	63.1	0(鉛直)	主梁中央

②荷重条件

$$*) \alpha = (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p) / (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p + f_{sy} \cdot A_s) (\%)$$

$$= 62.4$$

$$\rho = (0.93 \cdot f_{pu} / f_{sy}) \cdot (A_p / b d_s) + A_s / b d_s = 0.0259$$

③設計断面力

*落石時の設計耐力を $49\text{kN}\cdot\text{m}\pm 1\%$ で一定とした。

部材位置No. 1 (中央)		設計強度	実強度
コンクリート基準強度	N/mm ²	58.8	69.6
落石時許容圧縮強度	N/mm ²	26.5	28.4
ヤング係数	N/mm ²	34300.0	36260.0
PC鋼材有効応力度	N/mm ²	882.0	882.0
抵抗モーメント (落石時)	kN・m	49.11	49.41
破壊モーメント (終局時)	kN・m	69.85	70.94
落石時相当荷重 (*1)	P _s (kN)	65.25	65.66
終局時相当荷重 (*1)	P _u (kN)	92.91	94.36
破壊形態			曲げ破壊
せん断耐力 (*2)	kN	96.3 [71.5]	96.3 [74.1]
斜め圧縮破壊耐力 (*2)	kN	343 [264]	343 [264]

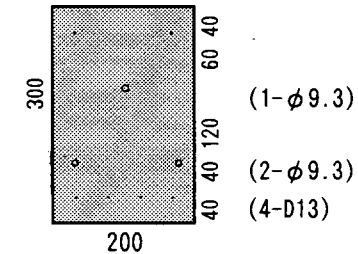
5 (*1):部材自重分を差し引いた値

(*2):安全係数 = 1.0, [] 内は安全係数 $\gamma_c = 1.5$, $\gamma_b = 1.3$ 考慮

2. 実験結果

載荷荷重 P _i	(kN)	梁鉛直変位 δ _v (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
P _{cr}	2.26	1.03	0.012	初期ひびわれ発生荷重（載荷前に潜在的なひびわれが発生していた可能性あり）
P _{0.1}	8.32	5.61	0.273	最大ひびわれ幅 0.1mm 発生荷重
P _{0.2}	10.01	7.87	0.476	最大ひびわれ幅 0.2mm 発生荷重
P _{0.3}	11.48	9.81	0.681	最大ひびわれ幅 0.3mm 発生荷重
P _y	12.50	11.24	0.849	鉄筋降伏荷重 $P_y/P_u = 0.13$
P _{max}	16.12	62.69	8.451	鉛直荷重最大→コンクリート圧壊 $P_{max}/P_u = 0.17$
	0.00	46.27	0.689	
吸収エネルギー-ΣE			9.137	（EはP-δの関係から求まる面積とし、ΣEは上記荷重の他にその中間点も考慮した値）

配筋略図



ns= 4

np= 3

断面 NO.

2 1 3
Δ Δ
300 3000 300

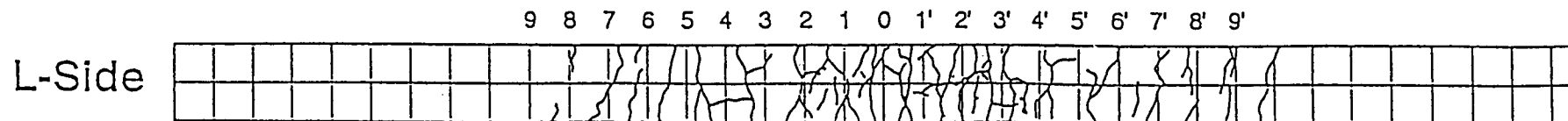
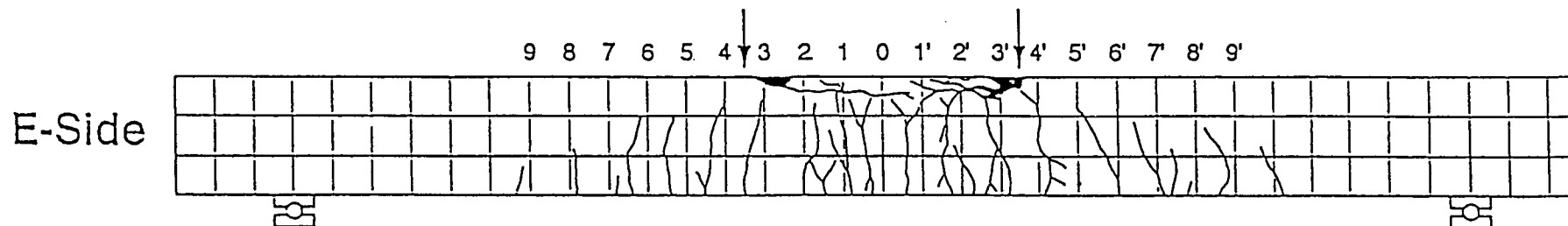
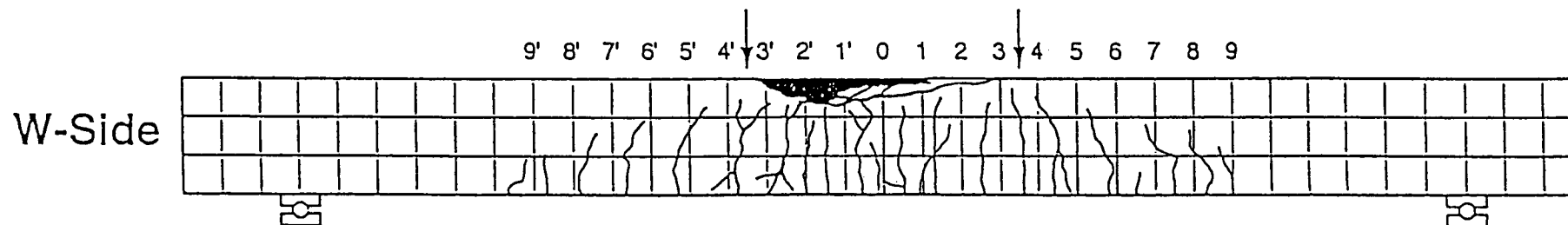
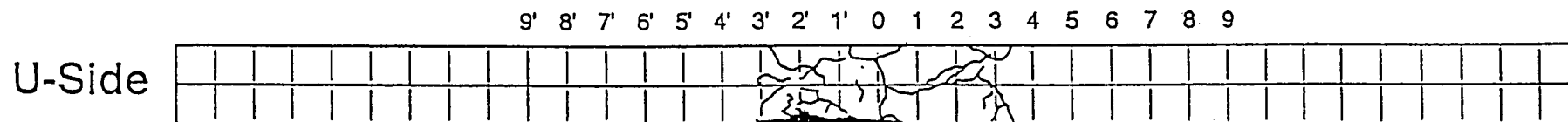
Case4-SP(G)

載荷荷重		梁鉛直変位 $\delta v(\text{mm})$	吸収エネルギー	
P_i	(kN)		$\Delta E_i(\text{kJ})$	累積(kJ)
	11.66	0.52	0.003	0.003
P_{cr}	22.15	1.03	0.009	0.012
	54.29	2.71	0.064	0.076
$P_{1.1}$	81.54	5.61	0.197	0.273
	88.30	6.47	0.073	0.346
$P_{1.2}$	98.10	7.87	0.130	0.476
	104.96	8.76	0.090	0.567
$P_{1.3}$	112.50	9.81	0.114	0.681
	117.70	10.52	0.082	0.763
P_y	122.50	11.24	0.086	0.849
	145.53	22.85	1.556	2.405
P_{max}	157.98	62.69	6.046	8.451
	114.37	67.75	0.689	9.140
残留変位	0.00	46.27		
吸収エネルギー- ΣE			9.137	

Crack Pattern

Test Beam: CASE 4-SP

Date: April 19, 1994



靱性梁（主梁）静的載荷実験データシート

CASE	Case5-SJ
------	----------

S I 単位系 : 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

②荷重条件

主梁タイプ	Case5-SJ	1)設計荷重 A(kN) (*1)	2)荷重方向 (°)	3)作用位置
フレストリングス度(α)*	46.9			
鋼材比(ρ)**	0.0230	63.1	0(鉛直)	主梁中央

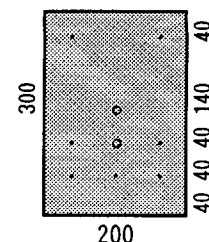
$$*) \alpha = (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p) / (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p + f_{sy} \cdot A_s) (\%)$$

$$= 46.9$$

$$**) \rho = (0.93 \cdot f_{pu} / f_{sy}) \cdot (A_p / b d_s) + A_s / b d_s$$

$$= 0.0230$$

配筋略図



(1-φ9.3)
(2-D13+1-φ9.3)
(3-D13)

ns= 5

np= 2

断面 NO.

2	1	3
△		△
300	スパン 3000	300

③設計断面力

*落石時の設計耐力を49kN・m±1%で一定とした。

部材位置No.1(中央)		設計強度	実強度
コンクリート基準強度	N/mm ²	58.8	63.7
落石時許容圧縮強度	N/mm ²	26.5	27.4
ヤング係数	N/mm ²	34300.0	34692.0
PC鋼材有効応力度	N/mm ²	882.0	882.0
抵抗モーメント(落石時)	kN・m	49.04	49.26
破壊モーメント(終局時)	kN・m	68.16	68.58
落石時相当荷重(*1)	Ps(kN)	65.16	65.46
終局時相当荷重(*1)	Pu(kN)	90.65	91.22
破壊形態			曲げ破壊
せん断耐力(*2)	kN	91.3 [67.7]	91.3 [69]
斜め圧縮破壊耐力(*2)	kN	312 [240]	312 [240]

(*1):部材自重分を差し引いた値

(*2):安全係数 =1.0, [] 内は安全係数γc=1.5, γb=1.3考慮

2. 実験結果

載荷荷重 Pi	(kN)	梁鉛直変位 δv(mm)	吸収エネルギー Ei(kJ)	破壊の状態
Pcr	44.10	2.00	0.046	初期ひびわれ発生荷重
P0.1	73.70	5.31	0.244	最大ひびわれ幅 0.1mm 発生荷重
P0.2	100.06	8.66	0.537	最大ひびわれ幅 0.2mm 発生荷重
P0.3	120.15	11.45	0.844	最大ひびわれ幅 0.3mm 発生荷重
Py	120.15	11.45	0.844	鉄筋降伏荷重
Pmax	150.92	62.68	8.036	鉛直荷重最大→コンクリート圧壊
	0.00	58.19	2.099	
吸収エネルギー-ΣE			10.135	(EはP-δの関係から求まる面積とし、ΣEは上記荷重の他にその中間点も考慮した値)

$$P_y / P_u = 0.13$$

$$P_{max} / P_u = 1.65$$

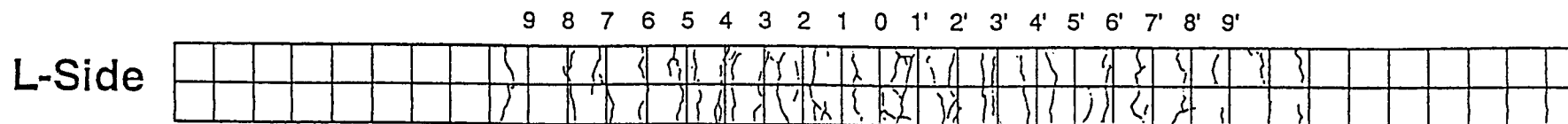
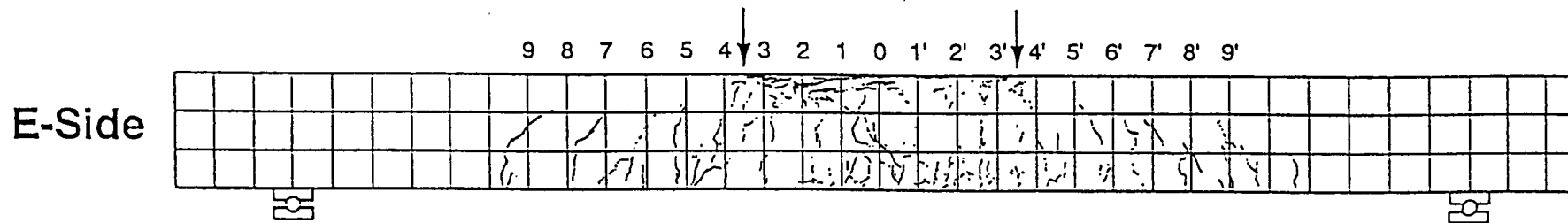
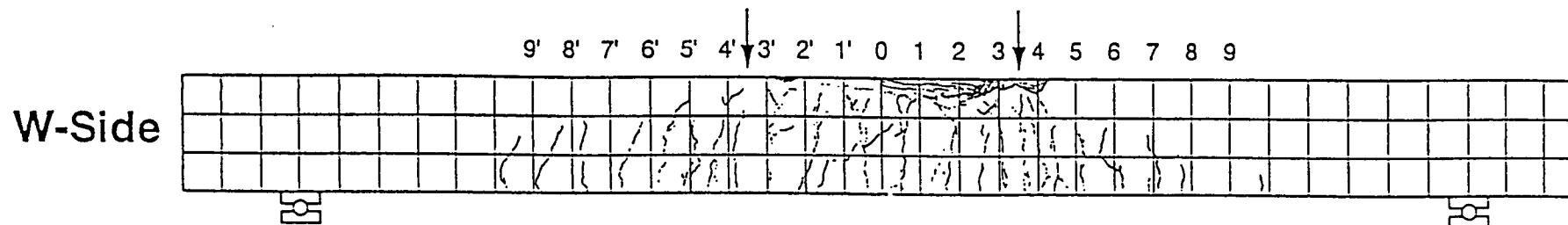
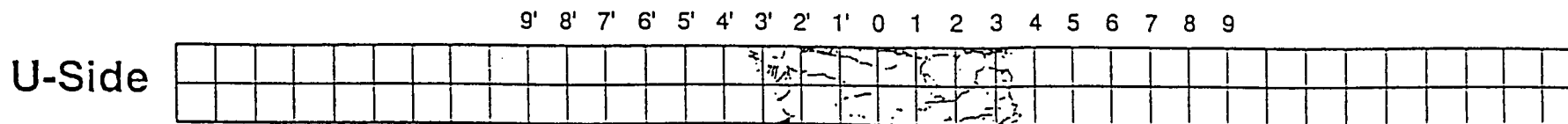
Case5-SJ

載荷荷重 P _i	(kN)	梁鉛直変位 δ_v (mm)	吸収エネルギー	
			ΔE_i (kJ)	累積(kJ)
	22.15	0.91	0.010	0.010
P _{cr}	44.10	2.00	0.036	0.046
	58.90	3.45	0.075	0.121
P _{1.1}	73.70	5.31	0.123	0.244
	88.30	7.03	0.139	0.383
P _{1.2}	100.06	8.66	0.154	0.537
P _{1.3}	120.15	11.45	0.307	0.844
P _y	120.15	11.45	0.000	0.844
	135.63	21.09	1.233	2.077
P _{max}	150.92	62.68	5.959	8.036
	134.65	67.69	0.715	8.751
	133.18	75.92	1.102	9.853
	108.58	78.25	0.282	10.135
	0.00	58.19		
吸収エネルギー - ΣE			10.135	

Crack Pattern

Test Beam: CASE 5-SJ

Date: _____



靱性梁（主梁）静的載荷実験データシート

CASE Case6-SP(G)

SI単位系：9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

②荷重条件

主梁タイ°	Case6-SP(G)	1)設計荷重	2)荷重方向	3)作用位置
フレストリング°度(α)*	26.9	A(kN) (*1)	(°)	
鋼材比(ρ)**	0.0200	63.1	0(鉛直)	主梁中央

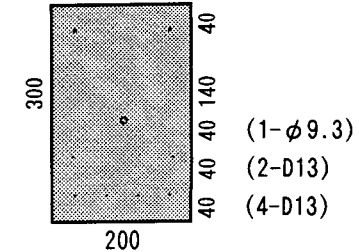
$$*) \alpha = (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p) / (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p + f_{sy} \cdot A_s) (\%)$$

$$= 26.9$$

$$**) \rho = (0.93 \cdot f_{pu} / f_{sy}) \cdot (A_p / bds) + A_s / bds$$

$$= 0.0200$$

配筋略図



ns= 6
np= 1

断面 NO.

2	1	3
△		△
300	3000	300

③設計断面力 *落石時の設計耐力を49kN・m±1%で一定とした。

部材位置No.1(中央)		設計強度	実強度
コンクリート基準強度	N/mm ²	58.8	68.6
落石時許容圧縮強度	N/mm ²	26.5	28.4
ヤング係数	N/mm ²	34300.0	35770.0
PC鋼材有効応力度	N/mm ²	882.0	882.0
抵抗モーメント(落石時)	kN・m	48.83	49.31
破壊モーメント(終局時)	kN・m	63.39	64.02
落石時相当荷重(*1)	Ps(kN)	64.89	65.53
終局時相当荷重(*1)	Pu(kN)	84.29	85.14
破壊形態			曲げ破壊
せん断耐力(*2)	kN	77.3 [57.6]	77.3 [59.5]
斜め圧縮破壊耐力(*2)	kN	281 [216]	281 [216]

(*1):部材自重分を差し引いた値

(*2):安全係数 =1.0, [] 内は安全係数 γ c=1.5, γ b=1.3考慮

2. 実験結果

載荷荷重 P _i	(kN)	梁鉛直変位 δ _v (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
P _{cr}	3.05	1.49	0.011	初期ひびわれ発生荷重
P _{0.1}	6.44	4.82	0.093	最大ひびわれ幅 0.1mm 発生荷重
P _{0.2}	8.40	7.20	0.180	最大ひびわれ幅 0.2mm 発生荷重
P _{0.3}	10.01	8.84	0.253	最大ひびわれ幅 0.3mm 発生荷重
P _y	12.42	15.76	0.626	鉄筋降伏荷重 $P_y / P_u = 0.15$
P _{max}	13.74	53.37	3.029	鉛直荷重最大→コンクリート圧壊 $P_{max} / P_u = 0.16$
	0.00	49.11	1.177	
吸収エネルギー Σ E			4.201	(EはP-δの関係から求まる面積とし、Σ Eは上記荷重の他にその中間点も考慮した値)

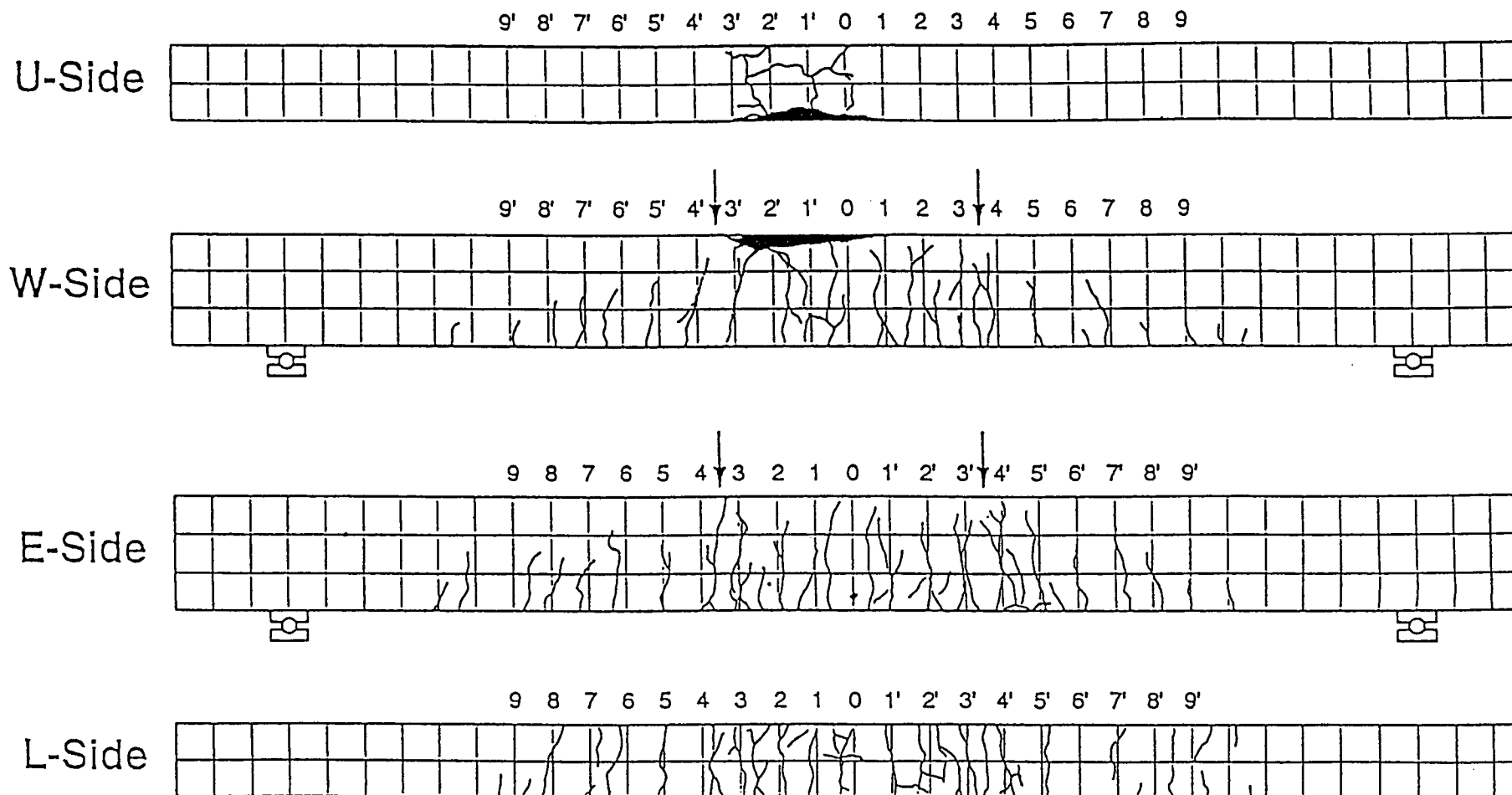
Case6-SP(G)

載荷荷重		梁鉛直変位 $\delta v(mm)$	吸収エネルギー	
P_i	(kN)		$\Delta E_i(kJ)$	累積(kJ)
	14.11	0.69	0.005	0.005
P_{cr}	0.00	1.49	0.006	0.011
	49.39	3.17	0.041	0.052
$P_{0.1}$	0.00	4.82	0.041	0.093
	73.60	6.00	0.043	0.136
$P_{0.2}$	0.00	7.20	0.044	0.180
	88.30	7.71	0.023	0.203
$P_{0.3}$	0.00	8.84	0.050	0.253
	107.80	10.03	0.064	0.317
P_y	0.00	15.76	0.309	0.626
	127.79	25.83	0.643	1.269
P_{max}	0.00	53.37	1.760	3.029
	121.62	54.59	0.074	3.103
	122.11	63.64	1.103	4.206
	0.00	49.11		
吸収エネルギー総和 ΣE			4.201	

Crack Pattern

Test Beam: CASE 6-SP

Date: April 19, 1994



靱性梁（主梁）静的載荷実験データシート

CASE	Case7-SJ
------	----------

S I 単位系 : 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

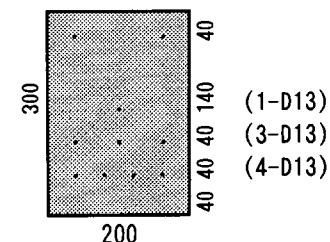
①構造モデル

②荷重条件

主梁タイプ	Case7-SJ	1)設計荷重	2)荷重方向	3)作用位置
プレストレスト度(α)*	0.0	A (kN) (*1)	(°)	
鋼材比(ρ)**	0.0195	63.1	0(鉛直)	主梁中央

$$\begin{aligned}
 *) \alpha &= (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p) / (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p + f_{sy} \cdot A_s) (\%) \\
 &= 0.0 \\
 **) \rho &= (0.93 \cdot f_{pu} / f_{sy}) \cdot (A_p / b d_s) + A_s / b d_s \\
 &= 0.0195
 \end{aligned}$$

配筋略図



ns= 8
np= 0

断面 NO.

2	1	3
△		△
300	スパン 3000	300

③設計断面力

*落石時の設計耐力を49kN・m±1%で一定とした。

部材位置No.1(中央)	設計強度	実強度
コンクリート基準強度	N/mm ²	58.8
落石時許容圧縮強度	N/mm ²	26.5
ヤング係数	N/mm ²	34300.0
PC鋼材有効応力度	N/mm ²	882.0
抵抗モーメント(落石時)	kN・m	49.38
破壊モーメント(終局時)	kN・m	65.46
落石時相当荷重(*1)	Ps(kN)	65.62
終局時相当荷重(*1)	Pu(kN)	87.06
破壊形態		曲げ破壊
せん断耐力(*2)	kN	88.7 [65.8]
斜め圧縮破壊耐力(*2)	kN	367 [282]

(*1):部材自重分を差し引いた値

(*2):安全係数=1.0, [] 内は安全係数γc=1.5, γb=1.3考慮

2. 実験結果

載荷荷重 Pi (kN)	梁鉛直変位 δv(mm)	吸収エネルギー Ei(kJ)	破壊の状態
Pcr	34.01	2.06	0.035
P0.1	59.09	3.67	0.109
Py	110.25	7.46	0.436
P0.2	113.29	7.76	0.469
P0.3	117.60	8.08	0.565
Pmax	156.70	56.25	7.594
	0.00	48.30	1.108
吸収エネルギーΣE		8.701	

Py/Pu= 1.28

Pmax/Pu= 1.81

(EはP-δの関係から求まる面積とし、ΣEは上記荷重の他にその中間点も考慮した値)

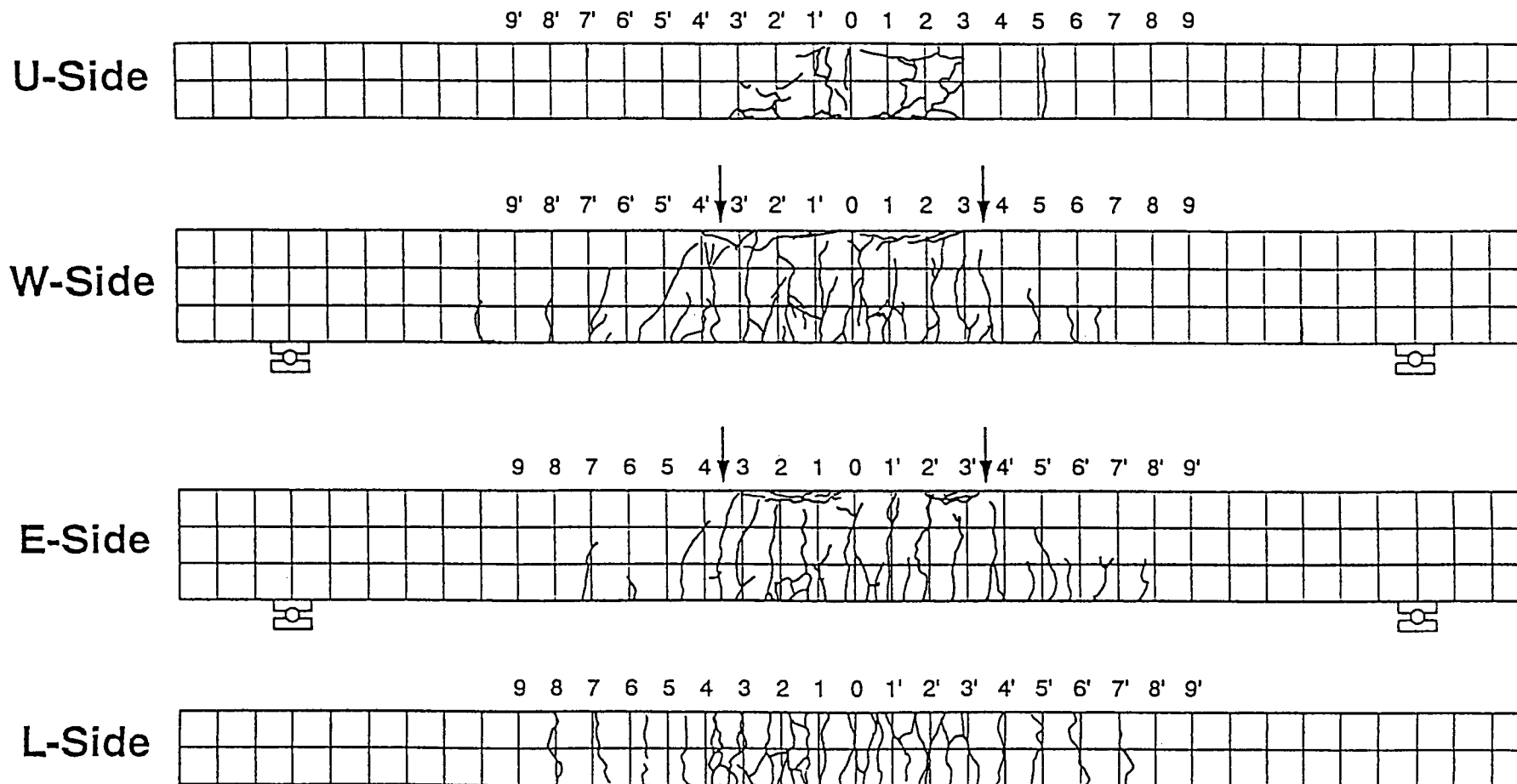
Case7-SJ

載荷荷重		梁鉛直変位 $\delta v(\text{mm})$	吸収エネルギー	
P_i	(kN)		$\Delta E_i(\text{kJ})$	累積(kJ)
	16.46	1.01	0.008	0.008
P_{cr}	34.01	2.06	0.026	0.035
	44.00	2.77	0.028	0.063
$P_{1.1}$	59.09	3.67	0.046	0.109
	84.97	5.35	0.121	0.230
P_y	110.25	7.46	0.206	0.436
	112.50	7.62	0.018	0.454
$P_{1.2}$	113.29	7.76	0.016	0.469
	117.60	8.08	0.037	0.506
$P_{1.3}$	122.50	8.57	0.059	0.565
	139.85	10.99	0.317	0.883
P_{max}	156.70	56.25	6.711	7.594
	152.39	59.28	0.468	8.062
	151.90	61.70	0.368	8.430
	142.98	63.54	0.271	8.701
	0.00	48.30		
吸収エネルギー- ΣE			8.701	

Crack Pattern

Test Beam: 7-SJ

Date: March 16, 1994



— 衝擊載荷實驗 —

1. 設計条件

CASE	Case1
------	-------

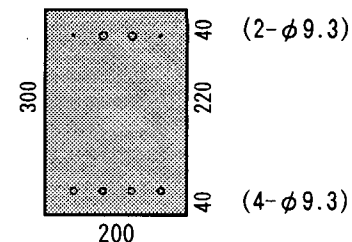
SI単位系: 9.8kN = 1.0tf

2. 実験結果

主梁タイプ	Case1	1)設計荷重 A (kN) (*1)	2)荷重方向 (°)	3)作用位置
プレストレストンク度(α)*	100.0	63.1	0(鉛直)	主梁中央
鋼材比(ρ)**	0.0323			

$$\begin{aligned}
 *) \alpha &= (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p) / \\
 &= (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p + f_{sy} \cdot A_s) (\%) \\
 &= 100.0 \\
 **) \rho &= (0.93 \cdot f_{pu} / f_{sy}) \cdot (A_p / b d_s) \\
 &+ A_s / b d_s \\
 &= 0.0323
 \end{aligned}$$

配筋略図



ns= 0
 np= 6

断面 NO.

