

PRC製ロックシェットの設計法 に関する共同研究報告書

平成8年3月

建設省土木研究所構造研究室
社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会

Copyright © (1996) 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。

PRC製ロックシェットの設計法 に関する共同研究報告書

建設省土木研究所構造橋梁部 構造研究室長 佐藤 弘史
研 究 員 今野 久志
研 究 員 長尾 彰洋
社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会 ロックシェット小委員会委員長 阿部 利行
委 員 白戸 慎一
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 平山 邦夫
幹 事 宇都宮辰也
幹 事 久保 明英
幹 事 坂口 和宏
幹 事 辻 裕治
幹 事 芳賀 正志
幹 事 森 哲哉

要 旨

本報告書は、PRC製ロックシェットの設計法に関する共同研究の平成6年度および平成7年度の成果を報告するものである。PRC製ロックシェット主梁のPC鋼材量と鉄筋量のバランスについては、鉄筋量を増加する方が靱性が向上することが実験より明らかとなった。

ロックシェット全体系に関する検討では、現行のPC逆L形式の主梁の鉄筋量を増加させることや、ヒンジ部を剛節化し不静定構造とすることが耐衝撃性の向上につながるということが実験により示された。

キーワード：ロックシェット、衝撃載荷実験、衝撃力、落石、PRC、耐荷力

目 次

1. まえがき	1
2. 主梁に関する検討	2
2.1 PC鋼材量と鉄筋量のバランス	2
2.1.1 供試体の設計	2
2.1.2 静的載荷実験	4
(1)実験概要	4
(2)計測方法	6
(3)実験方法	6
(4)実験結果	7
2.1.3 衝撃載荷実験（繰り返し載荷実験）	20
(1)目的	20
(2)実験概要	20
(3)供試体	21
(4)緩衝材	23
(5)使用センサーと計測方法	23
(6)実験ケース	23
(7)実験結果	26
2.1.4 衝撃載荷実験（単発載荷実験）	28
(1)目的	28
(2)実験概要	28
(3)供試体	28
(4)緩衝材	28
(5)使用センサーと計測方法	28
(6)実験ケース	28
(7)実験結果	30
2.2 靱性の改善	33
2.2.1 コツァイト [®] について	33
2.2.2 供試体の設計	33
2.2.3 静的載荷実験	33
(1)実験方法	33
(2)実験結果	36
2.2.4 衝撃載荷実験	44
(1)目的	44
(2)実験概要	44
(3)供試体	44
(4)緩衝材	44
(5)使用センサーと計測方法	44
(6)実験ケース	45
(7)実験結果	45

2.3	耐衝撃性に優れた主梁の検討	46
2.3.1	設計耐力と実験耐力の関係	46
2.3.2	施工性、経済性、耐力、靱性等による検討	48
2.4	従来のPRC設計と靱性PRC設計の比較計算例	56
2.4.1	検討の内容	56
(1)	従来PRC設計法	56
(2)	靱性PRC設計法	56
2.4.2	標準横断面	56
2.4.3	荷重の計算	57
(1)	落石荷重	57
(2)	自重	58
(3)	緩衝材の重量	60
(4)	荷重の組み合わせ	60
2.4.4	主構の設計	60
(1)	材料	60
(2)	構造形	61
(3)	部材の断面積および断面 2 次モーメント	62
(4)	断面力の照査位置	63
(5)	断面力計算結果	63
(6)	断面算定（従来のPRC設計法）	64
(7)	断面算定（靱性PRC設計法）	69
3.	接合部に関する検討	74
3.1	構造系の違いによる比較（その 1）	74
3.1.1	供試体の設計	74
3.1.2	静的載荷実験	78
(1)	ひずみゲージおよび変位計の配置	78
(2)	載荷実験および計測方法	79
(3)	実験結果	82
(4)	まとめ	102
3.1.3	衝撃載荷実験（繰り返し載荷実験）	103
(1)	目的	103
(2)	実験概要	103
(3)	供試体	104
(4)	緩衝材	104
(5)	使用センサーと計測方法	104
(6)	実験ケース	105
(7)	実験結果	107
3.2	構造系の違いによる比較（その 2）	110
3.2.1	供試体の設計	110
3.2.2	静的載荷実験	112
(1)	ひずみゲージおよび変位計の配置、計測方法	112
(2)	実験結果	112
(3)	まとめ	127

3.2.3 衝撃載荷実験（繰り返し載荷実験）	128
(1)目的	128
(2)実験概要	128
(3)供試体	128
(4)緩衝材	128
(5)使用センサーと計測方法	128
(6)実験ケース	128
(7)実験結果	130
3.2.4 衝撃載荷実験（単発載荷実験）	132
(1)目的	132
(2)実験概要	132
(3)供試体	132
(4)緩衝材	132
(5)使用センサーと計測方法	132
(6)実験ケース	132
(7)実験結果	133
(8)まとめ	140
3.3 各接合部の接合法に関する検討	141
3.3.1 谷側柱下端の剛接方法の検討	142
(1)概説	142
(2)工法概要	142
(3)設計方法（案）	143
(4)設計計算例	147
3.3.2 山側の剛接方法の検討	152
(1)概説	152
(2)工法概要	153
(3)設計方法（案）	154
(4)設計計算例	158
4. 今後の課題	164
付属資料	
1. 断面力計算結果電算出力（2.4.4主構の計算、(5)断面力計算結果）	165
2. クラック図および写真（3.2.4衝撃載荷実験（単発載荷実験））	174

1. まえがき

現在、ロックシェッドには、比較的大きな落石荷重に対応できるものとして、PC製ロックシェッドとRC製ロックシェッドの2種類のものがある。PC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り、一方のRC製ロックシェッドは、靱性に富んでいるが施工性にやや難がある。今後の施工における人手不足や道路防災施設に対する安全性の推進から、両者の長所を取り入れ、施工性および耐衝撃性に優れ、靱性に富んだPRC製ロックシェッドを開発し、その設計法を確立する必要がある。

そこで、本研究では、主梁のPC鋼材量と鉄筋量のバランスに関する検討、主梁の靱性改善に関する検討、各接合部に関する検討等を行い、耐衝撃性に優れたPRC製ロックシェッド全体系の設計法について検討を行うものである。

2. 主梁に関する検討

2.1 PC鋼材量と鉄筋量のバランス

2.1.1 供試体の設計

プレストレストコンクリート構造のPC鋼材の一部を鉄筋に置き換えた、いわゆるPRC構造は、PC構造に比べて靱性が高いものになることが知られており、その結果、衝撃力を緩和する（エネルギー吸収）効果も期待できると考えられる。そこでPC鋼材量と鉄筋量の比率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のかを調べるために、設計荷重を統一し、PC鋼材量および鉄筋量の異なる7種類の主梁供試体を製作し静的載荷実験および重錘落下衝撃実験を行い挙動の違いについて比較検討を行った。

供試体の形状については、実物の形状を考慮するとT形断面となるが、模型実験では、供試体のフランジ厚が薄くなること、載荷幅が大きいと偏心等による衝撃力のバラツキが予想されることから長方形断面とした。断面寸法は幅20cm、高さ30cmとし、コンクリート強度はロックシェッドで一般的に使用される600kgf/cm²とする。

九州ロックシェッド協会の標準設計では全断面有効とした時の落石荷重時の下縁の引張応力度は最小で70～80kgf/cm²、最大で185～190kgf/cm²となっていることから、全断面有効としたときの供試体の落石時下縁の引張応力度を170kgf/cm²と仮定すると落石荷重時相当曲げモーメント（供試体自重を含む）は次のようになる。

$$M = \sigma_c \cdot B \cdot H^2 / 6 = 5.1 \text{tf} \cdot \text{m}$$

よって、供試体の落石荷重相当の設計曲げモーメントを5tf・mとした。

許容応力度については以下のとおりとした。

・PC鋼材 $\sigma_{py} = 150 \text{kgf/mm}^2$ 、落石時 $\sigma_{pa} = 135 \text{kgf/mm}^2$

有効応力度 $\sigma_{pe} = 90 \text{kgf/mm}^2$ 、偏心距離 5cm

断面積 $\phi 9.3 \text{mm} = 51.61 \text{mm}^2$

注）偏心距離は上縁に引張応力が出ない核位置とした。

・鉄筋(SD295A) $\sigma_{ty} = 3,000 \text{kgf/cm}^2$ 、落石時 $\sigma_{ta} = 2,700 \text{kgf/cm}^2$

断面積 D10mm = 71.33mm²

D13mm = 126.7mm²

・コンクリートの曲げ圧縮応力度 落石時 $\sigma_{ca} = 270 \text{kgf/cm}^2$

・落石時の許容応力度

PC鋼材 : 従たる特殊荷重として降伏点の90%とする。

鉄筋 : 地震時と同様として設計許容値の割り増し1.5とする。

コンクリート : 同上。ただし部材寸法が小さいためT・箱形断面の値とした。

また、供試体設計計算時の仮定は以下のとおりである。

・平面保持の法則に基づいて断面内の力の釣り合いから応力を算定する。

・PC鋼材のひずみと応力の関係は道路橋示方書による。

・鉄筋のひずみと応力の関係は道路橋示方書による。

- ・コンクリートのひずみと応力の関係は道路橋示方書による。(二次放物線)
- ・コンクリートの引張強度は無視する。
- ・PC鋼材と鉄筋の終局ひずみは計算の都合で5%に制限している。
- ・落石相当時は、コンクリートと引張鋼材の応力を制限して鋼材量を求めている。
- ・供試体は単純梁とし、PC鋼材量と鉄筋量を変化させた数体を設計する。
- ・引張鋼材としてPC鋼材100% (引張耐力) から落石時の応力を満足させ得る範囲でPC鋼材を減少させ、鉄筋100%まで設計する。
- ・引張鋼材量の算定は、落石荷重作用時で決定し、各供試体の設計耐力を合わせる。(終局耐力を一定とする考え方もあるが、ロックシェッドの場合には設計での終局耐力は二次的で、これまでの設計では終局荷重時で引張鋼材量が決まることはほとんどない)

図-1に供試体の形状図を、表-1に各供試体の終局耐力等を示す。

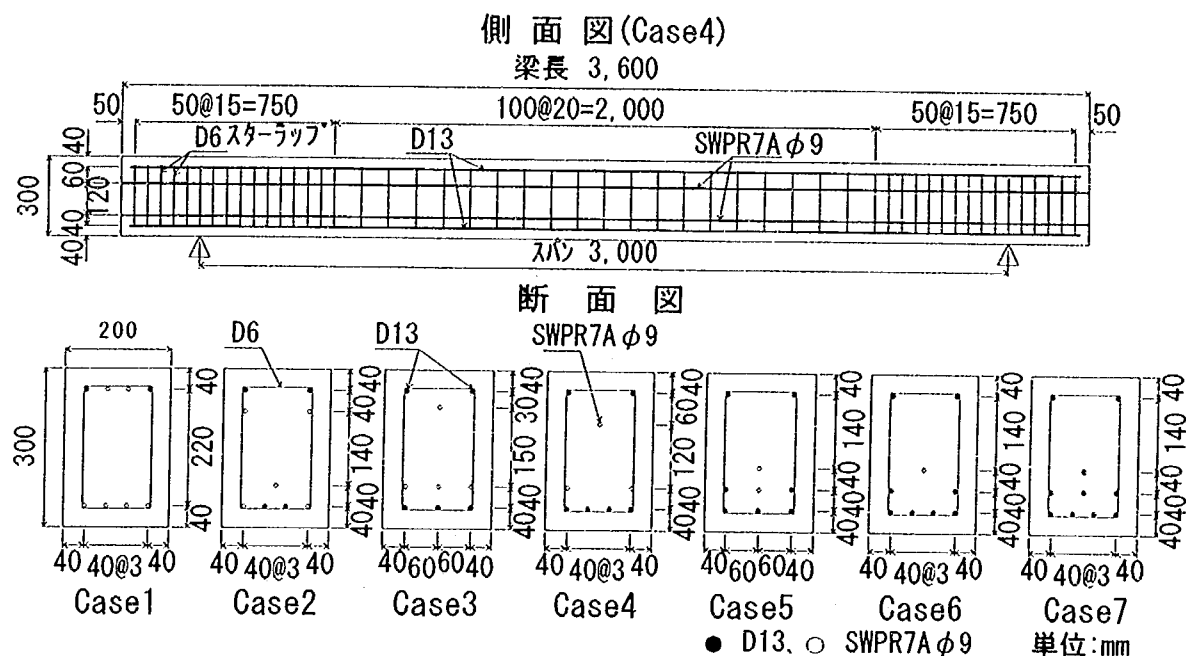


図-1 供試体の形状図

表-1 供試体の落石時及び終局耐力

供試体種類	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7
PC鋼材の有効応力度	80.0	71.5	69.0	55.0	95.0	75.0	—
落石時曲げ耐力 (tf・m)	4.999	4.962	4.983	5.011	5.004	4.983	5.023
落石時耐力相当荷重 (tf)*	8.693	8.629	8.665	8.714	8.702	8.665	8.735
終局時曲げ耐力 (tf・m)	7.127	7.448	7.871	7.128	6.955	6.468	6.680
終局時耐力相当荷重 (tf)*	12.394	12.952	13.688	12.396	12.095	11.248	11.617
鉄筋・鋼材係数 q sp	0.099	0.148	0.136	0.123	0.111	0.098	0.097

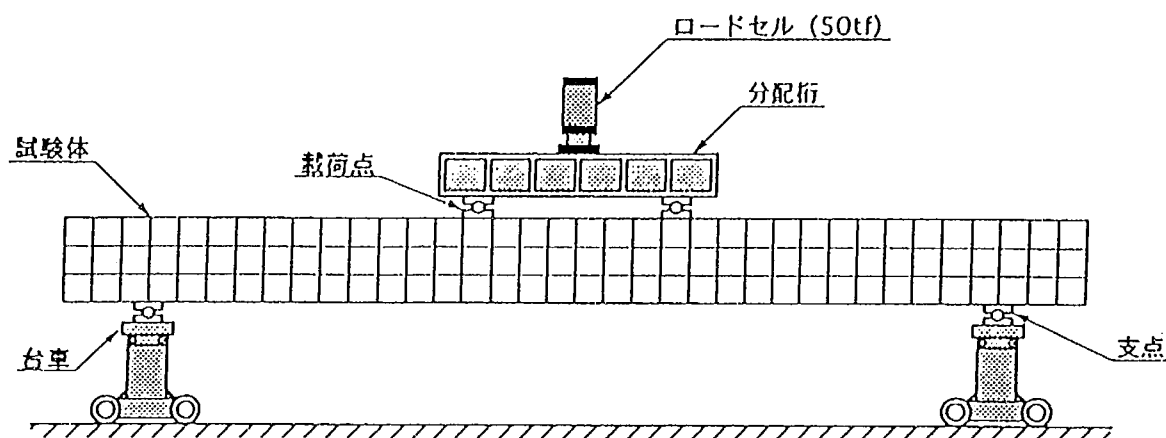
注) *は、2点集中荷重載荷での値 (図-2参照)

2.1.2 静的載荷実験

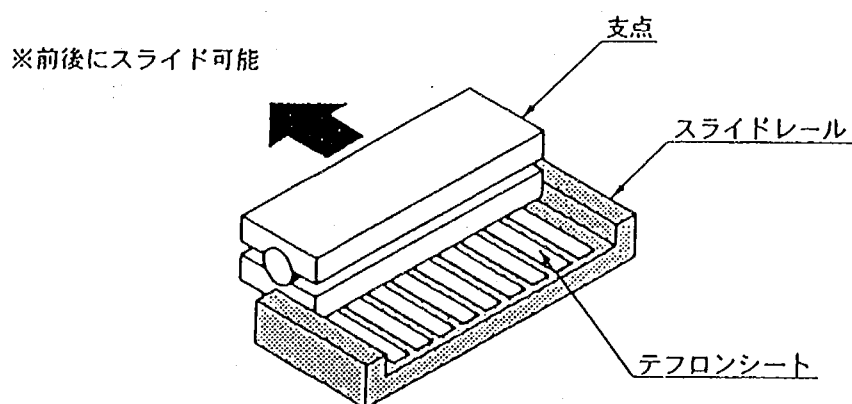
(1) 実験概要

供試体への載荷は、図-2に示すように、対称2点集中荷重方式とし、スパン3mおよびせん断スパン1.15mとした。また、載荷点および支点には回転可能なローラ支承を用いた。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。

載荷試験は、写真-1に示すように、容量30tfの曲げ試験装置を使用した。

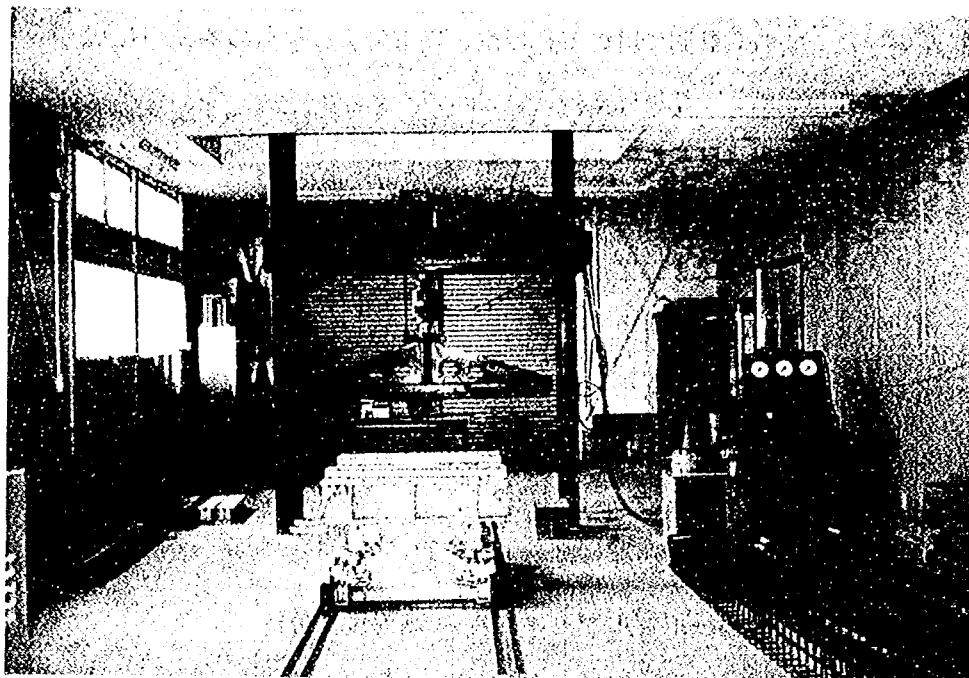


(a) 供試体の配置状況

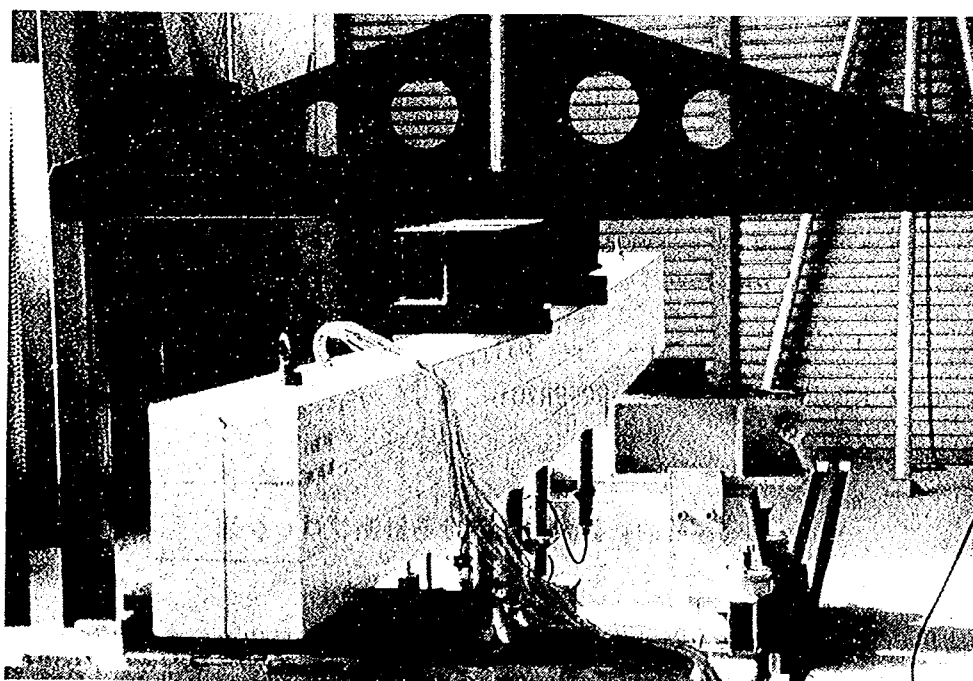


(b) 支承部の概念図

図-2 PRC主梁供試体の静的載荷実験の方法



(a) 載荷装置の全景（容量30tf曲げ試験装置）



(b) 供試体の設置状況

写真-1 載荷装置の全景と供試体の設置状況

(2) 計測方法

載荷試験におけるデータの計測方法は、デジタル計測とアナログ計測を併用したもので、図-3に示すような計測ブロックに基づいた。これら計測に用いる機器は、以下のようなものを使用した。

- ・ 50tロードセル（共和電業製）：作用荷重の測定、1台
- ・ 高速データロガー：ひずみおよび変位の測定、1台
- ・ 50点用スキャナー：ゲージおよび変位計の接続、1台
- ・ 動ひずみ計：荷重および変位のアナログ計測、2台
- ・ X-Yレコーダ：荷重-変位関係のアナログ出力、1台
- ・ パーソナルコンピュータ：データの収録、1台
- ・ プリンタ：データの出力、1台

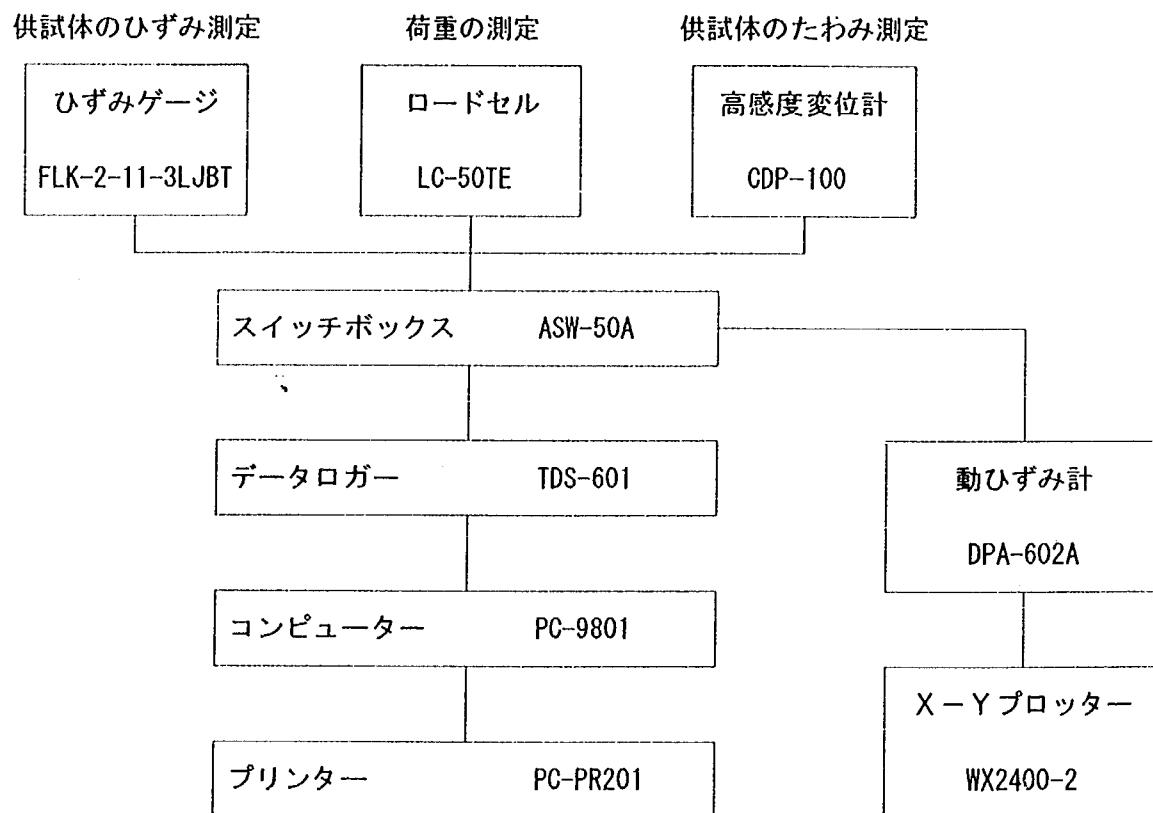


図-3 静的載荷実験における計測ブロック図

(3) 実験方法

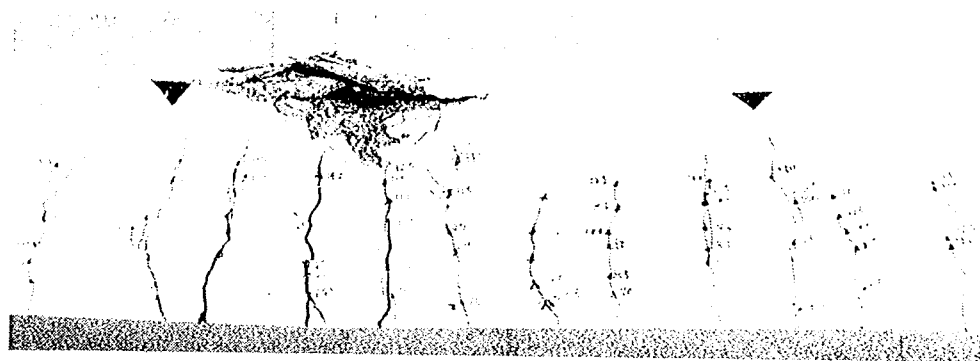
供試体への載荷は、破壊までの漸次増加荷重とし、X-Yレコーダで荷重-変位関係をモニターしながら行った。データの計測は、常時の荷重増加以外に、初期ひび割れ発生荷重、供試体の最大ひび割れ幅が0.1、0.2、0.3mmの時の荷重、鉄筋の降伏および最大荷重時などについて行い、供試体の性状が把握できるようにした。