2	1	3
△		△
300	λ ^h 3000	300

③設計断面力 *落石時の設計耐力を49kN・m±1%で一定とした。

部材位置No.1(中央)		設計強度	実強度
コンクリート基準強度	N/mm ²	58.8	59.8
落石時許容圧縮強度	N/mm ²	26.5	26.5
ヤング係数	N/mm ²	34300.0	33516.0
PC鋼材有効応力度	N/mm ²	882.0	882.0
抵抗モーメント(落石時)	kN・m	48.99	48.84
破壊モーメント(終局時)	kN・m	69.84	69.95
落石時相当荷重(*1)	P _s (kN)	65.10	64.90
終局時相当荷重(*1)	P _u (kN)	92.90	93.04
破壊形態			曲げ破壊
せん断耐力(*2)	kN	140 [104]	140 [104]
斜め圧縮破壊耐力(*2)	kN	406 [312]	406 [312]

(*1):部材自重分を差し引いた値

(*2):安全係数 =1.0, [] 内は安全係数 γ_c=1.5, γ_b=1.3考慮

2. 実験結果

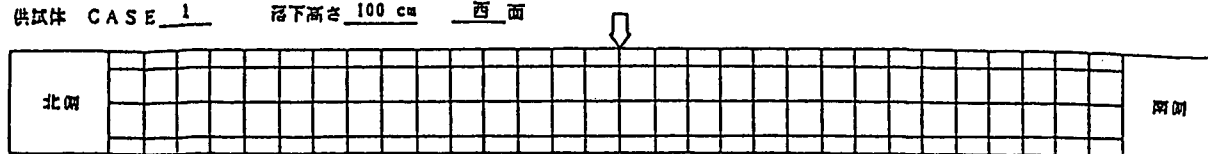
落下高 H(m)	重錘衝撃力 P _i (kN)	梁鉛直変位 δ _v (mm)	残留変位 δ _v '(mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
1.0	94.08	5.00	0.30	0.235	ひびわれ発生みられず
1.5	157.78	12.00	1.40	0.882	ひびわれ発生
2.0	198.94	26.00	3.80	2.497	ひびわれ発生増加, 進展
2.5	209.72	44.00	15.00	3.678	ひびわれ発生増加, 進展
3.0	—	—	—	—	PC鋼線破断により崩壊
吸収エネルギー - Σ E				7.292	

Case1

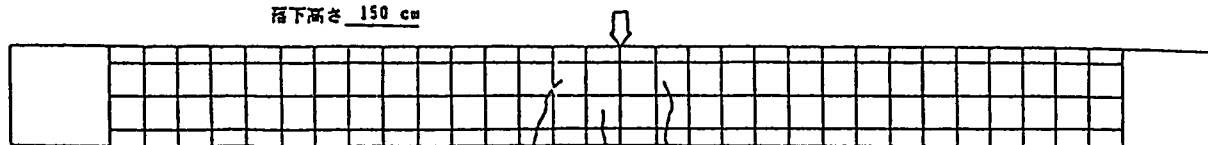
落下高 H(m)	載荷荷重 P _i (kN)	梁鉛直変位 δv (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)
			0.000
1.0	94.08	5.00	0.235
	0.00		
1.5	157.78	12.00	0.882
	0.00		
2.0	198.94	26.00	2.497
2.5	209.72	44.00	3.678
	0.00	15.00	-3.041
3.0	—	—	
吸収エネルギー-Σ E			7.292

(破壊⇒無視)

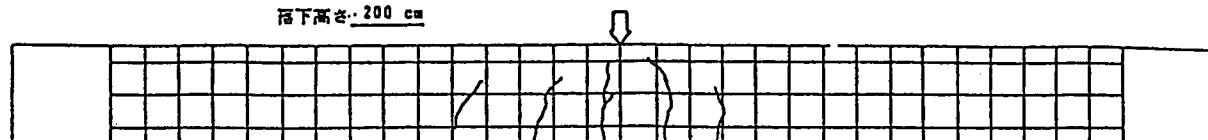
供試体 CASE 1 落下高さ 100 cm 西 面



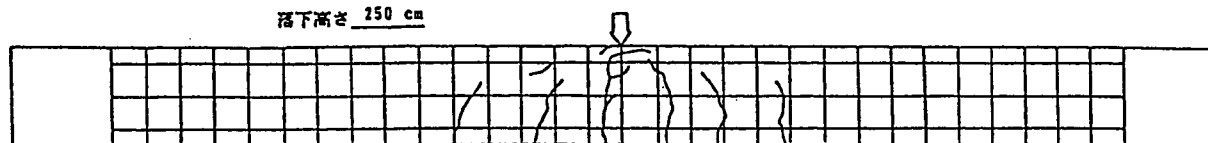
落下高さ 150 cm



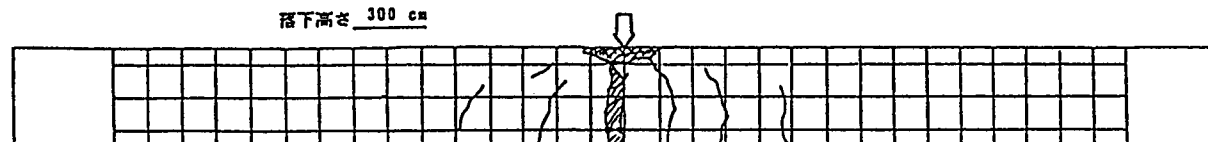
落下高さ 200 cm



落下高さ 250 cm



落下高さ 300 cm

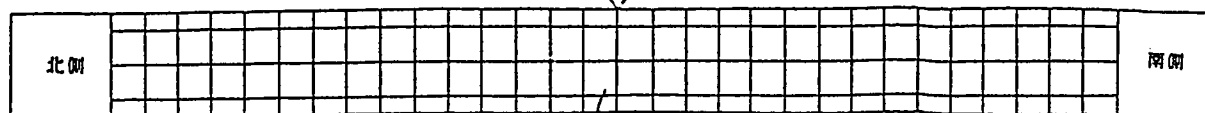


Case2

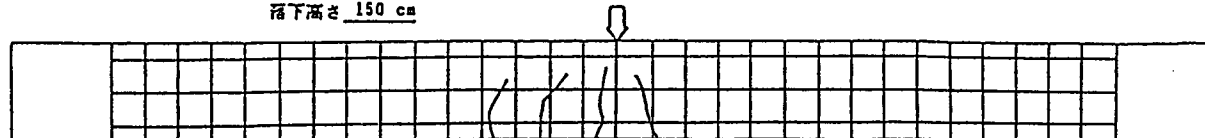
落下高 H(m)	載荷荷重 P _i (kN)	梁鉛直変位 δ _v (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)
			0.000
1.0	94.08	7.00	0.329
	0.00		
1.5	160.72	14.00	0.892
	0.00		
2.0	211.68	26.00	2.234
2.5	252.84	42.00	3.716
	0.00		
3.0	264.60	75.00	8.538
	0.00	63.30	-1.548
3.5	294.00	—	
吸収エネルギー-ΣE			15.709

(破壊⇒無視)

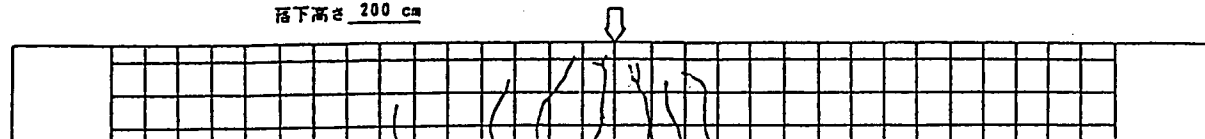
供試体 CASE 2 落下高さ 100 cm 西 面



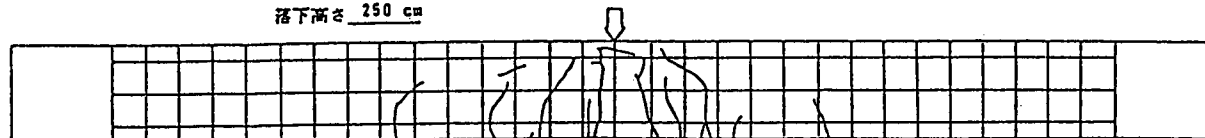
落下高さ 150 cm



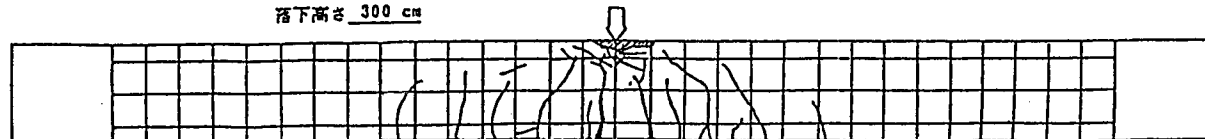
落下高さ 200 cm



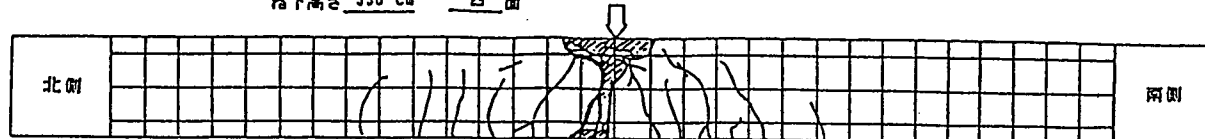
落下高さ 250 cm



落下高さ 300 cm



落下高さ 350 cm 西 面



靱性梁（主梁）衝撃繰り返し載荷実験データシート

CASE	Case3
------	-------

S I 単位系 : 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

②荷重条件

主梁タイプ	Case3	1)設計荷重 A (kN) (*1)	2)荷重方向 (°)	3)作用位置
プレストレスト度(α)*	74.7			
鋼材比(ρ)**	0.0288	63.1	0(鉛直)	主梁中央

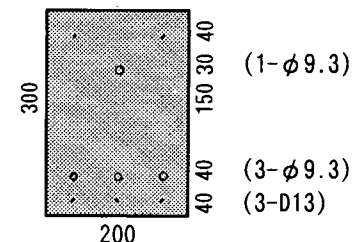
$$*) \alpha = (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p) / (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p + f_{sy} \cdot A_s) (\%)$$

$$= 74.7$$

$$**) \rho = (0.93 \cdot f_{pu} / f_{sy}) \cdot (A_p / bds) + A_s / bds$$

$$= 0.0288$$

配筋略図



ns= 3
np= 4

断面 NO.

2	1	3
△		△
300	スパン 3000	300

③設計断面力

*落石時の設計耐力を49kN・m±1%で一定とした。

部材位置No. 1(中央)		設計強度	実強度
コンクリート基準強度	N/mm ²	58.8	61.3
落石時許容圧縮強度	N/mm ²	26.5	26.8
ヤング係数	N/mm ²	34300.0	33712.0
PC鋼材有効応力度	N/mm ²	882.0	882.0
抵抗モーメント(落石時)	kN・m	48.61	48.67
破壊モーメント(終局時)	kN・m	72.86	72.69
落石時相当荷重(*1)	P _s (kN)	64.59	64.66
終局時相当荷重(*1)	P _u (kN)	96.93	96.69
破壊形態			曲げ破壊
せん断耐力(*2)	kN	105 [78.1]	105 [78.9]
斜め圧縮破壊耐力(*2)	kN	343 [264]	343 [264]

(*1):部材自重分を差し引いた値

(*2):安全係数 =1.0, [] 内は安全係数 γ_c=1.5, γ_b=1.3考慮

2. 実験結果

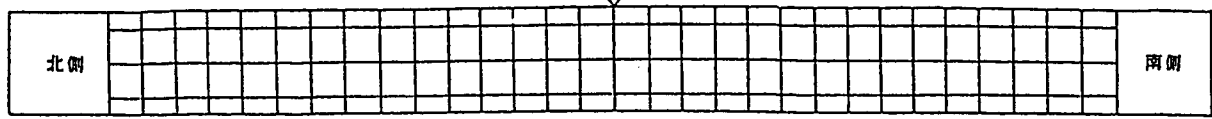
落下高 H(m)	重錘衝撃力 P _i (kN)	梁鉛直変位 δ _v (mm)	残留変位 δ _{v'} (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
1.0	90.16	6.00	1.00	0.270	ひびわれ発生みられず
1.5	162.68	17.00	2.30	1.391	ひびわれ発生
2.0	201.88	29.00	7.50	2.187	ひびわれ発生増加, 進展
2.5	238.14	43.00	17.50	3.080	ひびわれ発生増加, 進展
3.0	271.46	58.00	30.00	3.822	ひびわれ発生増加, 進展
3.5	314.58	83.00	73.00	7.326	ひびわれ発生増加, 進展
4.0	—	—	—	—	PC鋼線破断により崩壊
吸収エネルギー Σ E				18.076	

Case3

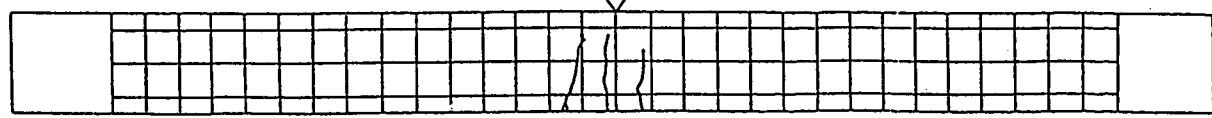
落下高 H(m)	載荷荷重 P ₁ (kN)	梁鉛直変位 δv (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)
			0.000
1.0	90.16	6.00	0.270
	0.00		
1.5	162.68	17.00	1.391
	0.00		
2.0	201.88	29.00	2.187
	0.00		
2.5	238.14	43.00	3.080
	0.00		
3.0	271.46	58.00	3.822
	0.00		
3.5	314.58	83.00	7.326
	0.00	73.00	-1.573
4.0	—	—	
吸収エネルギー-Σ E			18.076

(破壊⇒無視)

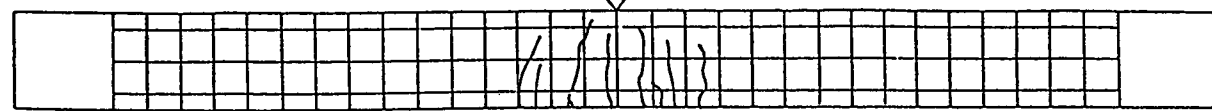
供試体 CASE 3 落下高さ 100 cm 西面



落下高さ 150 cm



落下高さ 200 cm



落下高さ 250 cm



落下高さ 300 cm



落下高さ 350 cm 西面



落下高さ 400 cm



靱性梁（主梁）衝撃繰り返し載荷実験データシート

CASE	Case4
------	-------

S I 単位系 : 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

②荷重条件

主梁タイプ	Case4	1)設計荷重	2)荷重方向	3)作用位置
プレストレスト度(α)*	62.4	A(kN) (*1)	(°)	
鋼材比(ρ)**	0.0259	63.1	0(鉛直)	主梁中央

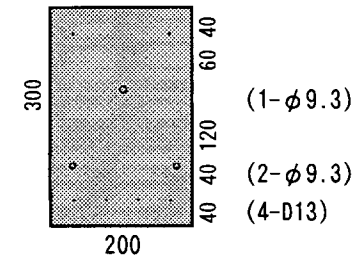
$$*) \alpha = (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p) / (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p + f_{sy} \cdot A_s) (\%)$$

$$= 62.4$$

$$**) \rho = (0.93 \cdot f_{pu} / f_{sy}) \cdot (A_p / b d_s) + A_s / b d_s$$

$$= 0.0259$$

配筋略図



$$n_s = 4$$

$$n_p = 3$$

断面 NO.

2	1	3
△		△
300	スパン 3000	300

③設計断面力 *落石時の設計耐力を49kN・m±1%で一定とした。

部材位置No.1(中央)		設計強度	実強度
コンクリート基準強度	N/mm ²	58.8	68.6
落石時許容圧縮強度	N/mm ²	26.5	27.9
ヤング係数	N/mm ²	34300.0	35084.0
PC鋼材有効応力度	N/mm ²	882.0	882.0
抵抗モーメント(落石時)	kN・m	49.11	48.83
破壊モーメント(終局時)	kN・m	69.85	70.85
落石時相当荷重(*1)	P _s (kN)	65.25	64.89
終局時相当荷重(*1)	P _u (kN)	92.91	94.25
破壊形態			曲げ破壊
せん断耐力(*2)	kN	96.3 [71.5]	96.3 [74.1]
斜め圧縮破壊耐力(*2)	kN	343 [264]	343 [264]

(*1):部材自重分を差し引いた値

(*2):安全係数 = 1.0, [] 内は安全係数 γ_c=1.5, γ_b=1.3考慮

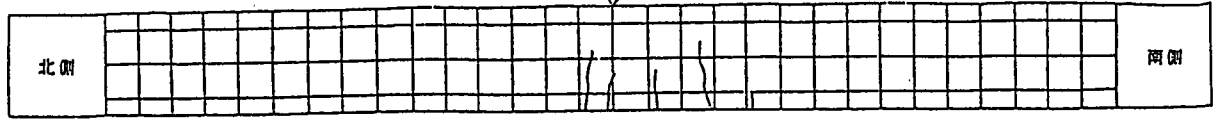
2. 実験結果

落下高 H(m)	重錘衝撃力 P _i (kN)	梁鉛直変位 δ _v (mm)	残留変位 δ _v '(mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
1.0	84.28	5.00	0.00	0.211	ひびわれ発生みられず
1.5	136.22	11.00	1.40	0.662	ひびわれ発生
2.0	185.22	24.00	8.20	2.089	ひびわれ発生増加, 進展
2.5	227.36	34.00	16.00	3.865	ひびわれ発生増加, 進展
3.0	270.48	48.00	26.30	3.485	ひびわれ発生増加, 進展、コンクリート上縁載荷点付近剥離
3.5	328.30	74.00	62.50	7.784	ひびわれ発生増加, 進展、コンクリート上縁載荷点付近剥離
				-1.888	中断
吸収エネルギー Σ E				16.208	

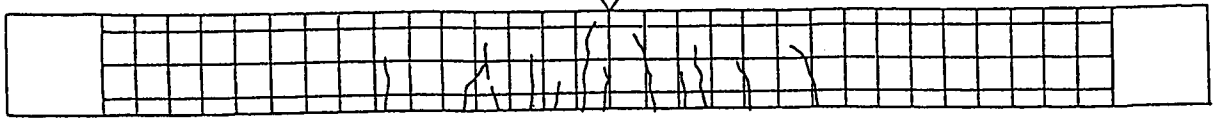
Case4

落下高 H(m)	載荷荷重 P _i (kN)	梁鉛直変位 δv (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)
			0.000
1.0	84.28	5.00	0.211
	0.00		
1.5	136.22	11.00	0.662
	0.00		
2.0	185.22	24.00	2.089
2.5	227.36	34.00	3.865
	0.00		
3.0	270.48	48.00	3.485
	0.00		
3.5	328.30	74.00	7.784
	0.00	62.50	-1.888
吸収エネルギー-Σ E			16.208

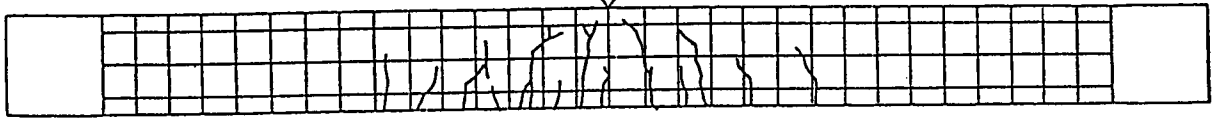
供試体 CASE 4 落下高さ 100 cm 西 面



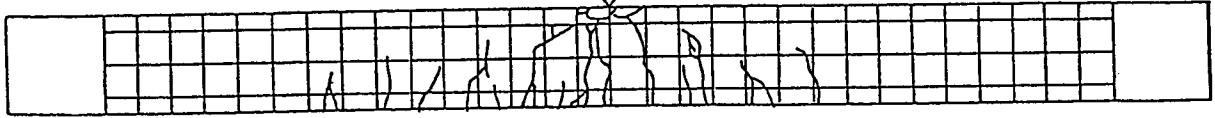
落下高さ 150 cm



落下高さ 200 cm



落下高さ 250 cm



落下高さ 300 cm



落下高さ 350 cm 西 面



塑性梁（主梁）衝撃繰り返し載荷実験データシート

CASE	Case5
------	-------

SI単位系：9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁タイプ	Case5	1)設計荷重 A(kN) (*1)	2)荷重方向 (°)	3)作用位置
プレストレストンク度(α)*	46.9			
鋼材比(ρ)**	0.0230	63.1	0(鉛直)	主梁中央

②荷重条件

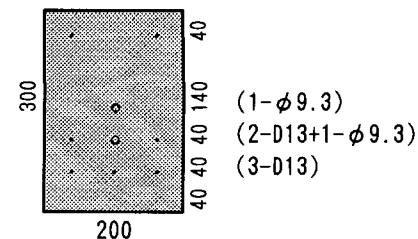
$$*) \alpha = (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p) / (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p + f_{sy} \cdot A_s) (\%)$$

$$= 46.9$$

$$**) \rho = (0.93 \cdot f_{pu} / f_{sy}) \cdot (A_p / b d_s) + A_s / b d_s$$

$$= 0.0230$$

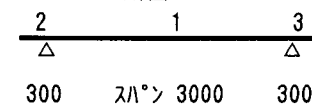
配筋略図



ns= 5

np= 2

断面 NO.



③設計断面力

*落石時の設計耐力を49kN・m±1%で一定とした。

部材位置No.1(中央)		設計強度	実強度
コンクリート基準強度	N/mm ²	58.8	66.6
落石時許容圧縮強度	N/mm ²	26.5	27.4
ヤング係数	N/mm ²	34300.0	34496.0
PC鋼材有効応力度	N/mm ²	882.0	882.0
抵抗モーメント(落石時)	kN・m	49.04	48.38
破壊モーメント(終局時)	kN・m	68.16	68.81
落石時相当荷重(*1)	Ps(kN)	65.16	64.29
終局時相当荷重(*1)	Pu(kN)	90.65	91.52
破壊形態			曲げ破壊
せん断耐力(*2)	kN	91.3 [67.7]	91.3 [69.7]
斜め圧縮破壊耐力(*2)	kN	312 [240]	312 [240]

(*1):部材自重分を差し引いた値

(*2):安全係数 =1.0, [] 内は安全係数γc=1.5, γb=1.3考慮

2. 実験結果

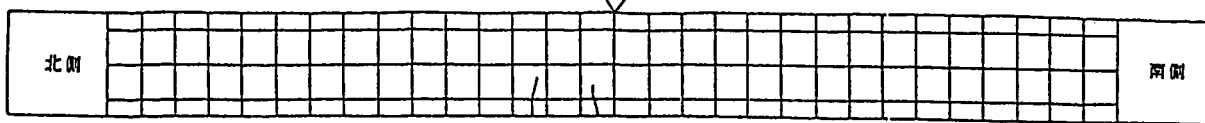
落下高 H(m)	重錘衝撃力 Pi(kN)	梁鉛直変位 δv(mm)	残留変位 δv'(mm)	吸収エネルギー Ei(kJ)	破壊の状態
1.0	97.02	5.00	0.00	0.243	ひびわれ発生みられず
1.5	156.80	15.00	6.00	1.269	ひびわれ発生
2.0	212.66	26.00	11.20	2.032	ひびわれ発生増加, 進展
2.5	245.98	38.00	20.80	2.752	ひびわれ発生増加, 進展
3.0	294.98	54.00	34.00	4.328	ひびわれ発生増加, 進展, コンクリート上縁載荷点付近剥離
3.5	316.54	70.00	45.00	4.892	ひびわれ発生増加, 進展, コンクリート上縁載荷点付近剥離
4.0	—	92.00	77.00	—	ひびわれ発生増加, 進展, コンクリート上縁, 側面剥離・剥落
4.5	—	74.00	58.00	—	中断
吸収エネルギー-ΣE				15.515	

Case5

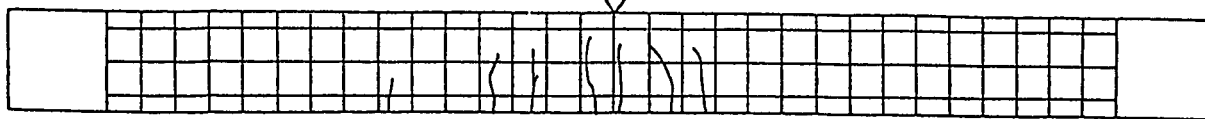
落下高 H(m)	載荷荷重 P _i (kN)	梁鉛直変位 δv (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)
			0.000
1.0	97.02	5.00	0.243
	0.00		
1.5	156.80	15.00	1.269
	0.00		
2.0	212.66	26.00	2.032
2.5	245.98	38.00	2.752
	0.00		
3.0	294.98	54.00	4.328
	0.00		
3.5	316.54	70.00	4.892
	0.00	45.00	-3.957
4.0	—	92.00	
4.5	—	74.00	
吸収エネルギー ΣE			15.515

(破壊⇒無視)

供試体 CASE 5 落下高さ 100 cm 西 面



落下高さ 150 cm



落下高さ 200 cm



落下高さ 250 cm



落下高さ 300 cm



落下高さ 350 cm 西 面



落下高さ 400 cm



落下高さ 450 cm



CASE	Case6
------	-------

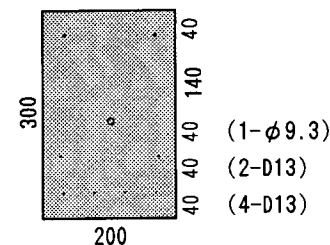
配筋略図

$$*) \alpha = (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p) / (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p + f_{sy} \cdot A_s) (\%)$$

26.9

主梁 γ °	Case6	1)設計荷重	2)荷重方向	3)作用位置
7°レストロッキング°度(α)*	26.9	A (kN) (*1)	(°)	
鋼材比(ρ)**	0.0200	63.1	0(鉛直)	主梁中央

$$\rho = (0.93 \cdot f_{pu} / f_{sy}) \cdot (A_p / b d_s) + A_s / b d_s = 0.0200$$



np= 1

2 1 3
Δ Δ Δ
300 λ/2 3000 300

部材位置No.1(中央)		設計強度	実強度
コンクリート基準強度	N/mm ²	58.8	70.6
落石時許容圧縮強度	N/mm ²	26.5	27.9
ヤング係数	N/mm ²	34300.0	33614.0
PC鋼材有効応力度	N/mm ²	882.0	882.0
抵抗モーメント(落石時)	kN・m	48.83	47.7848
破壊モーメント(終局時)	kN・m	63.39	64.1214
落石時相当荷重(*1)	P s(kN)	64.89	63.4881
終局時相当荷重(*1)	P u(kN)	84.29	85.2702
破壊形態			曲げ破壊
せん断耐力(*2)	kN	77.3 [57.6]	77.3 [59.5]
斜め圧縮破壊耐力(*2)	kN	281 [216]	281 [216]

(*1):部材自重分を差し引いた値

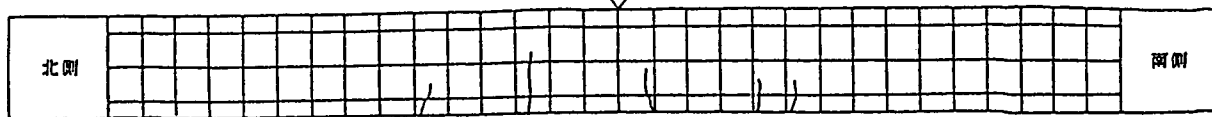
(*2):安全係数 = 1.0, [] 内は安全係数 $\gamma_c = 1.5, \gamma_b = 1.3$ 考慮

落下高 H (m)	重錘衝撃力 P _i (kN)	梁鉛直変位 δv (mm)	残留変位 $\delta v'$ (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
1.0	86.24	9.00	1.30	0.388	ひびわれ発生みられず
1.5	152.88	18.00	6.30	1.076	ひびわれ発生
2.0	208.74	28.00	13.50	1.808	ひびわれ発生増加, 進展
2.5	252.84	42.00	26.00	3.231	ひびわれ発生増加, 進展
3.0	284.20	51.00	37.00	2.417	ひびわれ発生増加, 進展、コンクリート上縁載荷点付近剥離
3.5	337.12	64.00	46.00	4.039	ひびわれ発生増加, 進展、コンクリート上縁, 側面剥離・剥落
4.0	—	84.00	67.00	—	ひびわれ発生増加, 進展、コンクリート上縁, 側面剥離・剥落
					中断
				-3.034	
吸収エネルギー - ΣE				9.924	

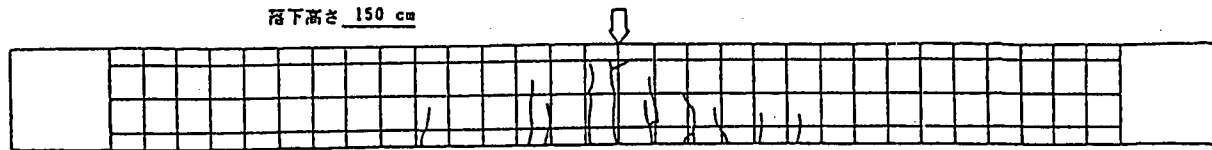
Case6

落下高 H(m)	載荷荷重 P _i (kN)	梁鉛直変位 δ _v (mm)	吸収エネルギー* E _i (kJ)
			0.000
1.0	86.24	9.00	0.388
	0.00		
1.5	152.88	18.00	1.076
	0.00		
2.0	208.74	28.00	1.808
2.5	252.84	42.00	3.231
	0.00		
3.0	284.20	51.00	2.417
	0.00		
3.5	337.12	64.00	4.039
	0.00	46.00	-3.034
4.0	—	84.00	
吸収エネルギー* - Σ E			9.924

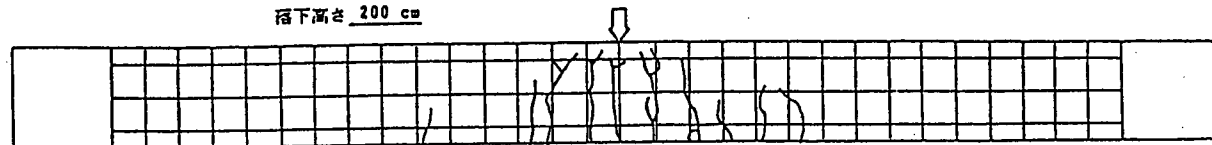
供試体 CASE 6 落下高さ 100 cm 西面



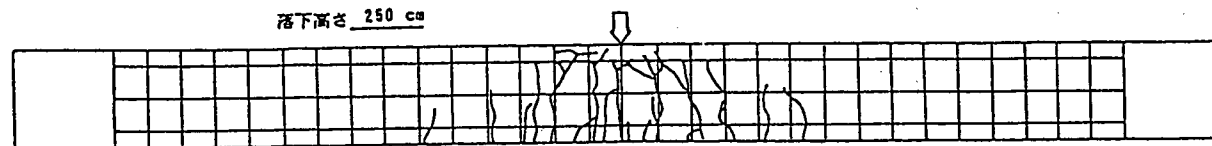
落下高さ 150 cm



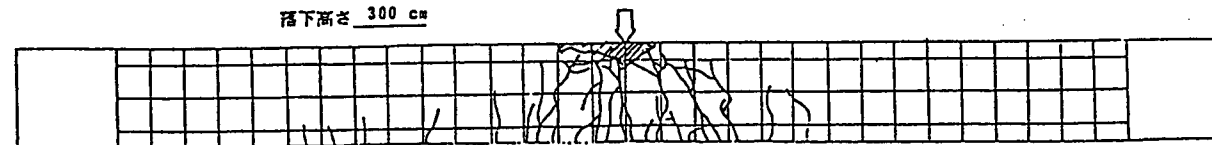
落下高さ 200 cm



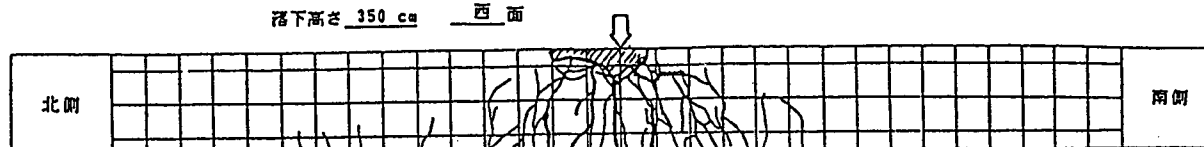
落下高さ 250 cm



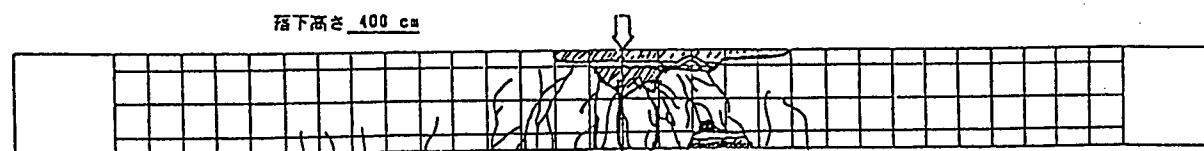
落下高さ 300 cm



落下高さ 350 cm 西面



落下高さ 400 cm



靱性梁（主梁）衝撃繰り返し載荷実験データシート

CASE	Case7②
------	--------

SI単位系: 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁 $\pi/7^\circ$	Case7②	1)設計荷重 A (kN) (*1)	2)荷重方向 (°)	3)作用位置
フレストリッパ α^*	0.0	63.1	0(鉛直)	主梁中央
鋼材比 ρ^{**}	0.0195			

②荷重条件

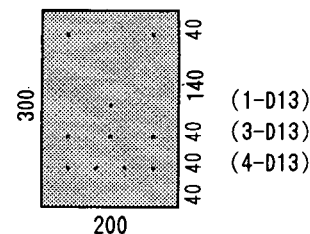
$$*) \alpha = (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p) / (0.93 \cdot f_{pu} \cdot A_p + f_{sy} \cdot A_s) (\%)$$

$$= 0.0$$

$$**) \rho = (0.93 \cdot f_{pu} / f_{sy}) \cdot (A_p / b d_s) + A_s / b d_s$$

$$= 0.0195$$

配筋略図



③設計断面力

*落石時の設計耐力を49kN・m $\pm$ 1%で一定とした。

部材位置No.1(中央)		設計強度	実強度
コンクリート基準強度	N/mm ²	58.8	64.2
落石時許容圧縮強度	N/mm ²	26.5	27.0
ヤング係数	N/mm ²	34300.0	34104.0
PC鋼材有効応力度	N/mm ²	882.0	882.0
抵抗モーメント(落石時)	kN・m	49.38	48.83
破壊モーメント(終局時)	kN・m	65.46	65.85
落石時相当荷重(*1)	P _s (kN)	65.62	64.89
終局時相当荷重(*1)	P _u (kN)	87.06	87.57
破壊形態		曲げ破壊	
せん断耐力(*2)	kN	88.7 [65.8]	88.7 [67.2]
斜め圧縮破壊耐力(*2)	kN	367 [282]	367 [282]

(*1): 部材自重分を差し引いた値

(*2): 安全係数 = 1.0, [] 内は安全係数 $\gamma_c=1.5$, $\gamma_b=1.3$ 考慮

ns= 8

np= 0

断面 NO.

2	1	3
△		△
300	スパン 3000	300

2. 実験結果

落下高 H (m)	重錘衝撃力 P _i (kN)	梁鉛直変位 δ_v (mm)	残留変位 δ_v' (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
1.0	87.22	9.00	1.50	0.392	ひびわれ発生みられず
1.5	149.94	17.00	4.00	0.949	ひびわれ発生
2.0	207.76	27.00	14.00	1.789	ひびわれ発生増加, 進展
2.5	247.94	42.00	27.60	3.418	ひびわれ発生増加, 進展
3.0	296.94	54.00	40.50	3.269	ひびわれ発生増加, 進展、コンクリート上縁載荷点付近剥離
3.5	359.66	68.00	49.00	4.596	ひびわれ発生増加, 進展、コンクリート上縁大きく剥離
					中断
				-3.417	
吸収エネルギー-Σ E				10.996	

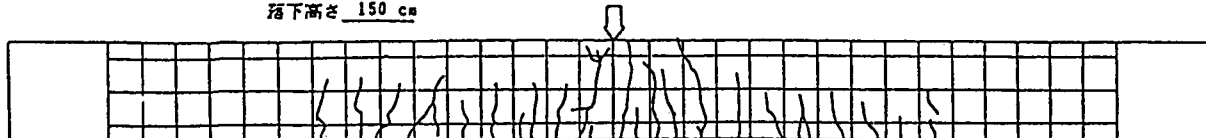
Case7②

落下高 H(m)	載荷荷重 P _i (kN)	梁鉛直変位 δ _v (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)
			0.000
1.0	87.22	9.00	0.392
	0.00		
1.5	149.94	17.00	0.949
	0.00		
2.0	207.76	27.00	1.789
2.5	247.94	42.00	3.418
	0.00		
3.0	296.94	54.00	3.269
	0.00		
3.5	359.66	68.00	4.596
	0.000	49.00	-3.417
吸収エネルギー-ΣE			10.996

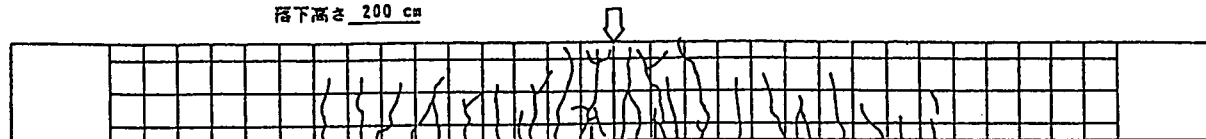
供試体 CASE 7② 落下高さ 100 cm 西面



落下高さ 150 cm



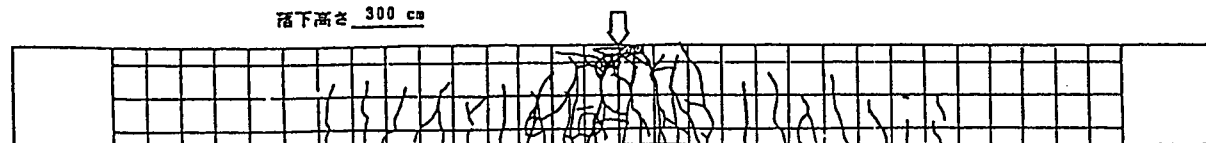
落下高さ 200 cm



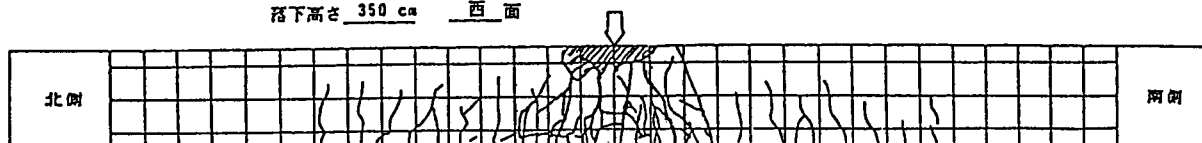
落下高さ 250 cm



落下高さ 300 cm



落下高さ 350 cm 西面



2. 構造系モデルによる実験データ

— 静的載荷実験 —

静的載荷実験データシート

CASE S-1

SI単位系: 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁 $\gamma 7^\circ$	C-1K	1)設計荷重 A (kN)	2)荷重方向 ($^\circ$)	3)作用位置
結合条件	両端ヒンジ	62.7	0(鉛直)	主梁中央
柱PC鋼材	アンボンド			

②荷重条件

③設計断面力

部材位置No.		1:中央	2:谷側剛接	3	4	5	6
設計モーメント	kN·m	33.43	-13.56				
抵抗モーメント	kN·m	38.56	-21.74				
設計時安全率		1.15	1.60				
破壊モーメント	kN·m	57.27	-33.99				
破壊形態		曲げ破壊 PCW破断先行、引き続き鉄筋も破断					
せん断耐力(*)	kN	93.5 [69.2]					
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]					

2. 実験条件

コンクリート圧縮強度 供試体試験値 (N/mm^2)	載荷方向 ($^\circ$)	載荷位置	初期水平力 H (kN)	初期変位 δh_0 (mm)
(梁・柱) 65.0	0	主梁中央	0	0
せん断耐力(*)	kN	93.5 [71]		
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]		

(*):安全係数 = 1.0, [] は安全係数 $\gamma_c=1.5$, $\gamma_b=1.3$ を考慮

3. 実験結果

載荷荷重 B (kN)	B/A	梁鉛直変位 δv (mm)	柱水平変位 δh (mm)	吸収エネルギー Ei (kJ)	破壊の状態
41.85	0.667	1.07		0.022	梁に曲げひびわれ発生
112.90	1.800	6.75		0.439	柱上端山側圧壊
114.86	1.831	7.70		0.108	主鉄筋降伏
141.51	2.256	20.09		1.588	載荷点のコンクリートが圧壊
142.98	2.280	24.09		0.569	柱下端谷側圧壊
147.78	2.356	47.09		3.344	鉛直荷重最大 $P=15.13\text{tf}$
113.68	1.813	109.90		8.211	PC鋼線2本破断
70.07	1.117	240.00		23.000	内側主鉄筋1本破断
9.70	0.155	332.00		22.435	全主鉄筋が破断
吸収エネルギー - ΣE				59.717	

配筋略図

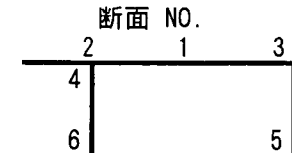
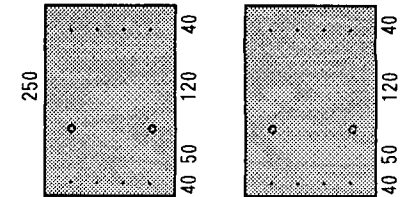
中央

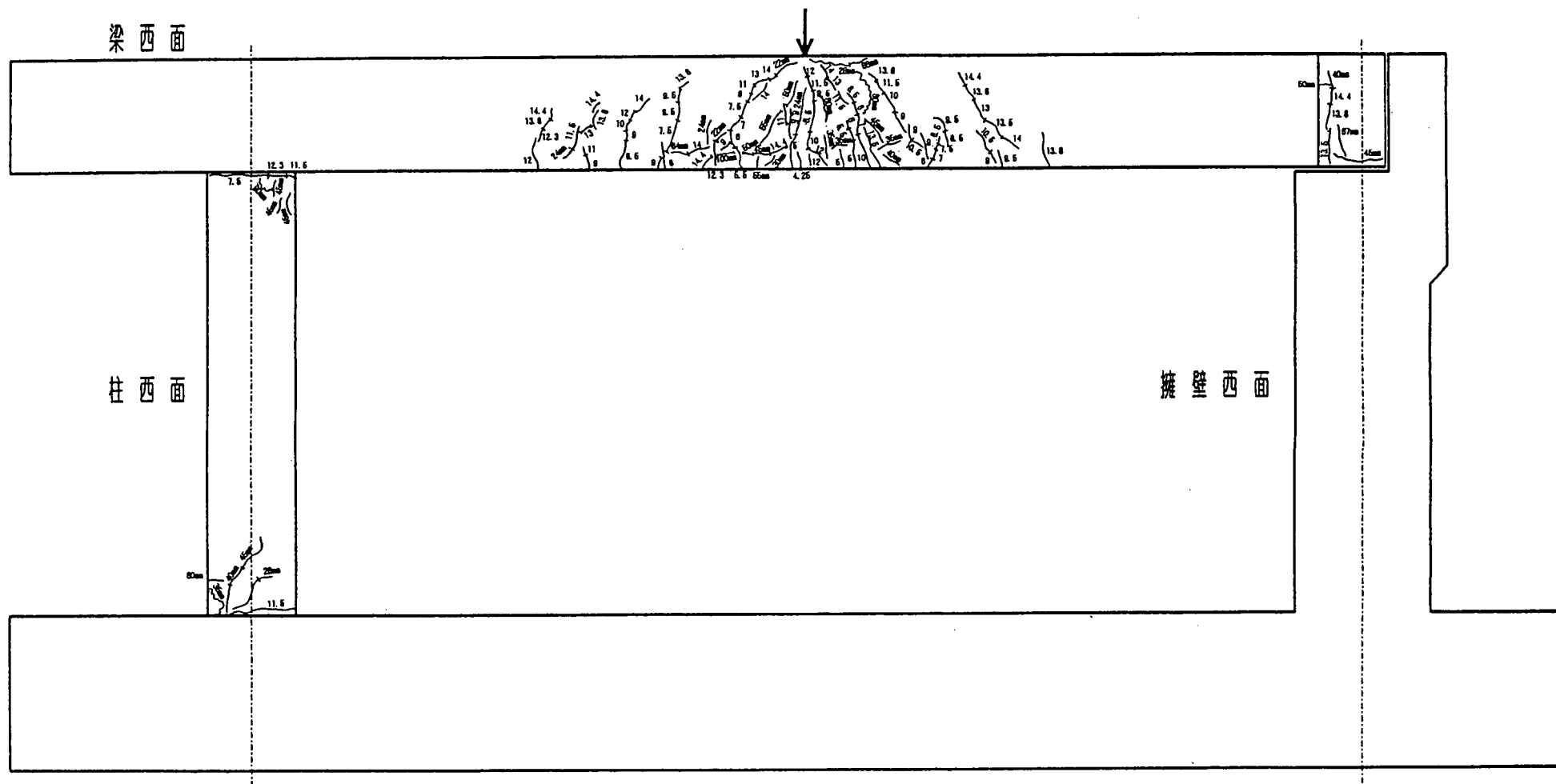
端部

(D10)

($\phi 9.3$)

(D13)





ひび割れ発生状況 (S-1, 西面)

静的載荷実験データシート

CASE S-2

SI単位系: 9.8kN = 1.0tf

配筋略図

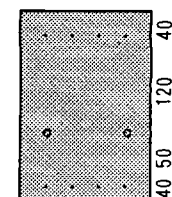
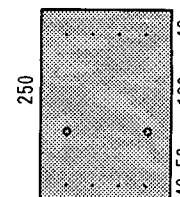
中央

端部

(D10)

(φ9.3)

(D13)



1. 設計条件

①構造モデル

②荷重条件

主梁タイプ	C-1K	1)設計荷重	2)荷重方向	3)作用位置
結合条件	両端ヒンジ	A(kN)	(°)	
柱P.C鋼材	アンボンド	62.7	0(鉛直)	柱近傍325mm

③設計断面力

部材位置No		1:中央	2:谷側剛接	3	4	5	6
設計モーメント	kN・m	33.43	-13.56				
抵抗モーメント	kN・m	38.56	-21.74				
設計時安全率		1.15	1.60				
破壊モーメント	kN・m	57.27	-33.99				
破壊形態		せん断破壊	帯鉄筋のみ破断				
せん断耐力(*)	kN	93.5 [69.2]					
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]					



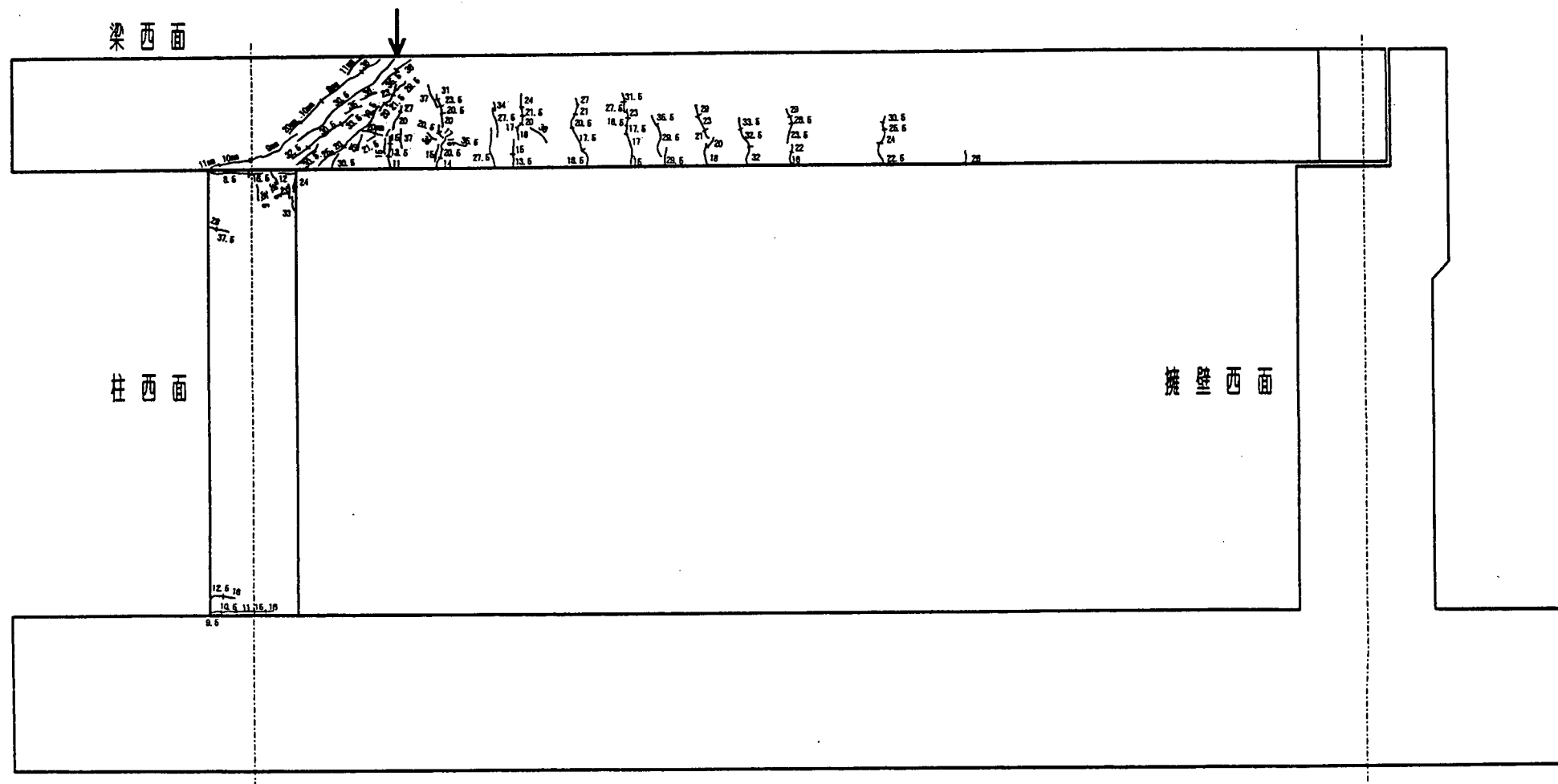
2. 実験条件

コンクリート圧縮強度	載荷方向	載荷位置	初期水平力	初期変位
供試体試験値 (N/mm ²)	(°)		H(kN)	δho(mm)
(梁・柱) 71.4	0	柱近傍325mm	0	0
せん断耐力(*)	kN	93.5 [72]		
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]		

(*): 安全係数 = 1.0, [] は安全係数 γc=1.5, γb=1.3を考慮

3. 実験結果

載荷荷重 B(kN)	B/A	梁鉛直変位 δv(mm)	柱水平変位 δh(mm)	吸収エネルギー Ei(kJ)	破壊の状態
107.21	1.709	0.75		0.040	梁に曲げひびわれ発生
191.20	3.048	2.24		0.222	梁西面にせん断ひびわれ発生
299.29	4.772	4.08		0.451	梁東面にせん断ひびわれ発生
377.89	6.025	6.95		0.972	鉛直荷重最大
304.29	4.852	7.51		0.191	せん断破壊に至る
208.84	3.330	26.05		4.757	帯筋1本破断
208.54	3.325	31.11		1.056	帯筋さらに1本破断
276.36	4.406	100.23		16.758	柱山側上部座屈
220.21	3.511	140.24		9.934	最大鉛直変位, 載荷点付近のコンクリート抜け落ち, 鋼材のみ
吸収エネルギーΣE				34.381	



静的載荷実験データシート

CASE S-3

SI単位系: 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁タイプ	C-1K	1)設計荷重 A (kN)	2)荷重方向 (°)	3)作用位置
結合条件	両端ヒンジ	62.7	0	柱近傍325mm
柱PC鋼材	アンボンド			

②荷重条件

配筋略図

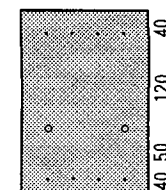
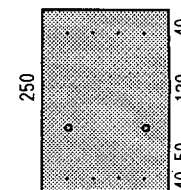
中央

端部

(D10)

(φ9.3)

(D13)



③設計断面力

部材位置No.		1:中央	2:谷側剛接	3	4	5	6
設計モーメント	kN・m	33.43	-13.56				
抵抗モーメント	kN・m	38.56	-21.74				
設計時安全率		1.15	1.60				
破壊モーメント	kN・m	57.27	-33.99				
破壊形態		せん断破壊	帯鉄筋のみ破断				
せん断耐力(*)	kN	93.5 [69.2]					
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]					

断面 NO.

2	1	3
4		
6		5

2. 実験条件

コンクリート圧縮強度	載荷方向	載荷位置	初期水平力	初期変位
供試体試験値 (N/mm ²)	(°)		H (kN)	δ _{h0} (mm)
(梁・柱) 75.5	0	柱近傍325mm	11.48	10
せん断耐力(*)	kN	93.5 [72]		
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]		

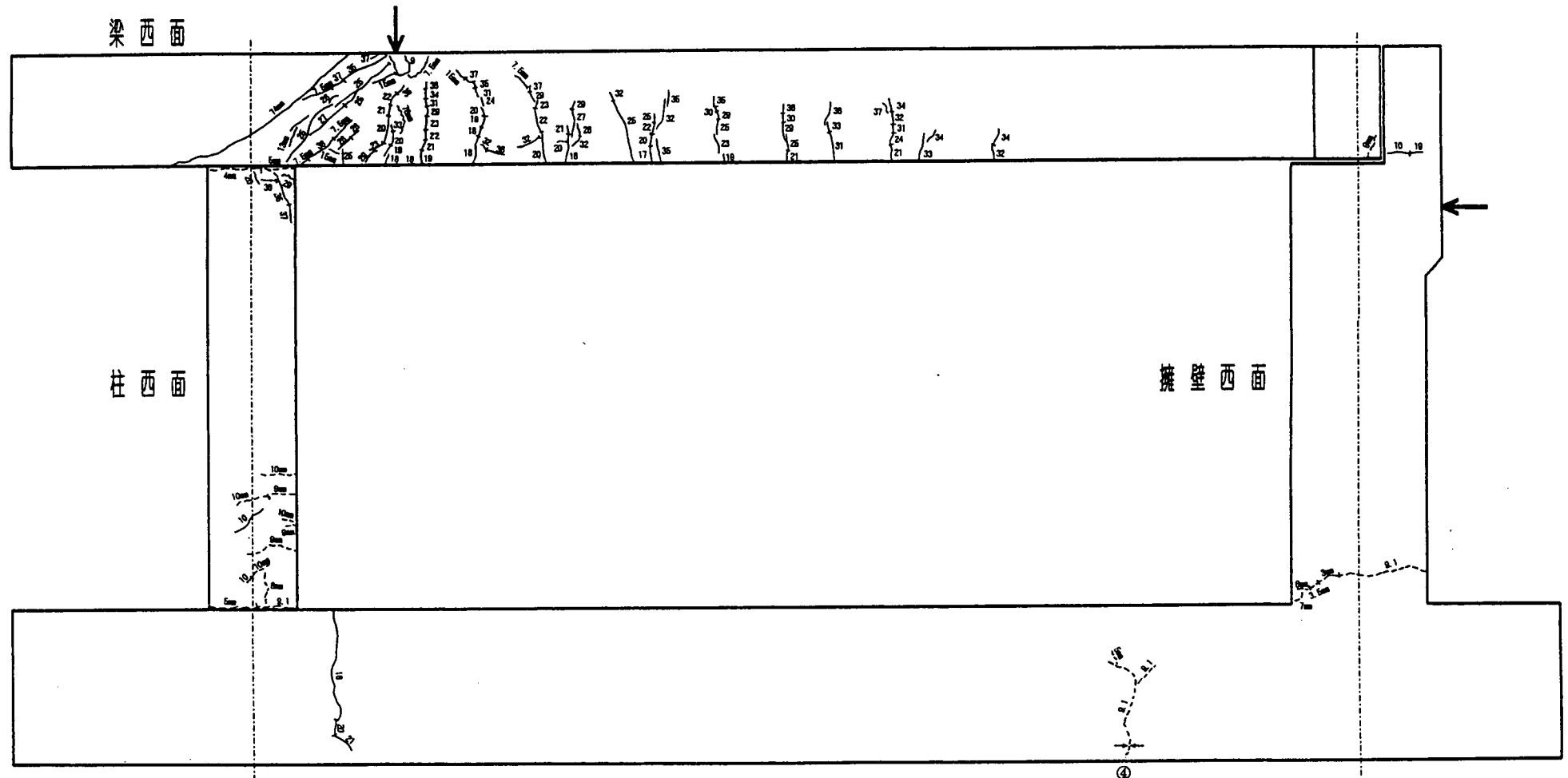
(*): 安全係数 = 1.0, [] は安全係数 γ_c=1.5, γ_b=1.3を考慮

3. 実験結果

載荷荷重 B (kN)	B/A	梁鉛直変位 δ _v (mm)	柱水平変位 δ _h (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
5.49	0.088	-1.05	10.02	-0.003	鉛直載荷開始
98.29	1.567	-0.40	10.04	-0.020	バラベットの曲げひびわれ発生
245.49	3.914	1.64	10.27	0.201	梁にせん断ひびわれ発生
362.50	5.780	6.54	10.87	1.490	鉛直荷重最大
318.99	5.086	7.29	10.93	0.256	せん断破壊に至る
166.21	2.650	27.25	13.30	4.842	帯筋1本破断
258.23	4.117	120.30	25.91	19.747	帯筋さらに1本破断
238.92	3.809	141.51	28.56	5.272	最大鉛直変位
	0.000				
吸収エネルギーΣE				31.785	

実線：鉛直载荷によるひびわれ

破線：水平载荷によるひびわれ



ひび割れ発生状況 (S-3, 西面)

静的載荷実験データシート

CASE S-4

SI単位系: 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁タイプ	C-1K	1)設計荷重 A(kN)	2)荷重方向 (°)	3)作用位置
結合条件	両端ヒンジ	62.7	0(鉛直)	主梁中央
柱P.C鋼材	アンボンド			

②荷重条件

配筋略図

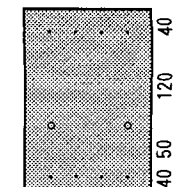
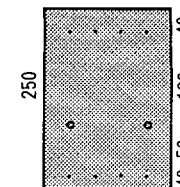
中央

端部

(D10)

(φ9.3)

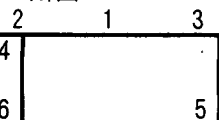
(D13)



③設計断面力

部材位置No.		1:中央	2:谷側剛接	3	4	5	6
設計モーメント	kN・m	33.43	-13.56				
抵抗モーメント	kN・m	38.56	-21.74				
設計時安全率		1.15	1.60				
破壊モーメント	kN・m	57.27	-33.99				
破壊形態		曲げ破壊	コンクリート圧壊				
せん断耐力(*)	kN	93.5 [69.2]					
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]					

断面 NO.