(4) 実験結果

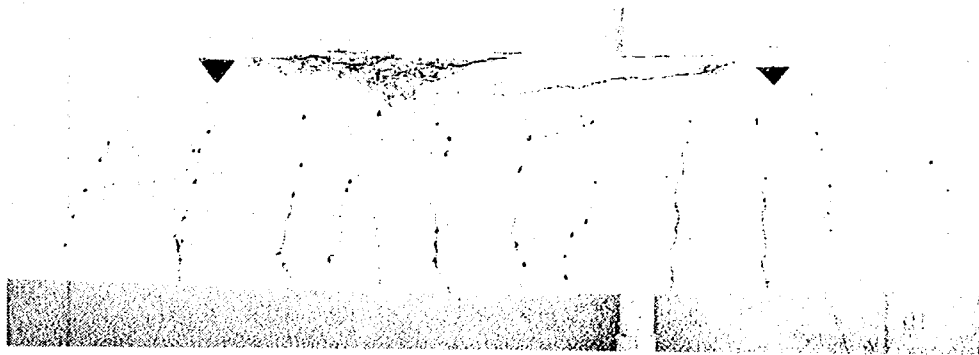
各供試体の破壊に至るまでの性状は、ほぼ同様であった。初期ひび割れの発生は、スパン中央の最大曲げモーメント区間で発生しており、大体1本ないし2本であった。さらに荷重を増加させていくと、初期ひび割れの伸展と、新たなひび割れの発生があり、これらひび割れが部材高さの約2/3程度まで伸展した後は、伸展が殆ど見られなくなった。これに伴って荷重の増加が鈍くなり、変形だけが增加するようになり、圧縮側コンクリートに圧壊の兆候となるコンクリートの剥離が生じ始めた。

圧縮側コンクリートに圧壊の兆候が生じると、部材に水平なひび割れが生じ、徐々にひび割れ幅が広がり、V字型の圧壊領域が明確になった時点で耐力の減少が起こった。最終的な破壊の様相は、写真-2に示すように、ほぼ同様なもので、普通強度のRC部材より急激な圧壊を生じた曲げ引張破壊的なものである。

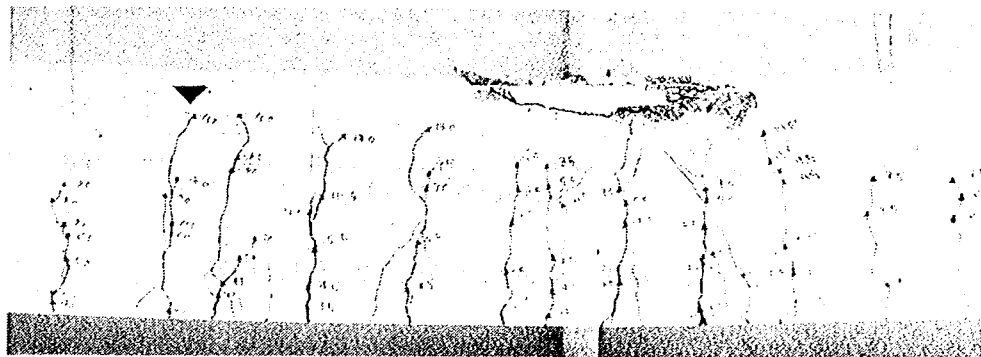
図-4.1~4.7に各供試体の荷重-変位関係を、図-5に7供試体の荷重-変位関係を、図6.1~6.7に実験終了時のひび割れ図を、また表-2に実験結果の一覧を示す。



Case2



Case4



Case6

写真-2 載荷実験後の供試体のひび割れ状況

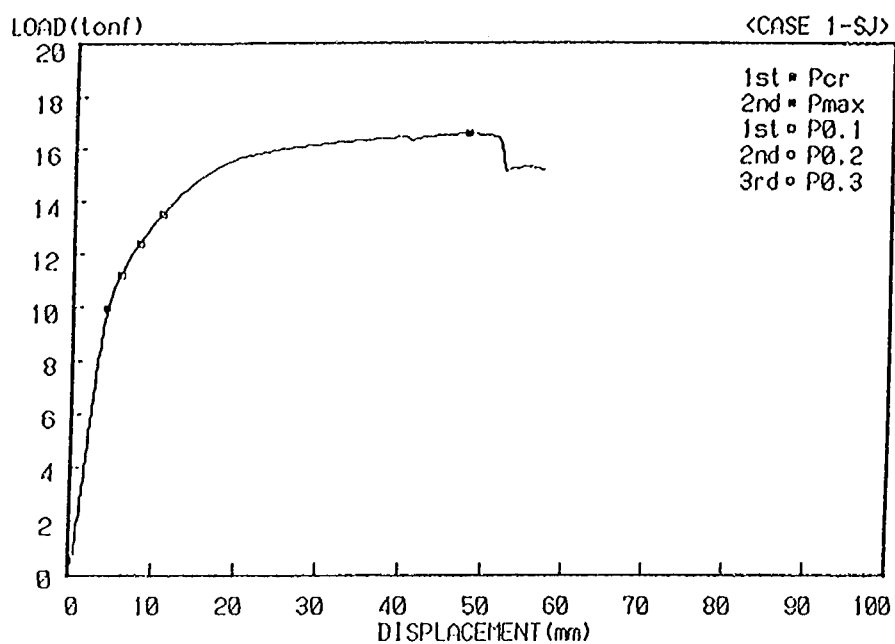


図-4.1 荷重—変位関係の測定結果 (Case1)

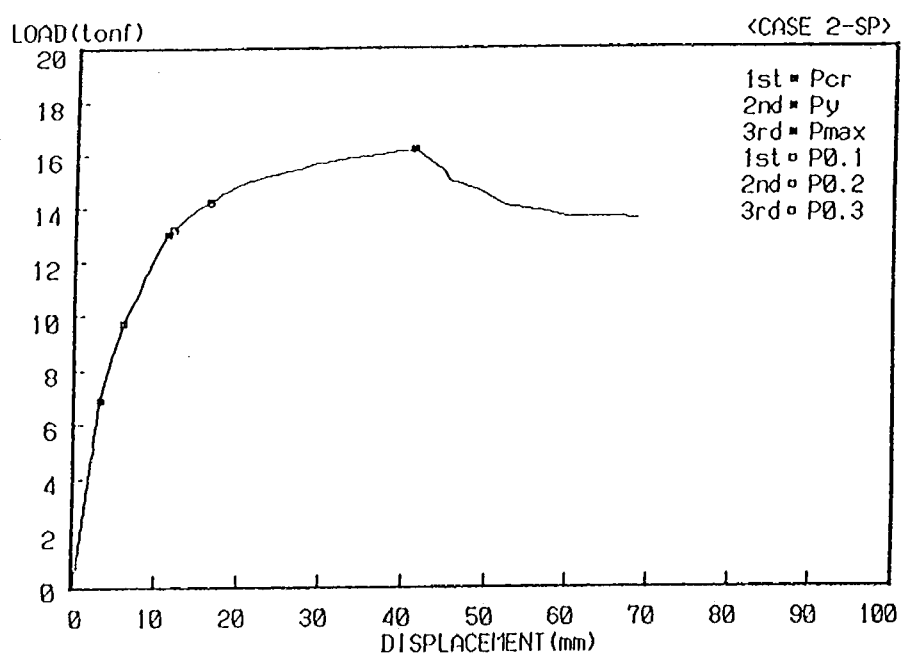


図-4.2 荷重—変位関係の測定結果 (Case2)

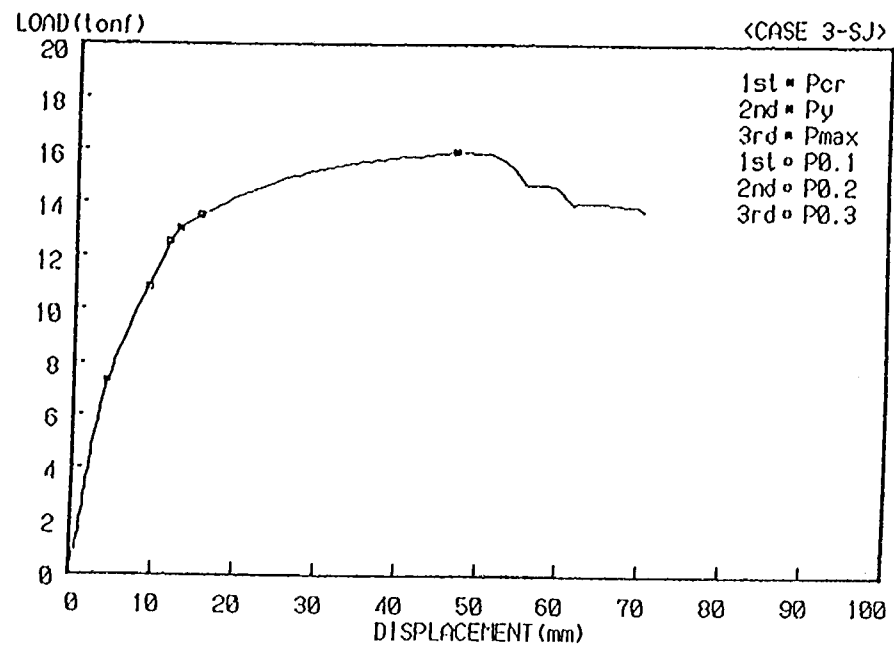


図-4.3 荷重—変位関係の測定結果 (Case3)

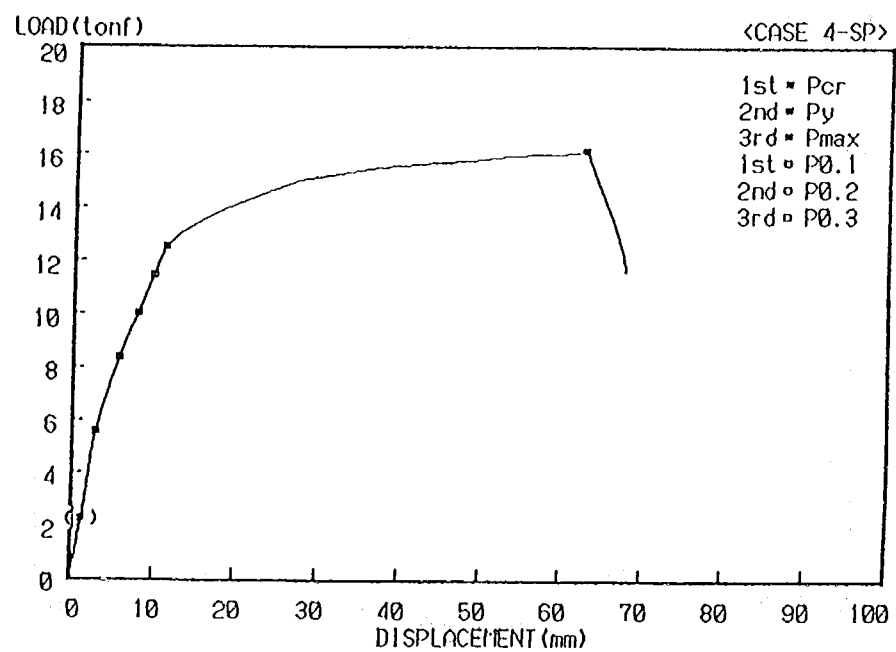


図-4.4 荷重—変位関係の測定結果 (Case4)

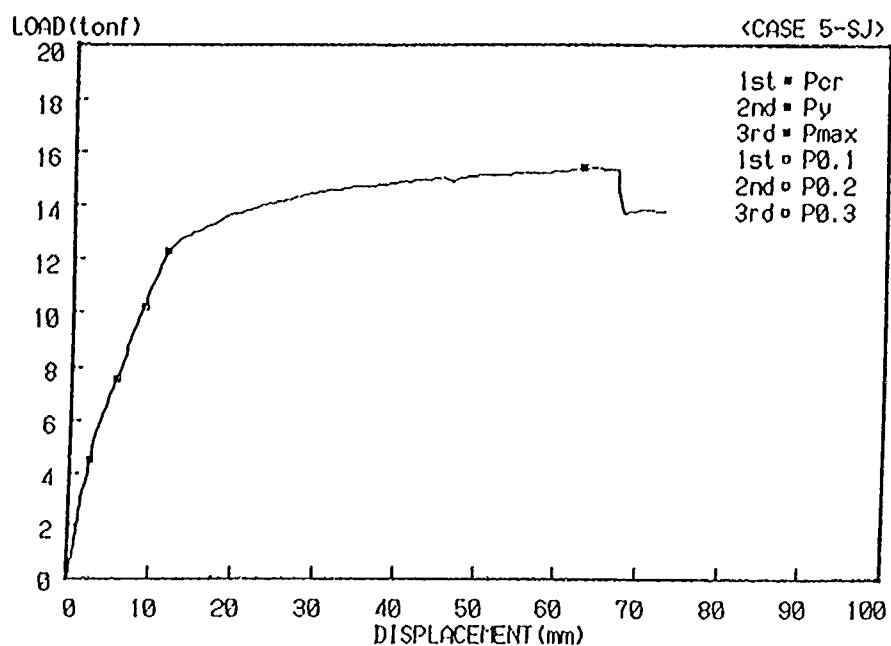


図-4.5 荷重—変位関係の測定結果 (Case5)

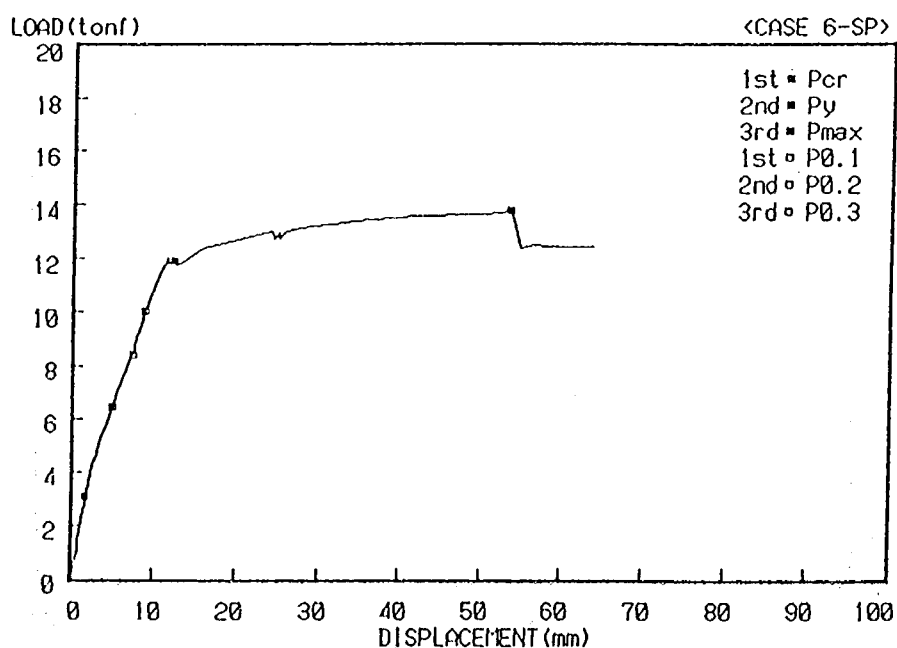


図-4.6 荷重—変位関係の測定結果 (Case6)

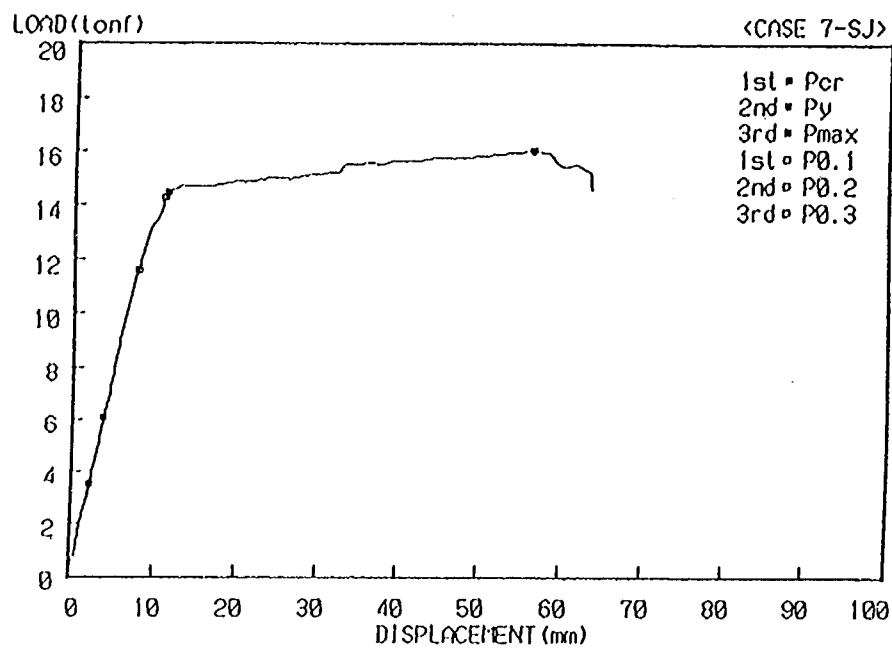


図-4.7 荷重—変位関係の測定結果 (Case7)

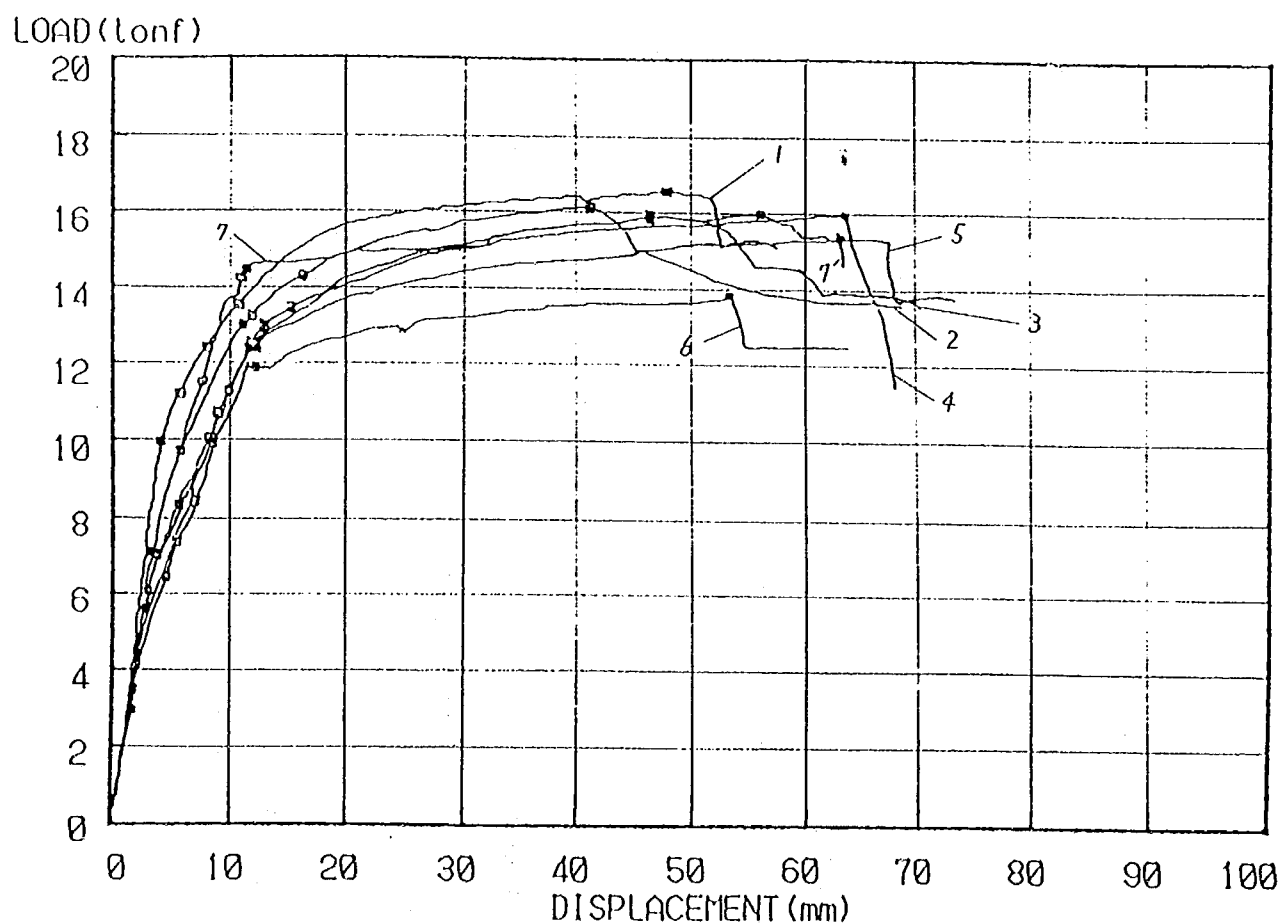


図-5 荷重—変位関係の測定結果 (Case1~7)