2. 実験条件

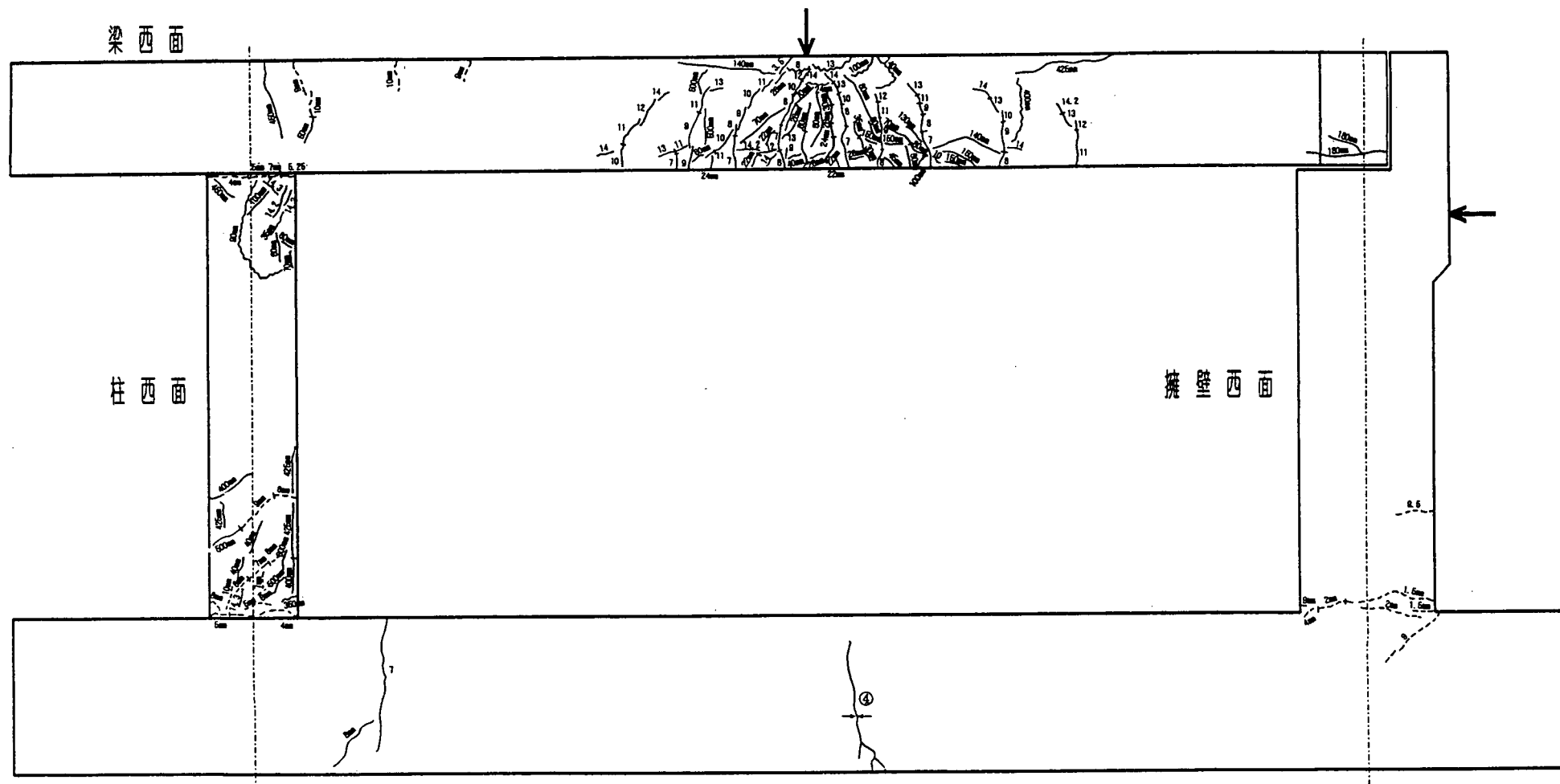
コンクリート圧縮強度 供試体試験値 (N/mm ²)	載荷方向 (°)	載荷位置	初期水平力 H(kN)	初期変位 δ _{h0} (mm)
(梁・柱) 66.2	0	主梁中央	108	10
せん断耐力(*)	kN	93.5 [71.3]		
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]		

(*): 安全係数 = 1.0, [] は安全係数 γ_c=1.5, γ_b=1.3を考慮

3. 実験結果

載荷荷重 B(kN)	B/A	梁鉛直変位 δ _v (mm)	柱水平変位 δ _h (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
57.92	0.923	-0.20	10.19	-0.006	梁下面に曲げひびわれ発生
113.19	1.805	5.37	11.56	0.304	主鉄筋降伏
140.04	2.233	18.18	13.27	1.622	載荷点のコンクリートが圧壊
143.57	2.289	44.20	16.52	3.690	鉛直荷重最大
137.20	2.188	48.22	17.26	0.564	載荷点のコンクリートが完全に圧壊
126.52	2.017	136.19	10.40	11.600	載荷点のコンクリートが剥離・大破, P.C鋼材・鉄筋のみ抵抗
109.47	1.745	264.43	65.59	15.131	山側水平アンカー1本破断
59.98	0.956	430.53	—	14.072	山側水平アンカー残り1本破断
26.85	0.428	600.53	—	7.380	最大鉛直変位
吸収エネルギーΣE				54.358	

破線：水平載荷によるひびわれ



ひび割れ発生状況 (S-4, 西面)

— 衝擊載荷實驗 —

衝撃力載荷実験データシート

CASE I-1

S I 単位系 : 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁タイプ	C-1 K	②荷重条件		
結合条件	両端ヒンジ	1)設計荷重 A (kN)	2)荷重方向 (°)	3)作用位置
柱 P C 鋼材	アンボンド	62.7	0	中央

③設計断面力

部材位置No.		1. 中央	2. 谷側剛接	3	4	5	6
設計モーメント	kN・m	33.43	-13.56				
抵抗モーメント	kN・m	38.56	-21.74				
設計時安全率		1.15	1.60				
破壊モーメント	kN・m	57.27	-33.99				
破壊形態		曲げ破壊 H=2.0m初回時 p c w 破断, 2回目鉄筋も破断					
せん断耐力(*)	kN	93.5 [69.2]					
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]					

2. 実験条件

コンクリート圧縮強度	供試体試験値	(N/mm ²)	載荷方向 (°)	載荷位置	初期水平力 H (kN)	初期変位 δ _{h0} (mm)
(梁・柱)	71.1		0	中央	108	10
せん断耐力(*)	kN	93.5 [72]				
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]				

(*) 安全係数 = 1.0, [] は安全係数 γ_c=1.5, γ_b=1.3を考慮

3. 実験結果

重錘高さ H (m)	重錘重量 W (kN)	位置エネルギー H・W (kJ)	平均重錘衝撃力 B (kN)	B / A	鉛直変位 δ _v (mm)	水平変位 δ _h (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
0.250	9.800	2.45	142.8	2.277	6.3		0.450	梁中央下面にひびわれ発生, 壁の橋座にひびわれ発生
0.500	9.800	4.90	165.9	2.645	12.9		1.019	梁下面にひびわれ進行
1.000	9.800	9.80	230.7	3.678	35.8		4.541	梁下面ひびわれ増, 柱基部ひびわれ発生, 柱上部内側付近ひびわれ・表面剥離
1.500	9.800	14.70	227.9	3.634	79.6		10.044	梁上表面のコンクリート剥離, 梁のひびわれ発生範囲が載荷点中心に±40cm
2.000	9.800	19.60	235.0	3.747	185.6		24.536	PC鋼線の破断1本, 梁下面かぶりコンクリート剥落
2.000	9.800	19.60	519.5	8.283	465.6		105.630	PC鋼線・主鉄筋4本破断, 梁下面かぶりコンクリート剥落, 柱PC鋼線破断
吸収エネルギー Σ E _i								146.221

配筋略図

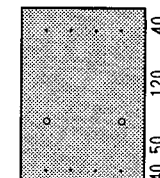
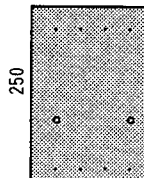
中央

端部

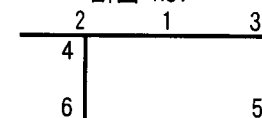
(D10)

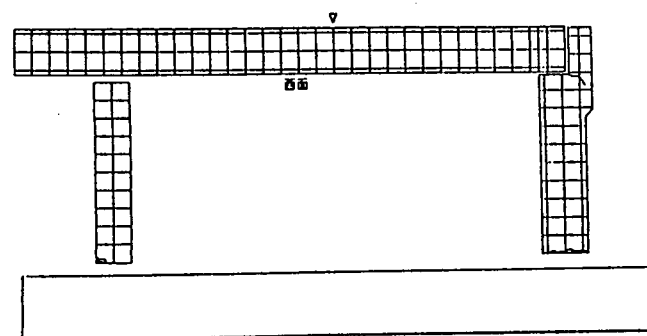
(φ9.3)

(D13)

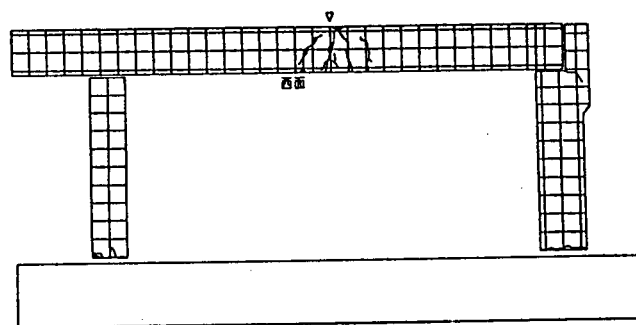


断面 NO.

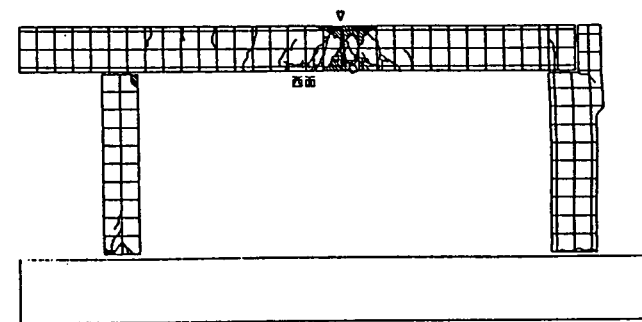




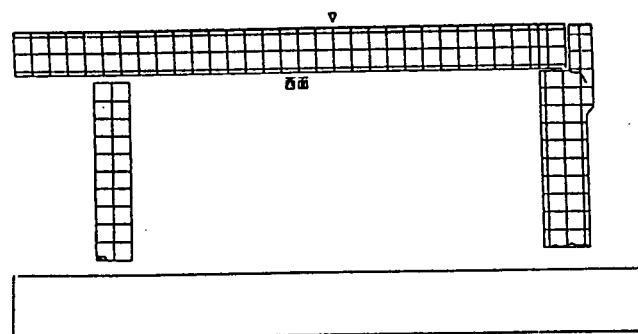
(I-1, 水平変位10mm)



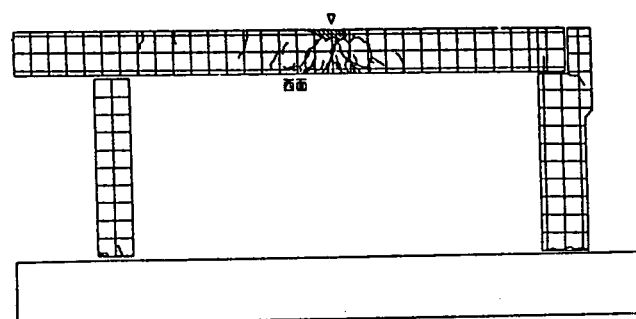
(I-1, 落下高さ1.0m)



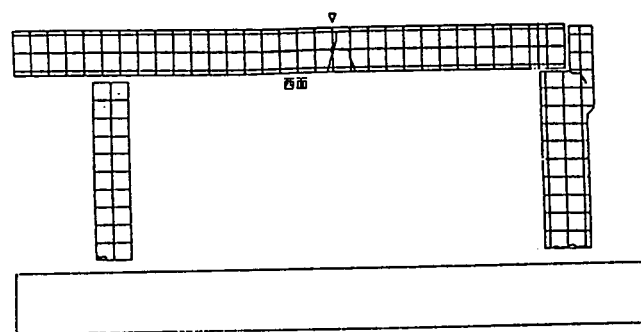
(I-1, 落下高さ2.0m, 2回目)



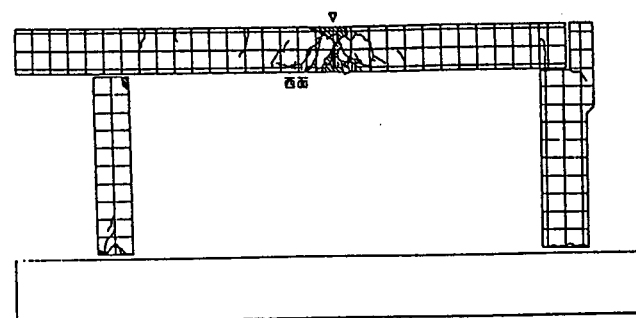
(I-1, 落下高さ0.25m)



(I-1, 落下高さ1.5m)



(I-1, 落下高さ0.5m)



(I-1, 落下高さ2.0m, 1回目)

衝撃力載荷実験データシート

CASE I-2

SI単位系: 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁タイプ	C-1K	②荷重条件		
結合条件	両端ヒンジ	1)設計荷重 A (kN)	2)荷重方向 (°)	3)作用位置
柱PC鋼材	アンボンド	62.7	0	主梁中央

③設計断面力

部材位置No.		1:中央	2:谷側剛接	3	4	5	6
設計モーメント	kN・m	33.43	-13.56				
抵抗モーメント	kN・m	38.56	-21.74				
設計時安全率		1.15	1.60				
破壊モーメント	kN・m	57.27	-33.99				
破壊形態		曲げ破壊	H=2.0m時pcw・鉄筋破断				
せん断耐力(*)	kN	93.5 [69.2]					
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]					

2. 実験条件

コンクリート圧縮強度 供試体試験値 (N/mm ²)	載荷方向 (°)	載荷位置	初期水平力 H (kN)	初期変位 δ_{ho} (mm)
(梁・柱) 73.0	0	主梁中央	0	0
せん断耐力(*)	kN	93.5 [72]		
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]		

(*):安全係数=1.0, [] は安全係数 $\gamma_c=1.5$, $\gamma_b=1.3$ を考慮

3. 実験結果

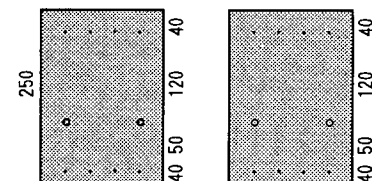
重錘高さ H (m)	重錘重量 W (kN)	位置エネルギー H・W (kJ)	平均重錘衝撃力 B (kN)	B/A	鉛直変位 δ_v (mm)	水平変位 δ_h (mm)	吸収エネルギー Ei (kJ)	破壊の状態
0.250	9.800	2.45	82.32	1.313	5.8		0.239	梁中央下面にひびわれ発生
0.500	9.800	4.90	111.72	1.781	14.8		0.873	梁下面にひびわれ進行, 梁両側面ひびわれ発生, 柱基部・上部ひびわれ発生
1.000	9.800	9.80	195.02	3.109	62.3		7.285	梁下・側面ひびわれ増加, 梁上面コンクリート剥離, 柱基部ひびわれ進行, 上部剥離
1.500	9.800	14.70	221.48	3.531	97.1		7.247	梁上表面のコンクリート剥離, 梁のクラック発生範囲が載荷点中心に±20cmに広がる
2.000	9.800	19.60	237.16	3.781	289.1		44.029	梁PC鋼線2本・主鉄筋2本破断, 梁下面かぶりコンクリート剥落, 柱谷側鋼線破断
								水平アンカー破断
吸収エネルギー-ΣE							59.674	

配筋略図

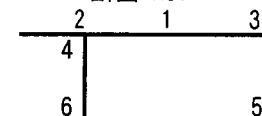
(D10)

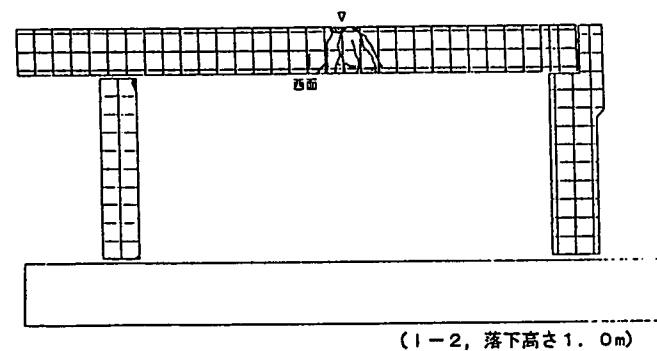
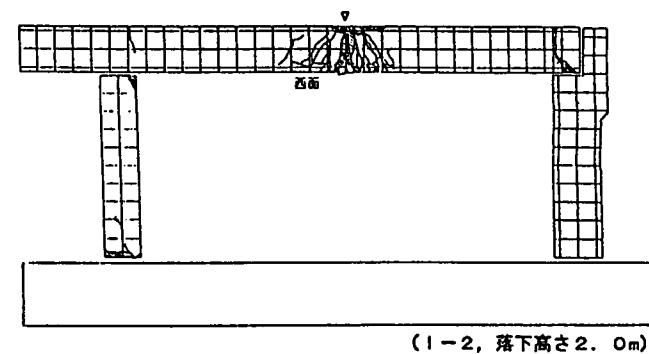
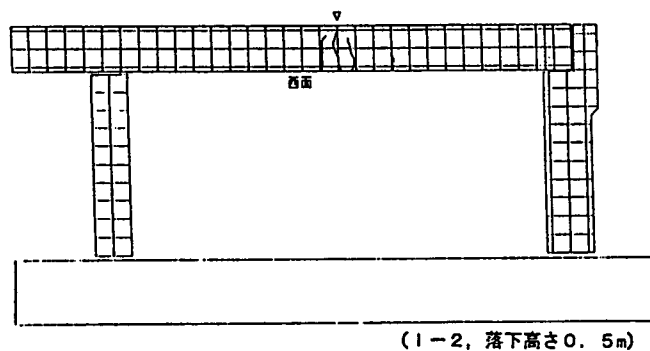
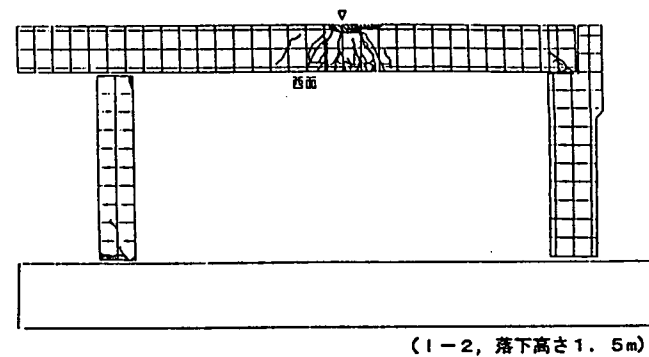
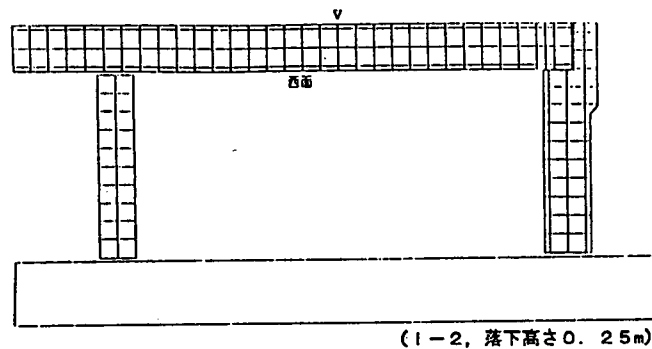
($\phi 9.3$)

(D13)



断面 NO.





衝撃力載荷実験データシート

CASE I-3

SI単位系: 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁タイプ	C-1K	②荷重条件		
結合条件	両端ピン	1)設計荷重 A (kN)	2)荷重方向 (°)	3)作用位置
柱PC鋼材	アンボンド	62.7	0	柱近傍325mm

③設計断面力

部材位置No.		1:中央	2:谷側剛接	3	4	5	6
設計モーメント	kN・m	33.43	-13.56				
抵抗モーメント	kN・m	38.56	-21.74				
設計時安全率		1.15	1.60				
破壊モーメント	kN・m	57.27	-33.99				
破壊形態		せん断破壊 H=3.5m時柱PCW破断先行					
せん断耐力(*)	kN	93.5 [69.2]					
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]					

2. 実験条件

コンクリート圧縮強度 供試体試験値 (N/mm ²)	荷重方向 (°)	荷重位置	初期水平力 H (kN)	初期変位 δ _{h0} (mm)
(梁・柱) 67.1	0	柱近傍325mm	0	0
せん断耐力(*)	kN	93.5 [71.6]		
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]		

(*) 安全係数 = 1.0, [] は安全係数 γ_c=1.5, γ_b=1.3を考慮

3. 実験結果

重錘高さ H (m)	重錘重量 W (kN)	位置エネルギー H・W (kJ)	平均重錘衝撃力 B (kN)	B/A	鉛直変位 δ _v (mm)	水平変位 δ _h (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
0.250	9.800	2.45	127.4	2.031	0.9		0.057	梁・柱・壁とも変化なし
0.500	9.800	4.90	223.1	3.558	1.8		0.158	梁・柱・壁とも変化なし
1.000	9.800	9.80	494.3	7.881	4.8		1.076	梁下側面・柱基部にひびわれ発生, 柱接合部付近ひびわれ・コンクリート剥離発生
1.500	9.800	14.70	568.0	9.056	9.9		2.709	梁斜め方向ひびわれ進行顕著, 柱の基部・梁接合部表面コンクリート剥離
2.000	9.800	19.60	722.3	11.516	23.5		8.774	梁載荷点上面コンクリート剥離・ひびわれ進行, 柱接合部間隙開く・鉄筋露出
2.500	9.800	24.50	484.1	7.719	25.3		1.086	梁載下点段差せん断破壊, PC鋼線・主鉄筋露出, 柱接合部間隙広がる
3.000	9.800	29.40	412.9	6.583	106.3		36.328	梁載下点段差広・被りコンクリート剥落, 接合部広, 壁基部より20cm上水平ひびわれ
3.500	9.800	34.30	409.2	6.523	211.3		43.156	梁載下点段差広がり・被りコンクリート剥落, 柱谷側PC鋼線破断, 山側水平アンカー破断
吸収エネルギー Σ E							93.344	

配筋略図

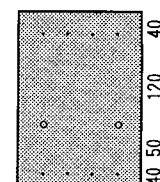
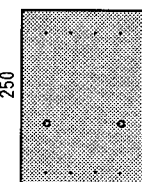
中央

端部

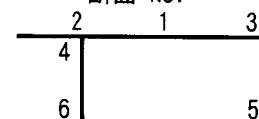
(D10)

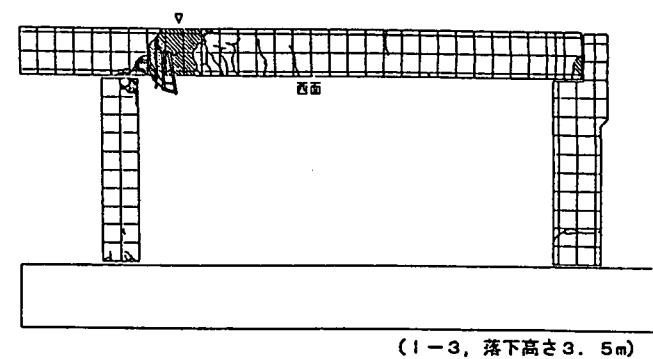
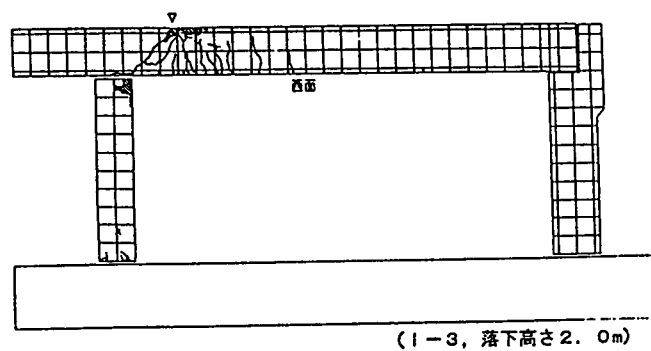
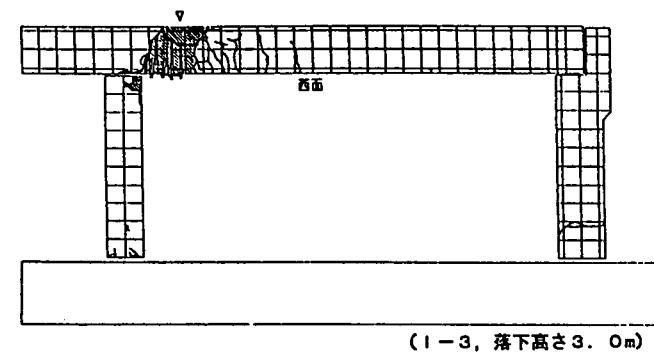
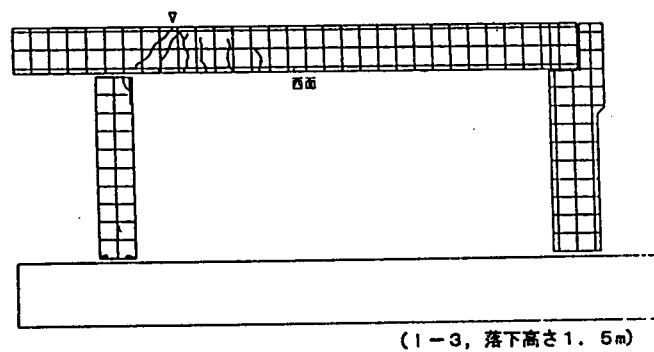
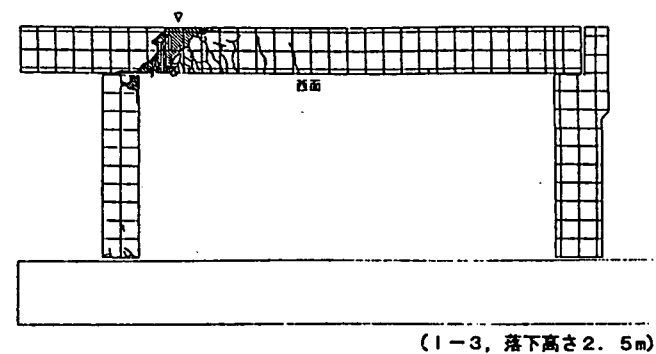
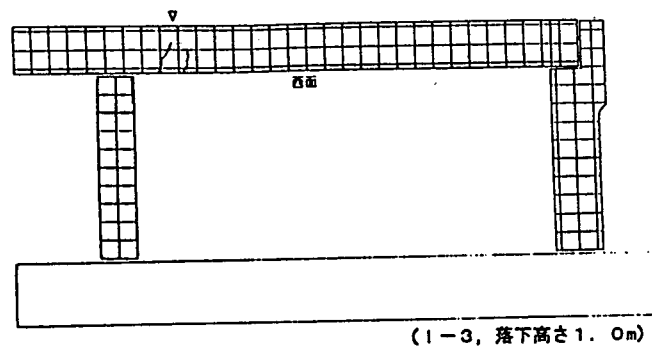
(φ9.3)

(D13)



断面 NO.





衝撃力載荷実験データシート

CASE I-4

SI単位系: 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁タイプ	C-1K	②荷重条件		
結合条件	両端ヒンジ	1)設計荷重 A (kN)	2)荷重方向 (°)	3)作用位置
柱PC鋼材	梁部ボンド	62.7	(山側)30	柱近傍325mm

③設計断面力

部材位置No.		1.中央	2.谷側剛接	3	4	5	6
設計モーメント	kN・m	33.43	-13.56				
抵抗モーメント	kN・m	38.56	-21.74				
設計時安全率		1.15	1.60				
破壊モーメント	kN・m	57.27	-33.99				
破壊形態		せん断破壊	H=3.0m時鉄筋破断先行				
せん断耐力(*)	kN	93.5 [69.2]					
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]					

2. 実験条件

コンクリート圧縮強度	載荷方向	載荷位置	初期水平力	初期変位
供試体試験値 (N/mm ²)	(°)		H (kN)	δh_0 (mm)
(梁・柱)	66.8	(山側)30	柱近傍325mm	10
せん断耐力(*)	kN	93.5 [71.5]		
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]		

(*):安全係数=1.0, [] は安全係数 $\gamma_c=1.5, \gamma_b=1.3$ を考慮

3. 実験結果

重錘高さ H (m)	重錘重量 W (kN)	位置I-I H・W (kJ)	平均重錘衝撃力 B (kN)	B/A	鉛直変位 δv (mm)	水平変位 δh (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
0.250	9.800	2.45	91.4	1.458	1.1		0.050	梁変化なし, 柱基部ひびわれ・表面コンクリート剥離, 壁基部ひびわれ
0.500	9.800	4.90	313.3	4.995	2.2		0.223	梁下面ひびわれ発生, 柱基部ひびわれ剥離進行, 壁基部ひびわれ進行
1.000	9.800	9.80	430.7	6.867	6.4		1.562	梁斜めひびわれ発生・下面進行, 柱接合部ひびわれ剥離発生・開き
1.500	9.800	14.70	-	-	-			梁ひびわれ広範囲に増加, 柱接合部被りコンクリート剥落・鉄筋露出
2.000	9.800	19.60	443.8	7.077	53.3		20.508	梁載荷点で段差・被りコンクリート剥落, 柱接合部被りコンクリート剥落広がる
2.500	9.800	24.50	515.0	8.211	98.7		21.765	梁載荷点で段差・剥落広がる・帯鉄筋破断, 柱接合部剥落広がる
3.000	9.800	29.40	495.3	7.897	157.7		29.803	梁載荷点の段差15cm・主鉄筋2本破断, 柱接合部開き縮, 壁基部進行
3.000	9.800	29.40	735.2	11.722	244.7		53.526	梁載荷点で段差・剥落広がる・上側鉄筋破断, 柱接合部間隙縮まる, 壁ひび進行
吸収エネルギー Σ E							127.439	

配筋略図

中央

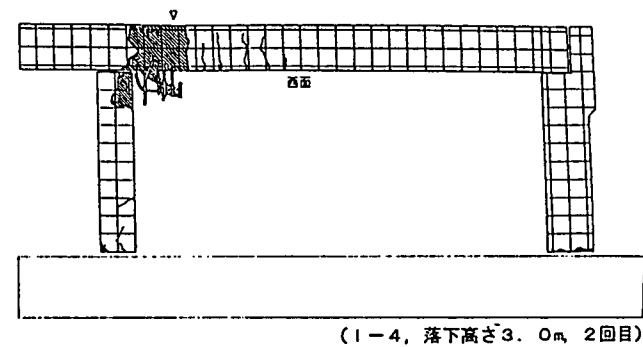
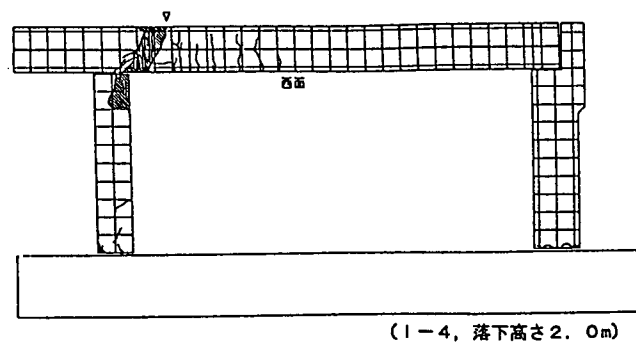
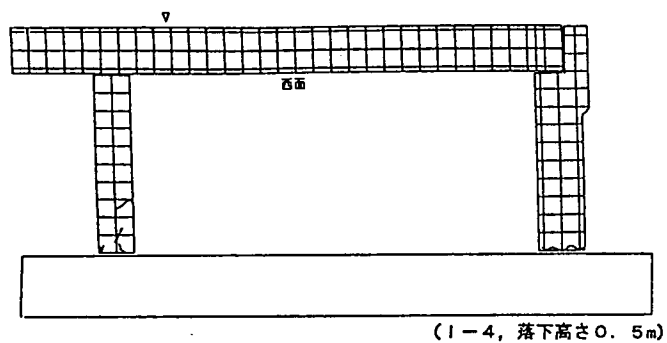
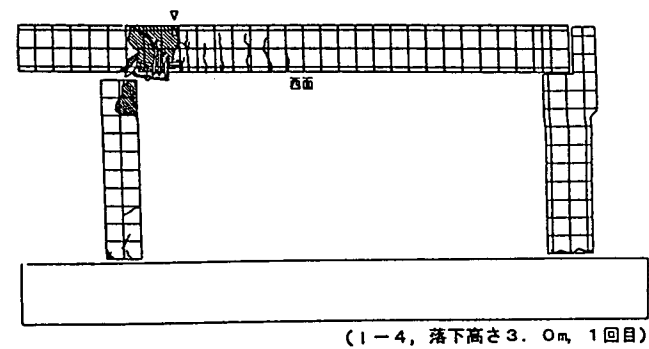
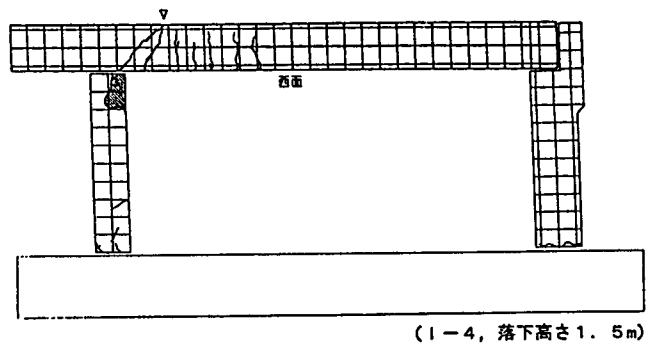
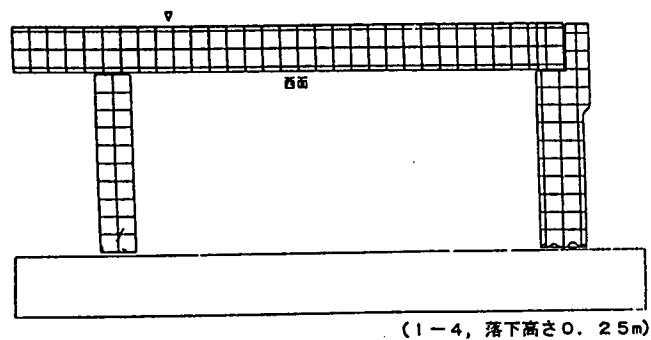
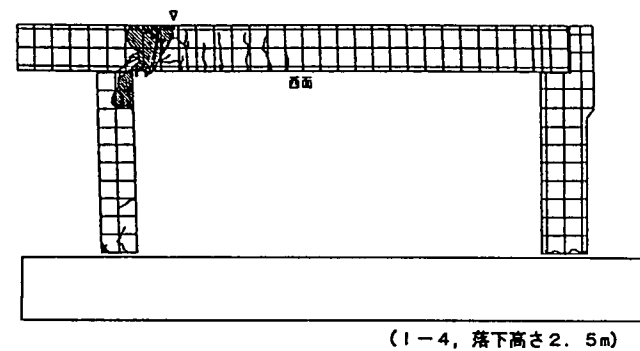
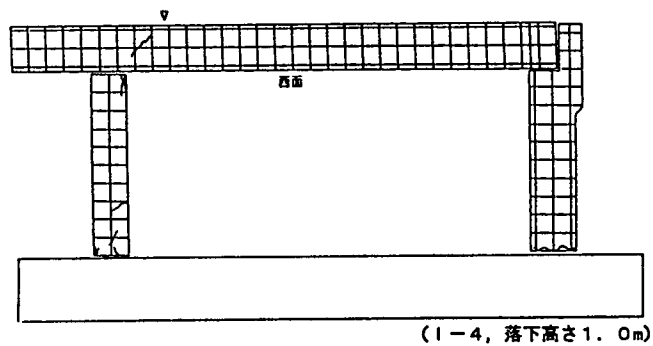
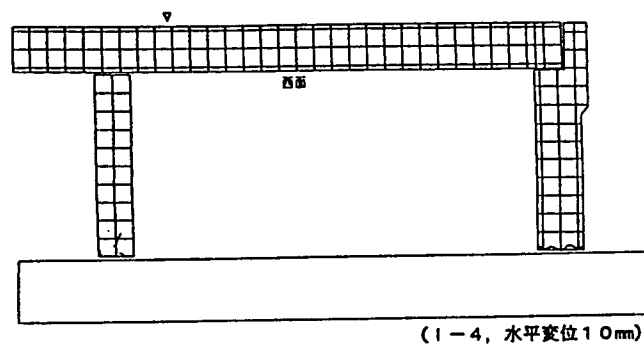
端部

(D10)

($\phi 9.3$)

(D13)





衝撃力載荷実験データシート

CASE I-5

SI単位系: 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁タイプ	C-1K	②荷重条件		
結合条件	両端ヒンジ	1)設計荷重 A (kN)	2)荷重方向 (°)	3)作用位置
柱PC鋼材	アンボンド	62.7	0	谷側1/4L点

③設計断面力

部材位置No.		1.中央	2.谷側剛接	3	4	5	6
設計モーメント	kN・m	33.43	-13.56				
抵抗モーメント	kN・m	38.56	-21.74				
設計時安全率		1.15	1.60				
破壊モーメント	kN・m	57.27	33.99				
破壊形態		曲げ破壊	H=2.5m時PCW・鉄筋破断, 柱PCW破断				
せん断耐力(*)	kN	93.5 [69.2]					
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]					

2. 実験条件

コンクリート圧縮強度	供試体試験値 (N/mm ²)	荷重方向 (°)	荷重位置	初期水平力 H (kN)	初期変位 δ _{h0} (mm)
(梁・柱)	69.9	0	谷側1/4L点	0	0
せん断耐力(*)	kN	93.5 [72]			
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]			

(*):安全係数 = 1.0, [] は安全係数 γ_c=1.5, γ_b=1.3を考慮

3. 実験結果

重錘高さ H (m)	重錘重量 W (kN)	位置エネルギー H・W (kJ)	平均重錘衝撃力 B (kN)	B/A	鉛直変位 δ _v (mm)	水平変位 δ _h (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
0.250	9.800	2.45	119.0	1.897	6.3		0.375	梁中央付近側下面にひびわれ発生, 柱・壁変化なし
0.500	9.800	4.90	168.2	2.681	15.4		1.306	梁載荷点側下面にひびわれ発生・中央進行, 柱基部・接合部・壁ひびわれ発生
1.000	9.800	9.80	195.8	3.122	35.8		3.713	梁載荷点部表面剥離・ひびわれ進行, 柱接合部開き周辺表面剥離, 壁ひび進行
1.500	9.800	14.70	200.5	3.197	79.5		8.659	梁載荷点部近傍表面剥離・ひびわれ幅進行, 柱表面剥離・ひびわれ進行, 壁進行
2.000	9.800	19.60	188.5	3.005	173.7		18.320	梁中央寄り四面被り剥落PC鋼線・軸筋帯筋露出, 柱剥離拡大・基部縦ひび発生
2.500	9.800	24.50	251.0	4.002	320.1		32.166	梁PC鋼線2本・主筋上1本下2本破断, 柱谷側鋼線破断・接合部剥落鉄筋露出
								壁部梁下付近表面コンクリート剥離, 水平アンカ2本破断
吸収エネルギー Σ E _i							64.540	

配筋略図

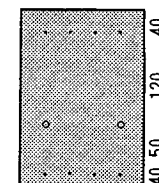
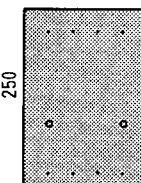
中央

端部

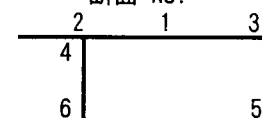
(D10)

(φ9.3)

(D13)



断面 NO.



衝撃力載荷実験データシート

CASE I-6

S I 単位系 : 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁 Δ 7°	C-1 K	②荷重条件		
結合条件	両端ヒンジ	1)設計荷重 A (kN)	2)荷重方向 (°)	3)作用位置
柱PC鋼材	アンボンド	62.7	(山側 Δ)30	主梁中央

③設計断面力

部材位置No.		1.中央	2.谷側剛接	3	4	5	6
設計モーメント	kN·m	33.43	-13.56				
抵抗モーメント	kN·m	38.56	-21.74				
設計時安全率		1.15	1.60				
破壊モーメント	kN·m	57.27	-33.99				
破壊形態		曲げ破壊 H=2.0m時 p c w 破断先行					
せん断耐力(*)	kN	93.5 [69.2]					
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]					

2. 実験条件

コンクリート圧縮強度	載荷方向	載荷位置	初期水平力	初期変位
供試体試験値 (N/mm ²)	(°)		H (kN)	δh_0 (mm)
(梁・柱) 62.9	(山側 Δ)30	主梁中央	0	0
せん断耐力(*)	kN	93.5 [70.4]		
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]		

(*) : 安全係数 = 1.0, [] は安全係数 $\gamma_c=1.5, \gamma_b=1.3$ を考慮

3. 実験結果

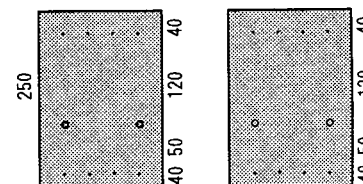
重錘高さ H (m)	重錘重量 W (kN)	位置 Δ 7° H-W (kJ)	平均重錘衝撃力 B (kN)	B/A	鉛直変位 δv (mm)	水平変位 δh (mm)	吸収 Δ 7° E _i (kJ)	破壊の状態
0.250	9.800	2.45	87.7	1.398	8.6		0.377	梁中央より35cmの側面下方にひびわれ発生, 柱基部・接合部ひびわれ発生
0.500	9.800	4.90	127.4	2.031	19.0		1.119	梁中央付近ひびわれ増, 柱基部・接合部ひびわれ進行, 壁基部ひびわれ発生
1.000	9.800	9.80	139.0	2.216	49.7		4.089	梁下・側面ひびわれ進行, 梁載荷点上面コンクリート剥離, 柱接合部開く
1.500	9.800	14.70	177.5	2.830	108.7		9.335	梁ひびわれコンクリート剥離進行, 柱接合部内側コンクリート剥離帯鉄筋露出, アンカ・緩み
2.000	9.800	19.60	134.5	2.144	201.8		14.521	梁PC鋼線露出1本破断・主鉄筋露出, 梁下面かぶりコンクリート剥落, 柱接合部拡
								梁接合部の間隙広がる
吸収 Δ 7° - ΣE								29.440

配筋略図

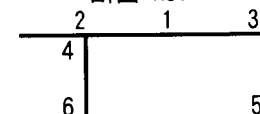
(D10)

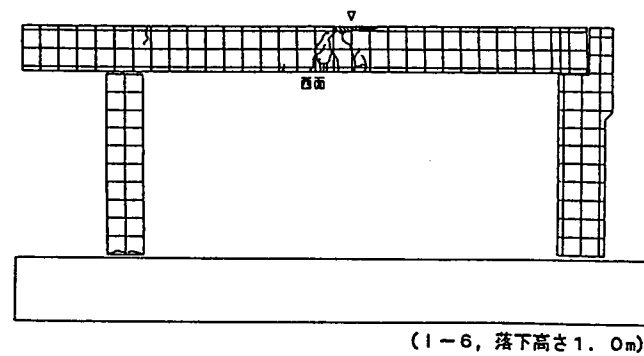
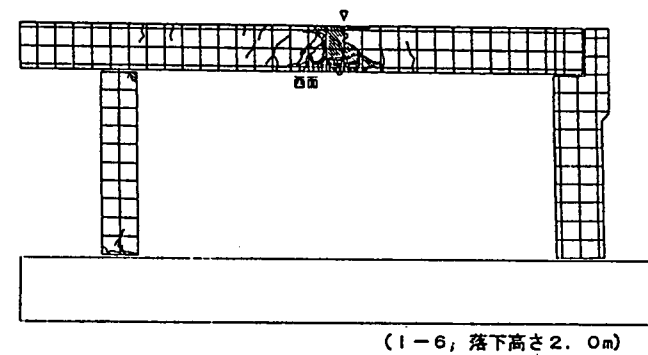
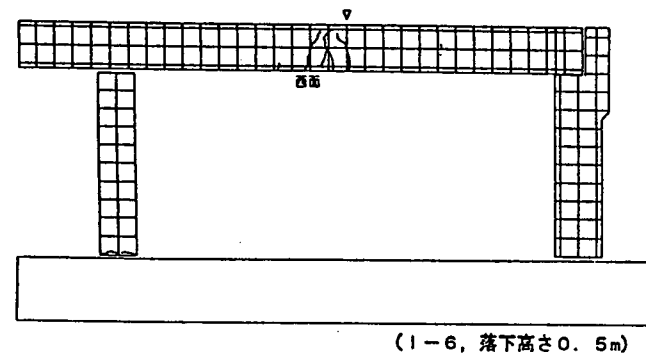
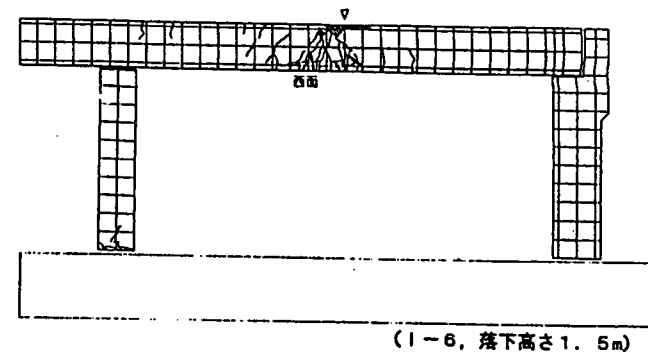
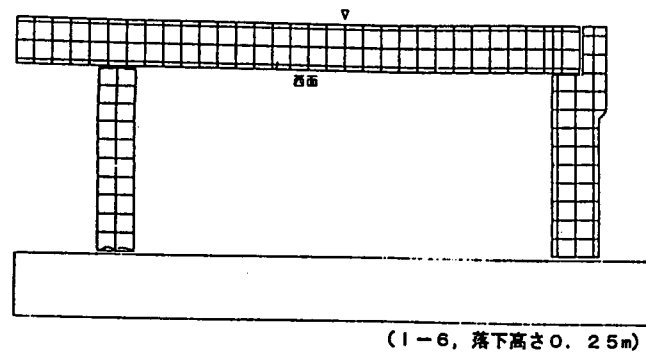
($\phi 9.3$)

(D13)



断面 NO.





衝撃力載荷実験データシート

CASE I-7

SI単位系: 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁タイプ	C-1K	1)設計荷重 A(kN)	2)荷重方向 (°)	3)作用位置
結合条件	両端ヒンジ			
柱PC鋼材	アンボンド	62.7	0	山側1/4L点

②荷重条件

③設計断面力

部材位置No.		1.中央	2.谷側剛接	3	4	5	6
設計モーメント	kN・m	33.43	-13.56				
抵抗モーメント	kN・m	38.56	-21.74				
設計時安全率		1.15	1.60				
破壊モーメント	kN・m	57.27	-33.99				
破壊形態		曲げ破壊	H=1.0m時コンクリート圧壊, H=2.0m時PCW・鉄筋破断				
せん断耐力(*)	kN	93.5 [69.2]					
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]					

配筋略図

中央

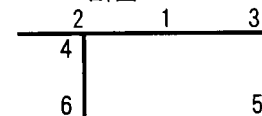
端部

(D10)

(φ9.3)

(D13)

断面 NO.



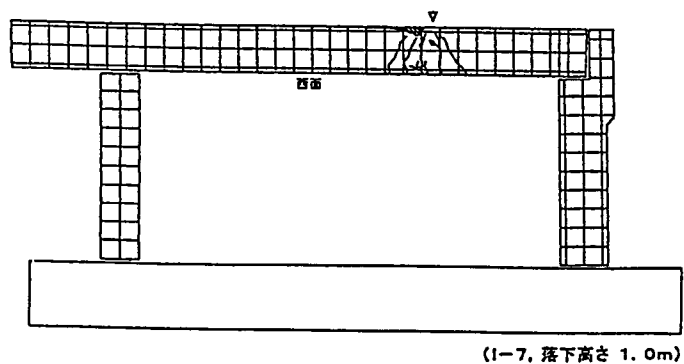
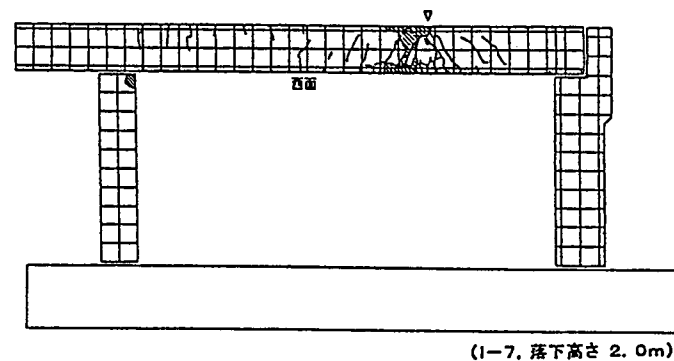
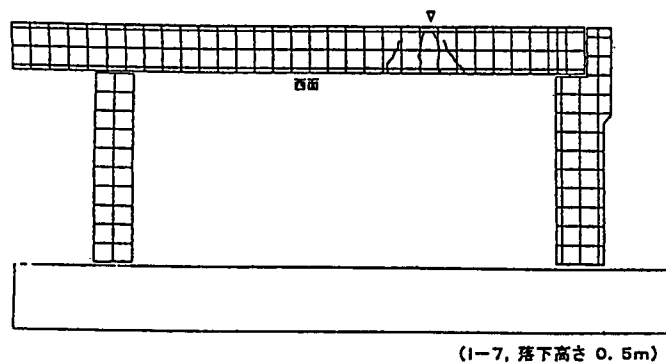
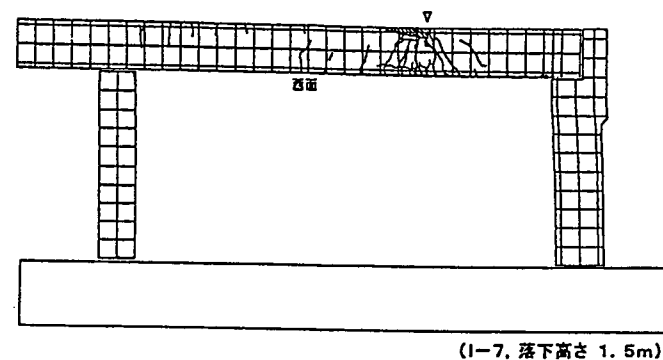
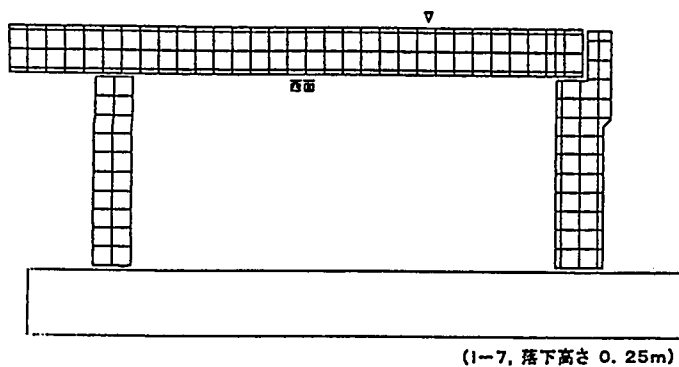
2. 実験条件

コンクリート圧縮強度 供試体試験値 (N/mm ²)	載荷方向 (°)	載荷位置	初期水平力 H(kN)	初期変位 δ _{h0} (mm)
(梁・柱) 71.1	0	山側1/4L点	0	0
せん断耐力(*)	kN	93.5 [72]		
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]		

(*) : 安全係数 = 1.0, [] は安全係数 γ_c=1.5, γ_b=1.3を考慮

3. 実験結果

重錘高さ H(m)	重錘重量 W(kN)	位置エネルギー H・W(kJ)	平均重錘衝撃力 B(kN)	B/A	鉛直変位 δ _v (mm)	水平変位 δ _h (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
0.250	9.800	2.45	123.9	1.975	6.8		0.421	梁・柱・壁損傷なし
0.500	9.800	4.90	161.7	2.578	17.9		1.585	梁載荷点付近側下面ひびわれ発生, 柱接合部・壁中央付近ひびわれ発生
1.000	9.800	9.80	180.8	2.883	45.2		4.675	梁載荷点付近ひびわれ進行・上面コンクリート圧壊始まる, 柱接合部谷側開く
1.500	9.800	14.70	197.0	3.141	91.2		8.689	梁載荷点付剥離進行・上面コンクリート圧壊拡大, 柱接合部谷側開き進行・表面剥離
2.000	9.800	19.60	198.5	3.164	189.1		19.356	梁PC鋼線2本破断・上下軸筋露出・主筋2本破断, 柱接合部開き拡大・剥離進行
								壁部梁下付近コンクリート表面剥離進行, 水平アンカ-2本破断
吸収エネルギー Σ E _i								34.727



衝撃力載荷実験データシート

CASE I-8

SI単位系: 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁タイプ	C-4K	②荷重条件		
結合条件	両端剛接	1)設計荷重 A (kN)	2)荷重方向 (°)	3)作用位置
柱PC鋼材	梁部ボンド	62.7	(山側)30°	柱近傍325mm

③設計断面力

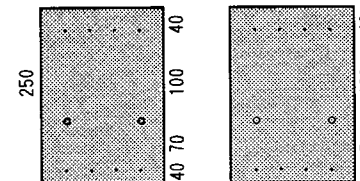
部材位置No.		1:中央	2	3:山側擁壁	4	5	6
設計モーメント	kN・m	23.72		-21.85			
抵抗モーメント	kN・m	27.44		-24.60			
設計時安全率		1.16		1.13			
破壊モーメント	kN・m	42.53		-32.83			
破壊形態		せん断破壊 H=2.5m初回時鉄筋破断先行, 2回目PCWも破断					
せん断耐力(*)	kN	93.5 [69.2]					
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]					

配筋略図

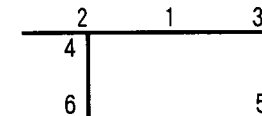
(D10)

(φ9.3)

(D10)



断面 NO.



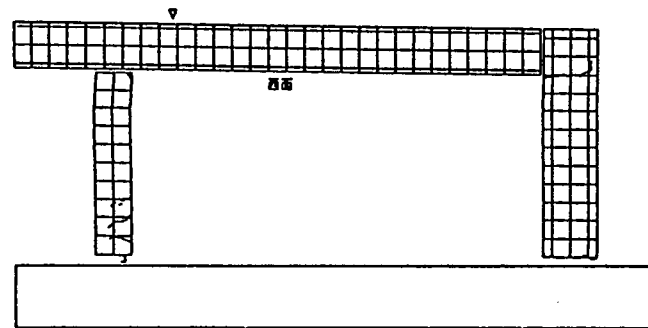
2. 実験条件

コンクリート圧縮強度	載荷方向	載荷位置	初期水平力	初期変位
供試体試験値 (N/mm ²)	(°)		H (kN)	δ _{h0} (mm)
(梁・柱) 75.5	(山側)30°	柱近傍325mm		10
せん断耐力(*)	kN	90.7 [69.7]		
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]		

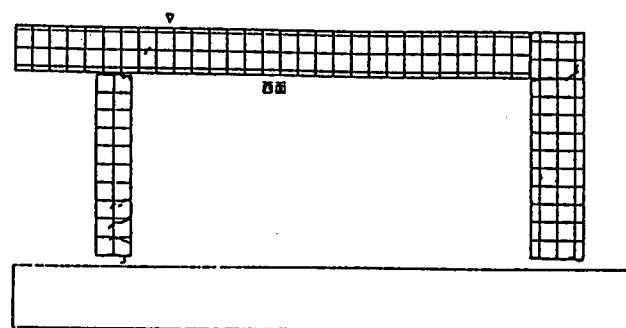
(*) : 安全係数 = 1.0, [] は安全係数 γ_c=1.5, γ_b=1.3を考慮

3. 実験結果

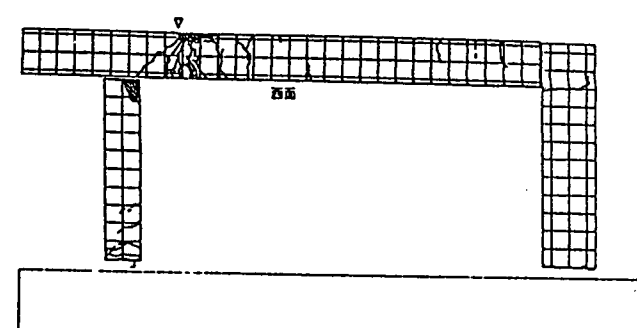
重錘高さ H (m)	重錘重量 W (kN)	位置エネルギー H・W (kJ)	平均重錘衝撃力 B (kN)	B/A	鉛直変位 δ _v (mm)	水平変位 δ _h (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
0.250	9.800	2.45	164.2	2.619	1.2		0.099	梁変化なし, 柱基部寄り・接合部ひびわれ進行, 壁山側基部・谷側梁下ひびわれ
0.500	9.800	4.90	265.5	4.233	2.9		0.365	梁載荷点より斜めひびわれ発生, 柱接合部表面コンクリート剥離, 壁変化なし
1.000	9.800	9.80	357.6	5.702	8.1		1.620	梁下・側面ひびわれ増, 柱接合部ひびわれ・表面コンクリート剥離広がる
1.500	9.800	14.70	402.2	6.413	17.7		3.647	梁ひびわれコンクリート進行・幅広がる, 柱接合部内側コンクリート剥離広がる
2.000	9.800	19.60	392.0	6.250	43.2		10.126	梁上面コンクリート剥離・各面ひびわれ進行, 柱接合部間隙拡大・基部面剥離鉄筋露出
2.500	9.800	24.50	351.4	5.603	114.9		26.652	梁載荷点下コンクリート剥離・鋼鉄鉄筋露出・主筋2本破断, 柱接合部剥離鉄筋露出
2.500	9.800	24.50	173.2	2.761	164.2		12.931	梁載荷点下PC鋼線2本主鉄筋4本破断, 柱谷側へ傾斜・接合部間隙拡大鋼線伸び
								柱基部ひびわれ進行し塑性化, 軸方向筋1本破断
吸収エネルギーΣE								55.440



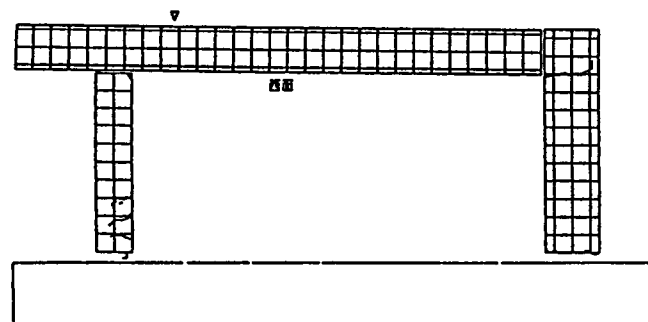
(1-8, 水平変位10mm)



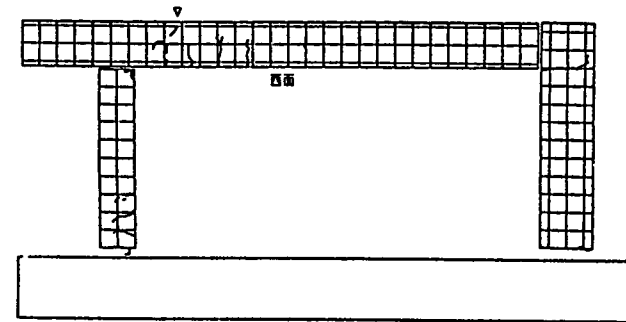
(1-8, 落下高さ0.5m)



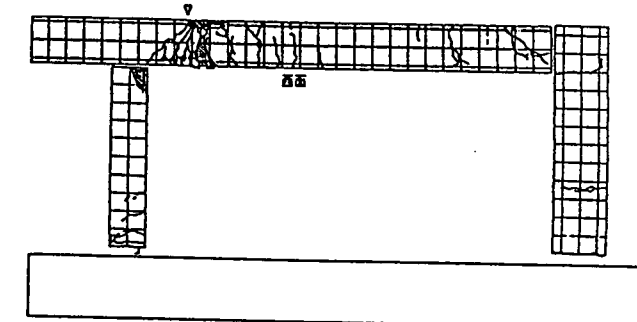
(1-8, 落下高さ2.0m)



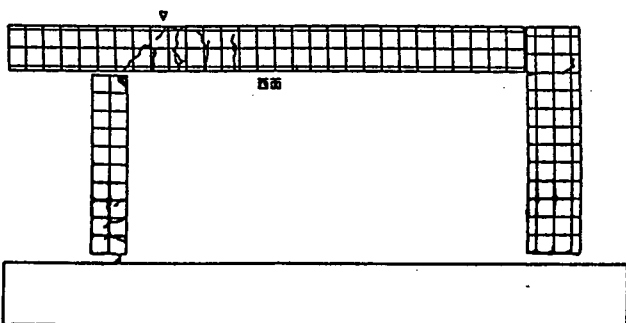
(1-8, 落下高さ0.25m)



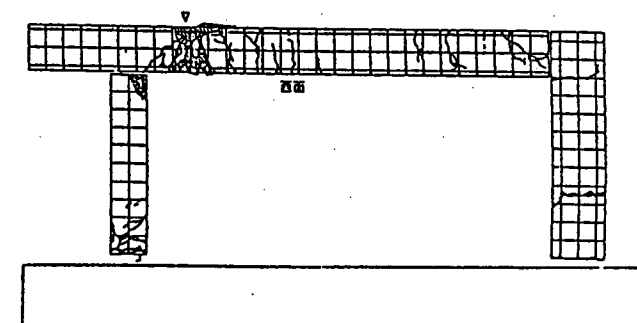
(1-8, 落下高さ1.0m)



(1-8, 落下高さ2.5m, 1回目)



(1-8, 落下高さ1.5m)



(1-8, 落下高さ2.5m, 2回目)

衝撃力載荷実験データシート

CASE I-9

SI単位系: 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁 $\Delta 17^\circ$	C-4K	1)設計荷重	2)荷重方向	3)作用位置
結合条件	両端剛接	A(kN)	($^\circ$)	
柱PC鋼材	梁部ボンド	62.7	(山側 Δ)30	主梁中央

②荷重条件

③設計断面力

部材位置No.		1:中央	2	3:山側擁壁	4	5	6
設計モーメント	kN·m	23.72		-21.85			
抵抗モーメント	kN·m	27.44		-24.60			
設計時安全率		1.16		1.13			
破壊モーメント	kN·m	42.53		-32.83			
破壊形態		せん断破壊	H=2.5m時柱p.c.w破断				
せん断耐力(*)	kN	93.5 [69.2]					
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]					

配筋略図

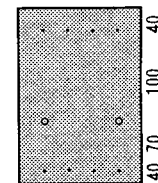
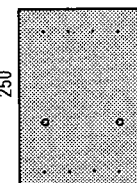
中央

端部

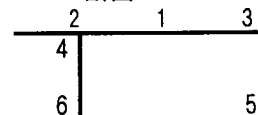
(D10)

($\phi 9.3$)

(D10)



断面 NO.