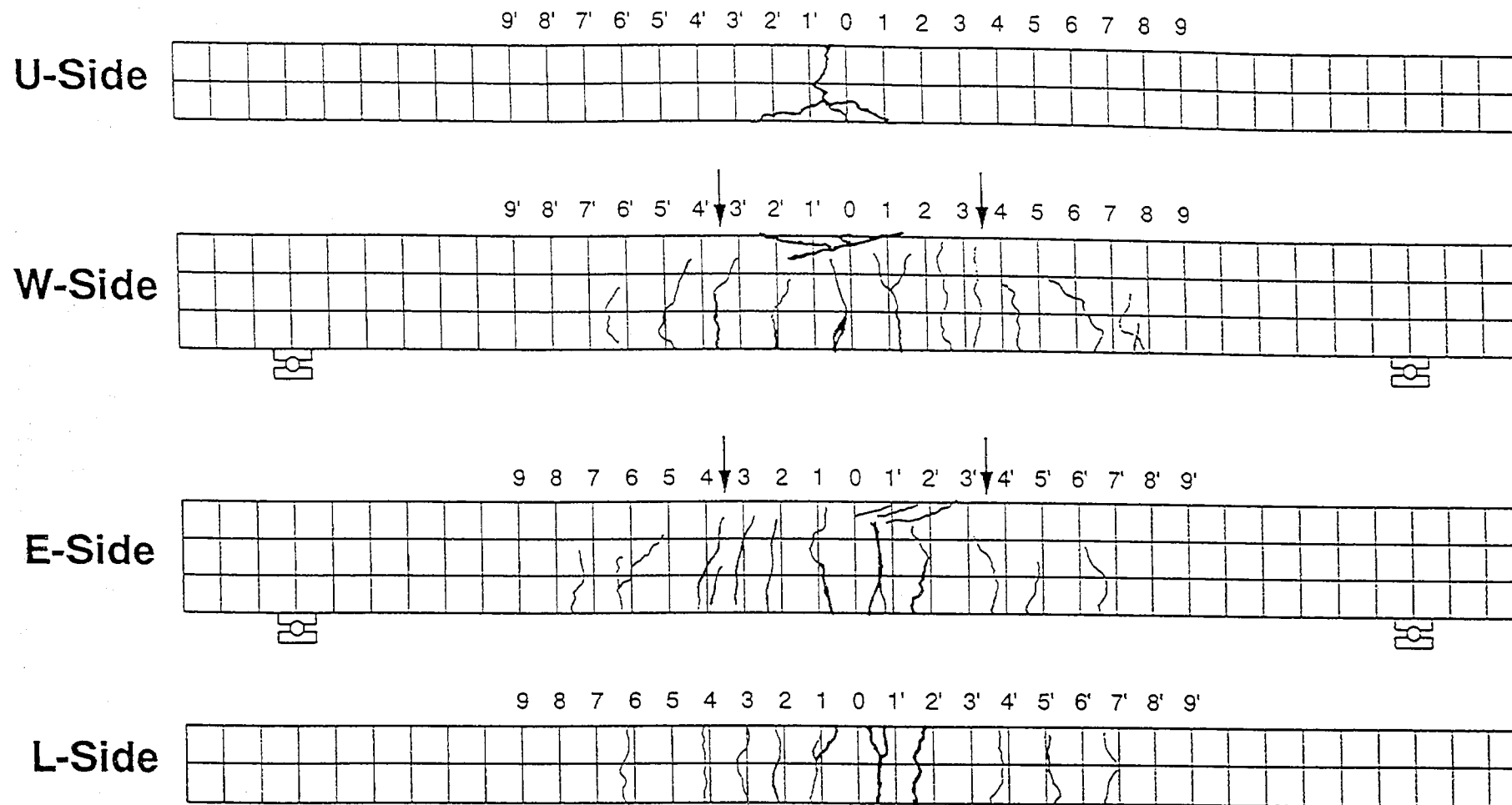


図-6.1 Case1 供試体のひび割れ状況

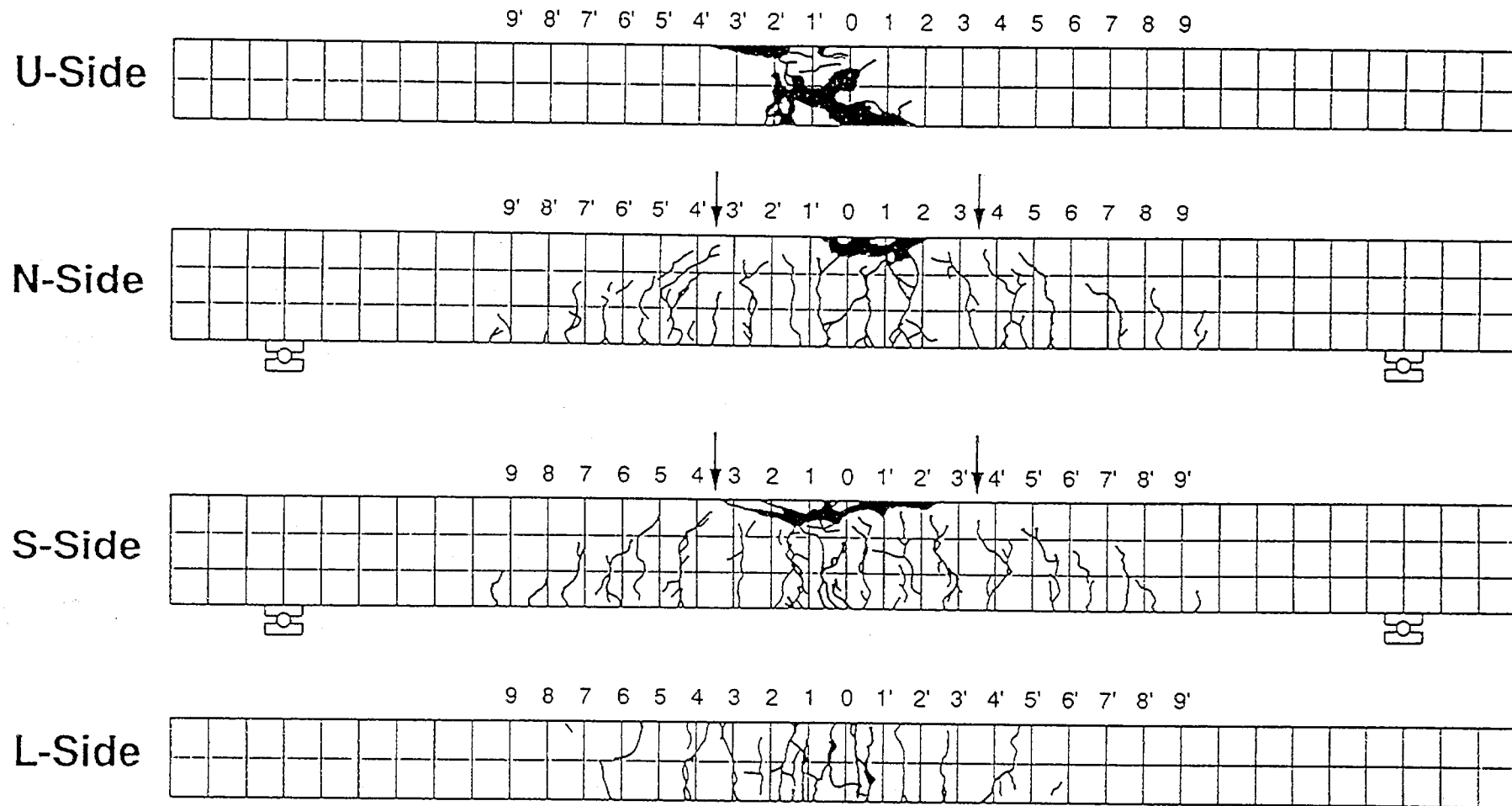


図-6.2 Case2供試体のひび割れ状況

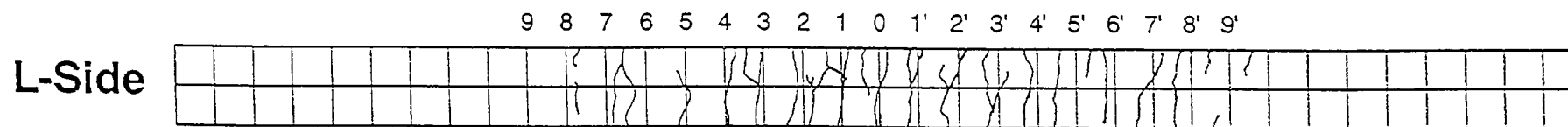
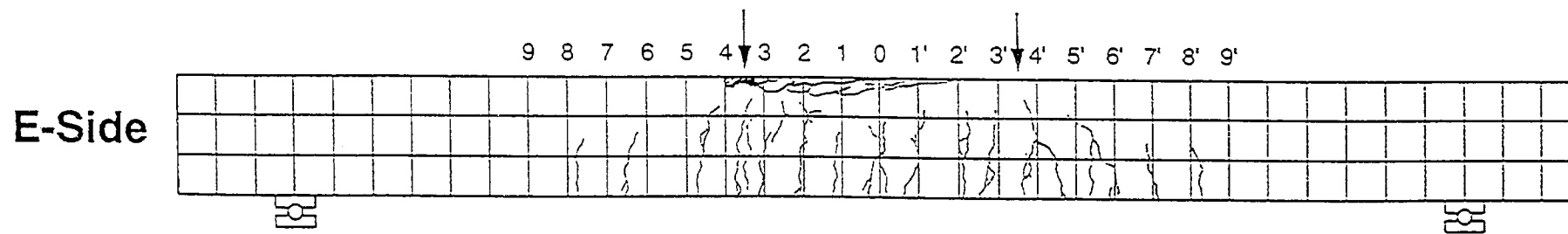
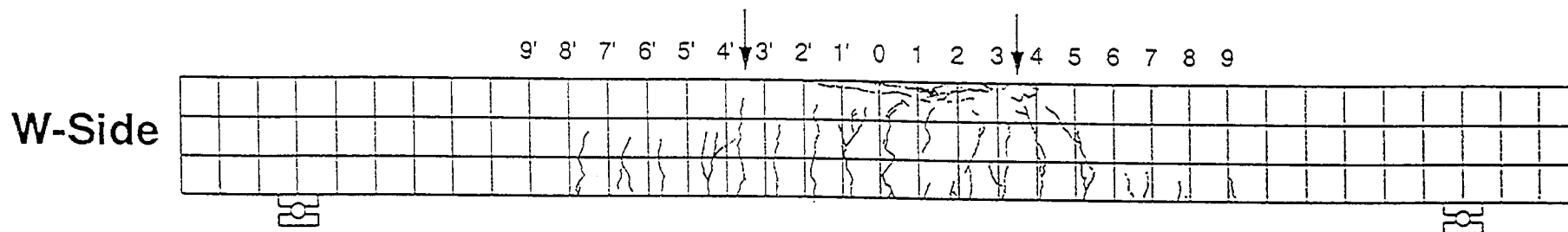
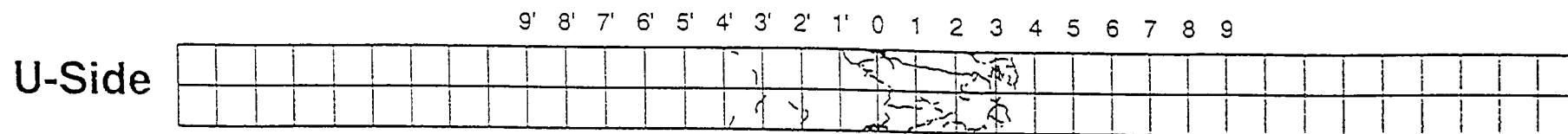


図-6.3 Case3供試体のひび割れ状況

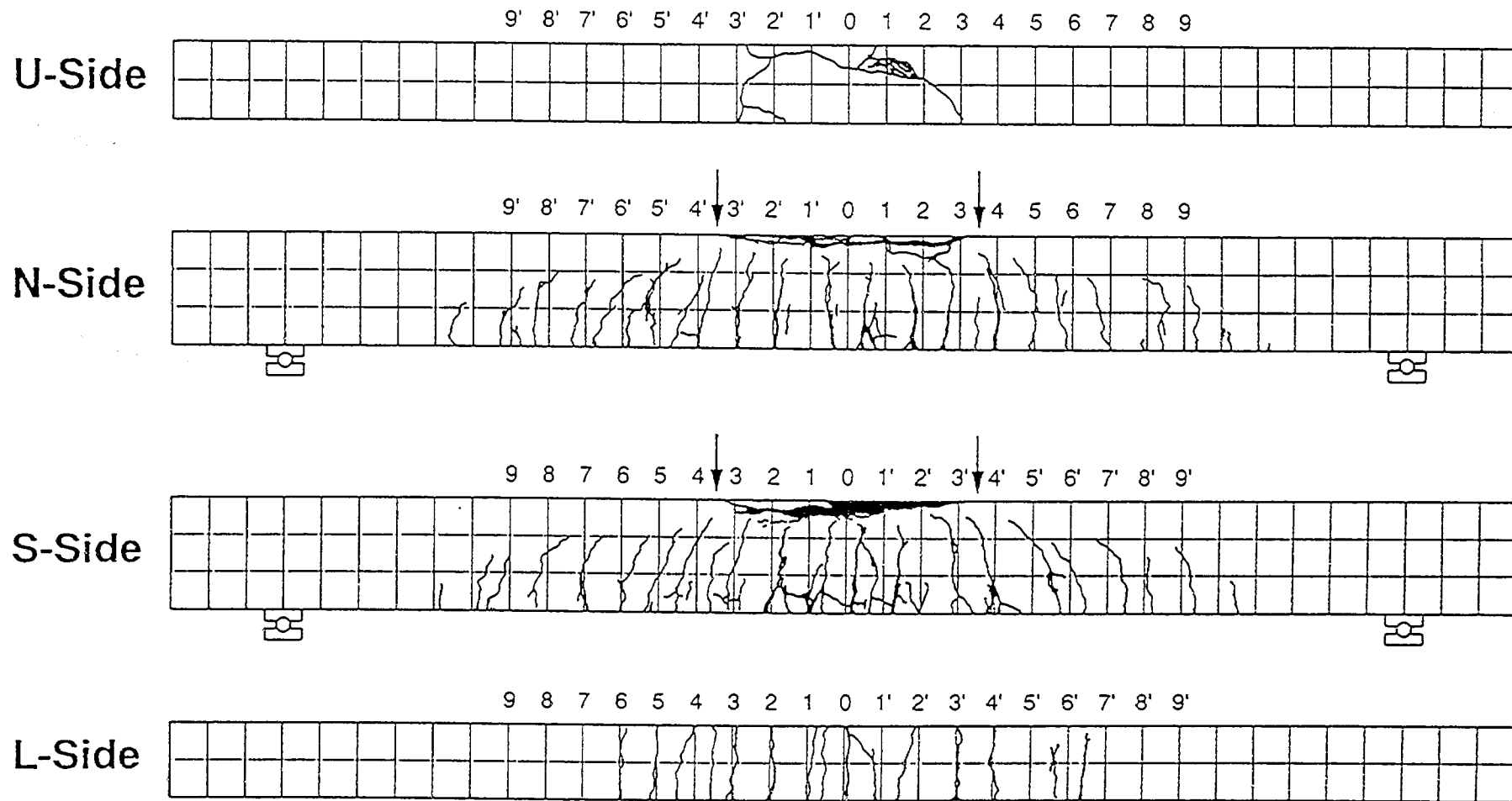


図-6.4 Case4供試体のひび割れ状況

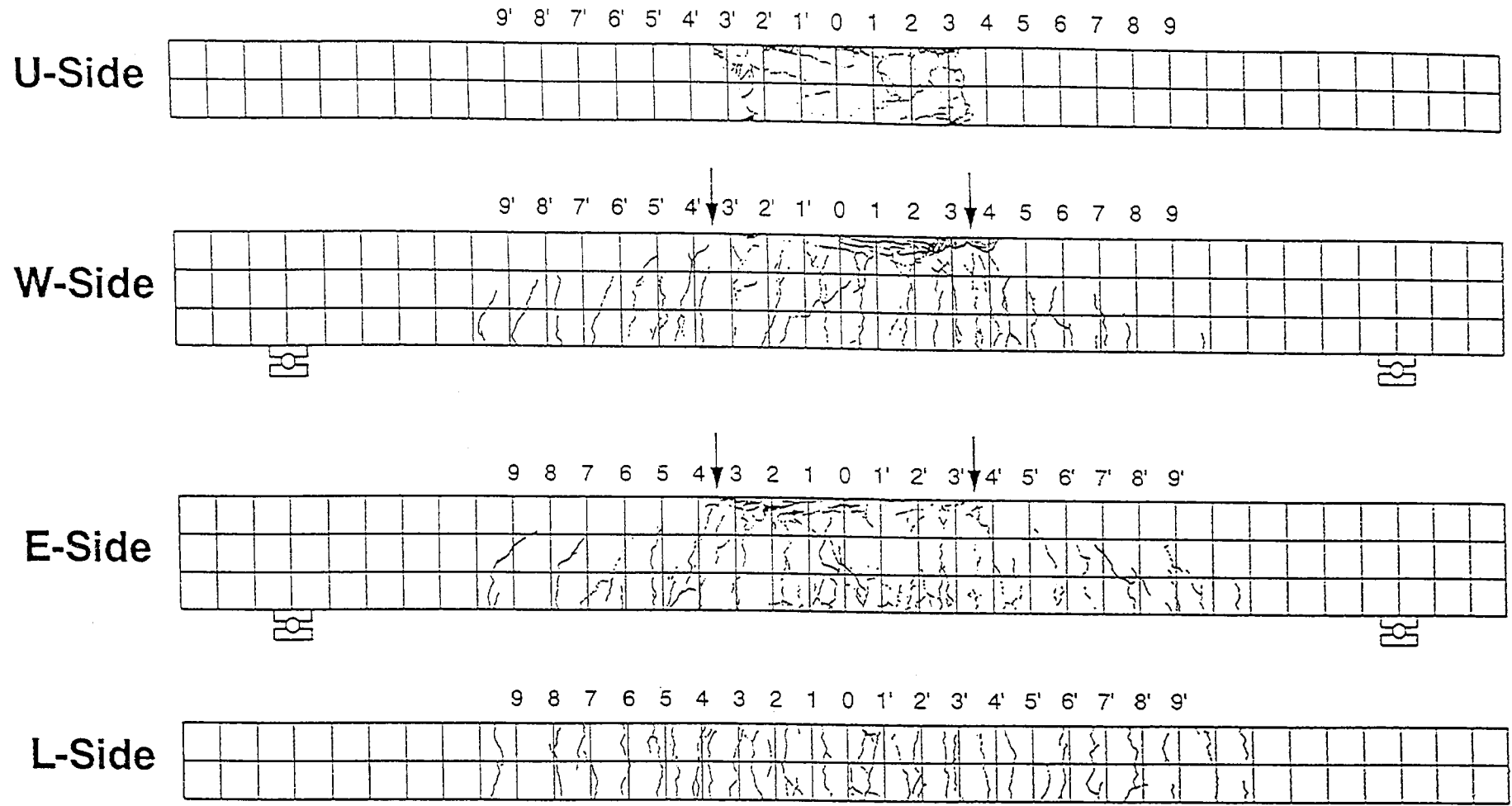


図-6.5 Case5供試体のひび割れ状況

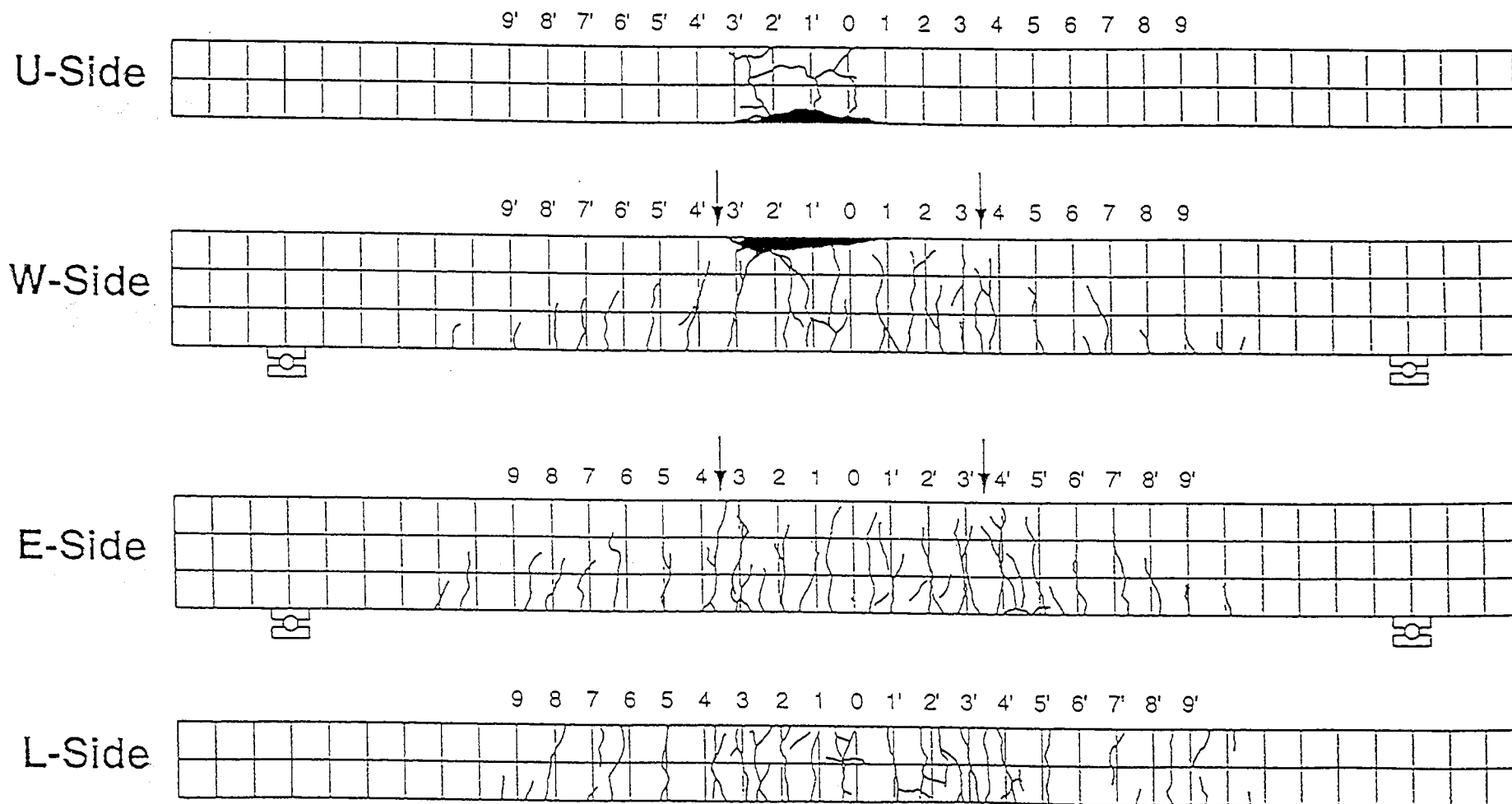


図-6.6 Case6供試体のひび割れ状況

図-6.7 Case7供試体のひび割れ状況

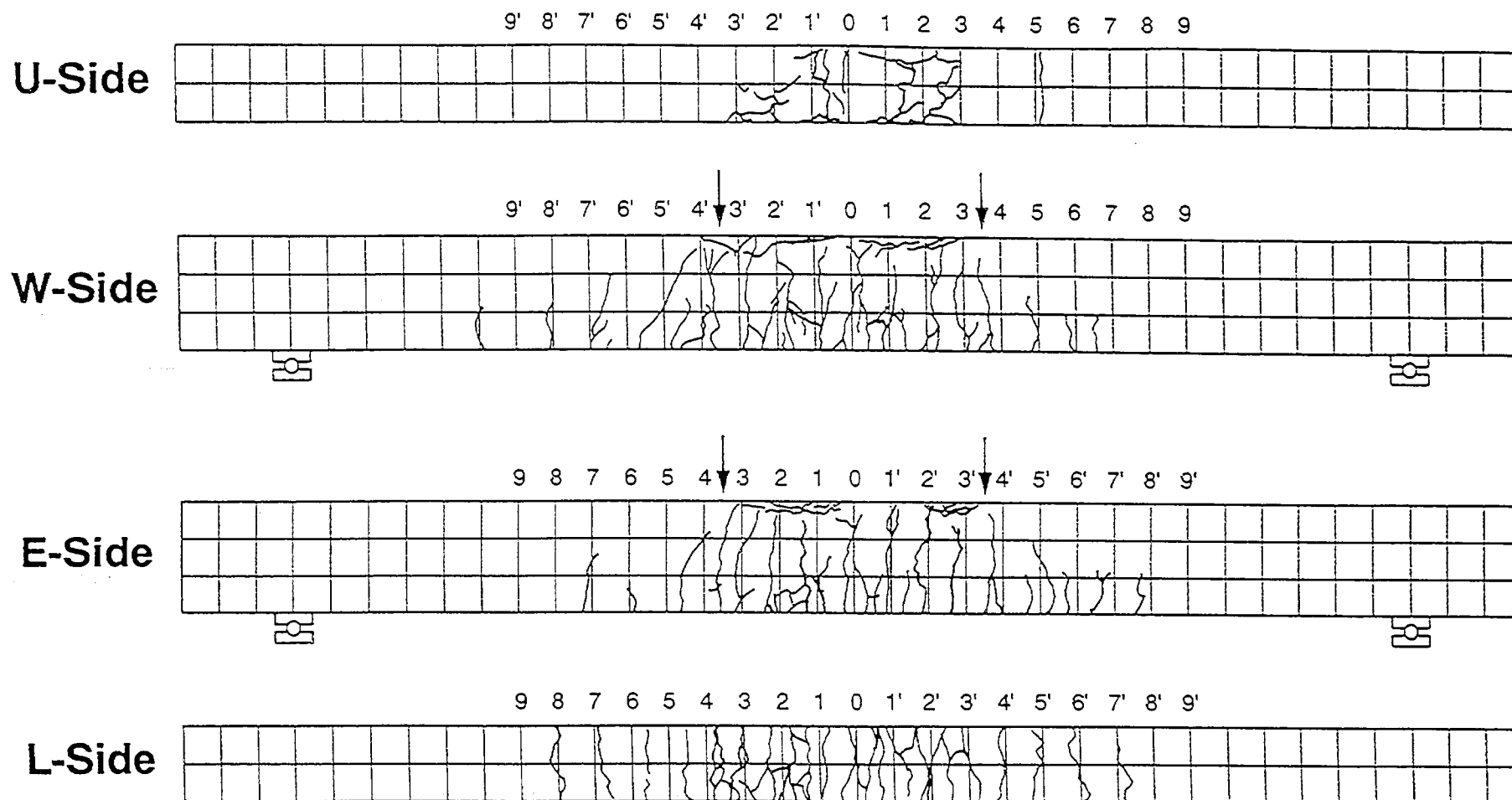


表-2 実験結果一覧

供試体	コンクリート (kgf/cm ²)			落石 時 荷重 (tf)	終局 時 荷重 (tf)	ひび割れ荷重 (tf)				Py (tf)	Pmax (tf)	Pu (tf)
	f'c	Ec X10 ⁵	ft			Pcr	P0.1	P0.2	P0.3			
Case1	670	3.51	40.3	8.69	12.4	9.97	11.23	12.40	13.52	—	16.55	16.45
Case2	710	3.55	41.2	8.63	13.0	6.83	9.72	13.23	14.18	13.02	16.19	16.19
Case3	643	3.43	41.5	8.67	13.7	7.29	10.85	12.51	13.52	13.01	15.92	15.89
Case4	708	3.70	46.9	8.71	12.4	5.54	8.32	10.01	11.48	12.50	16.12	16.12
Case5	646	3.54	46.9	8.70	12.1	4.50	7.52	10.21	12.26	12.26	15.40	15.34
Case6	697	3.65	46.6	8.67	11.2	3.05	6.44	8.40	10.01	11.92	13.74	13.74
Case7	535	3.29	34.7	8.74	11.6	3.47	6.03	11.56	14.27	14.48	15.99	15.98

D6 : $f_y=42.1$ (kgf/mm²), $f_{st}=59.5$ (kgf/mm²), $E_s=2.32 \times 10^6$ (kgf/cm²)

D13: $f_y=34.0$ (kgf/mm²), $f_{st}=53.0$ (kgf/mm²), $E_s=2.04 \times 10^6$ (kgf/cm²)

2.1.3 衝撃载荷実験（繰り返し载荷実験）

(1) 目的

設計落石時耐力がほぼ同じで、PC鋼材量および鉄筋量の異なる主梁供試体の耐衝撃挙動の違いを調べるために重錘落下衝撃载荷実験を行った。

(2) 実験概要

実験は、土木研究所所有の傾斜式衝撃载荷試験装置（写真-3）を用いて行った。本装置は、0.5tfまたは1tfの重錘を鉛直で最大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）まで任意の角度で実験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。

実験は、幅20cm、高さ30cm、支間長300cm（梁長360cm）の主梁供試体を鋼製支持台に単純支持し、重量0.5tfの重錘を鉛直より自由落下させて行った。この時、重錘衝突面には衝撃力を緩和するために緩衝材（EPS）を設置している。実験の概要を図-7に示す。

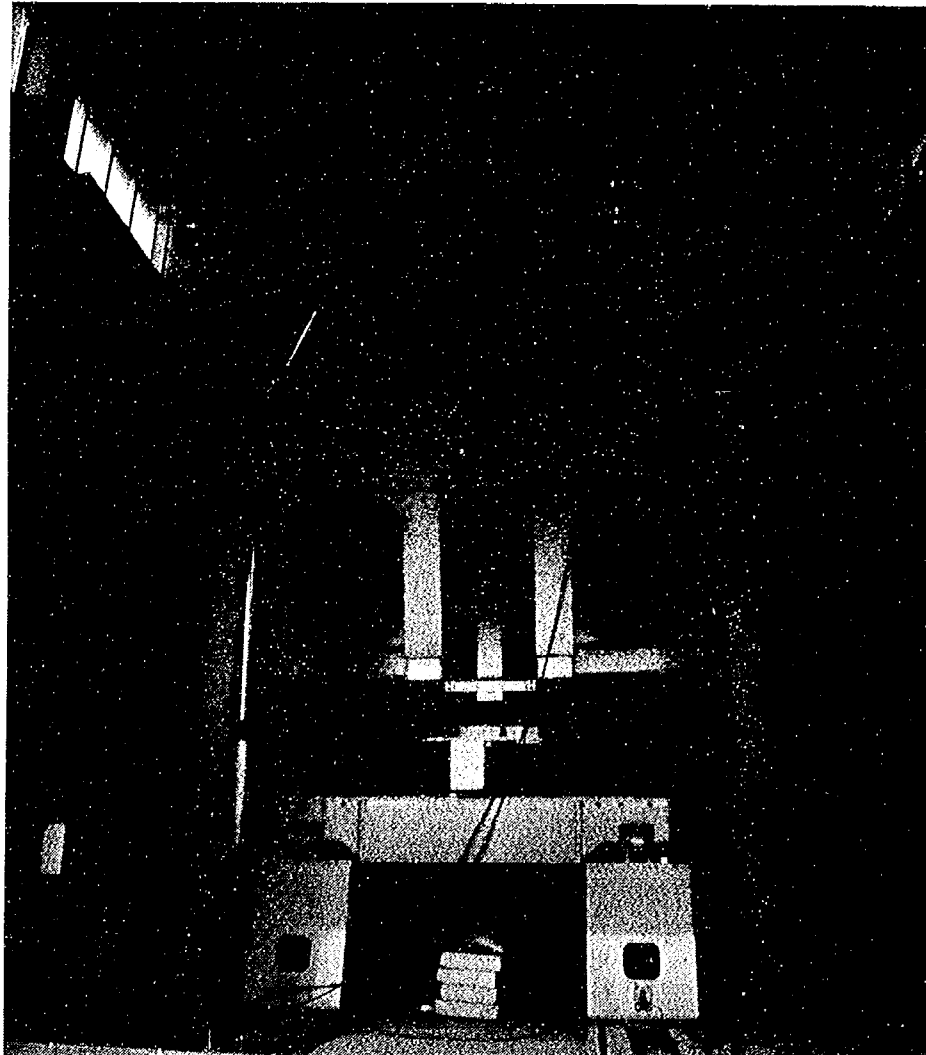


写真-3 傾斜式衝撃载荷試験装置

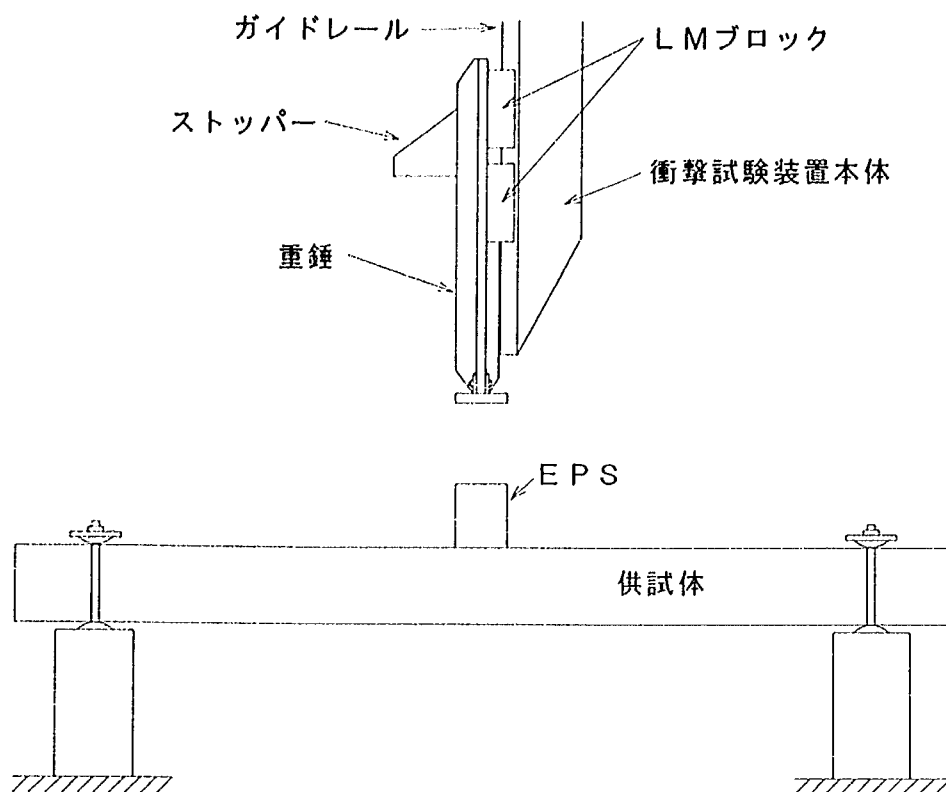


図-7 実験概要

(3) 供試体

実験に使用した供試体は、静的載荷実験と同じく設計時曲げモーメントを約 $5\text{tf}\cdot\text{m}$ に統一したPC鋼材量および鉄筋量の異なる7種類の供試体である。表-3に供試体の落石時および終局時の曲げ耐力を示す。

供試体コンクリートの設計基準強度は $600\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、使用したPC鋼材はSWPR7A $\phi 9.3$ 、鉄筋はSD295A D13の異形鉄筋である。PC鋼線1本当たりの導入緊張力は約 6tf である。供試体のコンクリート強度については、実験日の前日あるいは後日にテストピースの圧縮試験を行い確認している。表-4に圧縮強度試験の結果を示す。尚、供試体設計の詳細については前節2.1.1を参照の事。

表-3 供試体の落石時及び終局耐力

供試体種類	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7
PC鋼材の有効応力度	80.0	71.5	69.0	55.0	95.0	75.0	—
落石時曲げ耐力 ($\text{tf}\cdot\text{m}$)	5.030	5.033	5.030	5.032	5.029	5.031	4.951
落石時耐力相当荷重 (tf)*	6.705	6.709	6.705	6.708	6.704	6.705	6.600
終局時曲げ耐力 ($\text{tf}\cdot\text{m}$)	7.631	8.104	7.871	7.560	6.955	6.612	6.105
終局時耐力相当荷重 (tf)*	10.172	10.803	10.492	10.078	9.271	8.814	8.138
鉄筋・鋼材係数 q_{sp}	0.149	0.148	0.136	0.123	0.111	0.098	0.085

注) *は、スパン中央への1点集中荷重載荷での値

表-4 圧縮強度試験結果

供試体番号	最大圧縮応力 S_2 (kgf/cm ²)	S_2 における縦ひずみ (μ)	ヤング係数 (kgf/cm ²)
Case1	1	614.6	2378.5
	2	625.5	2857.5
	3	602.5	3050.5
	平均値	614.2	2762.2
Case2	1	680.8	2384.0
	2	656.1	2746.5
	3	645.9	3130.5
	平均値	660.9	2753.7
Case3	1	622.7	3053.0
	2	624.1	2456.5
	3	637.1	2875.5
	平均値	628.0	2795.0
Case4	1	708.5	3298.5
	2	700.5	2700.0
	3	684.8	2678.5
	平均値	697.9	2892.3
Case5	1	675.2	3033.0
	2	687.9	2948.5
	3	680.3	2768.0
	平均値	681.1	2916.5
Case6	1	715.0	2608.5
	2	722.5	3065.5
	3	719.9	3185.0
	平均値	719.1	2953.0
Case7	1	627.5	2255.0
	2	703.2	2591.0
	3	639.5	2681.0
	平均値	656.7	2509.0

(4) 緩衝材

ロックシェッド上には、一般的に落石による衝撃力を緩和する目的で緩衝材が敷かれている。実構造物では、緩衝材として主に砂が用いられるが、本実験に砂を使用する場合には供試体上への設置が困難であり、また締固め度や含水比によって緩衝効果に変化するなどの問題点がある。このため、本実験では品質が一定で設置が容易である発泡スチロール（EPS）を緩衝材として使用した。EPSには、単位体積重量が $12\text{kgf/m}^3 \sim 30\text{kgf/m}^3$ のものがあるが、設計落石時荷重と同じ大きさの衝撃力を供試体に作用させるために必要なEPS厚を、重錘の載荷面積、EPSの応力-ひずみ曲線をもとに検討した結果、単位体積重量 30kgf/m^3 のEPSを25cmの厚さで使用することとした。実験では、各載荷ステップごとにEPSを新品のものと交換し実験を行っている。

(5) 使用センサーと計測方法

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。各センサーの設置位置を図-8.1～8.4に、各センサーおよび使用機器の仕様を表-5に示す。

各センサーからの出力は、動ひずみアンプを介してデジタルデータレコーダーに収録した。計測のシステム図を図-9に示す。なお、サンプリング周波数は、デジタルデータレコーダーが $2,000\text{Hz}$ 、PCMデータレコーダーが $2,500\text{Hz}$ である。

(6) 実験ケース

繰り返し載荷実験を行った実験ケースを表-6に示す。

実験は、先ず予備供試体であるCase7-1を用い、落下高25cmから25cmピッチで落下高を増加させ、供試体の引張側鋼材が破断するまで実験を行った。その他の供試体については、予備実験結果から初回の落下高を1mとし、それ以降は50cmピッチで落下高を増加させて繰り返し重錘落下実験を行った。

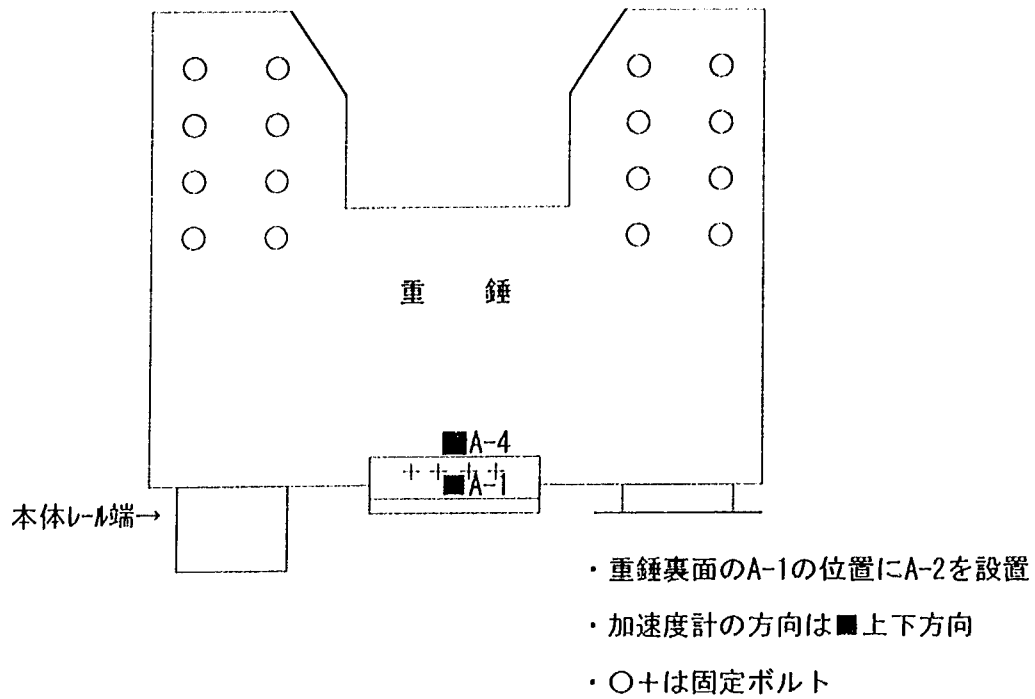
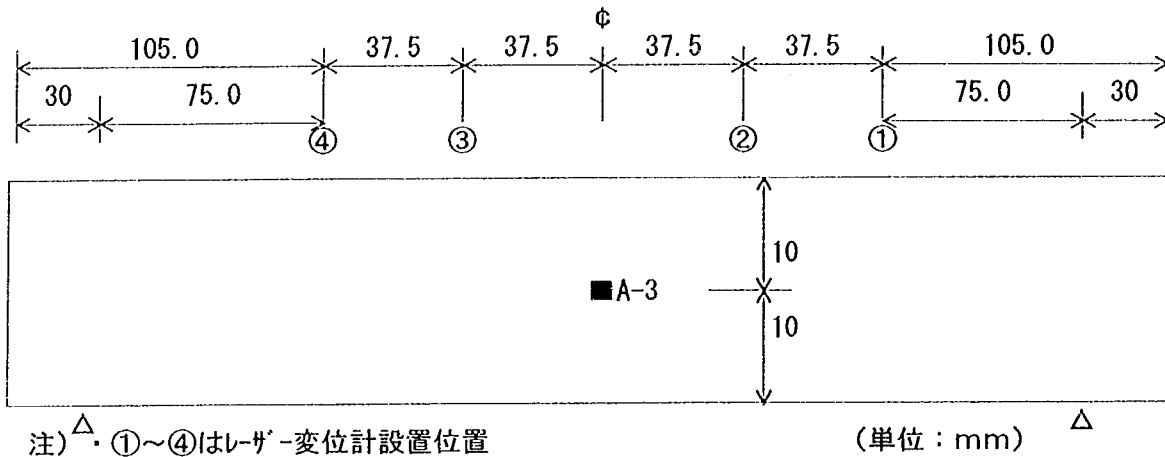
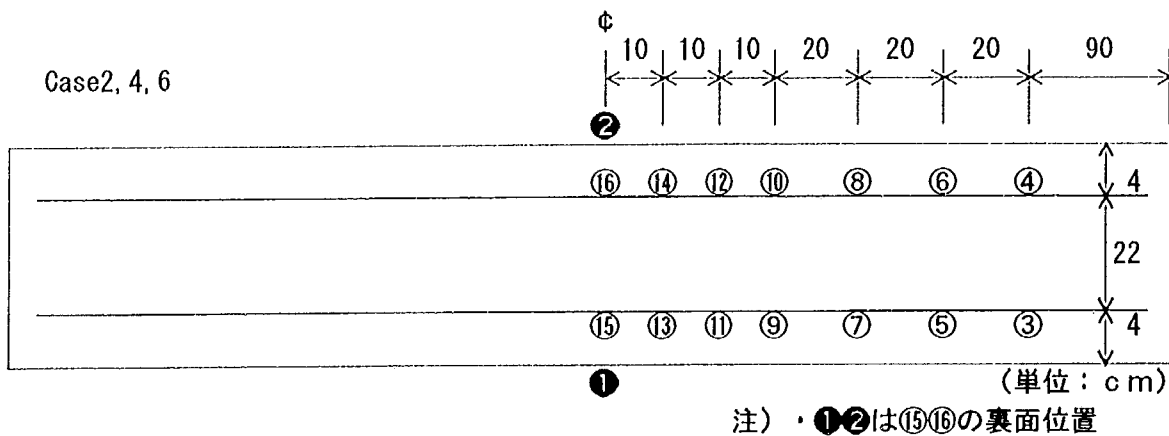


図-8.1 重錘加速度計設置位置図



- 注) △・①～④はレザ-変位計設置位置
- ・A-3の裏面位置に光学式変位計のターゲットを設置
 - ・A-3は主梁加速度計

図-8.2 変位計設置位置図



- 注) ・①②は⑮⑯の裏面位置

図-8.3 ひずみゲージ貼付位置図

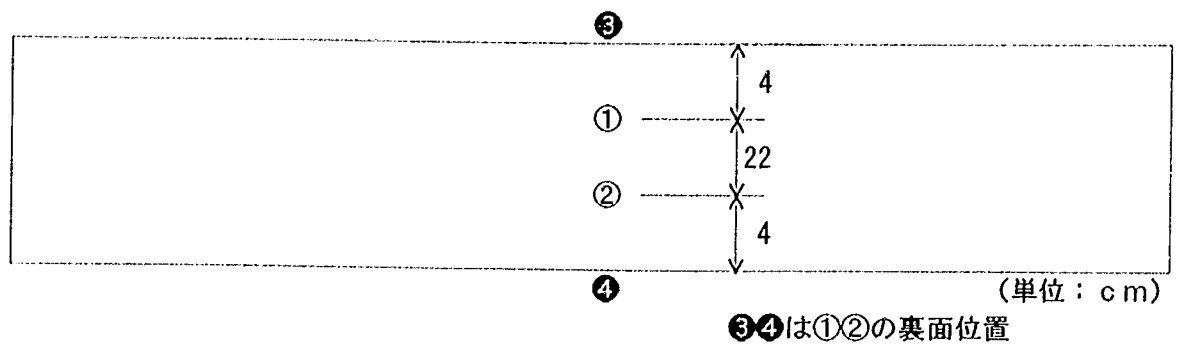


図-8.4 ひずみゲージ貼付位置図

表-5 センサー、使用機器の仕様

	型 式	定格容量	定格出力	応答周波数
加速度計	AS-100HA	100G	0.1G/ μ	0~2000Hz
加速度計	AS-200HA	200G	0.2G/ μ	0~3500Hz
光学式変位計 OPT	OPTFOLLOW 500M	$\pm 50\text{mm}$	0.03mm/mV	0~500KHz
レーザ-変位計	LB-01:LB-60	$\pm 40\text{mm}$	0.01mm/mV	0~700Hz
動ひずみアンプ	6M66A(20ch)	$\pm 9999\mu$	$\pm 10\text{V}$	0~2000Hz
鉄筋歪ゲージ	KFG-2-120-C1-11 L3M3R			
コンクリート歪ゲージ	KFG-30-120-C1-11 L5M3R			
コンクリート歪ゲージ (円柱供試体用)	KC-70-120-A1-11			
デジタルデータレコーダー	DR2000B	DC $\pm 5\text{V}$		20KHz
PCM データレコーダー	5870	DC $\pm 10\text{V}$		48KHz
ペン書きレコーダー	RECT1-HORIZ8	DC $\pm 100\text{V}$		

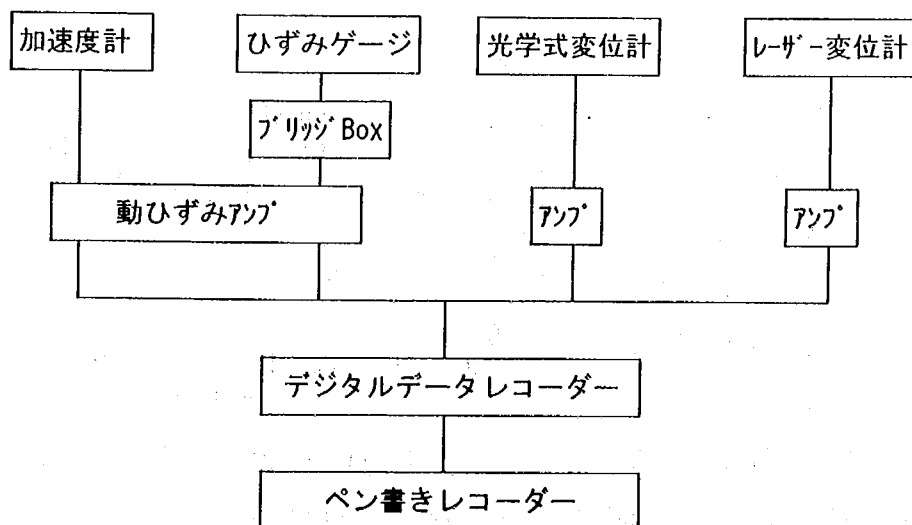


図-9 計測システム図

表-6 実験ケース

ケースNo.	重錘 (tf)	落下高 (m)
Case1	0.5	1.0mより0.5mピッチ
Case2	"	"
Case3	"	"
Case4	"	"
Case5	"	"
Case6	"	"
Case7	"	"
Case7-1	"	予備実験、0.25mより0.25mピッチ

(7) 実験結果

1) 重錘加速度波形

供試体Case1の重錘加速度波形を図-10に示す。落下高1mでは、重錘衝突時から最大加速度発生時までの波形形状はEPSの応力-ひずみ曲線とほぼ同様な形状であり、衝突から最大加速度発生までの時間は約70msecである。

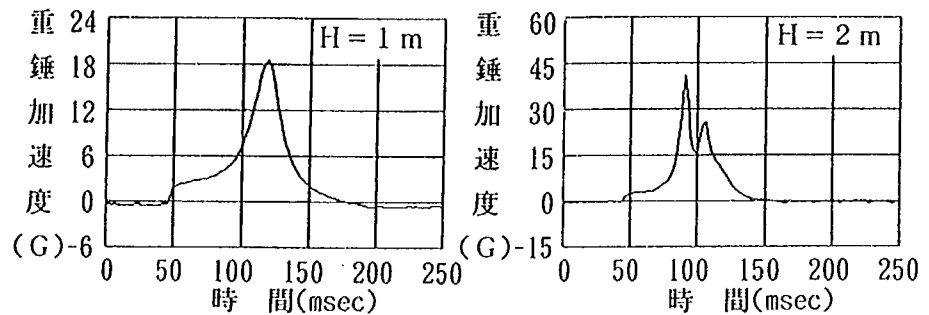


図-10 重錘加速度波形

その後加速度は急激に減少し、波形の継続時間は約150msecである。落下高1.5m以降は、落下高の増加とともに最大加速度発生までの時間および波形継続時間が短くなり、また第1ピーク発生時より約15msec程度遅れて第2ピークが発生するのが特徴である。その他の6供試体についても各落下高ごとで、ほぼ同じ形状の加速度波形となっていた。

2) 重錘衝撃力と落下高の関係

図-11に、重錘衝撃力と落下高の関係を示す。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3m、Case2は落下高3.5mにおいて引張側鋼材が破断し梁が破壊したが、その直前の落下高においては梁が大きく変形するためか、重錘衝撃力の増加割合が小さくなっている。また、この結果から設計落石荷重6.7tfに対応する設計落石条件は、落石重量0.5tfに対して、落下高は約80cmであることがわかる。

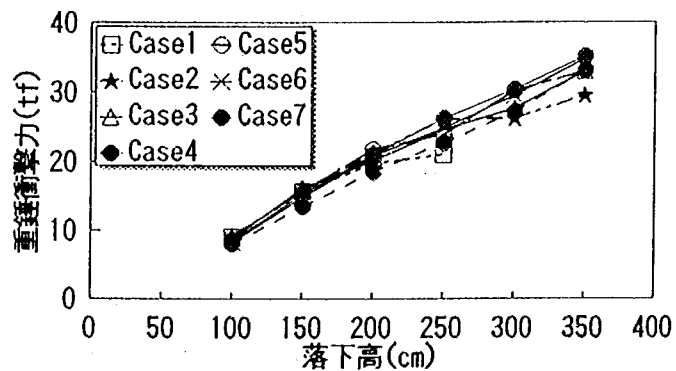


図-11 重錘衝撃力と落下高の関係

3) 主梁中央変位と落下高の関係

図-12に、主梁中央の変位と落下高の関係を示す。落下高2.5m（設計条件の約3倍）までは主梁中央の変位と落下高は各供試体ともほぼ同じ増加傾向を示しており、変位量はPC鋼材の少ない供試体の方が若干大きくなっている。それ以降の落下高では、鉄筋量の少ない供試体の変位量が急激に増加している。