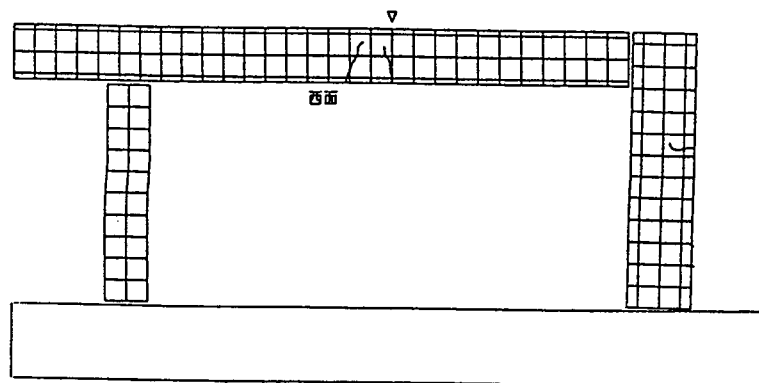
2. 実験条件

コンクリート圧縮強度	供試体試験値	載荷方向	載荷位置	初期水平力	初期変位
(N/mm ²)	($^\circ$)	H(kN)	δh_0 (mm)		
(梁・柱)	76.2	(山側 Δ)30	主梁中央	0	0
せん断耐力(*)	kN	90.7 [69.7]			
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]			

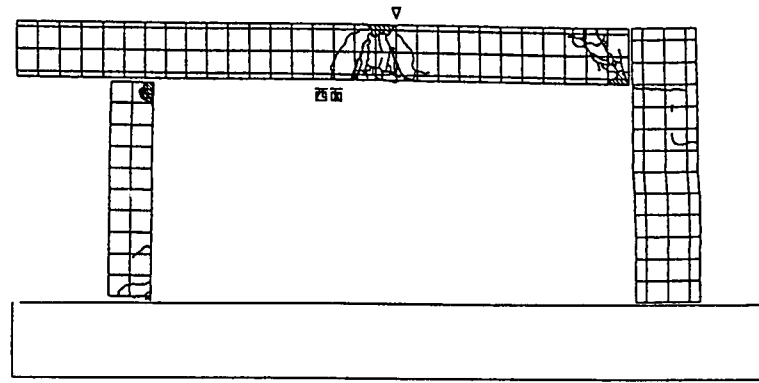
(*) : 安全係数 = 1.0, [] は安全係数 $\gamma_c=1.5$, $\gamma_b=1.3$ を考慮

3. 実験結果

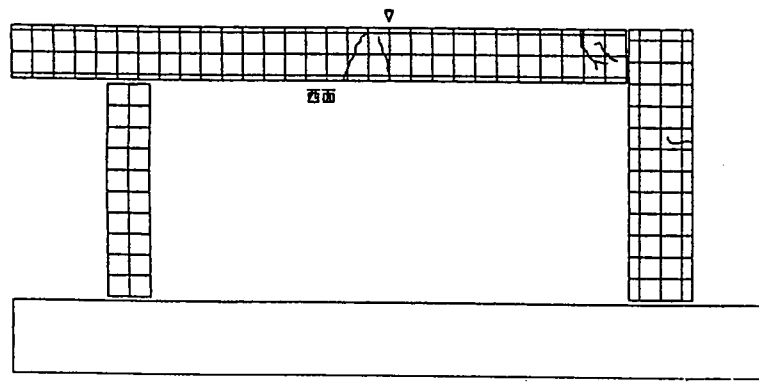
重錘高さ H(m)	重錘重量 W(kN)	位置エネルギー H·W(kJ)	平均重錘衝撃力 B(kN)	B/A	鉛直変位 δv (mm)	水平変位 δh (mm)	吸収エネルギー Ei(kJ)	破壊の状態
0.250	9.800	2.45	115.1	1.834	5.6		0.322	梁中央付近ひびわれ, 柱接合部山側ひびわれ, 壁山側中央水平ひびわれ発生
0.500	9.800	4.90	149.8	2.389	14.3		1.152	梁中央付近ひびわれ斜め進行・山側上方ひびわれ発生, 柱基部ひびわれ, 壁進行
1.000	9.800	9.80	181.9	2.900	33.8		3.234	梁山側ひびわれ斜め進行・下面剥離・載荷点山寄剥離, 柱接合部谷側開, 壁進行
1.500	9.800	14.70	169.4	2.702	132.3		17.303	梁ひびわれ進行・剥離拡大, 柱接合部剥離拡大・基部上ひびわれ発生, 壁進行
2.000	9.800	19.60	146.2	2.331	171.4		6.171	梁剥落・中央側PC鋼線露出・上下軸筋露出, 柱接合部谷側開き拡大・剥離拡大
2.500	9.800	24.50	289.0	4.608	346.5		38.103	梁剥落拡大・壁接合部下剥落軸筋露出, 柱接合部谷側PC鋼線破断・剥落鉄筋露出
吸収エネルギー-ΣE							66.286	



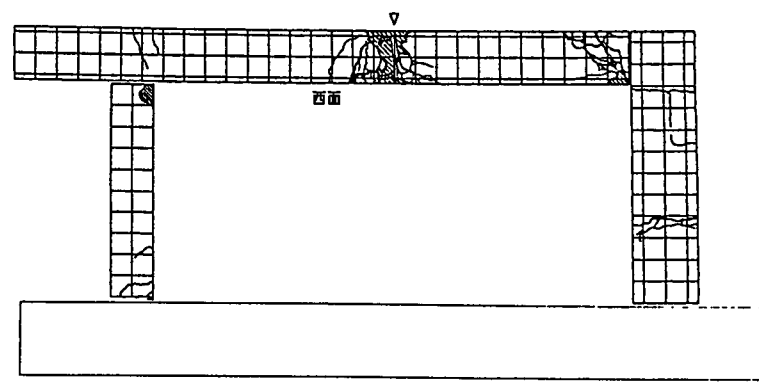
(I-9, 落下高さ 0.25m)



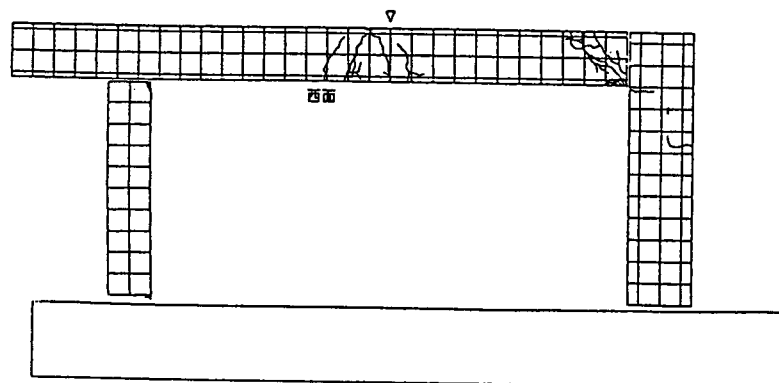
(I-9, 落下高さ 1.5m)



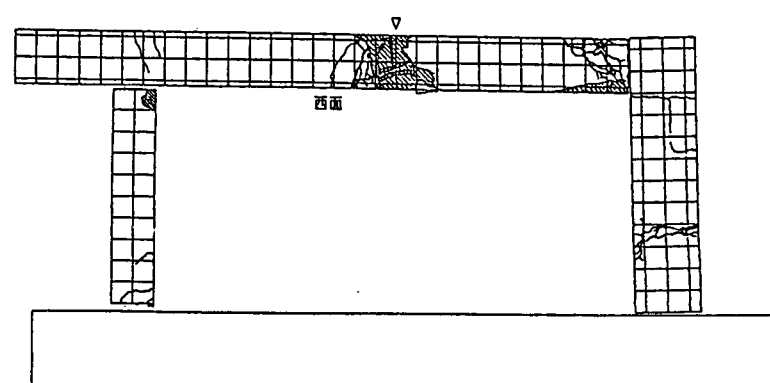
(I-9, 落下高さ 0.5m)



(I-9, 落下高さ 2.0m)



(I-9, 落下高さ 1.0m)



(I-9, 落下高さ 2.5m)

衝撃力載荷実験データシート

CASE I-10

S I 単位系 : 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁 γ 7°	C-1K	②荷重条件		
結合条件	両端ヒンジ	1)設計荷重 A (kN)	2)荷重方向 (°)	3)作用位置
柱PC鋼材	アンボンド	62.7	0	柱近傍325mm

③設計断面力

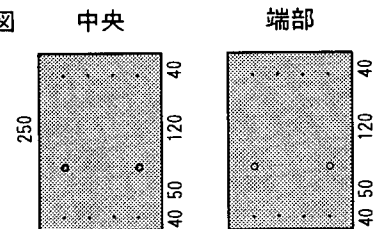
部材位置No.		1.中央	2.谷側剛接	3	4	5	6
設計モーメント	kN・m	33.43	-13.56				
抵抗モーメント	kN・m	38.56	-21.74				
設計時安全率		1.15	1.60				
破壊モーメント	kN・m	57.27	-33.99				
破壊形態		せん断破壊	H=3.5m時柱接合部コンクリート圧壊				
せん断耐力(*)	kN	93.5 [69.2]					
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]					

配筋略図

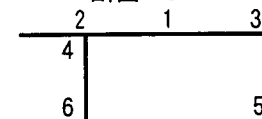
(D10)

(ϕ 9.3)

(D13)



断面 NO.



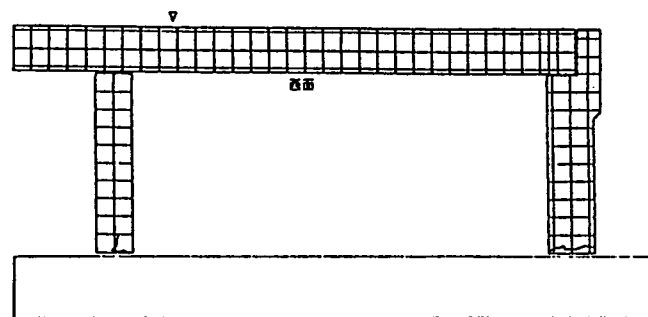
2. 実験条件

コンクリート圧縮強度	載荷方向	載荷位置	初期水平力	初期変位
供試体試験値 (N/mm ²)	(°)		H (kN)	δ_{ho} (mm)
(梁・柱) 58.9	0	柱近傍325mm		10
せん断耐力(*)	kN	93.5 [69.3]		
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]		

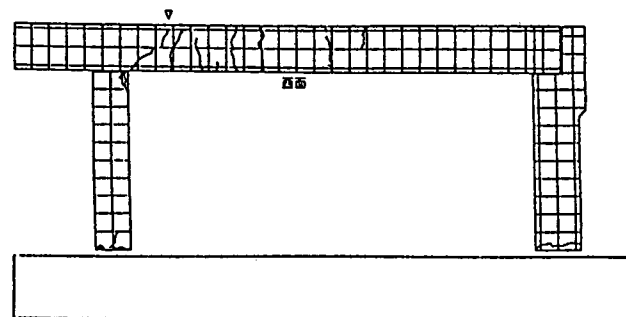
(*) : 安全係数 = 1.0, [] は安全係数 $\gamma_c=1.5, \gamma_b=1.3$ を考慮

3. 実験結果

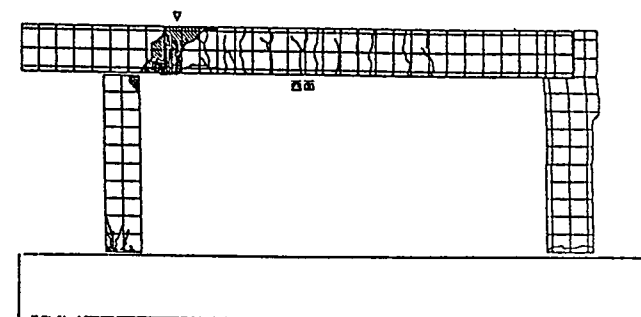
重錘高さ H (m)	重錘重量 W (kN)	位置エネルギー H・W (kJ)	平均重錘衝撃力 B (kN)	B/A	鉛直変位 δ_v (mm)	水平変位 δ_h (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
0.250	9.800	2.45	182.4	2.908	1.1		0.100	梁変化なし、柱基部・壁山側基部ひびわれ発生あり
0.500	9.800	4.90	304.1	4.848	2.1		0.243	梁中央上面・載荷点下面ひびわれ発生、柱基部ひびわれ進行、フックひびわれ
1.000	9.800	9.80	520.9	8.305	6.6		1.856	梁載荷点～柱側斜めひびわれ・壁側曲げひびわれ発生、柱上下ひびわれ・剥離
1.500	9.800	14.70	572.5	9.128	12.5		3.225	梁載荷点表面剥離・中央部ひびわれ増、柱接合部内側コンクリート剥落帯鉄筋露出
2.000	9.800	19.60	605.5	9.655	31.0		10.897	載荷点段差発生、梁柱寄り部斜にコンクリート剥落帯鉄筋露出、柱接合部間隙剥落広
2.500	9.800	24.50	—	—	—		—	載荷点段差拡大、被りコンクリート20cm幅剥落し鋼材・鉄筋が露出、柱間隙剥離拡大
3.000	9.800	29.40	—	—	—		—	載荷点段差・コンクリート剥落拡大、柱接合部間隙剥離進行
3.500	9.800	34.30	743.9	11.861	374.7		231.905	載荷点から柱にかけてひびわれ拡大鉄筋大巾に露出、梁接合部コンクリート圧壊
吸収エネルギー・Σ E							248.227	



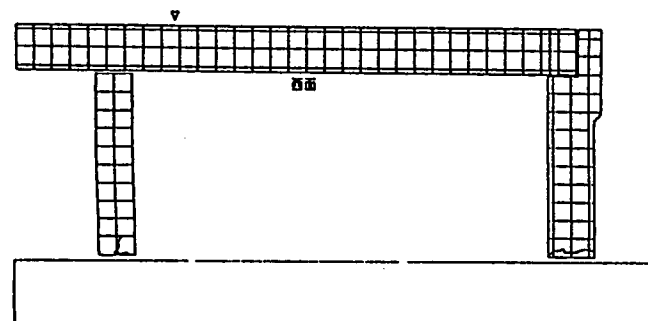
(1-10, 水平変位10mm)



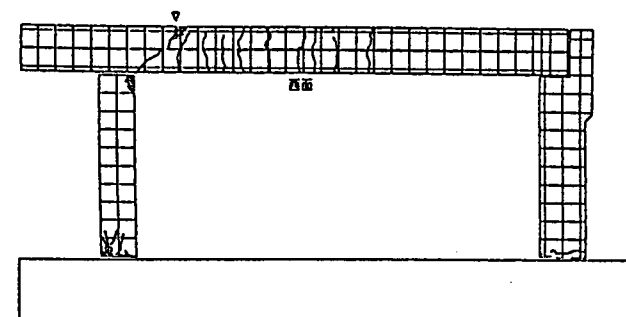
(1-10, 落下高さ1.0m)



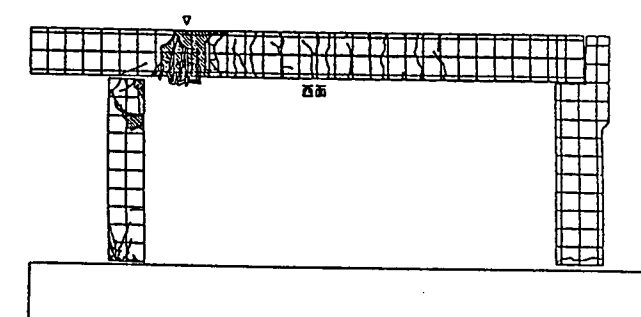
(1-10, 落下高さ2.5m)



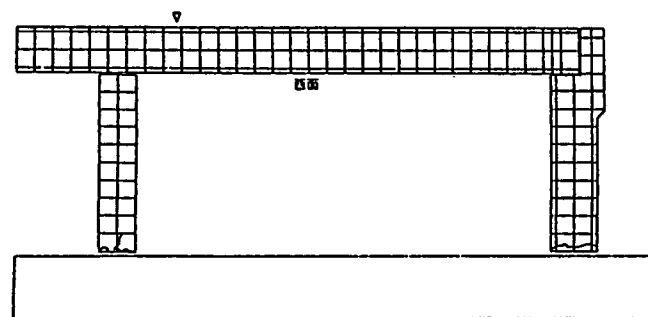
(1-10, 落下高さ0.25m)



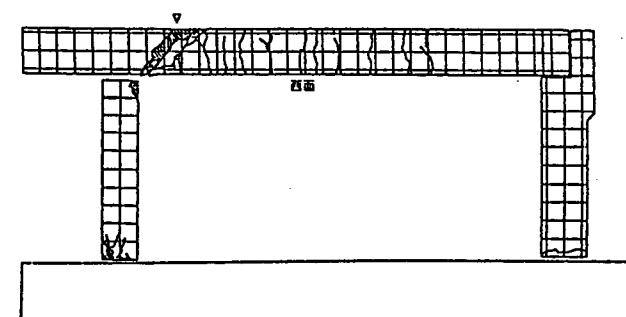
(1-10, 落下高さ1.5m)



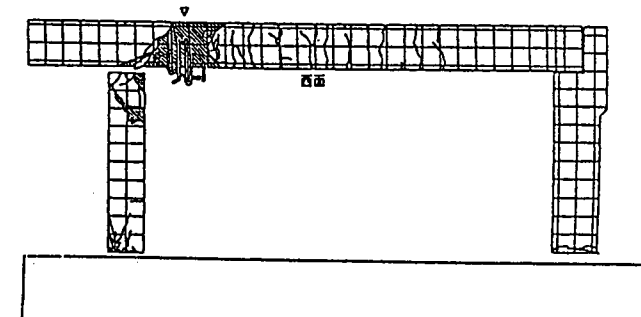
(1-10, 落下高さ3.0m)



(1-10, 落下高さ0.5m)



(1-10, 落下高さ2.0m)



(1-10, 落下高さ3.5m)

衝撃力載荷実験データシート

CASE I-11

S I 単位系 : 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁タイプ	C-1K	②荷重条件		
結合条件	両端ヒンジ	1)設計荷重 A (kN)	2)荷重方向 (°)	3)作用位置
柱PC鋼材	アンボンド	62.7	30	柱近傍325mm

③設計断面力

部材位置No.		1:中央	2:谷側剛接	3	4	5	6
設計モーメント	kN・m	33.43	-13.56				
抵抗モーメント	kN・m	38.56	-21.74				
設計時安全率		1.15	1.60				
破壊モーメント	kN・m	57.27	-33.99				
破壊形態		せん断破壊 H=3.0m初回時鉄筋破断先行, 2回目PCWも破断					
せん断耐力(*)	kN	93.5 [69.2]					
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]					

2. 実験条件

コンクリート圧縮強度	載荷方向	載荷位置	初期水平力	初期変位
供試体試験値 (N/mm ²)	(°)		H (kN)	δ _{h0} (mm)
(梁・柱) 71.0	30	柱近傍325mm		10
せん断耐力(*)	kN	93.5 [72]		
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]		

(*):安全係数 =1.0, [] は安全係数 γ_c=1.5, γ_b=1.3を考慮

3. 実験結果

重錘高さ H (m)	重錘重量 W (kN)	位置エネルギー H・W (kJ)	平均重錘衝撃力 B (kN)	B/A	鉛直変位 δ _v (mm)	水平変位 δ _h (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
0.250	9.800	2.45	175.4	2.797	1.1		0.096	梁側面下方ひびわれ発生, 柱基部・接合部ひびわれあり, 壁基部ひびわれあり
0.500	9.800	4.90	338.1	5.391	2.7		0.411	梁変化なし, 柱基部・接合部ひびわれ進行・表面剥離, 壁変化なし
1.000	9.800	9.80	680.1	10.844	5.6		1.476	梁載荷点付近剥離・側面谷側斜めひびわれ発生, 柱接合部剥離・軸鉄筋露出
1.500	9.800	14.70	871.2	13.891	12.2		5.119	梁載荷点部剥離・中央寄りひびわれ進行, 柱接合部開く・基部接合部剥離進行
2.000	9.800	19.60	754.6	12.031	28.7		13.413	梁載荷点部剥離・ひびわれ進行大, 柱接合部開き・基部接合部かぶり剥離進行
2.500	9.800	24.50	1072.1	17.094	43.5		13.518	梁ひびわれ剥離進行・側面PC鋼線鉄筋露出, 柱接合部・基部剥落軸筋帯筋露出
3.000	9.800	29.40	635.0	10.125	112.9		59.238	梁剥落進行・下面PC鋼線鉄筋露出・軸筋破断, 柱接合部圧壊・基部軸筋帯筋露出
3.000	9.800	29.40	487.1	7.766	242.3		72.600	梁PC鋼線露出1本破断, 柱剥落拡大, 壁基部ひびわれ開き・軸筋2本破断
吸収エネルギーΣE							165.872	

配筋略図

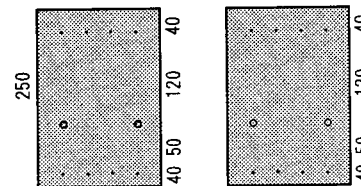
中央

端部

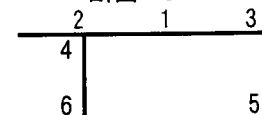
(D10)

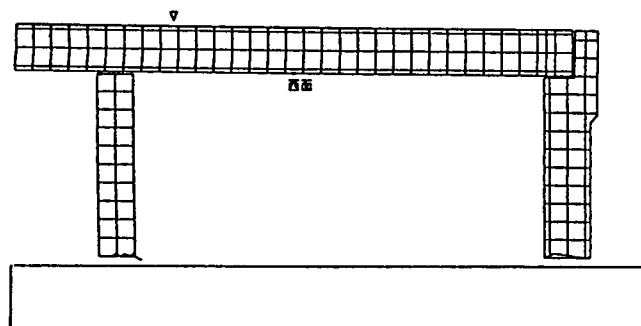
(9.3)

(D13)

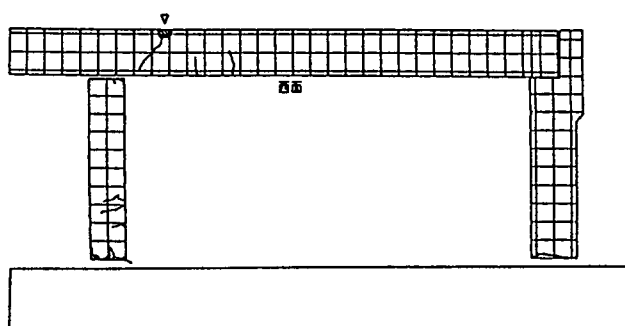


断面 NO.

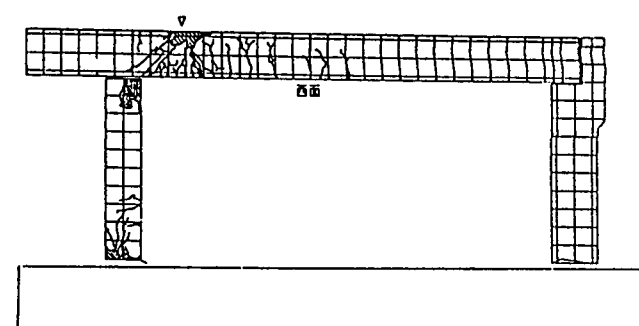




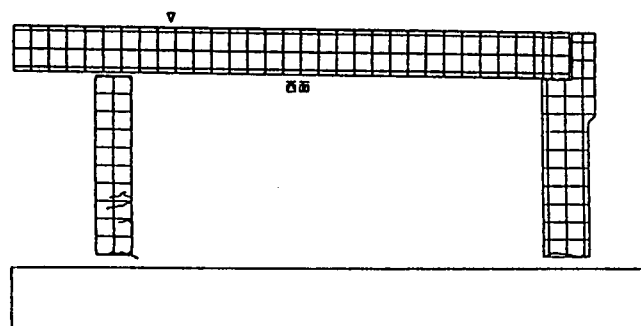
(I-11, 水平変位10mm)



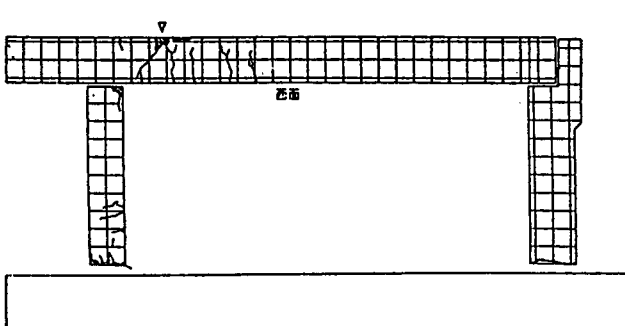
(I-11, 落下高さ1.0m)



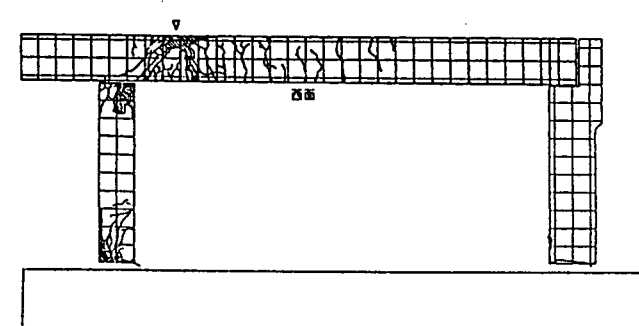
(I-11, 落下高さ2.5m)



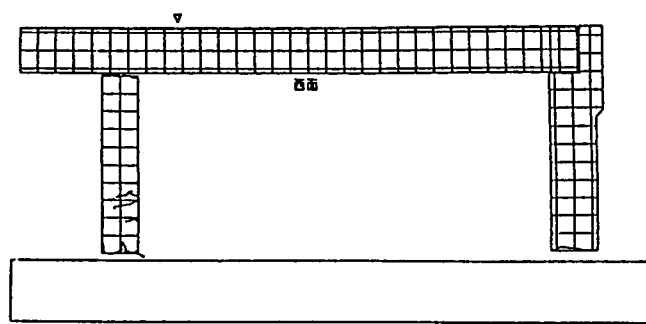
(I-11, 落下高さ0.25m)



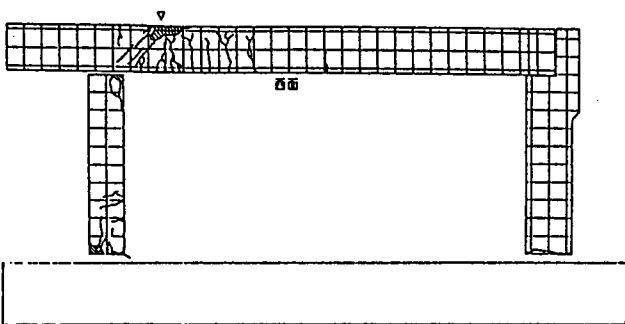
(I-11, 落下高さ1.5m)



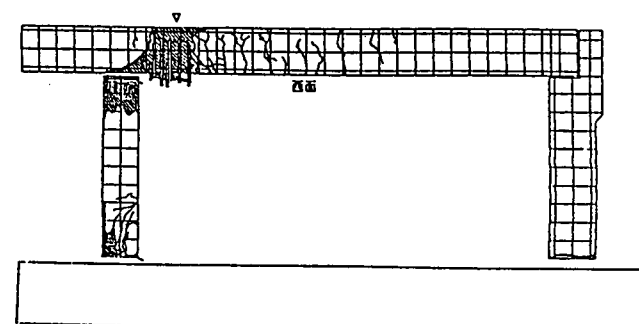
(I-11, 落下高さ3.0m, 1回目)



(I-11, 落下高さ0.5m)



(I-11, 落下高さ2.0m)



(I-11, 落下高さ3.0m, 2回目)

衝撃力載荷実験データシート

CASE I-12

S I 単位系 : 9.8kN = 1.0tf

1. 設計条件

①構造モデル

主梁 $\Delta 17^\circ$	C-1K	②荷重条件		
結合条件	両端ヒンジ	1)設計荷重 A (kN)	2)荷重方向 ($^\circ$)	3)作用位置
柱PC鋼材	梁柱全長ボンド	62.7	0	主梁中央

③設計断面力

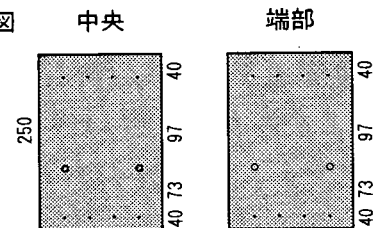
部材位置No.		1.中央	2.谷側剛接	3	4	5	6
設計モーメント	kN·m	33.42	-13.56				
抵抗モーメント	kN·m	35.97	-24.27				
設計時安全率		1.08	1.79				
破壊モーメント	kN·m	53.51	-38.00				
破壊形態		曲げ破壊 H=1.5m2回目柱pcw鋸断					
せん断耐力(*)	kN	93.5 [69.2]					
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]					

配筋略図

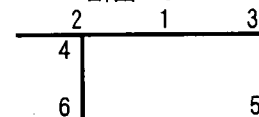
(D10)

($\phi 9.3$)

(D13)



断面 NO.