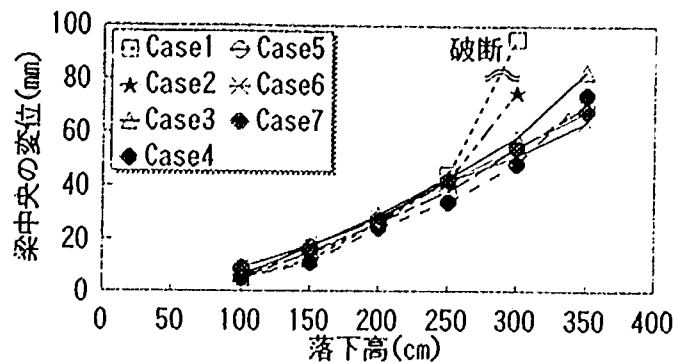


図-12 主梁中央の変位と落下高の関係

図-13は、主梁中央の各載荷実験後の残留変位と落下高の関係を示している。落下高2.5mまでは残留変位はPC鋼材量の多い供試体ほど小さくなっている。それ以降の落下高では、鉄筋量の少ないものほど残留変位が急激に増加している。

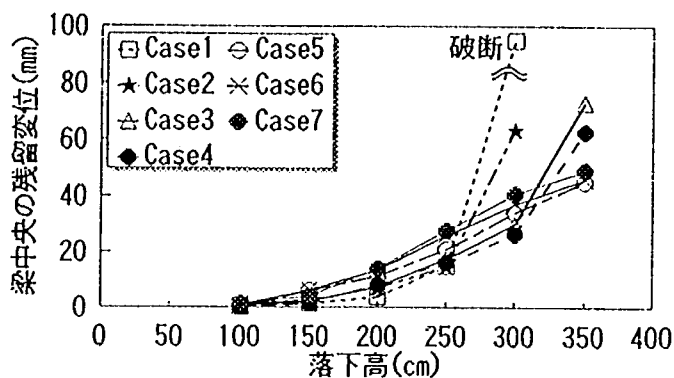


図-13 主梁中央の残留変位と落下高の関係

4) ひびわれ発生状況

図-14に、各落下高におけるCase1、4、7のひびわれ発生状況を示す。引張側に鉄筋のないCase1では、落下高1.5mよりひびわれが発生し、それ以降ひびわれ本数があまり変化しないまま落下高3mで梁が破断した。鉄筋量が増加するに従い、ひびわれ本数が増加し、ひびわれの分散範囲も広がっている。

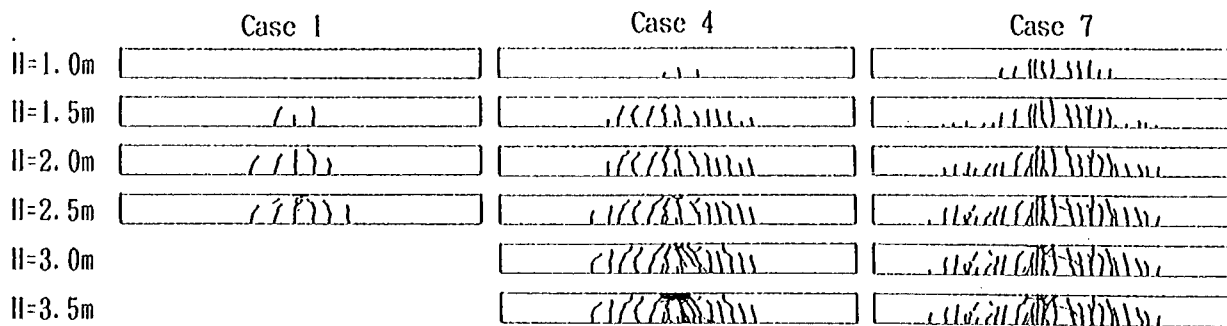


図-14 ひび割れ発生状況

2.1.4 衝撃載荷実験（単発載荷実験）

(1) 目的

PC鋼材量および鉄筋量の割合を変化させた7種類の供試体を用いた繰り返し衝撃載荷実験によって、PC鋼材は残留変位の抑制に効果があり、鉄筋はひびわれの分散によるエネルギー吸収に対して効果があることが分かった。しかしながら、実際の落石現象は繰り返し載荷ではなく、単発載荷状態に近い。そこで、本実験では、供試体の種類を限定し、単発載荷実験により各供試体の耐衝撃挙動について検討を行った。

(2) 実験概要

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、0.5tfと1tfの平底重錘を使用した。

(3) 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。表-7に実験日前後のコンクリート強度を示す。

(4) 緩衝材

繰り返し載荷実験と同様に、単位体積重量 30kgf/m^3 、厚さ25cmのEPSを使用した。

(5) 使用センサーと計測方法

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。使用したセンサー、計測機器およびそれらの設置位置は繰り返し載荷実験と同じである。

(6) 実験ケース

単発載荷実験を行った実験ケースを表-8に示す。

表-7 圧縮強度 試験結果

供試体番号	最大圧縮応力 S_2 (kgf/cm ²)	S_2 における縦ひずみ (μ)	ヤング係数 (kgf/cm ²)	打設日	圧縮強度 試験日
CASE-2① 1	590.7	2208.0	3.53×10^5	9.21	10.12
2	598.7	2182.5	3.46×10^5		
3	550.3	2131.5	3.33×10^5		
平均値	579.9	2174.0	3.50×10^5		
CASE-2② 1	535.3	1823.0	3.51×10^5	9.21	10.18
2	573.2	2746.5	3.51×10^5		
3	583.4	2353.0	3.26×10^5		
平均値	564.0	2307.5	3.43×10^5		
CASE-2③ 1	626.8	2482.5	3.38×10^5	9.26	10.18
2	703.2	2970.0	3.27×10^5		
3	633.1	2227.5	3.45×10^5		
平均値	654.4	2560.0	3.37×10^5		
CASE-2④ 1	735.6	3013.0	3.51×10^5	9.26	11.02
2	743.4	2965.0	3.37×10^5		
3	758.3	3253.0	3.22×10^5		
平均値	745.8	3077.0	3.37×10^5		
CASE-4① 1	717.6	2927.0	3.43×10^5	9.27	10.20
2	719.7	2919.0	3.44×10^5		
3	569.4	2109.0	3.48×10^5		
平均値	668.9	2651.7	3.45×10^5		
CASE-4② 1	708.3	3043.0	3.42×10^5	9.27	10.26
2	714.6	2726.0	3.44×10^5		
3	755.4	3401.5	3.47×10^5		
平均値	726.1	3056.8	3.44×10^5		
CASE-4③ 1	715.0	2313.0	3.70×10^5	9.28	10.28
2	654.8	2180.0	3.86×10^5		
3	724.8	2922.5	3.82×10^5		
平均値	698.2	2471.8	3.79×10^5		
CASE-4④ 1	723.2	2538.0	3.73×10^5	9.28	11.10
2	747.8	2833.5	3.73×10^5		
3	695.5	2431.0	3.93×10^5		
平均値	722.2	2600.8	3.80×10^5		

注) S_2 : 加えた最大荷重によるコンクリートの圧縮応力 (kgf/cm²)
 $S_2 = \text{最大荷重 (tf)} \times 1000 / (5^2 \times 3.14)$

表-8 実験ケース

ケースNo.	重錘 (tf)	落下高 (m)
Case2-1	0.5	3.0m, 3.5m, 4.0m
Case2-2	"	4.0m, 4.5m
Case2-3	"	4.5m
Case2-4	"	5.0m, 1.0m×5回
Case2-5	1.0	2.75m
Case2-6	"	2.0m
Case4-1	0.5	4.0m, 4.5m
Case4-2	"	3.0m, 3.5m, 4.0m
Case4-3	"	5.0m, 5.0m
Case4-4	1.0	3.0m
Case4-5	"	3.25m
Case4-6	"	2.0m, 2.5m

(7) 実験結果

1) 重錘加速度波形

図-15は、Case2およびCase4の単発载荷実験と繰り返し载荷実験の落下高3mにおける重錘加速度波形である。両ケースともほぼ同様な時間分布の波形形状を示しているが、単発と繰り返しの比較では、繰り返し载荷の場合には第一ピーク値に対する第二ピーク値の割合が、単発载荷に比較し小さくなっている。

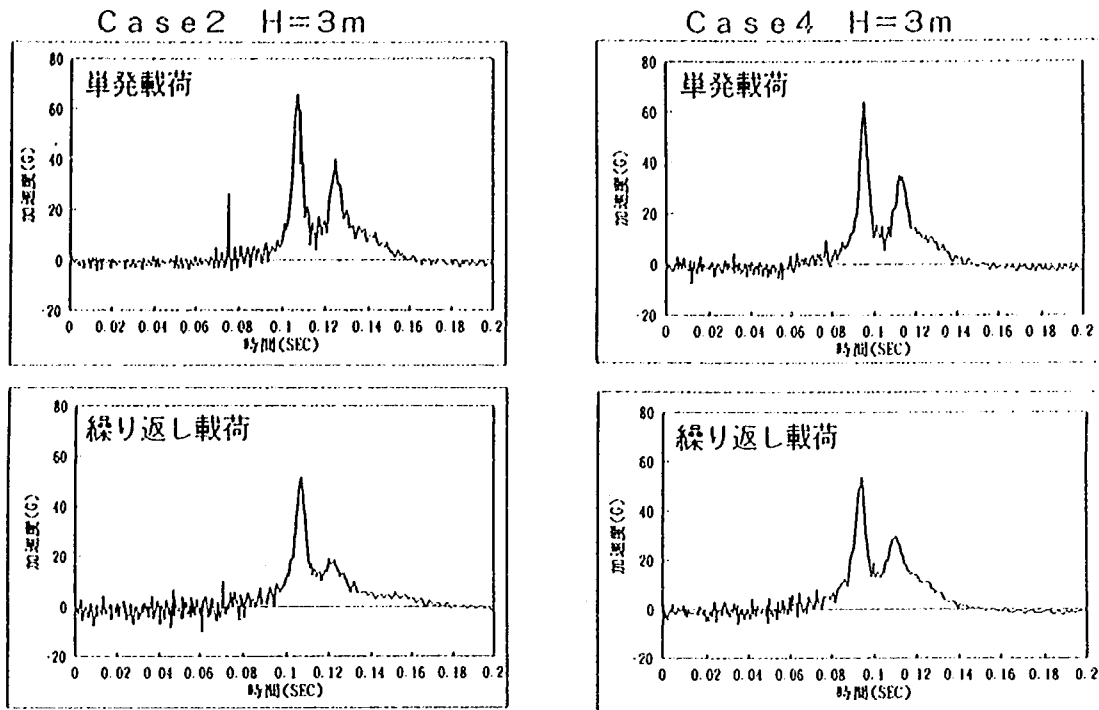


図-15 重錘加速度波形の比較

2) 重錘衝撃力と落下高の関係

図-16に、Case2およびCase4の繰り返し载荷実験と単発载荷実験の重錘衝撃力と落下高の関係を示す。

繰り返し载荷実験では、Case2が落下高3.5m、Case4が落下高4.0mで引張側鋼材が破断し主梁が破壊したが、単発载荷実験では、重錘衝撃力は、Case2およびCase4ともに落下高5m（設計条件の約6倍）まで落下高に比例して増加している。

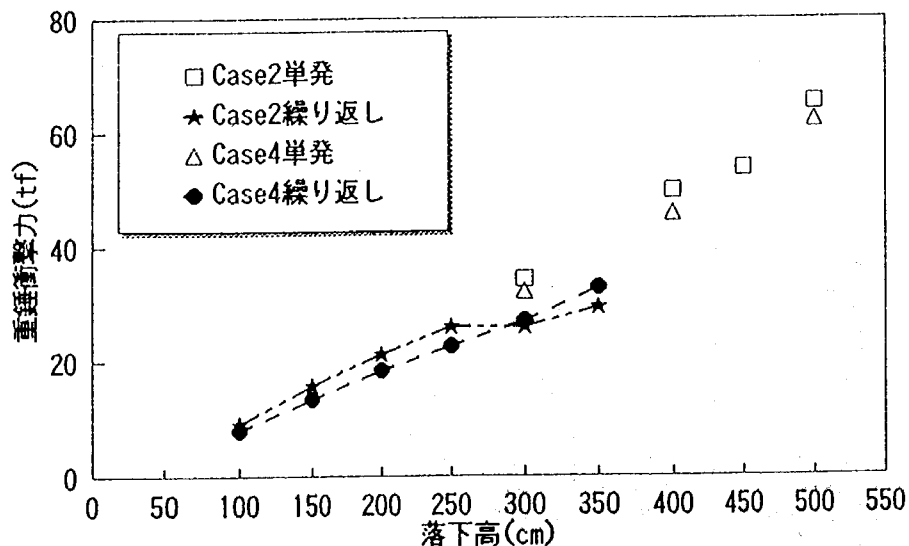


図-16 重錘衝撃力と落下高の関係

3) 重錘位置エネルギーと主梁中央変位の関係

単発載荷実験において、重量0.5tfの重錘を使用した実験では、Case2およびCase4ともに試験装置の最大落下高である5mからの重錘落下では主梁が破壊しなかったため、重錘を1tfにして実験を行った。図-17は、重錘位置エネルギーと主梁中央変位の関係を示している。位置エネルギーで2tf・mまではCase2とCase4はほぼ同程度の変位量を示している。それ以降の位置エネルギーに対しては、Case2が2.75tf・mで主梁が破壊したのに対して、Case4は3.25tf・mで破壊した。この結果から、鉄筋量の割合を多くした Case4の方がCase2に比較し、破壊耐力が2割程度大きくなることが分かった。

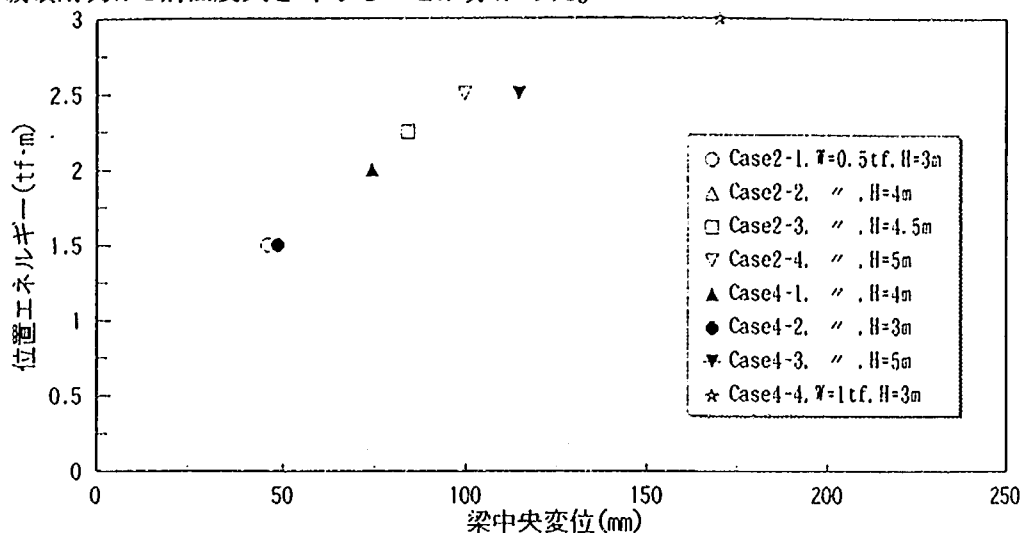


図-17 位置エネルギーと主梁中央変位の関係

4) 重錘衝撃力と主梁中央変位の関係

図-18.1、18.2は、静的載荷実験、繰り返し載荷衝撃実験、単発載荷衝撃実験の載荷荷重（衝撃実験の場合は重錘衝撃力）と主梁中央変位の関係を示したものである。

繰り返し載荷実験と単発載荷実験の重錘衝撃力を比較すると、繰り返し載荷実験では、各載荷ステップのダメージが主梁に残留するため、単発載荷実験での最大重錘衝撃力の1/2以下となっている。静的載荷実験の最大荷重と単発載荷実験での最大衝撃力を比較すると、Case2およびCase4ともに後者が前者の5倍以上と大きく上回っている。単発載荷実験の結果を比較すると、最大重錘衝撃力はCase2の65.4tfに対しCase4が73.3tf、主梁中央変位はそれぞれ89mmと170mmであり、Case4の方が衝撃力では12%、変位量では91%大きくなっている。

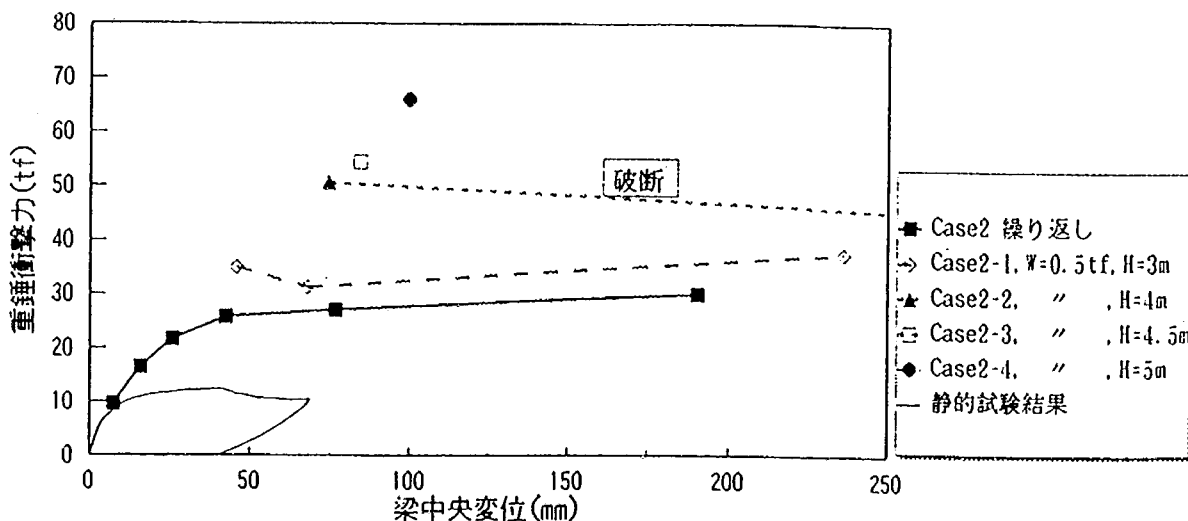


図-18.1 載荷荷重と主梁中央変位の関係

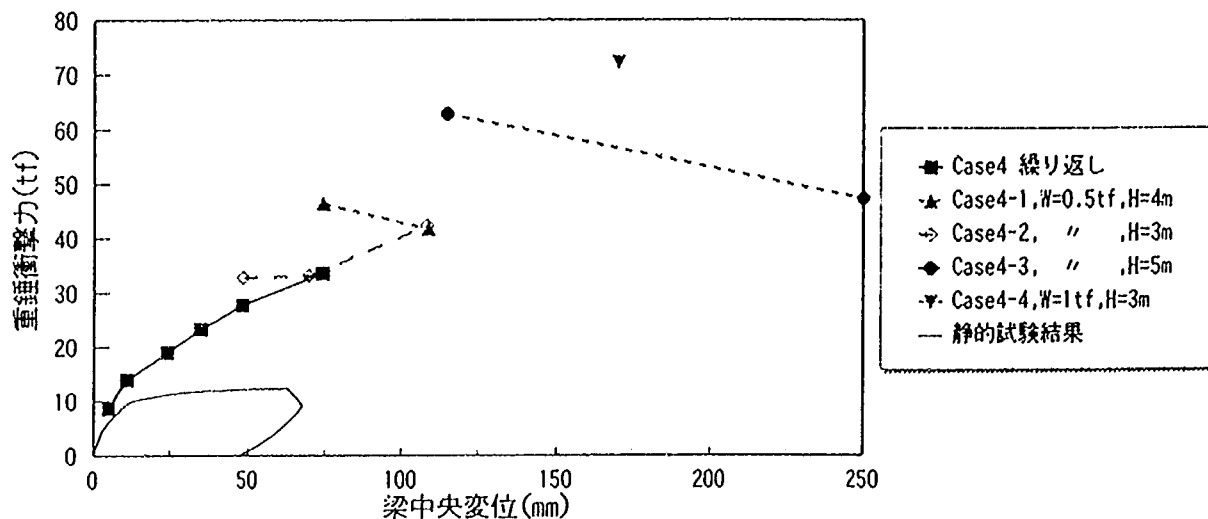


図-18.2 载荷荷重と主梁中央変位の関係

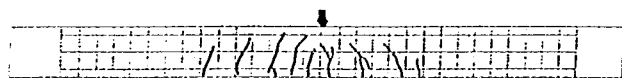
5) ひびわれ発生状況

図-19は、Case2およびCase4の落下高3mにおける繰返し载荷実験および単発载荷実験のひびわれ発生状況である。繰返し载荷実験では、Case2、Case4ともに圧縮側コンクリートに軸方向のひびわれが発生しているが、単発载荷では圧縮側の損傷はない。ひびわれの分散範囲は、繰返しと単発ではほぼ同じ程度に分散しているが、支点部に近いひびわれは、繰返し载荷の方がより圧縮部側に延びている。

Case 2 H=3m

Case 4 H=3m

単発载荷



繰返し载荷



図-19 ひび割れ発生状況

2.2 靱性の改善

2.2.1 コンファインドについて

コンファインド補強の考え方については、「プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種PC）構造設計・施工指針・同解説、付1.4コンファインドコンクリートによる断面靱性改善の方法」を参考にした。

これによると、鉄筋とPC鋼材の断面積比率に関しては、鉄筋・鋼材係数 q_{fr} の値を0.25以下とするよう定めている。 q_{fr} の値のみで部材断面の、ひいては架構のねばり強さを左右する要因をすべて考慮できるわけではないが、この値が大きくなるとねばり強さは確かに低下する。コンファインド補強については、曲げ圧縮側のコンクリートを鉄筋で囲い、圧縮鉄筋の座屈およびコンクリートの圧壊を遅らせることで靱性を改善する方法を定めている。ただし、指針は圧縮強度が 300kgf/cm^2 程度以下のコンクリートを対象としており、これを超える圧縮強度のものに適用する場合は、補強を強化する必要があるとしている。

2.2.2 供試体の設計

静的載荷実験に使用した供試体は、前節のCase 2 供試体とCase2の圧縮側に円形らせん鉄筋を挿入したCase2C、さらにCase2Cの配筋でプレストレスを導入しないCase2C(RC)およびCase4の4種類である。

衝撃載荷実験はCase2Cに対して行った。使用した円形らせん鉄筋は、異径鉄筋D10で、らせん直径は、 $\phi 100\text{mm}$ 、ピッチは 50mm である。図-20に供試体の配筋図を示す。

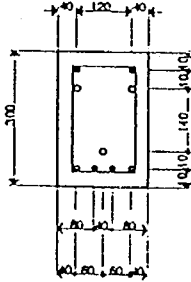
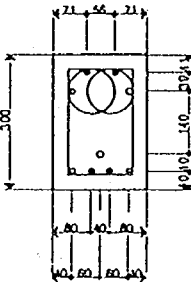
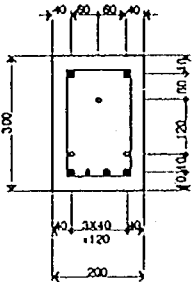
	CASE-2	CASE-2C,2C(RC)	CASE-4	備 考
断 面 形 状				● - 鉄筋 (SD295A.D13) ○ - PC鋼材 (SWPR7A. $\phi 9.3$)

図-20 供試体配筋図

2.2.3 静的載荷実験

(1) 実験方法

静的載荷試験は、図-21に示すように、スパン3mの中央断面から35cmの位置に対称2点集中荷重を作用させた。また、せん断スパンと有効高さの比は、せん断力に比べて曲げモーメントの大きい領域として、 $a/d = 4.423$ とした。

載荷装置には、写真-4および図-22に示すような変形制御が可能なスクリージャッキ方式による高剛性試験装置を用いた。実験に際しては、破壊までの漸次増加荷重とし、作用荷重、試験体下端のたわみ、鉄筋およびコンクリートのひずみを測定した。

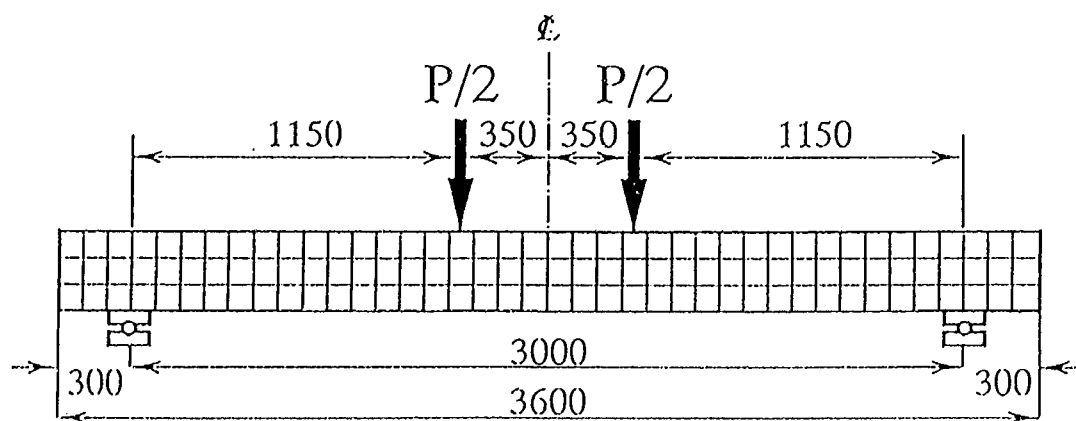


図-21 供試体の載荷方法

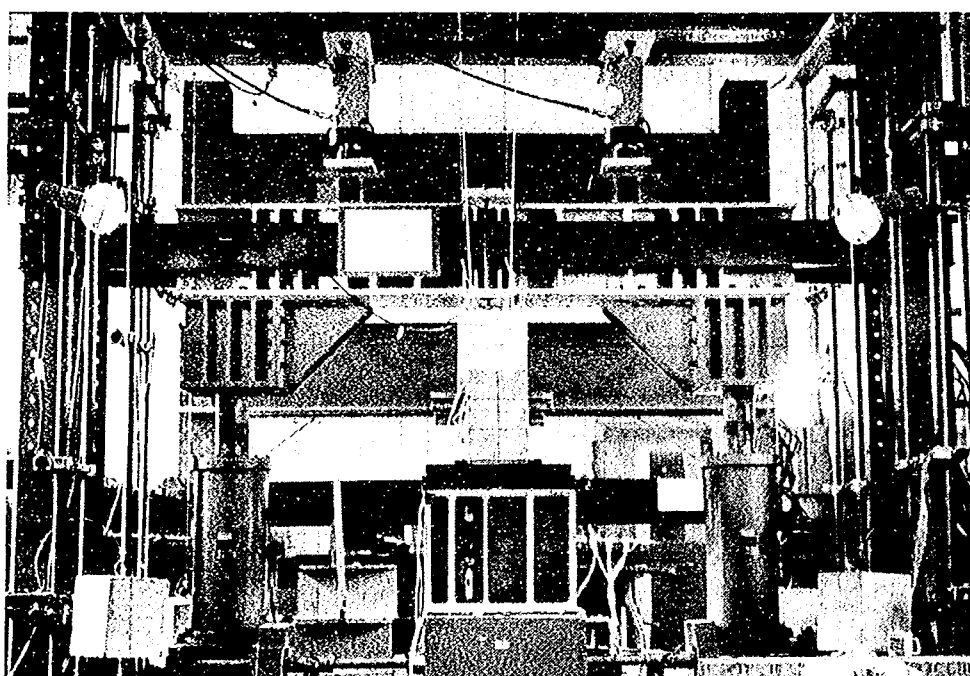


写真-4 実験状況

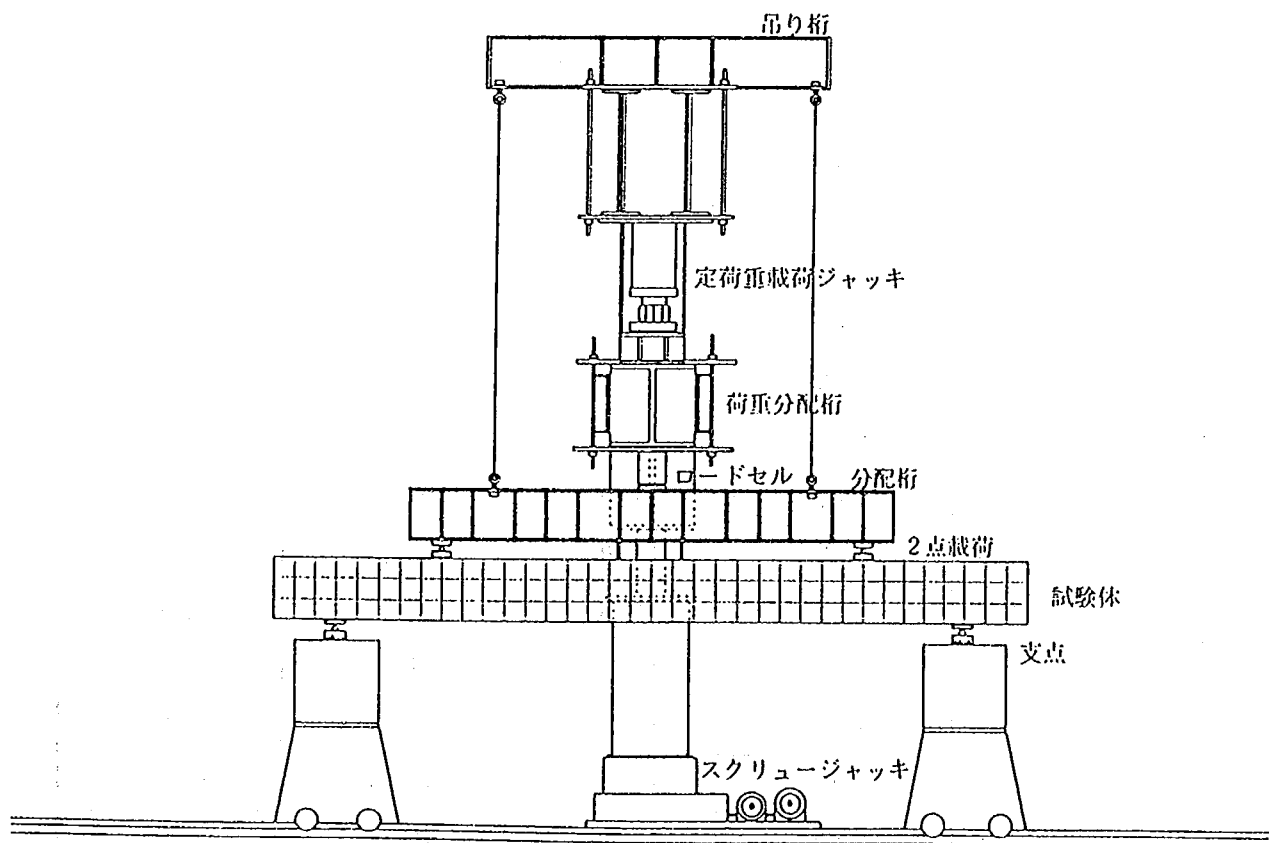
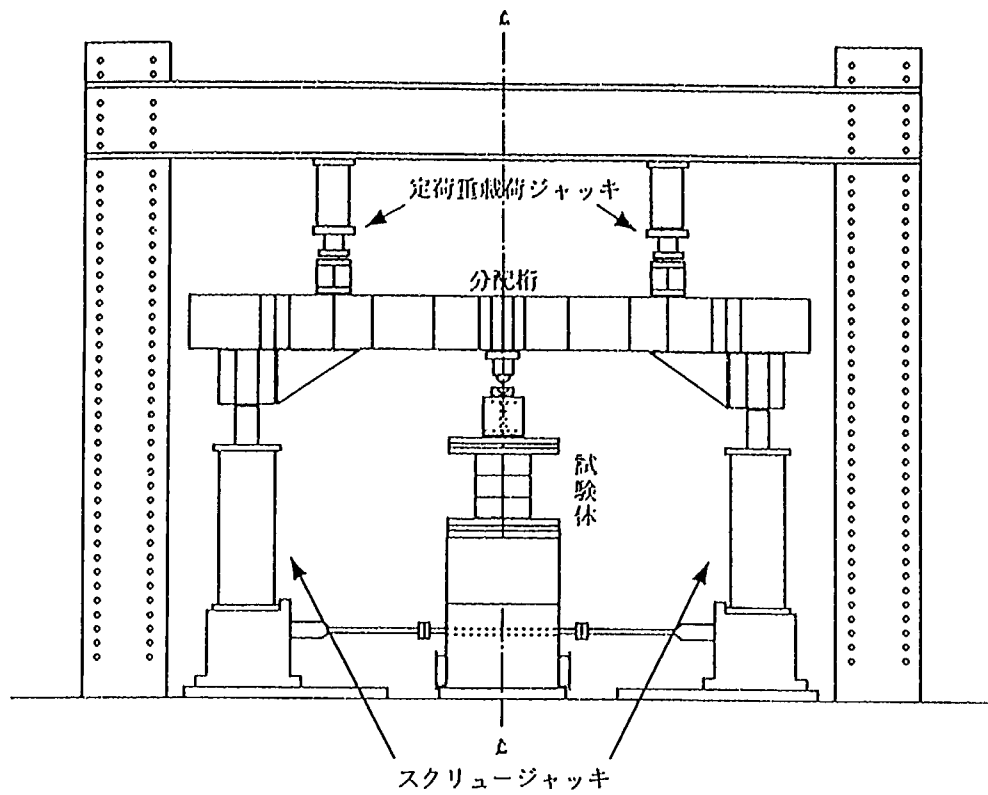


図-22 スクリージャッキ方式による高剛性試験装置

(2) 実験結果

各供試体の荷重－変位関係を図-23.1～図-23.4に示す。また、実験終了後の供試体のひび割れ状況を図-24.1～図-24.4に示す。

表-9は実験を行った4供試体の実験結果の一覧である。表中には、コンクリートの特性（圧縮強度 f'_c 、ヤング係数 E_c 、引張強度 f_t ）、初期ひび割れ発生荷重（ P_{cr} ）、最大ひび割れ幅が0.1、0.2、0.3mmに達した時の荷重（ $P_{0.1}$ 、 $P_{0.2}$ 、 $P_{0.3}$ ）、部材降伏荷重（ P_y ）および最大荷重（ P_{max} ）を示した。

表-9に示すように、ひび割れ発生や、ひび割れの伸展に対しては、PC鋼材量の多い供試体の方が有利であることが分かる。また、本実験の場合、4供試体ともに部材は主鉄筋が降伏した後に圧縮側コンクリートの圧壊を生じる曲げ破壊の様相を呈した。

図-25は、4供試体の荷重と変位の関係を示したものである。P－ δ 関係は図-25に示したように、プレストレスの導入量および導入の有無によって、ひび割れの発生やひび割れ伸展中の部材の剛性に影響を及ぼしていることがわかる。また、配筋量が同じCase2とCase2Cの場合、ほぼ同様なP－ δ 関係を示したが、圧縮側コンクリートが圧壊した変位はらせん鉄筋を配置したCase2Cが約43mmであったのに対して、Case2が約50mmであった。このことから、らせん鉄筋による補強効果は圧壊が発生する変位量程度では現れず、大変形時や繰り返し載荷時に対して有効と思われるが、本実験では80mm程度の変位量までしか載荷しなかったためコンファインドの効果は見られなかった。

表-9 実験結果一覧

Specimen		Case2C (RC)	Case2C	Case2	Case4
f'_c (kgf/cm ²)		800.4	609.8	679.6	780.6
E_c (kgf/cm ²)		3.83×10^5	3.51×10^5	3.78×10^5	3.62×10^5
f_t (kgf/cm ²)		43.76	46.43		34.16
P_{cr} (tf)	N	2.50	5.18	5.87	3.86
	S	2.50	5.03	5.52	3.86
$P_{0.1}$ (tf)	N	4.66	9.79	10.93	10.86
	S	4.41	10.19	10.53	9.67
$P_{0.2}$ (tf)	N	6.15	12.25	13.46	12.47
	S	6.15	11.40	12.91	12.47
$P_{0.3}$ (tf)	N	7.61	13.88	14.15	13.09
	S	7.73	13.29	13.46	13.09
P_y (tf)		6.15	11.40	12.91	11.01
P_{max} (tf)		16.29	16.36	16.86	15.69

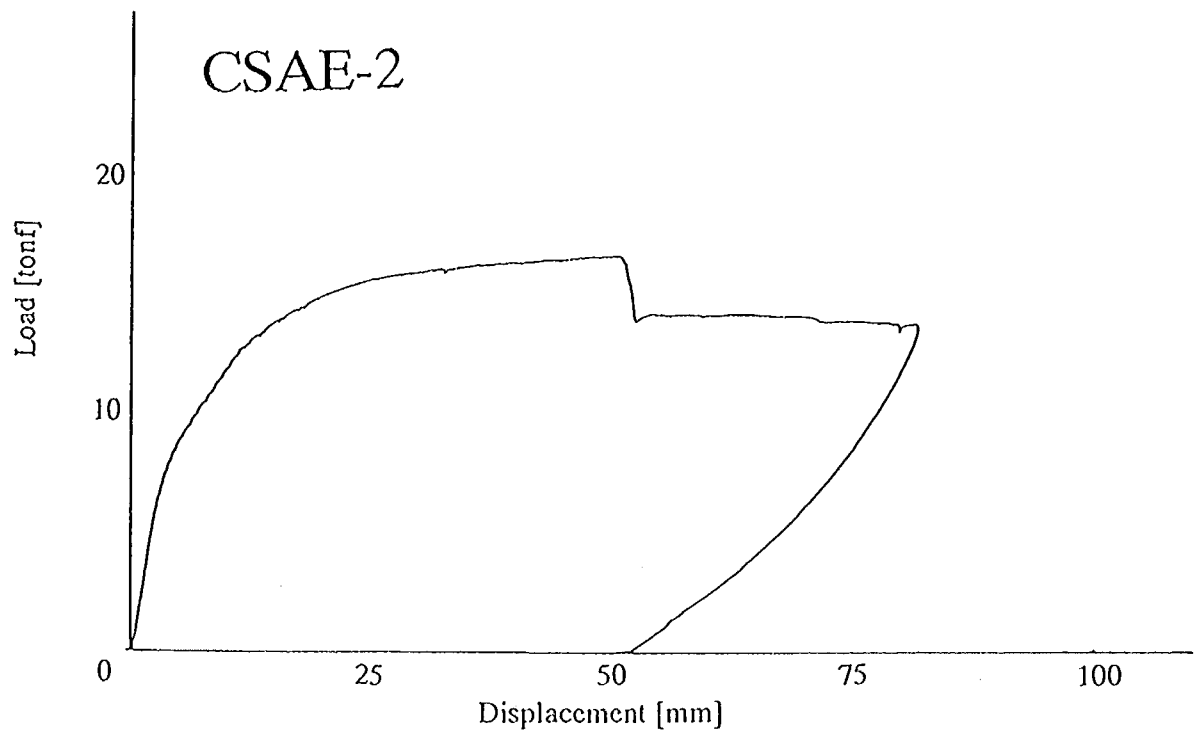


図-23.1 荷重ースパン中央断面での変位 (Case2)

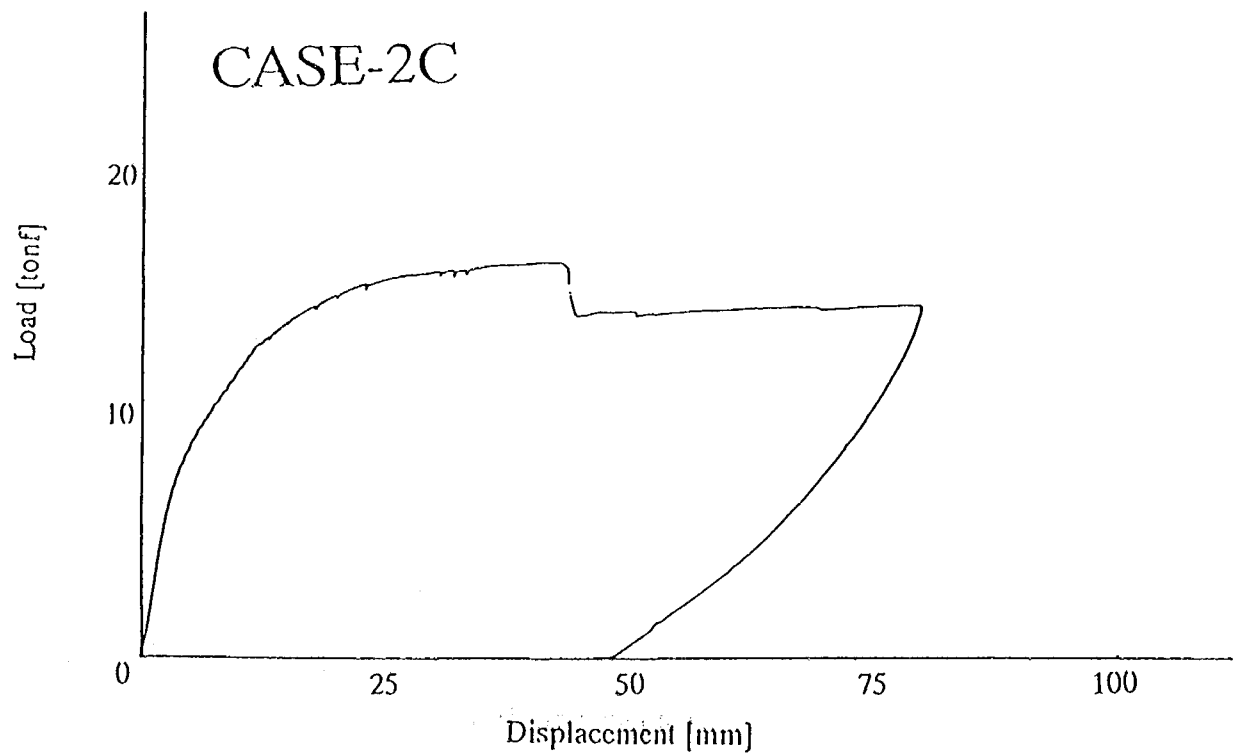


図-23.2 荷重ースパン中央断面での変位 (Case2C)

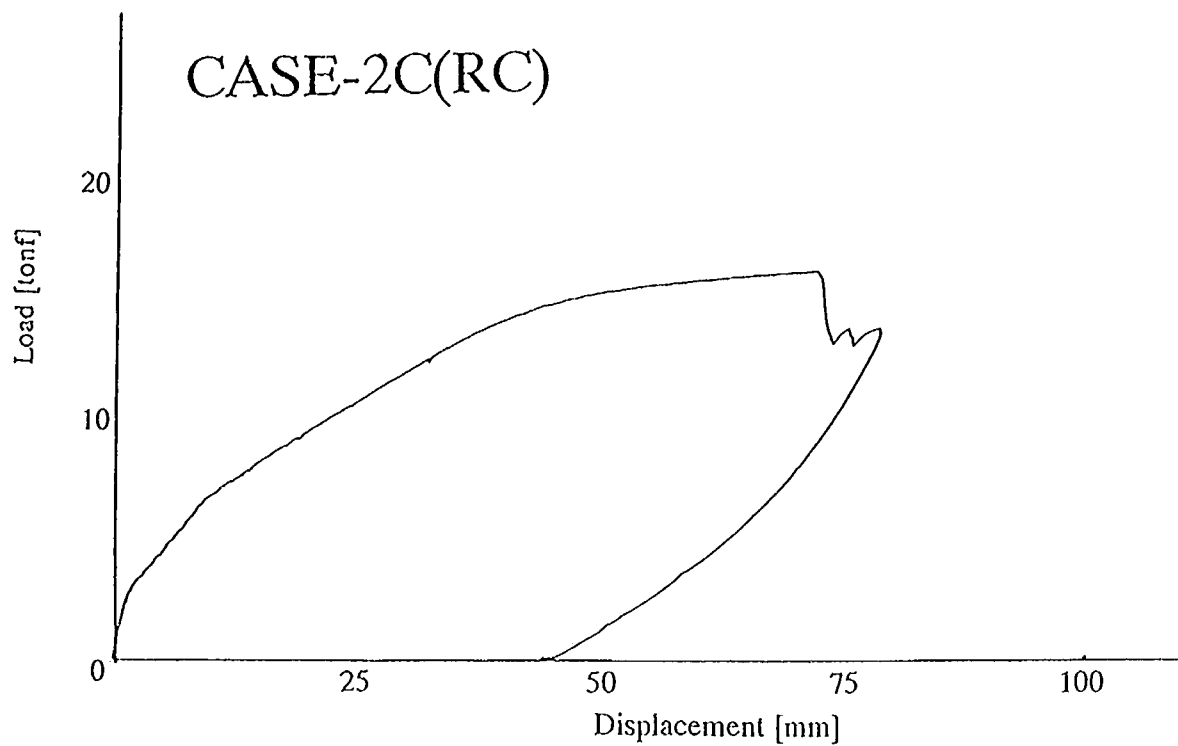


図-23.3 荷重ースパン中央断面での変位 (Case2C-RC)

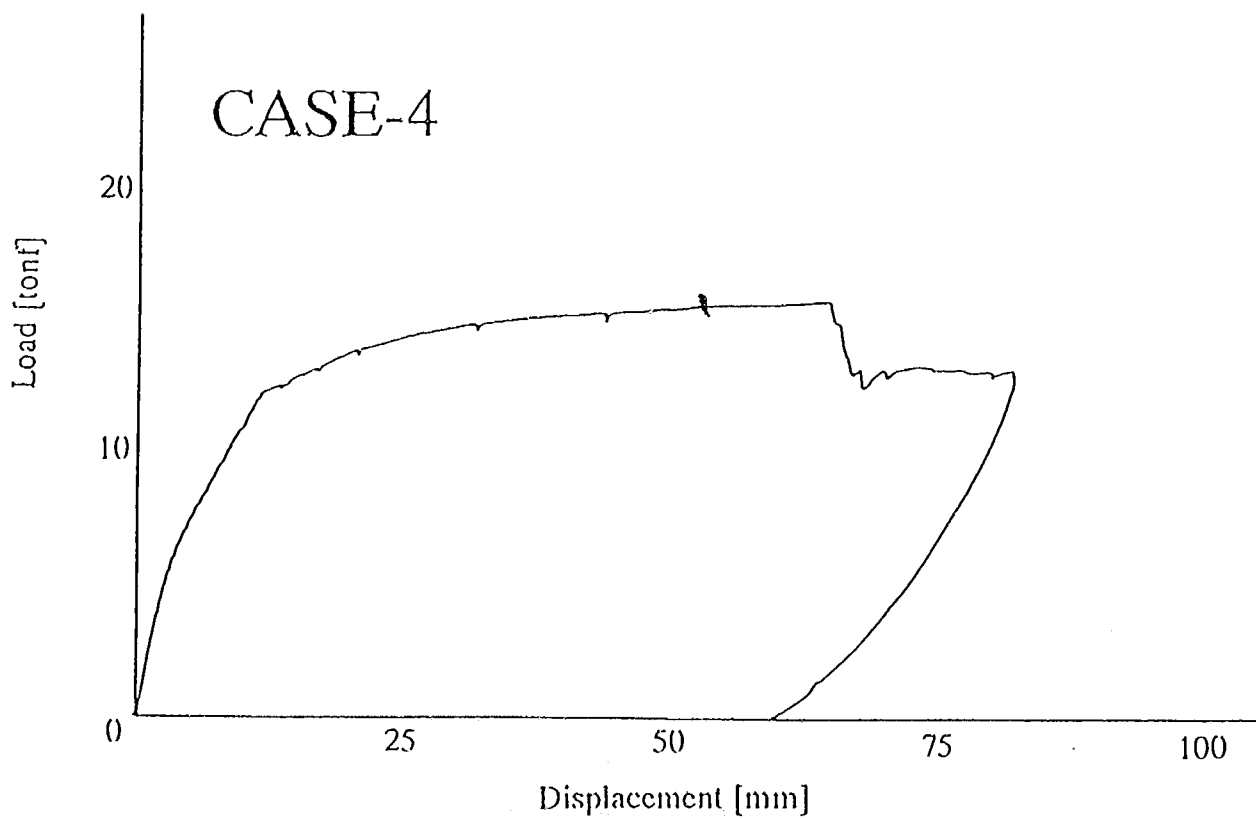
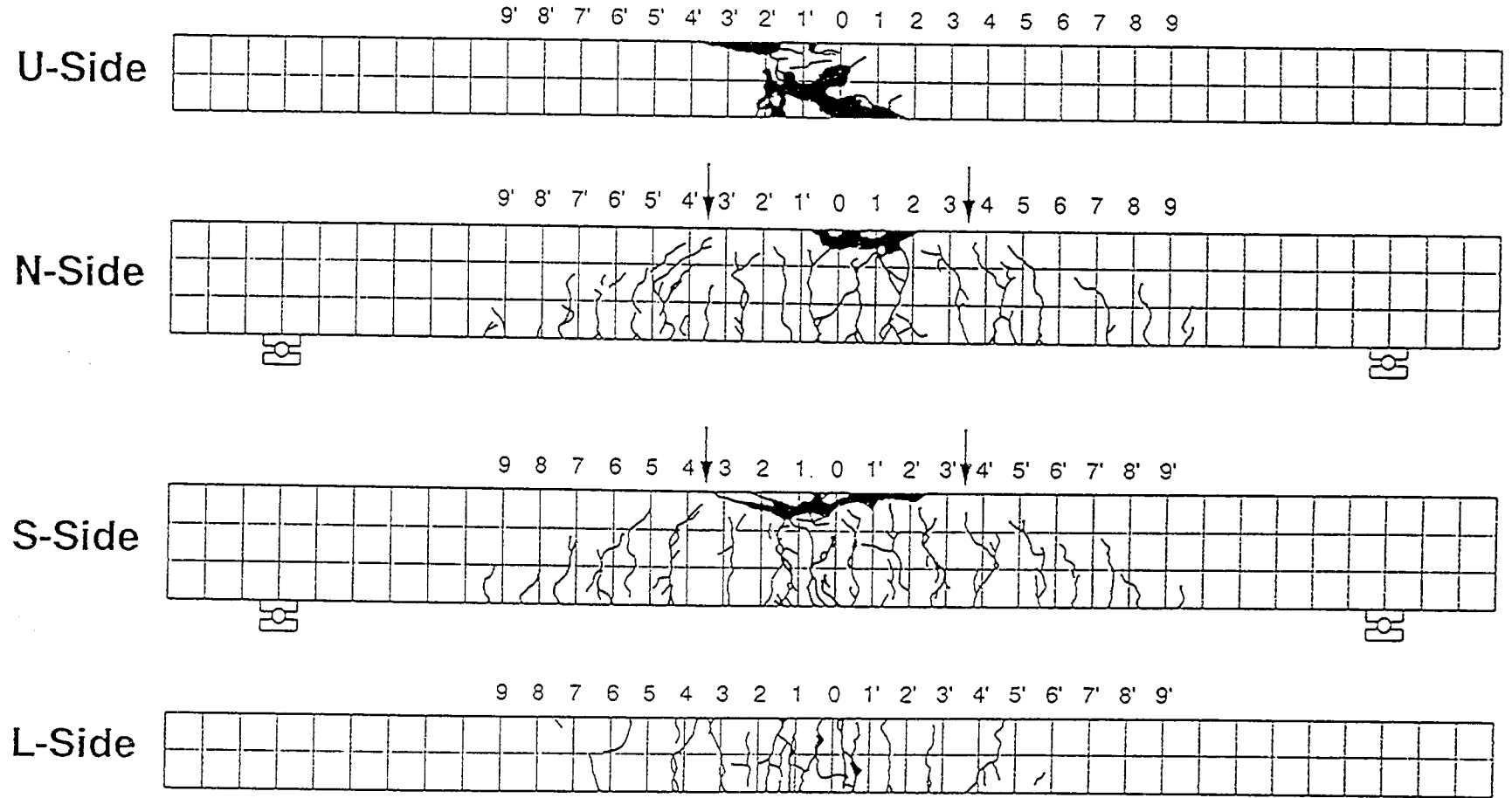