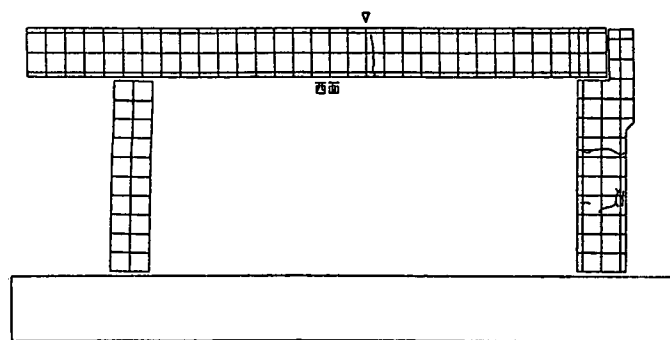
2. 実験条件

コンクリート圧縮強度	供試体試験値	(N/mm ²)	58.8	載荷方向	($^\circ$)	0	載荷位置	主梁中央	初期水平力	H (kN)	0	初期変位	δh_0 (mm)	0
せん断耐力(*)	kN	90.2 [66.5]												
斜め圧縮破壊耐力(*)	kN	328 [252]												

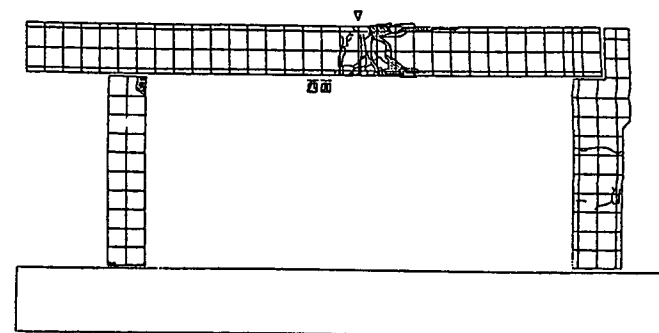
(*):安全係数 =1.0, [] は安全係数 $\gamma_c=1.5, \gamma_b=1.3$ を考慮

3. 実験結果

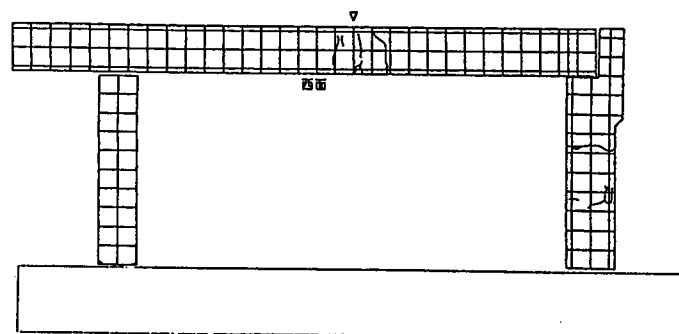
重錘高さ H (m)	重錘重量 W (kN)	位置1111 H·W (kJ)	重錘衝撃力 B (kN)	B/A	鉛直変位 δv (mm)	水平変位 δh (mm)	吸収エネルギー E _i (kJ)	破壊の状態
0.250	9.800	2.45	110.7	1.766	7.9		0.437	
0.500	9.800	4.90	157.8	2.516	20.8		1.732	
1.000	9.800	9.80	167.6	2.672	63.3		6.914	
1.500	9.800	14.70	191.1	3.047	154.9		16.428	
1.500	9.800	14.70	131.3	2.094	293.0		22.263	梁中央下面コンクリート剥落進行・PC鋼線・主鉄筋露出、柱接合部谷側PC鋼線破断
吸収エネルギー - ΣE							47.774	



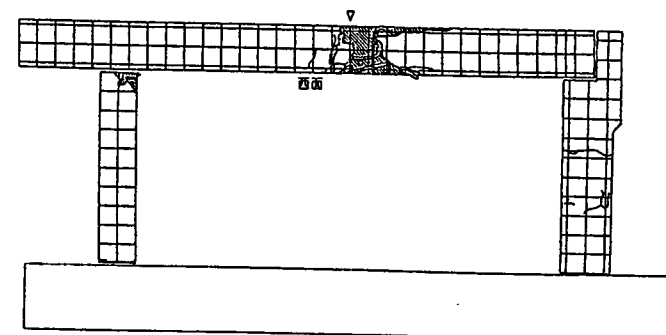
(I-12, 落下高さ 0.25m)



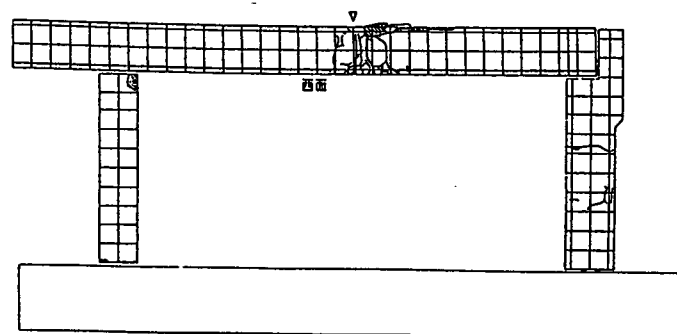
(I-12, 落下高さ 1.5m/1回目)



(I-12, 落下高さ 0.5m)



(I-12, 落下高さ 1.5m/2回目)



(I-12, 落下高さ 1.0m)

— 曲げ耐力およびせん断耐力について —

曲げ耐力およびせん断耐力の算定方法について

次頁以降に、参考文献「コンクリート標準示方書〔設計編〕」（平成8年 土木学会）からの抜粋を示す。

同文献 p.53～54より

「 6.2 曲げモーメントおよび軸方向力に対する安全性の検討
6.2.1 設計断面耐力 」

同文献 p.60～61より

「 6.3.3 棒部材の設計せん断耐力 」

靱性梁試験供試体の設計せん断耐力(1)

[設計基準強度 60 N/mm²]

供試体 No.	Case1	(単位)	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7
b w =	0.20	(m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
As1(D13)=	126.7	(mm ²)	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7
Ap1(φ9.3)=	51.61	(mm ²)	51.61	51.61	51.61	51.61	51.61	51.61
d s =	0.0000	(m)	0.2600	0.2600	0.2600	0.2440	0.2467	0.2350
n s =	0		2	3	4	5	6	8
d p =	0.2600	(m)	0.2467	0.2200	0.2200	0.2000	0.1800	0.0000
n p =	4		3	3	2	2	1	0
A s =	206.44		253.4	380.1	506.8	633.5	760.2	1013.6
p w =	0.018461		0.018718	0.021155	0.018976	0.022817	0.020271	0.021566
γ c =	1.5		1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
γ b =	1.3		1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
設計基準強度 f' c d =	60	(N/mm ²)	60	60	60	60	60	60
f v c d =	0.6840	≤ 0.72	0.6840	0.6840	0.6840	0.6840	0.6840	0.6840
β d =	1.5000	≤ 1.5	1.4004	1.4004	1.4004	1.4228	1.4189	1.4363
β p =	1.2267	≤ 1.5	1.2324	1.2837	1.2380	1.3165	1.2656	1.2920
β n =	1.6193	≤ 2.0	1.4259	1.3484	1.2322	1.1935	1.0774	1.0000
f w y d (SD295) =	300	(N/mm ²)	300	300	300	300	300	300
A w (2-D6) =	63.34	(mm ²)	63.34	63.34	63.34	63.34	63.34	63.34
S s =	150	(mm)	150	150	150	150	150	150
z =	226		226	226	226	212	215	204
コンクリートが受け持つせん断耐力	V _{cd} = $\beta d \cdot \beta p \cdot \beta n \cdot f' c d \cdot b w \cdot d / \gamma b$		64	56	49	47	37	46
スーラップが受け持つせん断耐力	V _{sd} = $(A w \cdot f w y d / S s) \cdot z / \gamma b$		22	22	22	21	21	20
P C 鋼材の平行成分によるせん断耐力	V _{ped} =	0	0	0	0	0	0	0
設計せん断耐力の合計	V _{yd} = V _{cd} + V _{sd} + V _{ped}	104 (kN)	85.9	78.1	71.5	67.7	57.6	65.8
設計斜め圧縮破壊耐力(V _{wcd})	f' c d =	40.0 (N/mm ²)	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0
	1.25 · √(f' c d) =	7.91 ≤ 7.8	7.91	7.91	7.91	7.91	7.91	7.91
	V _{wcd} = $1.25 \sqrt{f' c d} \cdot b w \cdot d / \gamma b$		296	264	264	240	216	282

靱性梁衝撃試験供試体の設計せん断耐力(2)

[供試体実強度に対して]

供試体 No.	Case1	(単位)	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7
$b_w =$	0.20	(m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
$As1(D13) =$	126.7	(mm ²)	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7
$Ap1(\phi 9.3) =$	51.61	(mm ²)	51.61	51.61	51.61	51.61	51.61	51.61
$d_s =$	0.0000	(m)	0.2600	0.2600	0.2600	0.2440	0.2467	0.2350
$ns =$	0		2	3	4	5	6	8
$dp =$	0.2600	(m)	0.2467	0.2200	0.2200	0.2000	0.1800	0.0000
$np =$	4		3	3	2	2	1	0
$As =$	206.44		253.4	380.1	506.8	633.5	760.2	1013.6
$pw =$	0.018461		0.018718	0.021155	0.018976	0.022817	0.020271	0.021566
$\gamma_c =$	1.5		1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
$\gamma_b =$	1.3		1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
供試体実強度 $f'_{cd} =$	61	(N/mm ²)	66	62.5	70	68	72	65.5
$f_{vcd} =$	0.6878	≤ 0.72	0.7061	0.6934	0.7201	0.7131	0.7268	0.7043
$\beta_d =$	1.5000	≤ 1.5	1.4004	1.4004	1.4004	1.4228	1.4189	1.4363
$\beta_p =$	1.2267	≤ 1.5	1.2324	1.2837	1.2380	1.3165	1.2656	1.2920
$\beta_n =$	1.6193	≤ 2.0	1.4259	1.3484	1.2322	1.1935	1.0774	1.0000
$f_{wyd}(SD295) =$	300	(N/mm ²)	300	300	300	300	300	300
$A_w(2-D6) =$	63.34	(mm ²)	63.34	63.34	63.34	63.34	63.34	63.34
$S_s =$	150	(mm)	150	150	150	150	150	150
$z =$	226		226	226	226	212	215	204
コンクリートが受け持つせん断耐力 $V_{cd} =$	$\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$		66	57	52	49	39	47
スターラップが受け持つせん断耐力 $V_{sd} =$	$(A_w \cdot f_{wyd} / S_s) \cdot z / \gamma_b$		22	22	22	21	21	20
P C鋼材の平行成分によるせん断耐力 $V_{ped} =$	0		0	0	0	0	0	0
設計せん断耐力の合計 $V_{yd} =$	$V_{cd} + V_{sd} + V_{ped}$		88.0	78.9	74.1	69.7	59.5	67.2
設計斜め圧縮破壊耐力(V_{wcd}) $f'_{cd} =$	40.7	(N/mm ²)	44.0	41.7	46.7	45.3	48.0	43.7
$1.25 \cdot \sqrt{f'_{cd}} =$	7.97	≤ 7.8	8.29	8.07	8.54	8.42	8.66	8.26
$V_{wcd} =$	$1.25 \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$		296	264	264	240	216	282
	312	(kN)						

靱性梁試験供試体の設計せん断耐力(1)

[設計基準強度 60 N/mm²]

但し、安全係数 $\gamma_c = 1.0$, $\gamma_b = 1.0$ とする。

供試体 No.	Case1	(単位)	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7
$b_w =$	0.20	(m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
$As1(D13) =$	126.7	(mm ²)	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7
$Ap1(\phi 9.3) =$	51.61	(mm ²)	51.61	51.61	51.61	51.61	51.61	51.61
$d_s =$	0.0000	(m)	0.2600	0.2600	0.2600	0.2440	0.2467	0.2350
$n_s =$	0		2	3	4	5	6	8
$d_p =$	0.2600	(m)	0.2467	0.2200	0.2200	0.2000	0.1800	0.0000
$n_p =$	4		3	3	2	2	1	0
$As =$	206.44		253.4	380.1	506.8	633.5	760.2	1013.6
$p_w =$	0.018461		0.018718	0.021155	0.018976	0.022817	0.020271	0.021566
$\gamma_c =$	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
$\gamma_b =$	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
設計基準強度 $f'_{cd} =$	60	(N/mm ²)	60	60	60	60	60	60
$f_{vcd} =$	0.7830	≤ 0.72	0.7830	0.7830	0.7830	0.7830	0.7830	0.7830
$\beta_d =$	1.5000	≤ 1.5	1.4004	1.4004	1.4004	1.4228	1.4189	1.4363
$\beta_p =$	1.2267	≤ 1.5	1.2324	1.2837	1.2380	1.3165	1.2656	1.2920
$\beta_n =$	1.6193	≤ 2.0	1.4259	1.3484	1.2322	1.1935	1.0774	1.0000
$f_{wyd}(SD295) =$	300	(N/mm ²)	300	300	300	300	300	300
$A_w(2-D6) =$	63.34	(mm ²)	63.34	63.34	63.34	63.34	63.34	63.34
$S_s =$	150	(mm)	150	150	150	150	150	150
$z =$	226		226	226	226	212	215	204
コンクリートが受け持つせん断耐力	$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$							
	= 112	(kN)	87	77	68	64	50	63
スターラップが受け持つせん断耐力	$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd} / S_s) \cdot z / \gamma_b$							
	= 29	(kN)	29	29	29	27	27	26
PC鋼材の平行成分によるせん断耐力	$V_{ped} =$							
	= 0		0	0	0	0	0	0
設計せん断耐力の合計	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped}$							
	= 140	(kN)	116	105	96.3	91.3	77.3	88.7
設計斜め圧縮破壊耐力(V_{wcd})								
$f'_{cd} =$	60.0	(N/mm ²)	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
$1.25 \cdot \sqrt{f'_{cd}} =$	9.68	≤ 7.8	9.68	9.68	9.68	9.68	9.68	9.68
$V_{wcd} = 1.25 \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$								
	= 406	(kN)	385	343	343	312	281	367

靱性梁衝撃試験供試体の設計せん断耐力(2)

[供試体実強度に対して]

但し、安全係数 $\gamma_c=1.0$, $\gamma_b=1.0$ とする。

供試体 No.	Case1	(単位)	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7
$b_w =$	0.20	(m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
$As1(D13)=$	126.7	(mm ²)	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7
$Ap1(\phi 9.3)=$	51.61	(mm ²)	51.61	51.61	51.61	51.61	51.61	51.61
$d_s =$	0.0000	(m)	0.2600	0.2600	0.2600	0.2440	0.2467	0.2350
$ns =$	0		2	3	4	5	6	8
$dp =$	0.2600	(m)	0.2467	0.2200	0.2200	0.2000	0.1800	0.0000
$np =$	4		3	3	2	2	1	0
$As =$	206.44		253.4	380.1	506.8	633.5	760.2	1013.6
$pw =$	0.018461		0.018718	0.021155	0.018976	0.022817	0.020271	0.021566
$\gamma_c =$	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
$\gamma_b =$	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
供試体実強度 $f'_{cd}=$	61	(N/mm ²)	66	62.5	70	68	72	65.5
$f_{vcd}=$	0.7873	≤ 0.72	0.8082	0.7937	0.8243	0.8163	0.8320	0.8062
$\beta_d =$	1.5000	≤ 1.5	1.4004	1.4004	1.4004	1.4228	1.4189	1.4363
$\beta_p =$	1.2267	≤ 1.5	1.2324	1.2837	1.2380	1.3165	1.2656	1.2920
$\beta_n =$	1.6193	≤ 2.0	1.4259	1.3484	1.2322	1.1935	1.0774	1.0000
$f_{wyd}(SD295)=$	300	(N/mm ²)	300	300	300	300	300	300
$A_w(2-D6)=$	63.34	(mm ²)	63.34	63.34	63.34	63.34	63.34	63.34
$S_s =$	150	(mm)	150	150	150	150	150	150
$z =$	226		226	226	226	212	215	204
コンクリートが受け持つせん断耐力	$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$		87	77	68	64	50	63
スーラフ ^o が受け持つせん断耐力	$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd} / S_s) \cdot z / \gamma_b$		29	29	29	27	27	26
P C鋼材の平行成分によるせん断耐力	$V_{ped} =$	0	0	0	0	0	0	0
設計せん断耐力の合計	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped}$	140 (kN)	116	105	96.3	91.3	77.3	88.7
設計斜め圧縮破壊耐力(V_{wcd})	$f'_{cd} =$	61.0 (N/mm ²)	66.0	62.5	70.0	68.0	72.0	65.5
	$1.25 \cdot \sqrt{f'_{cd}} =$	9.76 ≤ 7.8	10.16	9.88	10.46	10.31	10.61	10.12
	$V_{wcd} = 1.25 \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$		385	343	343	312	281	367
	$=$	406 (kN)						

構造モデル試験供試体の設計せん断耐力
[静的載荷実験]

	[設計基準強度 60N/mm ²]	(単位)
b _w =	0.20	(m)
Asl(D13)=	126.7	(mm ²)
Ap1(φ9.3)=	51.61	(mm ²)
d _s =	0.2100	(m)
n _s =	4	
d _p =	0.1600	(m)
n _p =	2	
A _s =	506.8	
p _w =	0.0235	
γ _c =	1.5	
γ _b =	1.3	
f'cd=	60	(N/mm ²)
f _{vcd} =	0.6840	≤ 0.72
β _d =	1.4772	≤ 1.5
β _p =	1.3294	≤ 1.5
β _n =	1.1857	≤ 2.0
f _{wyd} (SD295)=	300	(N/mm ²)
A _w (2-D6)=	63.34	(mm ²)
S _s =	150	(mm)
z =	183	
コンクリートが受け持つせん断耐力	V _{cd} = $\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$	
=	51.5	(kN)
スタールーフが受け持つせん断耐力	V _{sd} = $(A_w \cdot f_{wyd} / S_s) \cdot z / \gamma_b$	
=	17.8	(kN)
P C鋼材の平行成分によるせん断耐力	V _{ped} =	0.0
設計せん断耐力の合計	V _{yd} = V _{cd} + V _{sd} + V _{ped}	
=	69.2	(kN)
設計斜め圧縮破壊耐力(V _{wcd})		
f'cd=	40.0	(N/mm ²)
1.25・√(f'cd)=	7.91	≤ 7.8
V _{wcd} =	$1.25 \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$	
=	252	(kN)

S-1	S-2	S-3	S-4
0.20	0.20	0.20	0.20
126.7	126.7	126.7	126.7
51.61	51.61	51.61	51.61
0.2100	0.2100	0.2100	0.2100
4	4	4	4
0.1600	0.1600	0.1600	0.1600
2	2	2	2
506.8	506.8	506.8	506.8
0.0235	0.0235	0.0235	0.0235
1.5	1.5	1.5	1.5
1.3	1.3	1.3	1.3
66.3	72.9	77	67.6
0.7071	0.7299	0.7433	0.7117
1.4772	1.4772	1.4772	1.4772
1.3294	1.3294	1.3294	1.3294
1.1857	1.1857	1.1857	1.1857
300	300	300	300
63.34	63.34	63.34	63.34
150	150	150	150
183	183	183	183
53.2	54.2	54.2	53.5
17.8	17.8	17.8	17.8
0.0	0.0	0.0	0.0
71.0	72.0	72.0	71.3
44.2	48.6	51.3	45.1
8.31	8.71	8.96	8.39
252	252	252	252

構造モデル試験供試体の設計せん断耐力

〔衝撃力载荷実験〕 (1)

〔設計基準強度 60N/mm ² 〕 (単位)		I-1	I-2	I-3	I-4	I-5	I-6
bw =	0.20 (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
As1(D13)=	126.7 (mm ²)	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7
Ap1(φ9.3)=	51.61 (mm ²)	51.61	51.61	51.61	51.61	51.61	51.61
ds =	0.2100 (m)	0.2100	0.2100	0.2100	0.2100	0.2100	0.2100
ns =	4	4	4	4	4	4	4
dp =	0.1600 (m)	0.1600	0.1600	0.1600	0.1600	0.1600	0.1600
np =	2	2	2	2	2	2	2
As =	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8
pw =	0.0235	0.0235	0.0235	0.0235	0.0235	0.0235	0.0235
γc =	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
γb =	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
f'cd=	60 (N/mm ²)	72.5	74.5	68.5	68.2	71.3	64.2
f vcd=	0.6840 ≤ 0.72	0.7285	0.7352	0.7149	0.7138	0.7245	0.6996
βd =	1.4772 ≤ 1.5	1.4772	1.4772	1.4772	1.4772	1.4772	1.4772
βp =	1.3294 ≤ 1.5	1.3294	1.3294	1.3294	1.3294	1.3294	1.3294
βn =	1.1857 ≤ 2.0	1.1857	1.1857	1.1857	1.1857	1.1857	1.1857
f wyd(SD295)=	300 (N/mm ²)	300	300	300	300	300	300
Aw(2-D6)=	63.34 (mm ²)	63.34	63.34	63.34	63.34	63.34	63.34
Ss =	150 (mm)	150	150	150	150	150	150
z =	183	183	183	183	183	183	183
コンクリートが受け持つせん断耐力 Vcd =	$\beta d \cdot \beta p \cdot \beta n \cdot f vcd \cdot bw \cdot d / \gamma b$	54.2	54.2	53.8	53.7	54.2	52.6
=	51.5 (kN)						
スカーラップ ^o が受け持つせん断耐力 Vsd =	$(Aw \cdot fwyd / Ss) \cdot z / \gamma b$	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8
=	17.8 (kN)						
P C鋼材の平行成分によるせん断耐力 Vped =	0	0	0	0	0	0	0
設計せん断耐力の合計 Vyd =	Vcd + Vsd + Vped	72.0	72.0	71.6	71.5	72.0	70.4
=	69.2 (kN)						
設計斜め圧縮破壊耐力(Vwcd)		48.3	49.7	45.7	45.5	47.5	42.8
f'cd=	40.0 (N/mm ²)	8.69	8.81	8.45	8.43	8.62	8.18
1.25・√(f'cd)=	7.91 ≤ 7.8						
Vwcd =	$1.25 \sqrt{fcd} \cdot bw \cdot d / \gamma b$	252	252	252	252	252	252
=	252 (kN)						

構造モデル試験供試体の設計せん断耐力
[衝撃力載荷実験] (2)

	[設計基準強度 60N/mm ²]	(単位)
b _w =	0.20	(m)
A _{s1} (D13)=	126.7	(mm ²)
A _{p1} (φ9.3)=	51.61	(mm ²)
d _s =	0.2100	(m)
n _s =	4	
d _p =	0.1600	(m)
n _p =	2	
A _s =	506.8	
p _w =	0.0235	
γ _c =	1.5	
γ _b =	1.3	
f'cd=	60	(N/mm ²)
f _{vcd} =	0.6840	≤0.72
β _d =	1.4772	≤1.5
β _p =	1.3294	≤1.5
β _n =	1.1857	≤2.0
f _{wyd} (SD295)=	300	(N/mm ²)
A _w (2-D6)=	63.34	(mm ²)
S _s =	150	(mm)
z =	183	
コンクリートが受け持つせん断耐力	V _{cd} = $\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$	
=	51.5	(kN)
スターラップが受け持つせん断耐力	V _{sd} = $(A_w \cdot f_{wyd} / S_s) \cdot z / \gamma_b$	
=	17.8	(kN)
P C鋼材の平行成分によるせん断耐力	V _{ped} =	0
設計せん断耐力の合計	V _{yd} = V _{cd} + V _{sd} + V _{ped}	
=	69.2	(kN)
設計斜め圧縮破壊耐力(V _{wcd})		
f'cd=	40.0	(N/mm ²)
1.25・√(f'cd)=	7.91	≤7.8
V _{wcd} =	$1.25 \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$	
=	252	(kN)

I-7	I-8	I-9	I-10	I-11	I-12
0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7
51.61	51.61	51.61	51.61	51.61	51.61
0.2100	0.2100	0.2100	0.2100	0.2100	0.2100
4	4	4	4	4	4
0.1600	0.1400	0.1400	0.1600	0.1600	0.1370
2	2	2	2	2	2
506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8
0.0235	0.0235	0.0235	0.0235	0.0235	0.0235
1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
72.6	77	77.8	60.1	72.4	58.8
0.7289	0.7433	0.7459	0.6844	0.7282	0.6794
1.4772	1.4772	1.4772	1.4772	1.4772	1.4772
1.3294	1.3294	1.3294	1.3294	1.3294	1.3294
1.1857	1.1372	1.1372	1.1857	1.1857	1.1300
300	300	300	300	300	300
63.34	63.34	63.34	63.34	63.34	63.34
150	150	150	150	150	150
183	183	183	183	183	183
54.2	51.9	51.9	51.5	54.2	48.7
17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8
0	0	0	0	0	0
72.0	69.7	69.7	69.3	72.0	66.5
48.4	51.3	51.9	40.1	48.3	39.2
8.70	8.96	9.00	7.91	8.68	7.83
252	252	252	252	252	252

構造モデル試験供試体の設計せん断耐力

[衝撃力荷重実験] (1)

但し、 $\gamma_c=1.0$, $\gamma_b=1.0$ とする。

	[設計基準強度 60N/mm ²] (単位)
bw =	0.20 (m)
As1(D13)=	126.7 (mm ²)
Ap1(φ9.3)=	51.61 (mm ²)
ds =	0.2100 (m)
ns =	4
dp =	0.1600 (m)
np =	2
As =	506.8
pw =	0.0235
γ_c =	1.0
γ_b =	1.0
f'cd=	60 (N/mm ²)
f vcd=	0.7830 ≤ 0.72
β_d =	1.4772 ≤ 1.5
β_p =	1.3294 ≤ 1.5
β_n =	1.1857 ≤ 2.0
f wyd(SD295)=	300 (N/mm ²)
Aw(2-D6)=	63.34 (mm ²)
Ss =	150 (mm)
z =	183
コンクリートが受け持つせん断耐力 Vcd =	$\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot bw \cdot d / \gamma_b$ = 70.4 (kN)
スチールが受け持つせん断耐力 Vsd =	$(Aw \cdot f_{wyd} / Ss) \cdot z / \gamma_b$ = 23.1 (kN)
P C鋼材の平行成分によるせん断耐力 Vped =	0
設計せん断耐力の合計 Vyd =	$V_{cd} + V_{sd} + V_{ped}$ = 93.5 (kN)
設計斜め圧縮破壊耐力(Vwcd)	
f'cd=	60.0 (N/mm ²)
$1.25 \cdot \sqrt{f'cd}$ =	9.68 ≤ 7.8
Vwcd =	$1.25 \sqrt{f_{cd}} \cdot bw \cdot d / \gamma_b$ = 328 (kN)

I-1	I-2	I-3	I-4	I-5	I-6
0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7
51.61	51.61	51.61	51.61	51.61	51.61
0.2100	0.2100	0.2100	0.2100	0.2100	0.2100
4	4	4	4	4	4
0.1600	0.1600	0.1600	0.1600	0.1600	0.1600
2	2	2	2	2	2
506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8
0.0235	0.0235	0.0235	0.0235	0.0235	0.0235
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
72.5	74.5	68.5	68.2	71.3	64.2
0.8340	0.8416	0.8183	0.8171	0.8293	0.8008
1.4772	1.4772	1.4772	1.4772	1.4772	1.4772
1.3294	1.3294	1.3294	1.3294	1.3294	1.3294
1.1857	1.1857	1.1857	1.1857	1.1857	1.1857
300	300	300	300	300	300
63.34	63.34	63.34	63.34	63.34	63.34
150	150	150	150	150	150
183	183	183	183	183	183
70.4	70.4	70.4	70.4	70.4	70.4
23.1	23.1	23.1	23.1	23.1	23.1
0	0	0	0	0	0
93.5	93.5	93.5	93.5	93.5	93.5
72.5	74.5	68.5	68.2	71.3	64.2
10.64	10.79	10.35	10.32	10.55	10.02
328	328	328	328	328	328

構造モデル試験供試体の設計せん断耐力

[衝撃力載荷実験] (2)

但し、 $\gamma_c=1.0$, $\gamma_b=1.0$ とする。

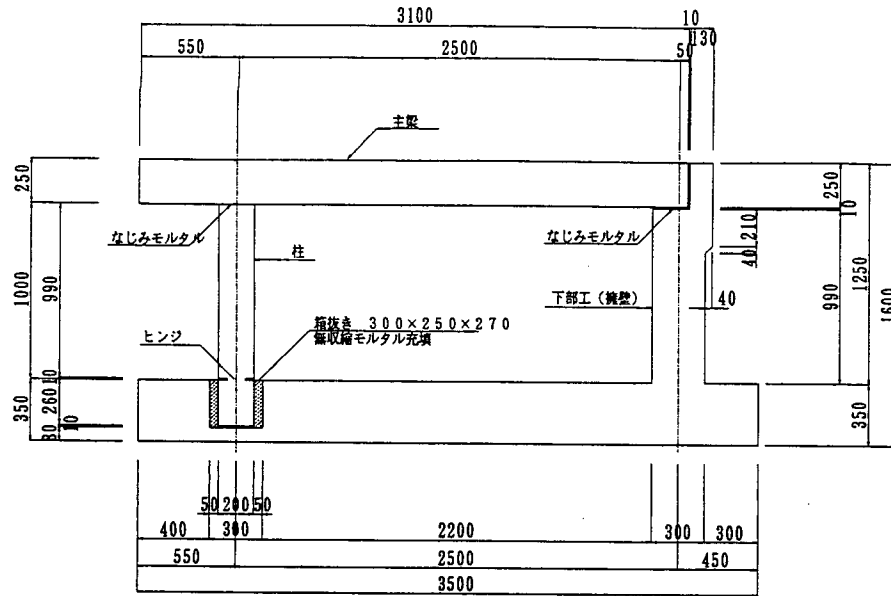
	[設計基準強度 60N/mm ²]	(単位)
bw =	0.20	(m)
Asl(D13)=	126.7	(mm ²)
Ap1(φ9.3)=	51.61	(mm ²)
ds =	0.2100	(m)
ns =	4	
dp =	0.1600	(m)
np =	2	
As =	506.8	
pw =	0.0235	
γ_c =	1.0	
γ_b =	1.0	
f'cd=	60	(N/mm ²)
f vcd=	0.7830	≤0.72
β_d =	1.4772	≤1.5
β_p =	1.3294	≤1.5
β_n =	1.1857	≤2.0
f wyd(SD295)=	300	(N/mm ²)
Aw(2-D6)=	63.34	(mm ²)
Ss =	150	(mm)
z =	183	
コンクリートが受け持つせん断耐力	$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot bw \cdot d / \gamma_b$	
=	70.4	(kN)
スターラップが受け持つせん断耐力	$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd} / S_s) \cdot z / \gamma_b$	
=	23.1	(kN)
P C鋼材の平行成分によるせん断耐力	$V_{ped} =$	0
設計せん断耐力の合計	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped}$	
=	93.5	(kN)
設計斜め圧縮破壊耐力(Vwcd)		
f'cd=	60.0	(N/mm ²)
$1.25 \cdot \sqrt{f'cd} =$	9.68	≤7.8
$V_{wcd} = 1.25 \sqrt{f_{cd}} \cdot bw \cdot d / \gamma_b$		
=	328	(kN)

I-7	I-8	I-9	I-10	I-11	I-12
0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7
51.61	51.61	51.61	51.61	51.61	51.61
0.2100	0.2100	0.2100	0.2100	0.2100	0.2100
4	4	4	4	4	4
0.1600	0.1400	0.1400	0.1600	0.1600	0.1370
2	2	2	2	2	2
506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8
0.0235	0.0235	0.0235	0.0235	0.0235	0.0235
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
72.6	77	77.8	60.1	72.4	58.8
0.8343	0.8509	0.8538	0.7834	0.8336	0.7777
1.4772	1.4772	1.4772	1.4772	1.4772	1.4772
1.3294	1.3294	1.3294	1.3294	1.3294	1.3294
1.1857	1.1372	1.1372	1.1857	1.1857	1.1300
300	300	300	300	300	300
63.34	63.34	63.34	63.34	63.34	63.34
150	150	150	150	150	150
183	183	183	183	183	183
70.4	67.5	67.5	70.4	70.4	67.1
23.1	23.1	23.1	23.1	23.1	23.1
0	0	0	0	0	0
93.5	90.7	90.7	93.5	93.5	90.2
72.6	77.0	77.8	60.1	72.4	58.8
10.65	10.97	11.03	9.69	10.64	9.59
328	328	328	328	328	328

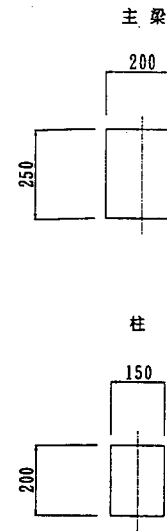
実験供試体設計詳細図

一般図

横断面図



断面図

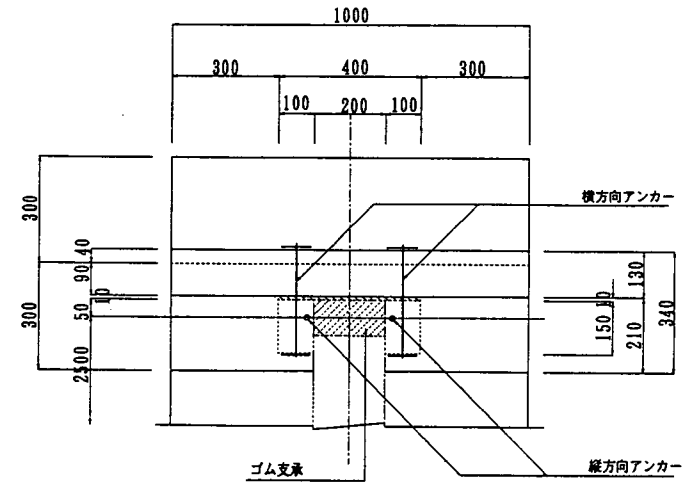


設計条件

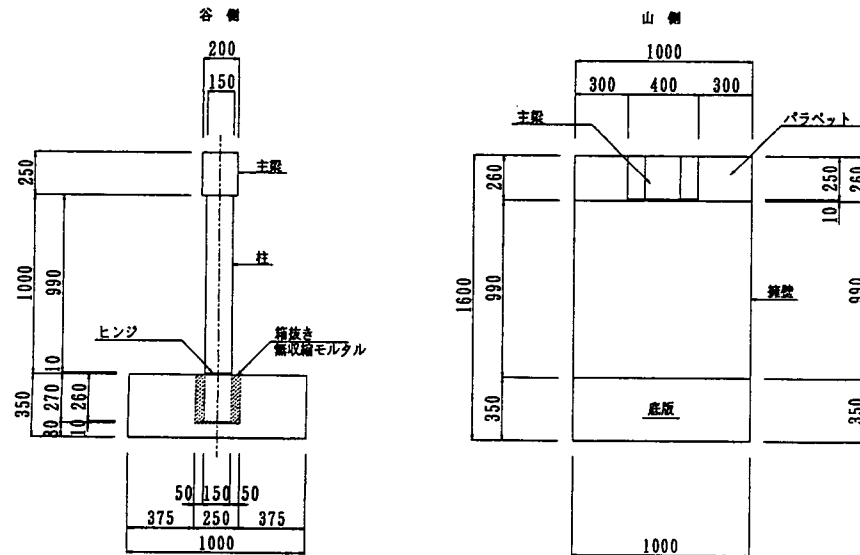
種別	PRCロックシェッド供試体C-1 (逆L型:山側7ツカ-接合)
支間	2.5m
主梁・柱	コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 600 \text{ kgf/cm}^2$
下部工(擁壁)	コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 210 \text{ kgf/cm}^2$
落石荷重	集中荷重: 6.4 t f (曲げ耐力モーメント 5.0 t f・m 相当)
PC鋼材・鉄筋	主梁: SWPR7AN $\phi 9.3$ 、D10 (PRC部材) 柱: SWPR7BN $\phi 12.7$ 、D10
許容応力度	主梁: コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 270 \text{ kgf/cm}^2$ 〔落石時〕 鉄筋の引張応力度 $\sigma_{sa} = 2700 \text{ kgf/cm}^2$