図-23.4 荷重ースパン中央断面での変位 (Case4)

図-24.1 Case2供試体のひび割れ状況



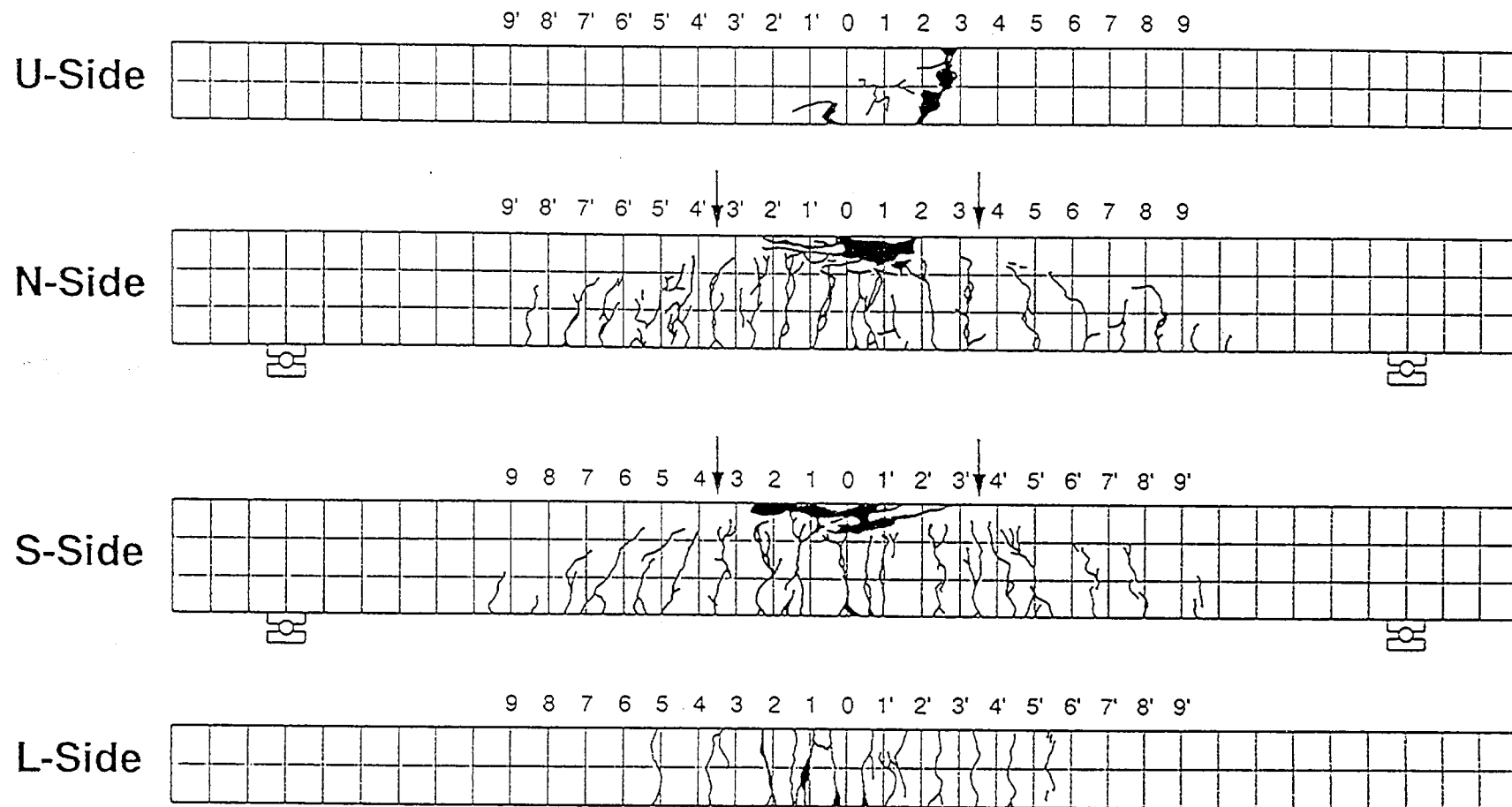


図-24.2 Case20供試体のひび割れ状況

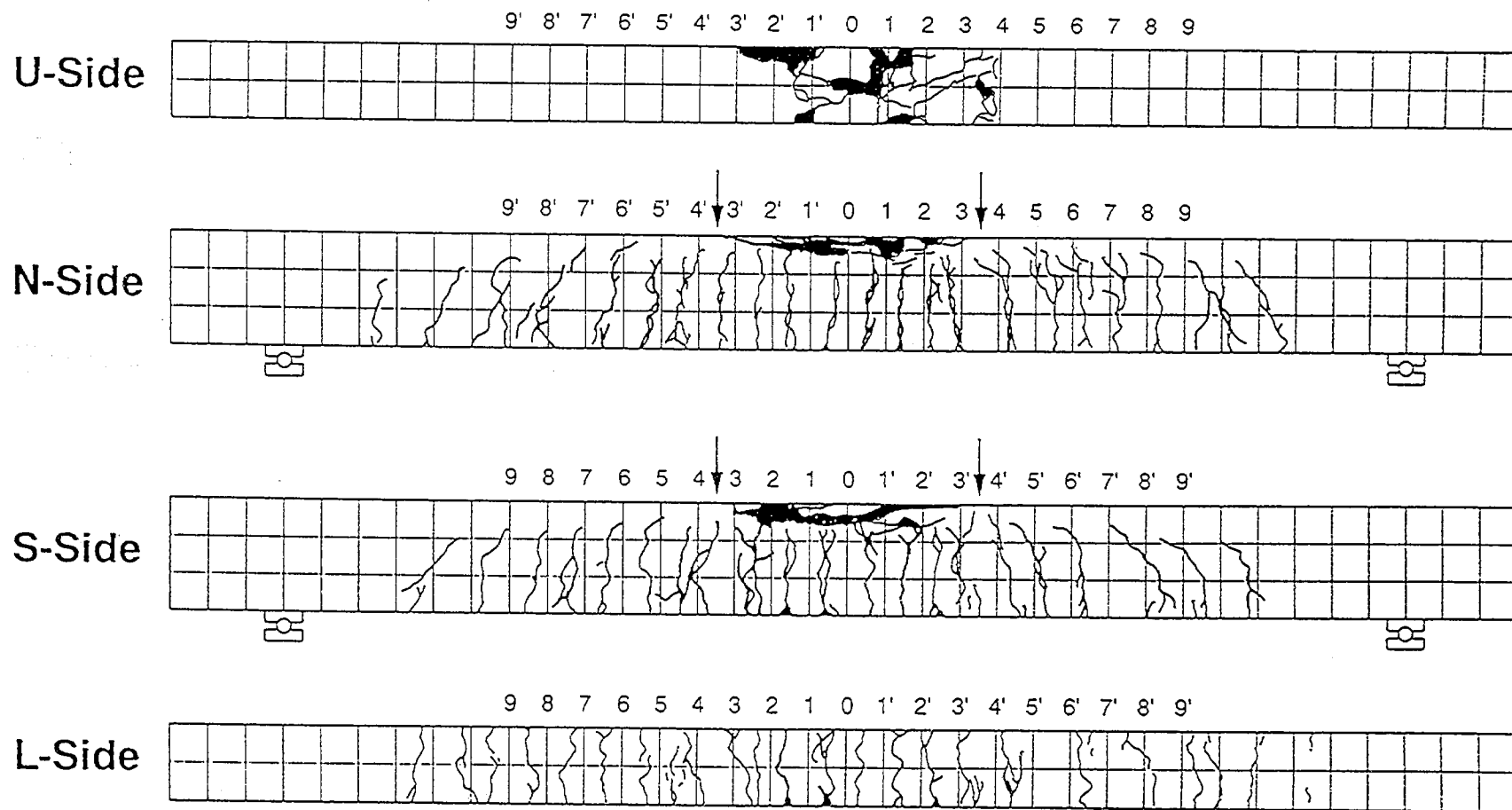
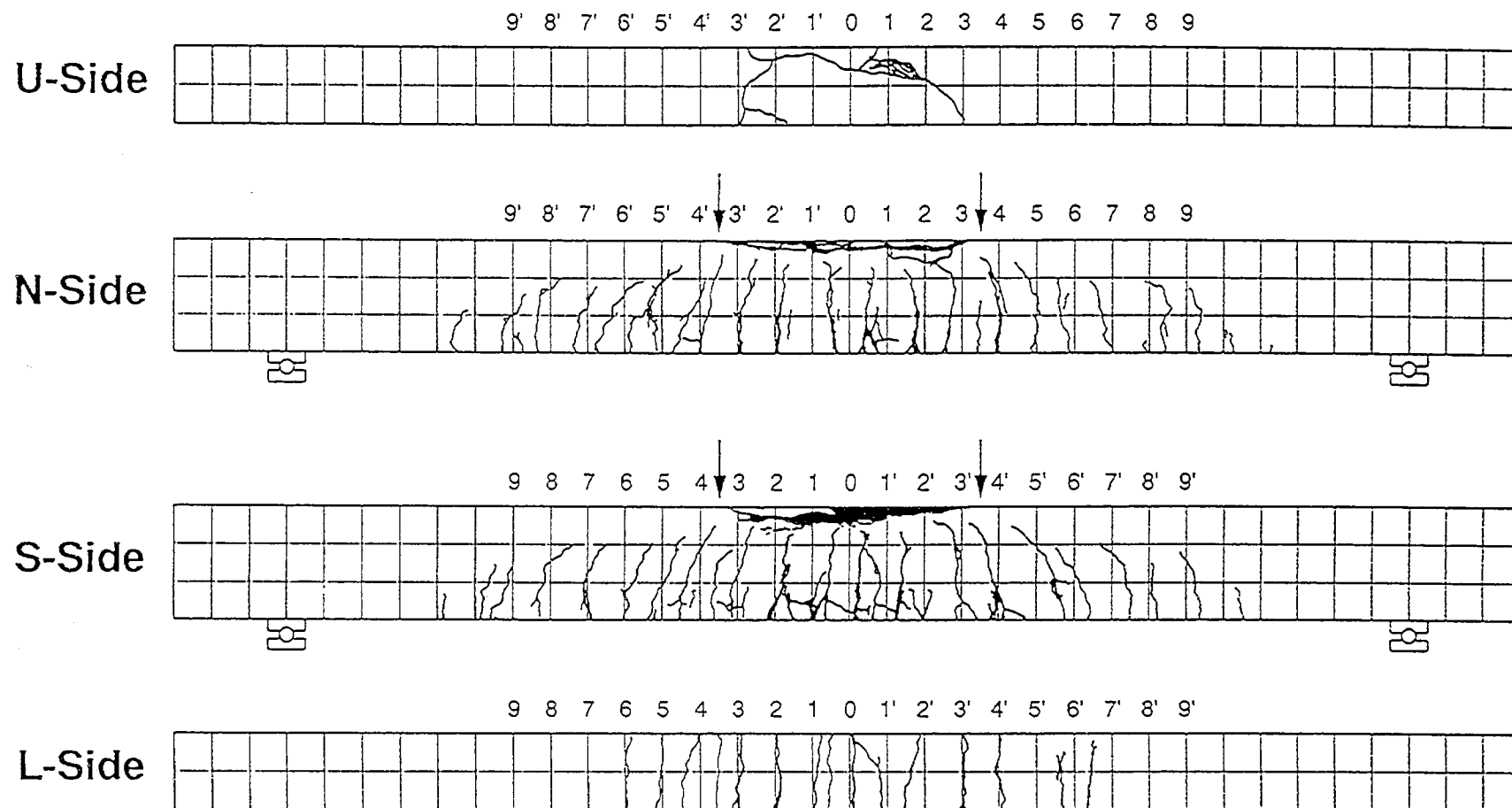


図-24.3 Case2C-RC拱試体のひび割れ状況

図-24. 4 Case4供試体のひび割れ状況



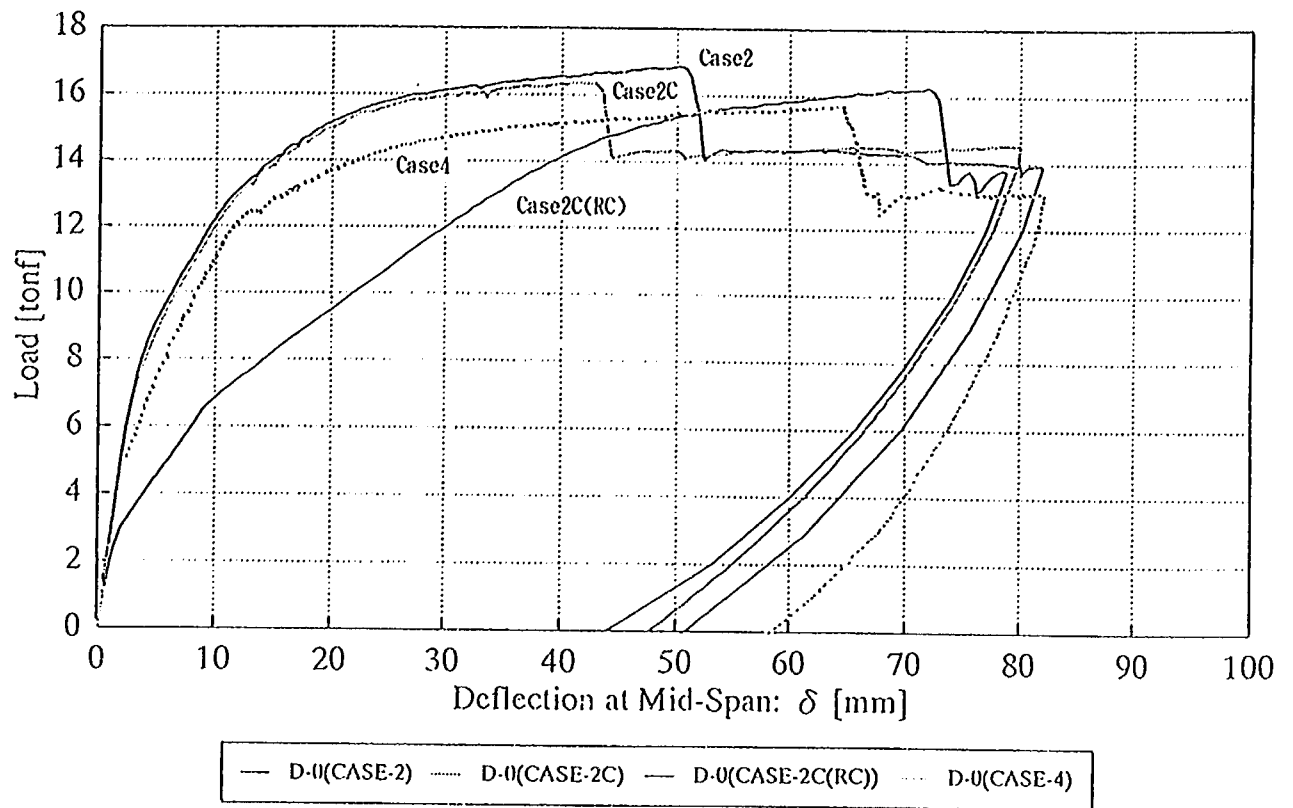


図-25 荷重—スパン中央断面での変位関係の比較

2.2.4 衝撃载荷実験

(1) 目的

主梁の靱性改善を目的として、圧縮側コンクリートをらせん鉄筋によってコンファインド化することが、衝撃荷重作用下において効果が有るかどうかを重錘落下衝撃実験によって確認した。

(2) 実験概要

実験は、傾斜式衝撃载荷試験装置を使用して行った。実験には、0.5tfと1tfの平底重錘を使用した。

(3) 供試体

実験に使用した供試体は、Case2の圧縮側コンクリートをらせん鉄筋によってコンファインド化した供試体である。表-10に実験日前後のコンクリート強度を示す。尚、供試体の配筋については2.2.2供試体の設計を参照のこと。

表-10 圧縮強度試験結果

供試体番号	最大圧縮応力 S_2 (kgf/cm ²)	S_2 における縦ひずみ (μ)	ヤング係数 (kgf/cm ²)
コンファインド 1	661.7	2194.0	3.60×10^5
Case2C-1 2	705.7	2795.5	3.51×10^5
3	726.1	2961.0	3.40×10^5
平均値	697.8	2650.2	3.50×10^5
コンファインド 1	594.9	2730.0	3.13×10^5
Case2C-2 2	582.2	2516.0	3.26×10^5
3	577.1	2678.0	3.29×10^5
平均値	584.7	2641.3	3.23×10^5
コンファインド 1	753.0	2305.0	3.99×10^5
Case2C-3 2	717.2	2272.5	3.69×10^5
3	797.5	2505.0	3.84×10^5
平均値	755.9	2360.8	3.84×10^5
全体平均値	672.5	2595.6	3.51×10^5

注) S_2 : 加えた最大荷重によるコンクリートの圧縮応力 (kgf/cm²)
 $S_2 = \text{最大荷重 (tf)} \times 1000 / (5^2 \times 3.14)$

(4) 緩衝材

単位体積重量30kgf/m³、厚さ25cmのEPSを使用した。

(5) 使用センサーと計測方法

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。使用したセンサー、計測機器およびそれらの設置位置は2.1.4衝撃载荷実験（単発载荷実験）と同じである。

(6) 実験ケース

実験は、表-11に示す3ケースについて行った。

表-11 実験ケース

ケースNo.	重錘 (tf)	落下高 (m)
Case2C-1	0.5	コンファインド', 3.0m
Case2C-2	"	" , 5.0m
Case2C-3	1.0	" , 3.0m

(7) 実験結果

1) 重錘衝撃力と落下高の関係

図-26は、Case2の単発載荷実験とコンファインド供試体を用いた実験の重錘衝撃力と落下高の関係を示したものである。実験条件が同一である落下高3mと5mの2ケースについて比較すると、両者とも重錘衝撃力と変位量はほぼ同じ値であり、コンファインド化による効果はほとんど見られなかった。これは、中立軸の位置がらせん鉄筋に近いことや、コンクリート強度が高いために、ひび割れの進行速度が速いことなどが原因と考えられる。

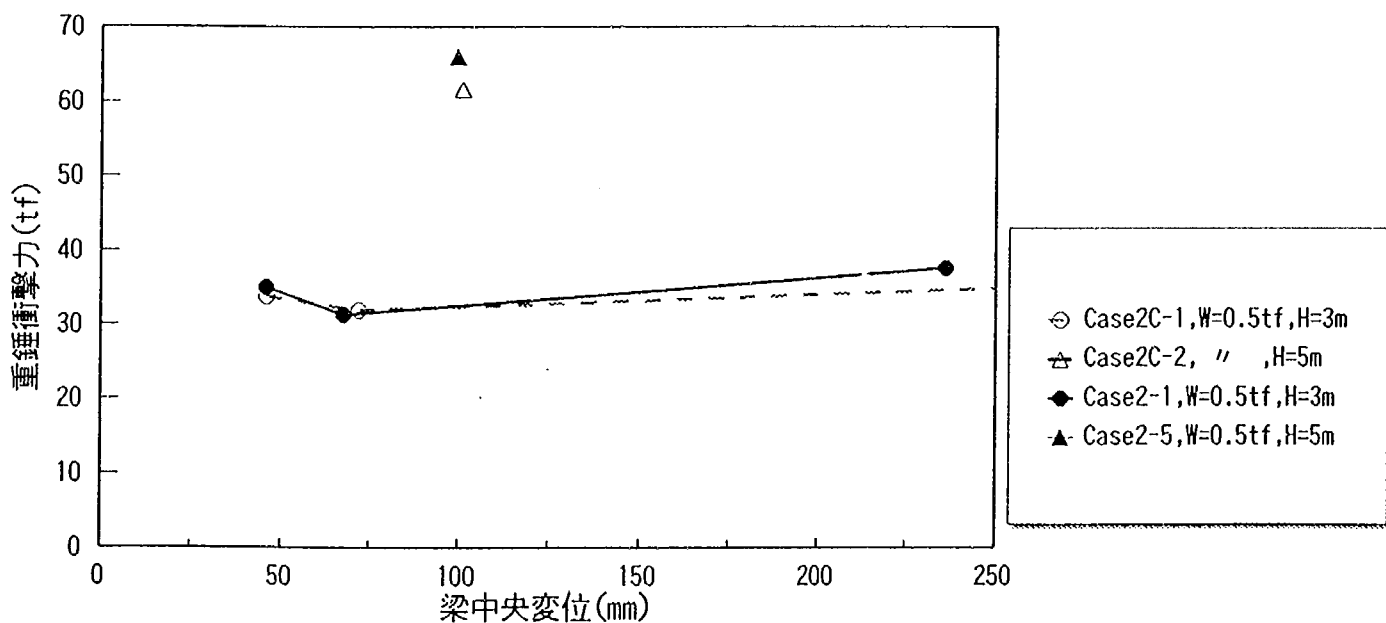


図-26 重錘衝撃力と主梁中央変位の関係

2) ひびわれ発生状況

図-27は、落下高3mおよび5mにおけるCase2とコンファインド供試体の単発载荷によるひびわれ発生状況である。両供試体とも、ひび割れ分布範囲やひびわれの発生形状に明確な違いがなく、このことからコンファインド化の効果が見られないことが分かる。

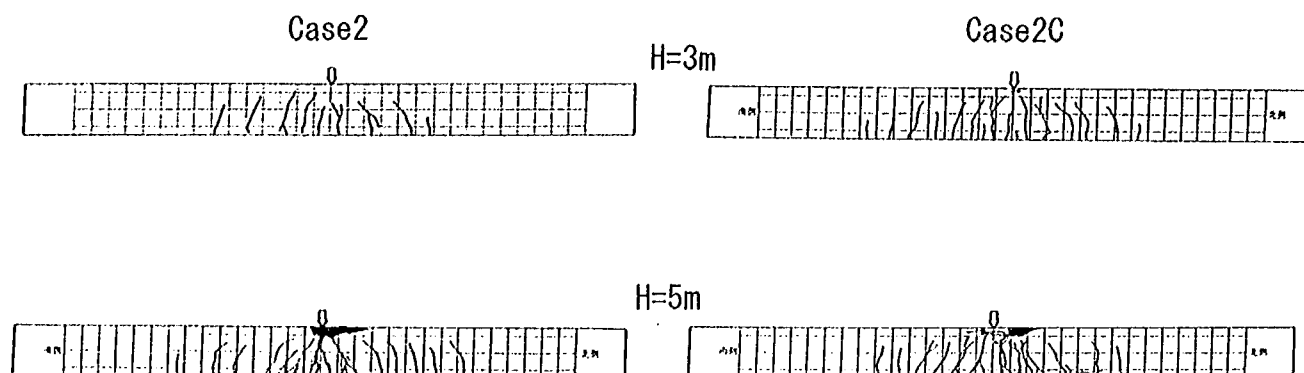


図-27 ひび割れ発生状況 (Case2, Case2C)