平面図

擁壁



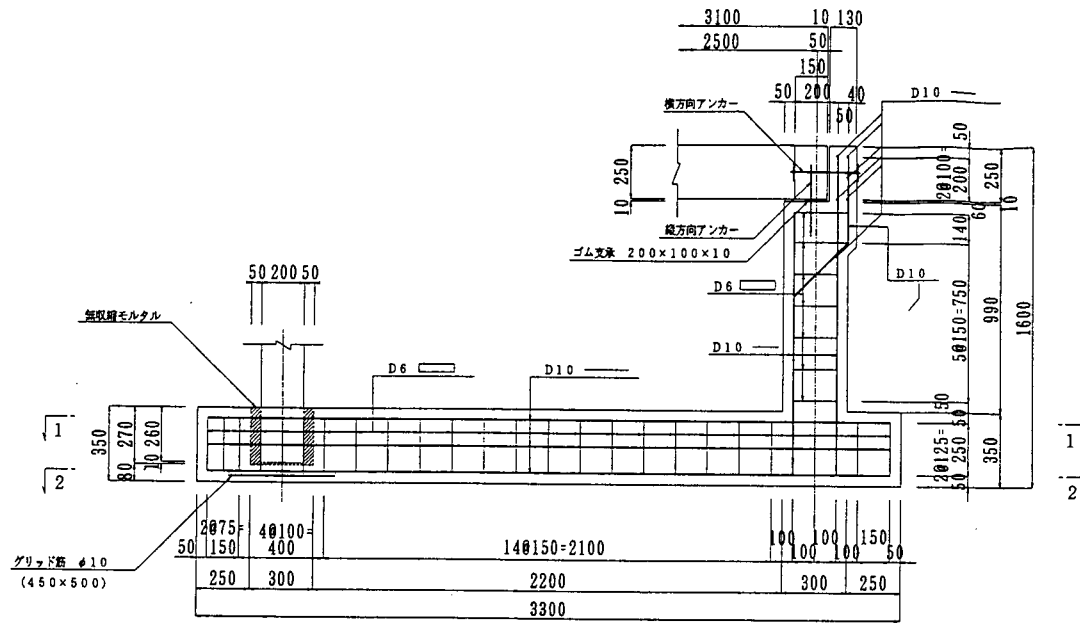
縦断面図



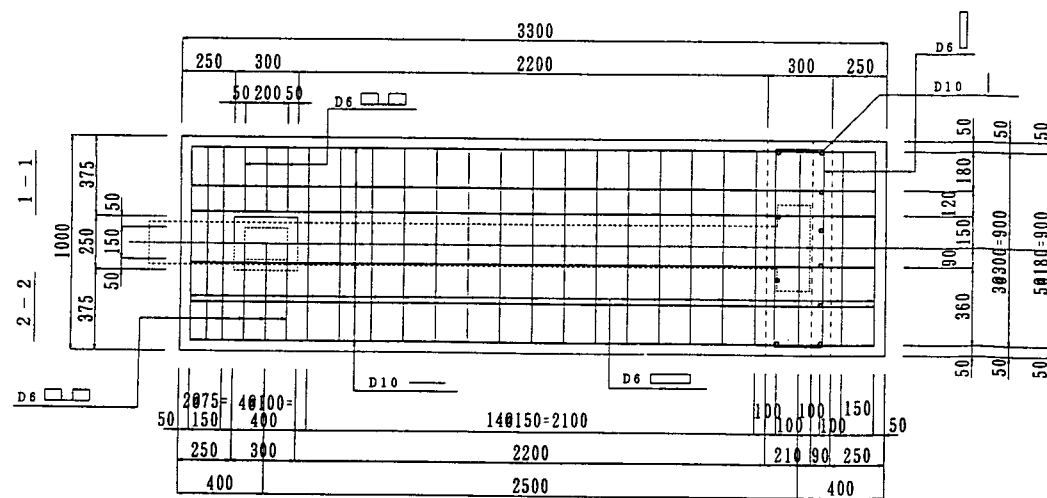
下部工（擁壁）

構造図（その2）

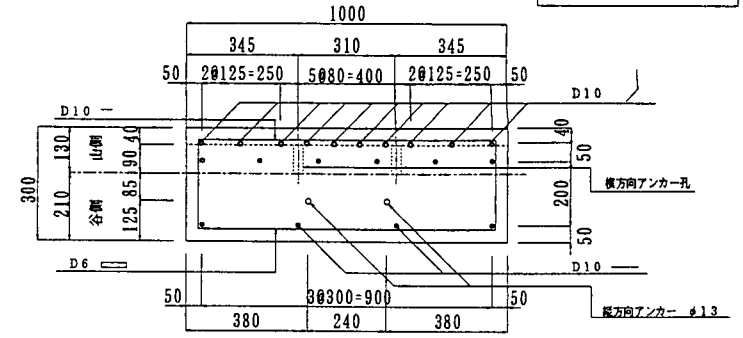
側面図



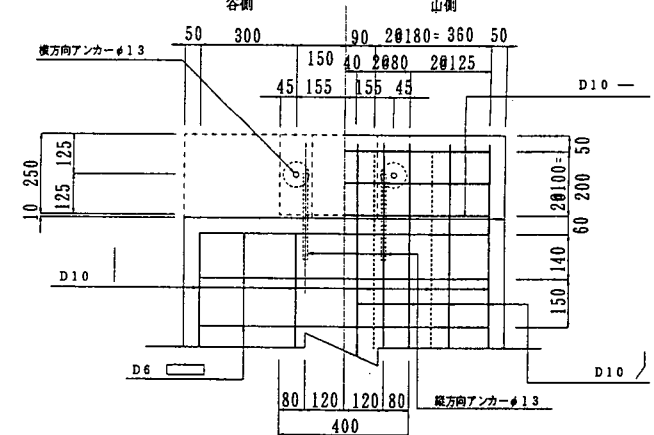
平面図



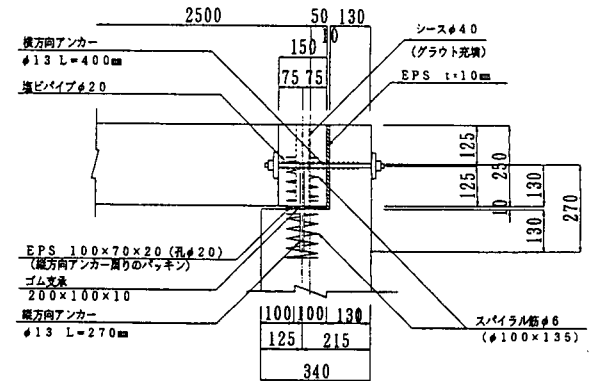
断面図



正面図



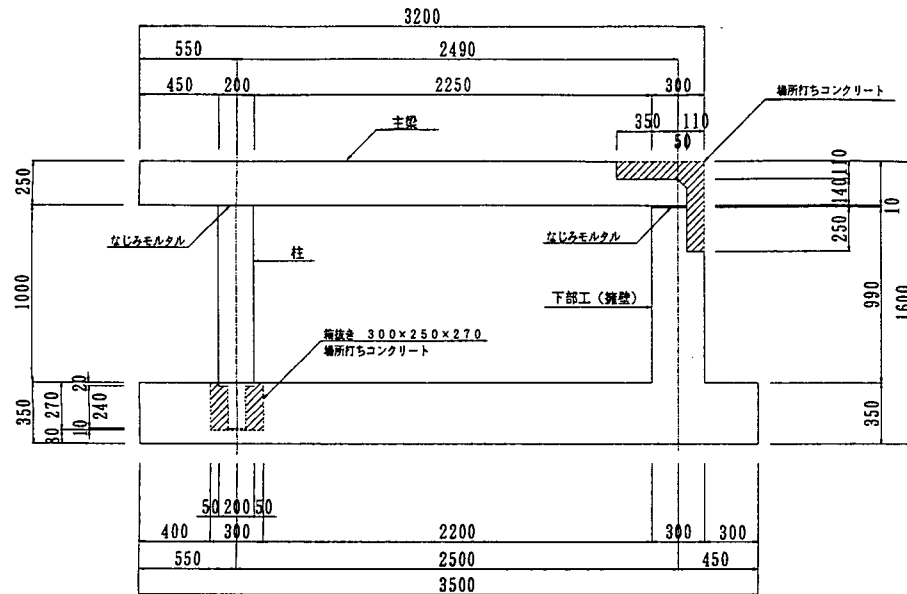
山側アンカー接合部詳細図



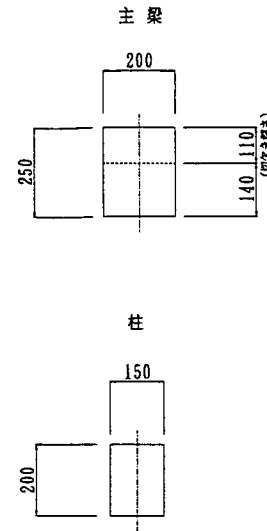
一般図

改良全剛接

横断面図



断面図

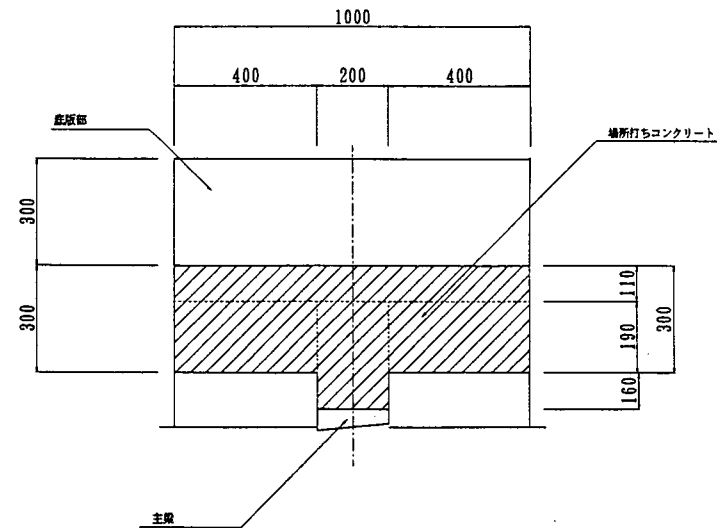


設計条件

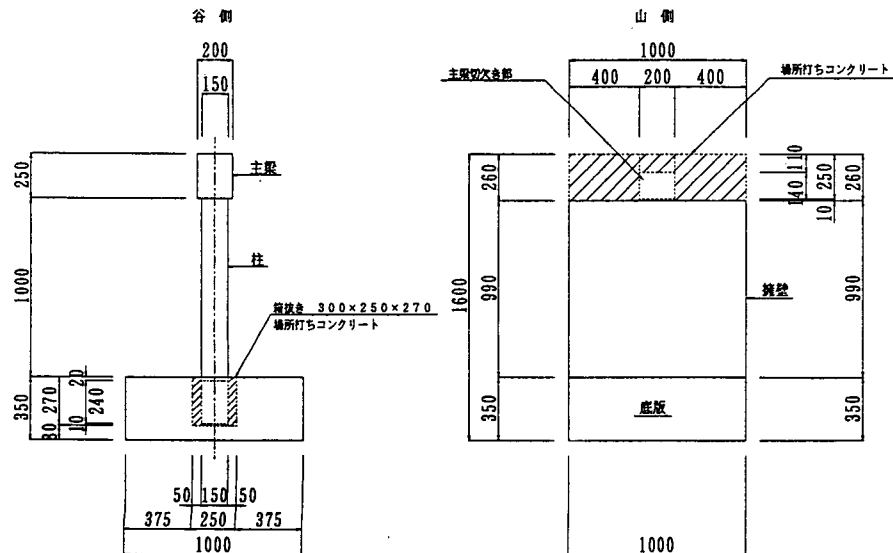
種別	PRCロックシェッド供試体 (門型:山側・谷側RC剛接)
支間	2.5m
主梁・柱	コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 60.0 \text{ kgf/cm}^2$
下部工(擁壁)	コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 21.0 \text{ kgf/cm}^2$
落石荷重	集中荷重: 6.4tf (曲げ耐力モーメント5.0tf・m相当)
PC鋼材・鉄筋	主梁: SWPR7AN $\phi 9.3$ 、D10 (PRC部材) 柱: SWPR7BN $\phi 12.7$ 、D10
許容応力度	主梁: コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 27.0 \text{ kgf/cm}^2$
[落石時]	鉄筋の引張応力度 $\sigma_{sa} = 27.0 \text{ kgf/cm}^2$

平面図

擁壁



縦断面図



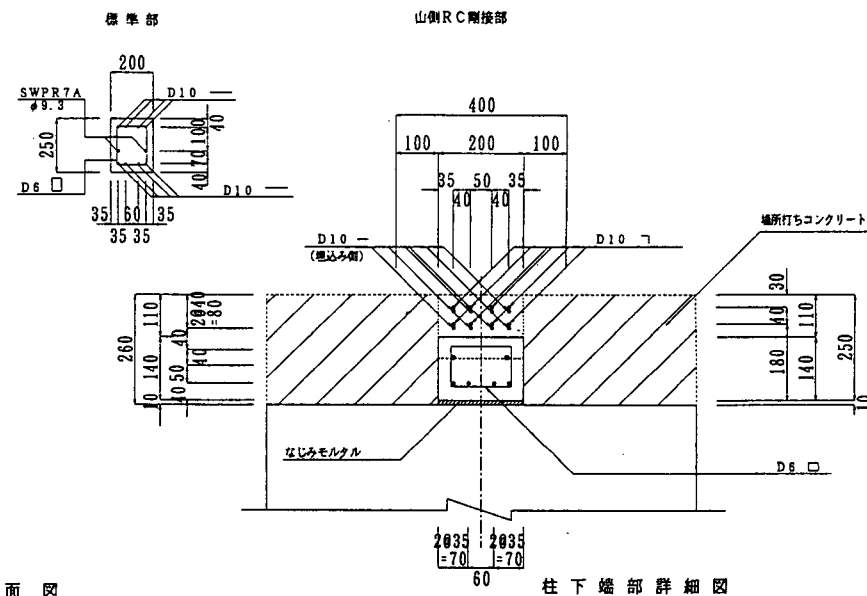
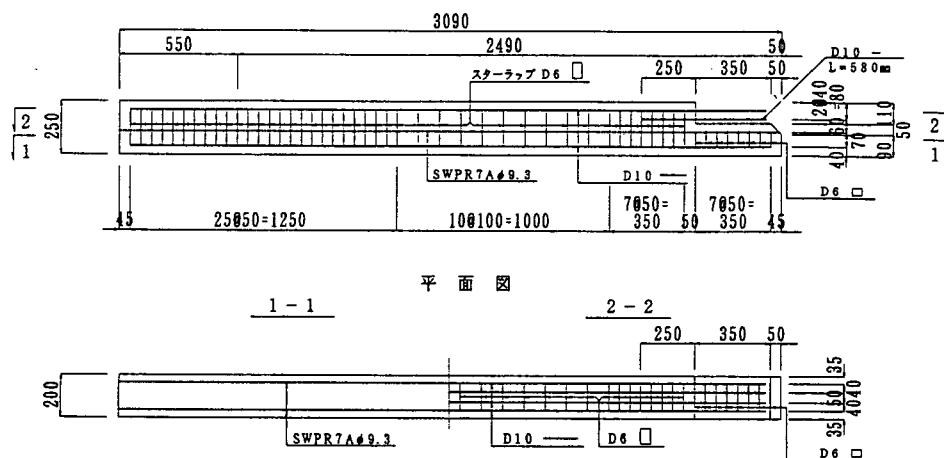
構造図 (その1)

主 梁

改良全剛接

側面図

断面図



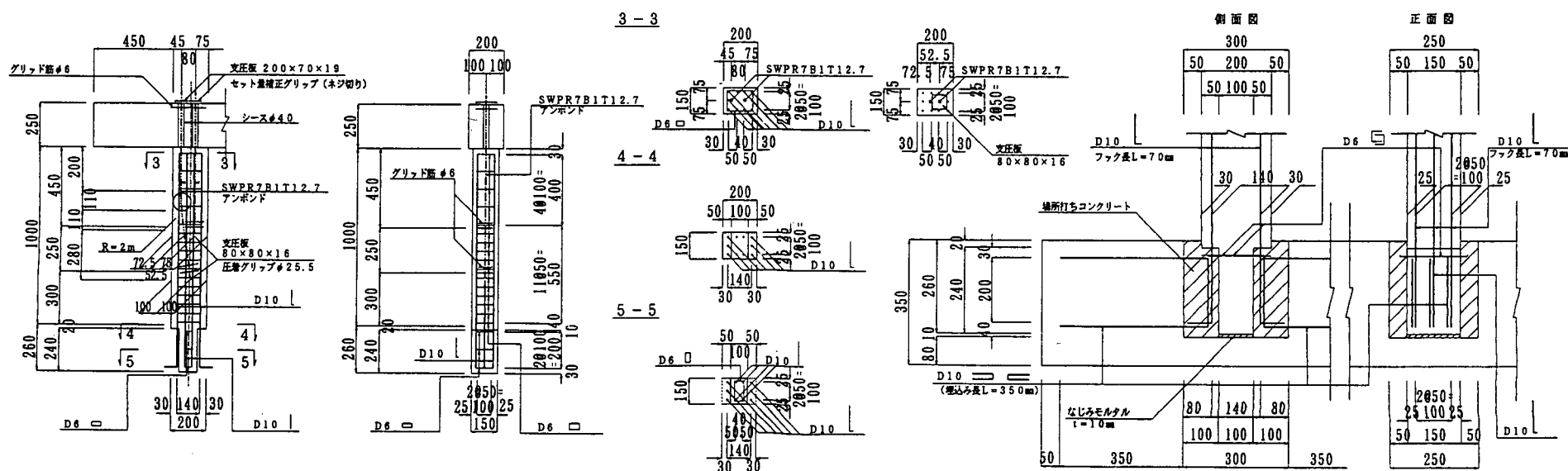
柱下端部詳細図

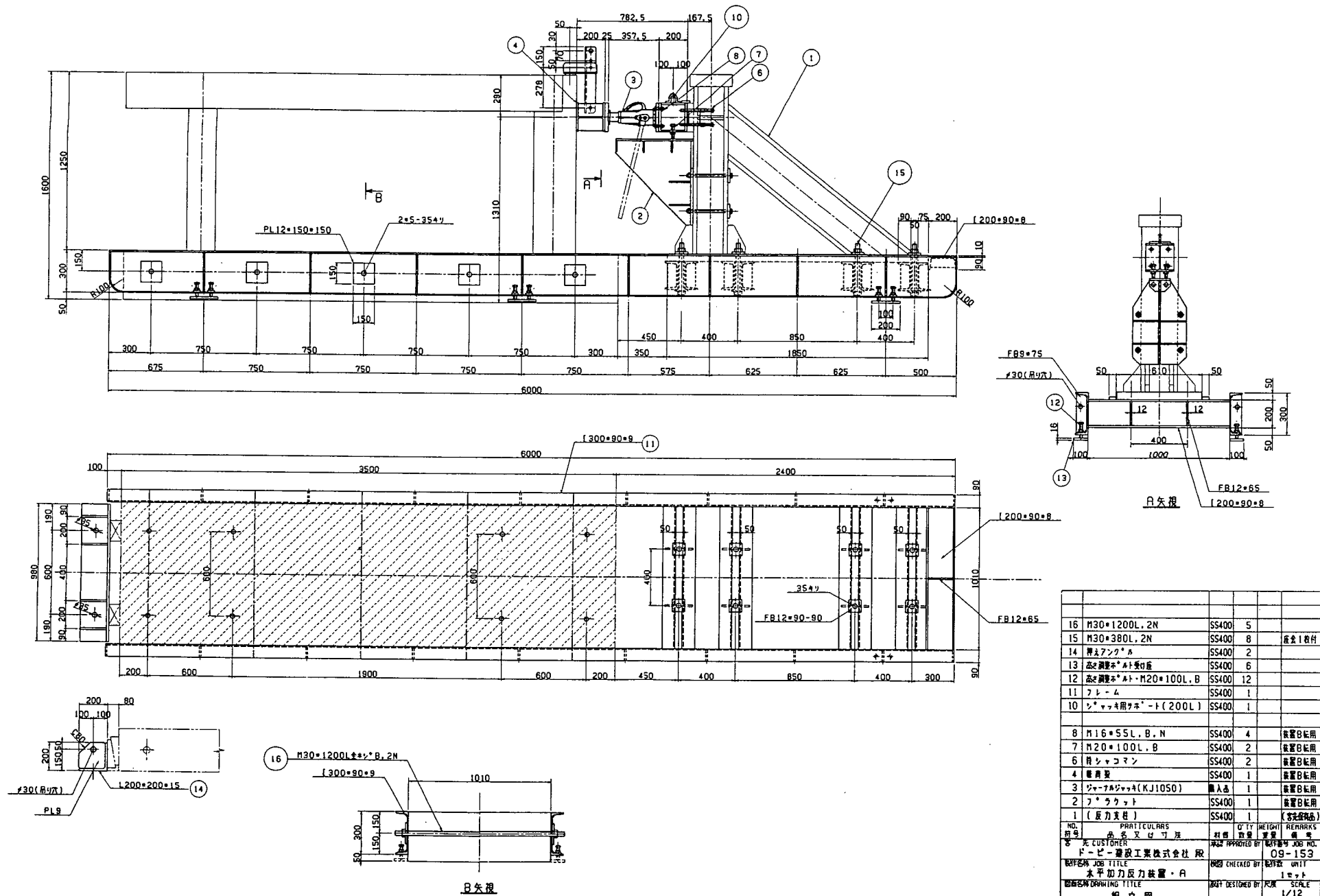
柱

側 面 図

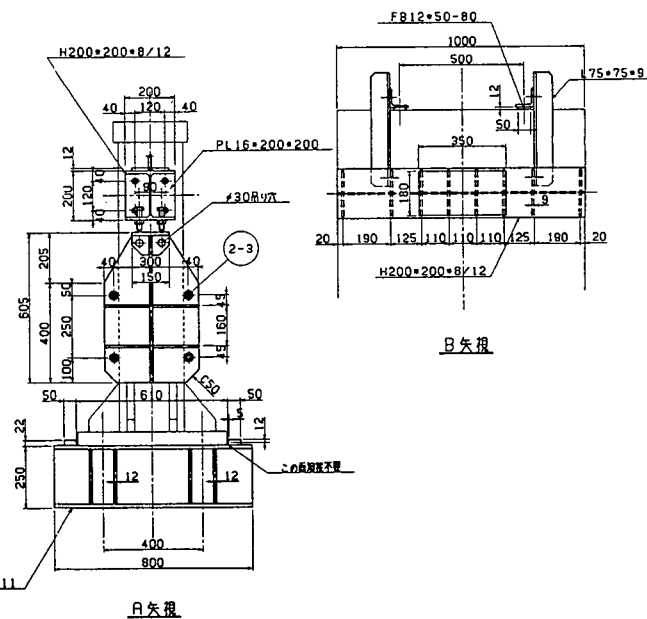
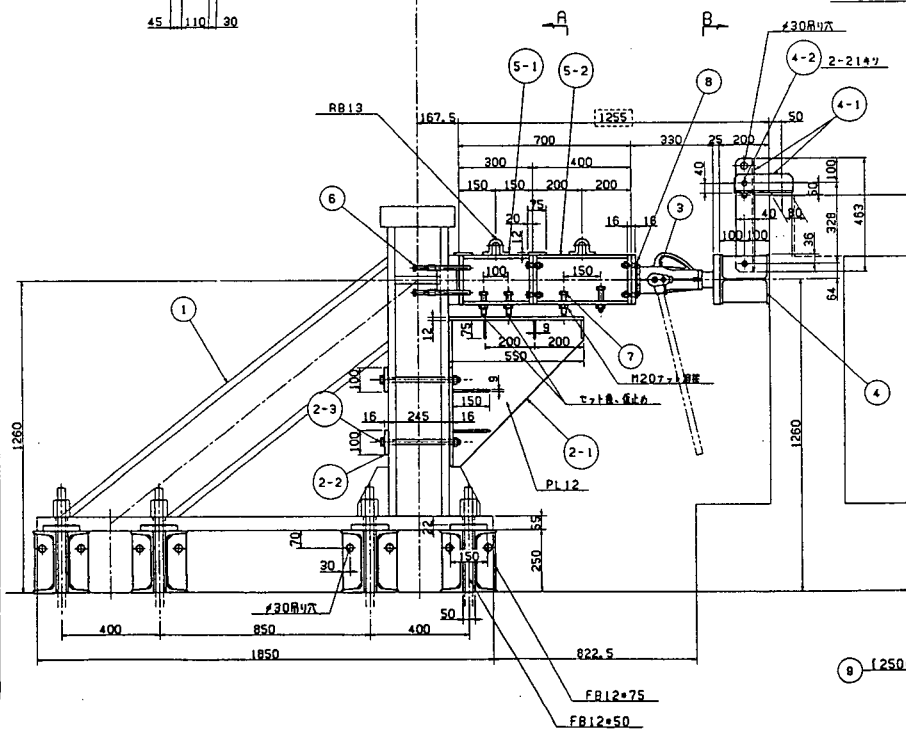
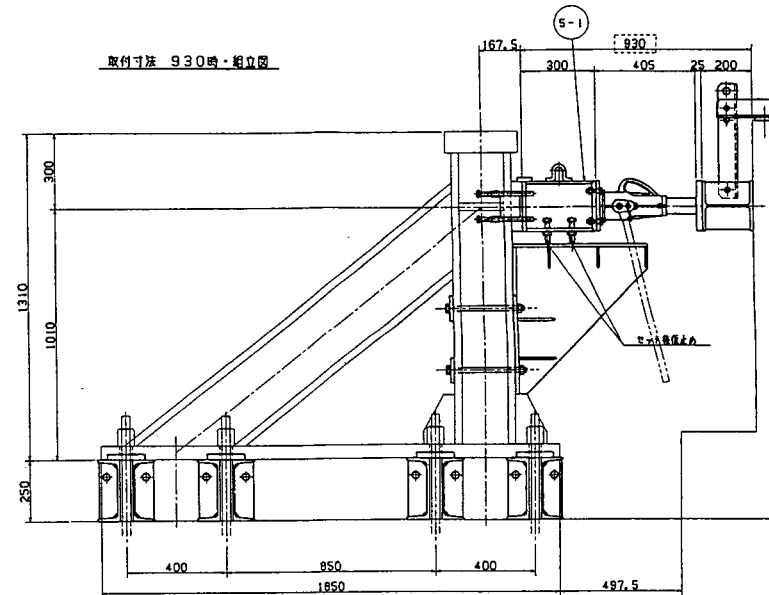
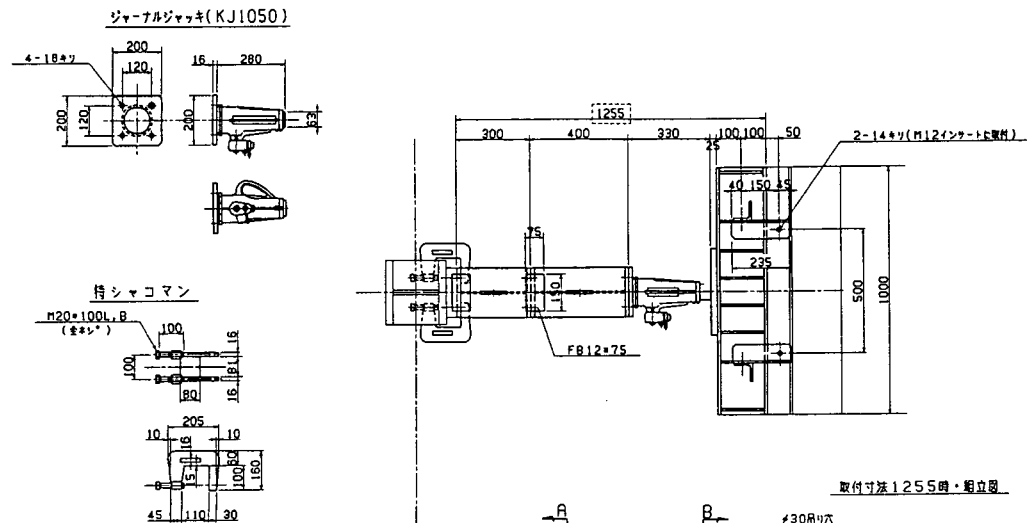
正面图

断面図





16	M30=1200L, 2N	\$S400	5				
15	M30=380L, 2N	\$S400	8				底金1貫付
14	鉄スワンク*ル	\$S400	2				
13	高次鋼線*スト*乗付板	\$S400	6				
12	高次鋼線*スト*M20=100L, B	\$S400	12				
11	フルーム	\$S400	1				
10	シ*ヤック用サネ*ート(200L)	\$S400	1				
8	M16=55L, B, N	\$S400	4				装置台転用
7	M20=100L, B	\$S400	2				装置台転用
6	持シャコマン	\$S400	2				装置台転用
5	電典製	\$S400	1				装置台転用
3	ジョーナルジャ*ク(KJ1050)	購入品	1				装置台転用
2	*フカセツト	\$S400	1				装置台転用
1	(反力支柱)	\$S400	1				(寄文機体品)
NO. 番号	PARTICULARS 品名又ハ寸法	材料	QTY 数量	HEIGHT 高さ	REMARKS 備考	JOB NO.	
	先施業者 ドービー建設工業株式会社 税	製造地	APPROVED BY	設計者	JOB NO.	09-153	
	日本加力反力設置・A		CHECKED BY	配管技	UNIT		
	組立図				1セット		
	DRAWING TITLE	設計 DESTROYED BY	尺規	SCALE			
				1/12			
		DESIGN DRAWN BY	石井	DATE	97/08/24		
		DRW. NO.				09-153-002	



注 記
1. シ・マールシ・マッキとシ・マッキ用ケボートは
相立して、出向すること。(品番~3・5-1・5-2)
2. 塗装色・・・うす緑
3. 本國部品の一部は、〔反力装置・A〕に転用。

9	反力支持要口付	SS400	4		
8	M16×55L, 8.N	SS400	8		
7	M20×100L, 金ナシ*B	SS400	8		免組加工有付
6	特シヤコマン	SS400	2		
5-2	ジャッキ用サネ-ト(400L)	SS400	1		
5-1	ジャッキ用サネ-ト(300L)	SS400	1		
4-2	M20×65L, 金ナシ*B, 2.N	SS400	4		
4-1	鐵製要緊金具	SS400	2個		
4	鐵製型	SS400	1		
3	ジ-7Aジャ-キ(KJ1050)	黒島品	1		フランジ*付
2-3	M20×310L, 8.N	SS400	4		
2-2	F816×100	SS400	2		
2-1	Fラウカ-ト	SS400	1		
1	(反力支持)	SS400	(1)		(実装取付)

NO.	PARTICULARS	QTY	HEIGHT	REMARKS
符号	品名及寸法	初層	位置	重量
免 CUSTOMER		APPROVED BY 監査者 JMS		
ド-ビー建設工業株式会社 役		09-153		
水平加力反力装置・日		CHECKED BY 監査員 UNIT		
製図者 JOB TITLE		1/10		
製図名義 DRAWING TITLE		SCALE		
組立図		DATE		
		97/09/24		
		Dwg. No.		
図番		09-153-001		