2.3 耐衝撃性に優れた主梁の検討

2.3.1 設計耐力と実験耐力の関係

ここでは、7種類の主梁供試体の設計時の耐力と衝撃载荷時の耐力を比較し、鉄筋量を変化させた供試体の耐衝撃性の違いについて検討を行った。

PRC梁供試体の抵抗曲げモーメントを試験時のコンクリート圧縮強度を用いて計算する。計算時の許容応力度（または制限値）は、表-12のとおりである。また、抵抗曲げモーメントの計算結果を表-13に示す。

表-12 許容（制限）応力度

許容（制限）応力度	落石時	終局時
コンクリート (kgf/cm ²)	$1.5 \cdot \sigma_{cs}$	$0.85 \cdot \sigma_{ck}$
PC鋼材 (kgf/cm ²)	13,500	15,000
鉄筋 (kgf/cm ²)	2,700	3,000

表-13 各供試体の抵抗曲げモーメント

供試体 Case No.	1	2	3	4	5	6	7
強度 σ_c (kgf/cm ²)	670	710	640	710	650	700	540
σ_{cs}	190	195	185	195	185	195	165
許容値 落石時 (kgf/cm ²)	285	290	275	290	280	290	250
終局時	570	605	545	605	550	595	460
抵抗M 落石時 (t·m)	5.060	5.019	4.960	5.042	5.027	5.032	4.899
終局時	7.204	7.594	7.435	7.239	6.998	6.533	6.628

表-13の落石時抵抗曲げモーメントから部材自重による曲げモーメント ($0.169\text{tf}\cdot\text{m}$) を差し引き、残りのモーメントから設計落石荷重 ($P = 4\text{ M}/\ell$) を算出し、さらに設計落石荷重を発生する落石エネルギーを衝撃実験結果より求める。表-14は、設計落石荷重、設計位置エネルギーと主梁の繰り返し衝撃実験結果からの最大衝撃力と主梁が破断する直前の最大位置エネルギーである。供試体Case6、7については、繰り返し実験において、圧縮側コンクリートの欠落が大きかったため、主梁が破断する前に実験を終了した。主梁が完全に破断するまで実験を行った場合には、Case6、7ともにCase5と同様な実験結果を示したと思われる。表-14の結果から、鉄筋量を多くした供試体ほど耐衝撃性に優れるものと思われる。

表-14 設計条件と繰り返し衝撃実験耐力の比較

供試体 Case No.	1	2	3	4	5	6	7
設計落石荷重 P (tf)	6.521	6.467	6.388	6.497	6.477	6.484	6.307
設計位置エネルギー E (tf·m)	0.34	0.34	0.35	0.38	0.33	0.37	0.35
最大衝撃力 P' (tf)	21.4	27.0	32.1	33.5	44.1	(36.5)	(36.7)
最大位置エネルギー E' (tf·m)	1.25	1.50	1.75	1.75	2.25	(2.00)	(1.75)
P' / P	3.3	4.2	5.0	5.2	6.8	(5.6)	(5.8)
E' / E	3.7	4.4	5.0	4.6	6.8	(5.4)	(5.0)

次に、現行のPC製ロックシェッドのプレストレッシング度 (2.3.2参照) に近いと思われる供試体Case2と衝撃耐力や靱性を改善するために鉄筋量を実現可能な範囲で増加させた供試体Case4に対する単発载荷衝撃実験の結果について、設計条件との比較を行った (詳細については2.1.4参照)。表-15の結果から、衝撃载荷時の最大衝撃力は、設計荷重の10倍以上、位置エネルギーでは設計条件の7倍以上となることが分かる。

Case2とCase4の比較では、鉄筋量を多くしたCase4の方が、落石の最大位置エネルギーで2割程度大きくなった。

表-15 設計条件と単発衝撃実験耐力の比較

供試体 Case No.	1	2	3	4	5	6	7
設計落石荷重 P (tf)		6.467		6.497			
設計位置エネルギー E (tf·m)		0.34		0.38			
最大衝撃力 P' (tf)		65.4		73.3			
最大位置エネルギー E' (tf·m)		2.50		3.00			
P' / P		10.1		11.3			
E' / E		7.4		7.9			

2.3.2 施工性、経済性、耐力、靱性等による検討

ロックシェッドの部材として、PC鋼材量と鉄筋量の割合（以後、鋼材比率とする）をどの程度にすれば最適な部材となるのかを調べるために、設計荷重を統一し、PC鋼材量と鉄筋量の異なる7種類の供試体を製作し静的載荷実験および重錘落下衝撃実験を実施してきた。ここでは、下記に示すプレストレスング度と鋼材比に着目し、現行のPC製ロックシェッド主梁の標準設計とCase1～Case7の7種類の供試体を比較し、どの供試体が標準設計に近いのかを検討した。現行のPC主梁としては、長野県PCシェッド協会および九州ロックシェッド協会の標準設計の支間中央断面を用いた。さらに、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、クラック本数、クラック分布幅、経済性の比較等により、今後採用すべき鋼材比率に関する検討を行った。

・プレストレスング度

PRCはRCに近いものからPCに近いものまでであるため、PRCの程度を表す1指標にプレストレスング度 λ があり、ここではThurlimannに代表されるプレストレスング度を適用する。

プレストレスング度 λ は、次式により表される。

$$\lambda = \frac{0.93 f_{pu} \cdot \Lambda_p}{0.93 f_{pu} \cdot \Lambda_p + f_{yk} \Lambda_s}$$

Λ_p : PC鋼線断面積

Λ_s : 引張鉄筋断面積

f_{pu} : PC鋼線降伏点強度

f_{yk} : 鉄筋降伏点強度

・鋼材比

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ある。

鋼材比は、次式により表される。

$$\rho = \frac{0.93 f_{pu}}{f_{yk}} \cdot \frac{\Lambda_p}{b_w d_s} + \frac{\Lambda_s}{b_w d_s}$$

Λ_p : PC鋼線断面積

Λ_s : 引張鉄筋断面積

f_{pu} : PC鋼線降伏点強度

f_{yk} : 鉄筋降伏点強度

b_w : 矩形の場合は部材幅 b_s

d_s : コンクリート圧縮縁から鉄筋の図心までの距離

(T型断面の場合、中立軸がフランジ内にある場合は矩形断面と同様であるが、中立軸がウェブにある場合はT型断面で考える。)

長野県PCシェッド協会の標準設計主梁であるB60、B90、B110のプレストレッシング度と鋼材比を表-16に、九州ロックシェッド協会の標準設計主梁であるB90、B110、B130のプレストレッシング度と鋼材比を表-17に、供試体Case1～7のプレストレッシング度と鋼材比を表-18に示す。

図-28は、縦軸に鋼材比、横軸にプレストレッシング度を取り整理したものである。標準設計主梁のプレストレッシング度は69%～87%、鋼材比は0.0128～0.0256の範囲に分布している。これらの範囲に含まれる実験供試体はCase2であり、このことから標準設計に近い供試体はCase2であることが分かる。

図-29は、供試体1～7の静的実験および動的実験のエネルギー吸収能（tf・m）とプレストレッシング度（%）の関係を示したものである。エネルギー吸収能については、図に示すように静的実験については荷重-変位曲線の最大荷重までの面積を台形則により求めたものであり、動的実験については各衝撃実験により求められた最大荷重（重錘衝撃力）と変位の関係をプロットして求めた折れ線から、主梁が破断した実験を除く範囲で台形則により面積を求めたものである。静的実験の結果では、エネルギー吸収能とプレストレッシング度の間に相関関係は見られず0.5～1.0 tf・mの範囲でばらついている。動的実験では、主梁の破断まで実験を行わなかったCase1、2がエネルギー吸収能が小さく評価されているが、他の供試体についてはプレストレッシング度が小さくなる（RCに近づく）につれてエネルギー吸収能が増加する傾向を示している。

図-30は、耐力（tf）とプレストレッシング度（%）の関係を示したものである。ここでいう耐力とは、静的実験の場合は最大荷重（tf）、動的実験の場合は主梁が破断しなかった実験の最大衝撃力を示している。静的実験における耐力は、各供試体とも15tf前後でバラツキは小さく同程度の値を示している。一方、動的実験ではプレストレッシング度が減少するに従って耐力が増加する傾向を示しておりCase5では静的耐力の約3倍となっている。

図-31.1、図-31.2は、エネルギー吸収能および耐力とプレストレッシング度の関係を示したものである。静的実験では、エネルギー吸収能と耐力の間に相関が見られないが、動的実験では、Case1～5までの供試体についてみると、プレストレッシング度の減少とともにエネルギー吸収能、耐力ともに同様な増加傾向を示している。

図-32は、動的実験における供試体のクラック本数およびクラック分布幅とプレストレッシング度の関係を示したものである。クラック本数および分布幅共にプレストレッシング度の減少と共に増加する傾向を示している。この傾向はエネルギー吸収能や耐力とほぼ同じであり、プレストレッシング度を減少させる、つまりRCに近づくに従って載荷時にクラックが主梁全体に発生し、より大きなエネルギー吸収が可能になるものと思われる。

表-19は、主梁の鋼材比率をPC（C1）からRC（C9）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ものである。これによると、鉄筋量を増加させRCに近づくにつれて工事費が増加し、C2の工事費を100とした場合には主梁をRCにすると工事費が2.5割増加することが分かる。

プレストレッシ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が工事費が増加することから総合的に判断すると今後採用すべき主梁の鋼材比率としてはプレストレッシング度で50%程度がよいと思われる。

表-16 プレストレッシング度と鋼材比（長野県PCシェッド協会）

■長野県PCシェッド協会 B 6 0

部材幅 149 cm

部材高 60 cm

かぶり 5.5 cm

断面積 4460 cm²

CASE No	鋼材 段数	圧 縮				引 張				中立軸 圧縮縁より	偏心量(中立軸より)		プレストレス [°] 度	鋼材比
		鉄筋(cm ²)	位置(cm)	P C (cm ²)	位置(cm)	鉄筋(cm ²)	位置(cm)	P C (cm ²)	位置(cm)		鉄筋(cm)	P C (cm)		
B60-16	1	5.068	6	3.716	6	23.266	54.5	5.574	42.5	20.9	33.60	24.60	69.02%	0.0168
	2							5.574	48.5					
	Σ	5.068	6	3.716	6	23.266	54.5	11.148	45.5					
B60-22	1	5.068	6	3.716	6	23.226	54.5	5.574	36.5	20.9	33.60	21.60	77.00%	0.0226
	2							5.574	42.5					
	3							5.574	48.5					
	Σ	5.068	6	3.716	6	23.226	54.5	16.722	42.5					

■長野県PCシェッド協会 B 9 0

部材幅 149 cm

部材高 90 cm

かぶり 5.5 cm

断面積 5848 cm²

CASE No	鋼材 段数	圧 縮				引 張				中立軸 圧縮縁より	偏心量(中立軸より)		プレストレス [°] 度	鋼材比
		鉄筋(cm ²)	位置(cm)	P C (cm ²)	位置(cm)	鉄筋(cm ²)	位置(cm)	P C (cm ²)	位置(cm)		鉄筋(cm)	P C (cm)		
B90-16	1	5.068	6	3.716	6	23.266	84.5	5.574	72.5	32.8	51.70	42.70	69.02%	0.0128
	2							5.574	78.5					
	Σ	5.068	6	3.716	6	23.266	84.5	11.148	75.5					
B90-22	1	5.068	6	3.716	6	23.226	84.5	5.574	66.5	32.8	51.70	39.70	77.00%	0.0173
	2							5.574	72.5					
	3							5.574	78.5					
	Σ	5.068	6	3.716	6	23.226	84.5	16.722	72.5					
B90-30	1	5.068	6	3.716	6	23.226	84.5	1.858	54.5	32.8	51.70	35.55	82.86%	0.0232
	2							5.574	60.5					
	3							5.574	66.5					
	4							5.574	72.5					
	5							5.574	78.5					
	Σ	5.068	6	3.716	6	23.226	84.5	24.154	68.3					

■長野県PCシェッド協会 B 1 1 0

部材幅 149 cm

部材高 110 cm

かぶり 5.5 cm

断面積 6823 cm²

CASE No	鋼材 段数	圧 縮				引 張				中立軸 圧縮縁より	偏心量(中立軸より)		プレストレス [°] 度	鋼材比
		鉄筋(cm ²)	位置(cm)	P C (cm ²)	位置(cm)	鉄筋(cm ²)	位置(cm)	P C (cm ²)	位置(cm)		鉄筋(cm)	P C (cm)		
B110-28	1	5.068	6	3.716	6	23.226	104.5	1.858	80.5	41.3	63.20	50.00	78.81%	0.0161
	2							5.574	86.5					
	3							5.574	92.5					
	4							5.574	98.5					
	Σ	5.068	6	3.716	6	23.226	104.5	18.58	91.3					
B110-36	1	5.068	6	3.716	6	23.226	104.5	1.858	68.5	41.3	63.20	44.08	85.62%	0.0237
	2							5.574	74.5					
	3							5.574	80.5					
	4							5.574	86.5					
	5							5.574	92.5					
	6							5.574	98.5					
	Σ	5.068	6	3.716	6	23.226	104.5	29.728	85.4					

表-17 プレストレッシング度と鋼材比（九州ロックシェッド協会）

■九州ロックシェッド協会 B 9 0

部材幅 149 cm

部材高 90 cm

かぶり 6.5 cm

断面積 5025 cm²

CASE No	鋼材 段数	圧 縮				引 張				中立軸 圧縮縁より	偏心量(中立軸より)		プレストressing度	鋼材比
		鉄筋(cm ²)	位置(cm)	P C (cm ²)	位置(cm)	鉄筋(cm ²)	位置(cm)	P C (cm ²)	位置(cm)		鉄筋(cm)	P C (cm)		
B90	1	5.068	4	5.574	4	20.268	83.5	1.858	53.5	33.0	50.50	36.00	83.65%	0.0247
	2							2.787	59.5					
	3							4.645	65.5					
	4							6.503	71.5					
	5							6.503	77.5					
	Σ	5.068	4	5.574	4	20.268	83.5	22.296	69.0					

■九州ロックシェッド協会 B 1 1 0

部材幅 149 cm

部材高 110 cm

かぶり 6.5 cm

断面積 5525 cm²

CASE No	鋼材 段数	圧 縮				引 張				中立軸 圧縮縁より	偏心量(中立軸より)		プレストressing度	鋼材比
		鉄筋(cm ²)	位置(cm)	P C (cm ²)	位置(cm)	鉄筋(cm ²)	位置(cm)	P C (cm ²)	位置(cm)		鉄筋(cm)	P C (cm)		
B110	1	5.068	4	5.574	4	20.268	103.5	2.787	67.5	41.2	62.30	44.94	85.65%	0.0256
	2							2.787	73.5					
	3							2.787	79.5					
	4							4.645	85.5					
	5							6.503	91.5					
	Σ	5.068	4	5.574	4	20.268	103.5	26.012	86.1					

■九州ロックシェッド協会 B 1 3 0

部材幅 149 cm

部材高 130 cm

かぶり 6.5 cm

断面積 6400 cm²

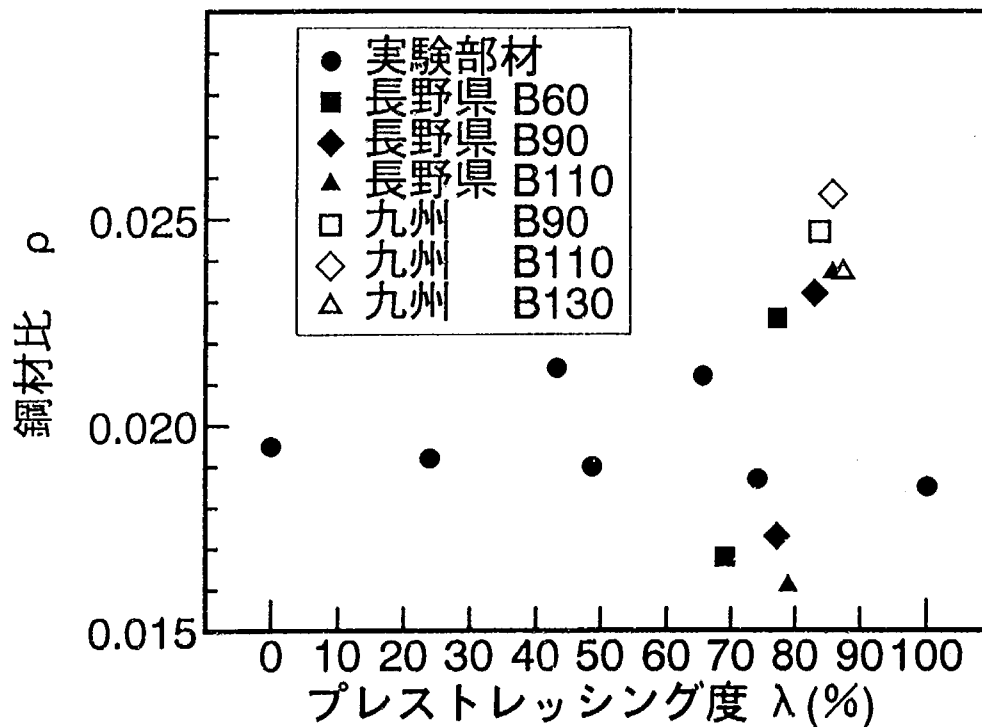
CASE No	鋼材 段数	圧 縮				引 張				中立軸 圧縮縁より	偏心量(中立軸より)		プレストressing度	鋼材比
		鉄筋(cm ²)	位置(cm)	P C (cm ²)	位置(cm)	鉄筋(cm ²)	位置(cm)	P C (cm ²)	位置(cm)		鉄筋(cm)	P C (cm)		
B130	1	5.068	4	5.574	4	20.268	123.5	0.929	75.5	47.9	75.60	54.98	87.21%	0.0248
	2							2.787	81.5					
	3							2.787	87.5					
	4							2.787	93.5					
	5							2.787	99.5					
	6							4.645	105.5					
	7							6.503	111.5					
	Σ	5.068	4	5.574	4	20.268	123.5	29.728	102.9					

表-18 プレストレッシング度と鋼材比（供試体Case1～7）

■部材実験の断面諸元

部材幅 20 cm 部材高 30 cm かぶり 4 cm

CASE No.	鋼材 段数	圧 縮				引 張				中立軸 圧縮縁より	偏心量(中立軸より)		プレストressing度	鋼材比
		鉄筋(cm ²)	位置(cm)	P C (cm ²)	位置(cm)	鉄筋(cm ²)	位置(cm)	P C (cm ²)	位置(cm)		鉄筋(cm)	P C (cm)		
1	1	2.534	4	1.032	4	0	0.00	2.064	26.00	4.11	—	21.89	100.00%	0.0185
	2													
	Σ	2.534	4	1.032	4	0	0.00	2.064	26.00					
2	1	2.534	4	1.032	8	2.534	26.00	0.516	22.00	4.34	21.66	20.33	73.96%	0.0187
	2							1.032	26.00					
	Σ	2.534	4	1.032	8	2.534	26.00	1.548	24.67					
3	1	2.534	4	0.516	7	3.801	26.00	1.548	22.00	4.49	21.51	17.51	65.44%	0.0212
	2													
	Σ	2.534	4	0.516	7	3.801	26.00	1.548	22.00					
4	1	2.534	4	0.516	10	5.068	26.00	1.032	22.00	3.73	22.27	18.27	48.64%	0.0190
	2													
	Σ	2.534	4	0.516	10	5.068	26.00	1.032	22.00					
5	1	2.534	4	0	0	2.534	22.00	0.516	18.00	3.73	20.67	16.27	43.10%	0.0214
	2					3.801	26.00	0.516	22.00					
	Σ	2.534	4	0	0	6.335	24.40	1.032	20.00					
6	1	2.534	4	0	0	2.534	22.00	0.516	18.00	3.11	21.56	14.89	23.99%	0.0192
	2					5.068	26.00							
	Σ	2.534	4	0	0	7.602	24.67	0.516	18.00					
7	1	2.534	4	0	0	1.267	18.00	0	0	4.09	19.41	—	0.00%	0.0195
	2					3.801	22.00							
	3					5.068	26.00							
	Σ	2.534	4	0	0	10.136	23.50	0	0					



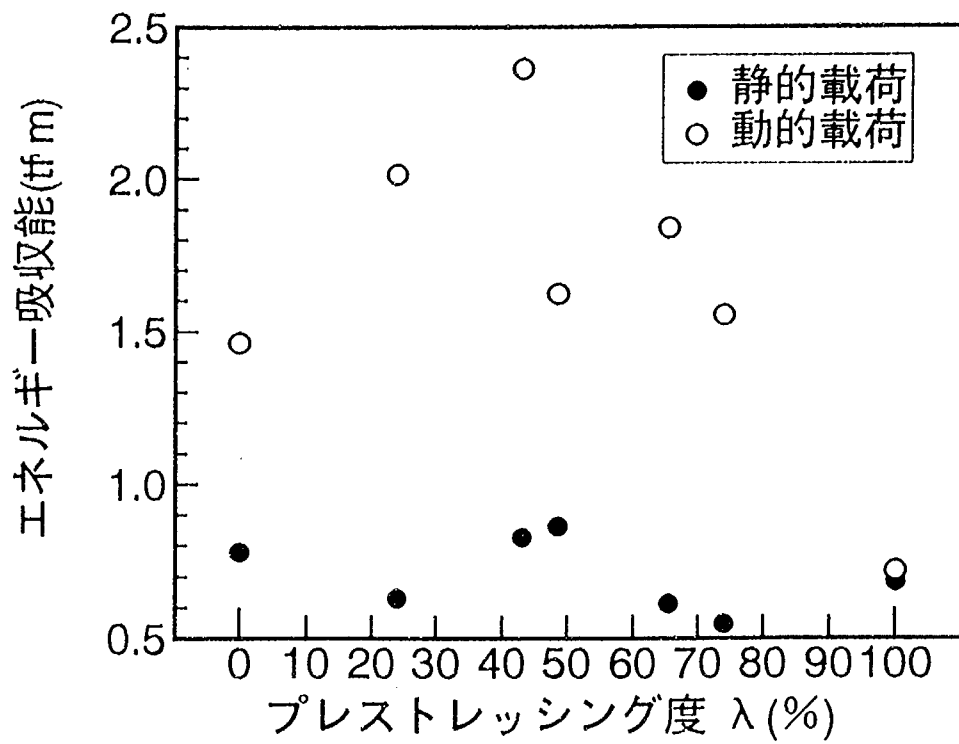


図-29 エネルギー吸収能とプレストレッシング度の関係

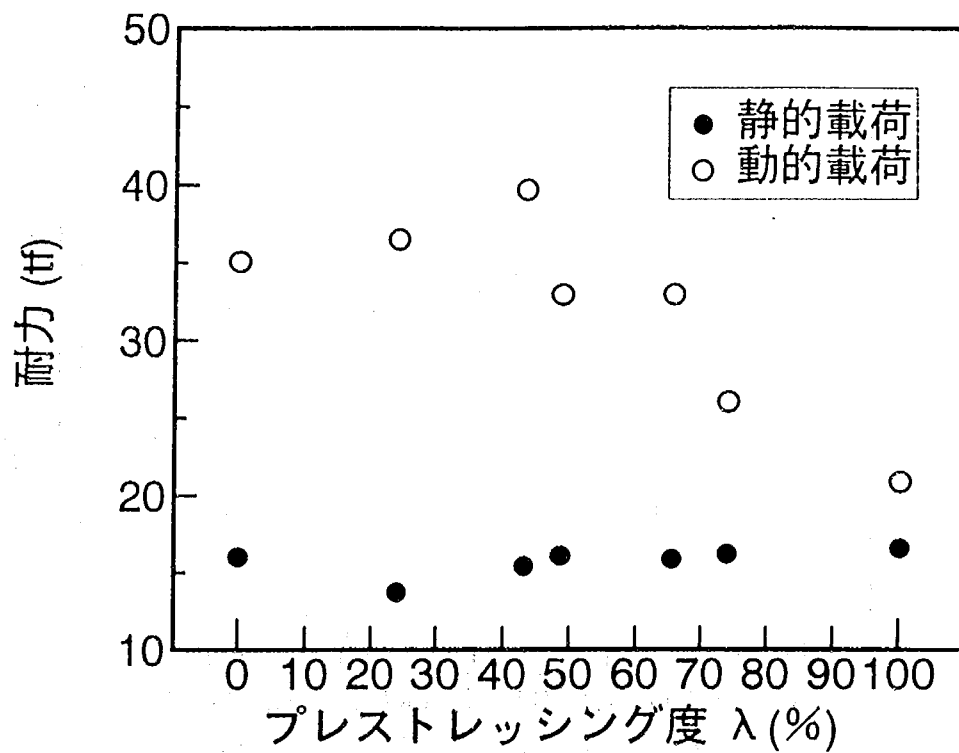


図-30 耐力とプレストレッシング度の関係

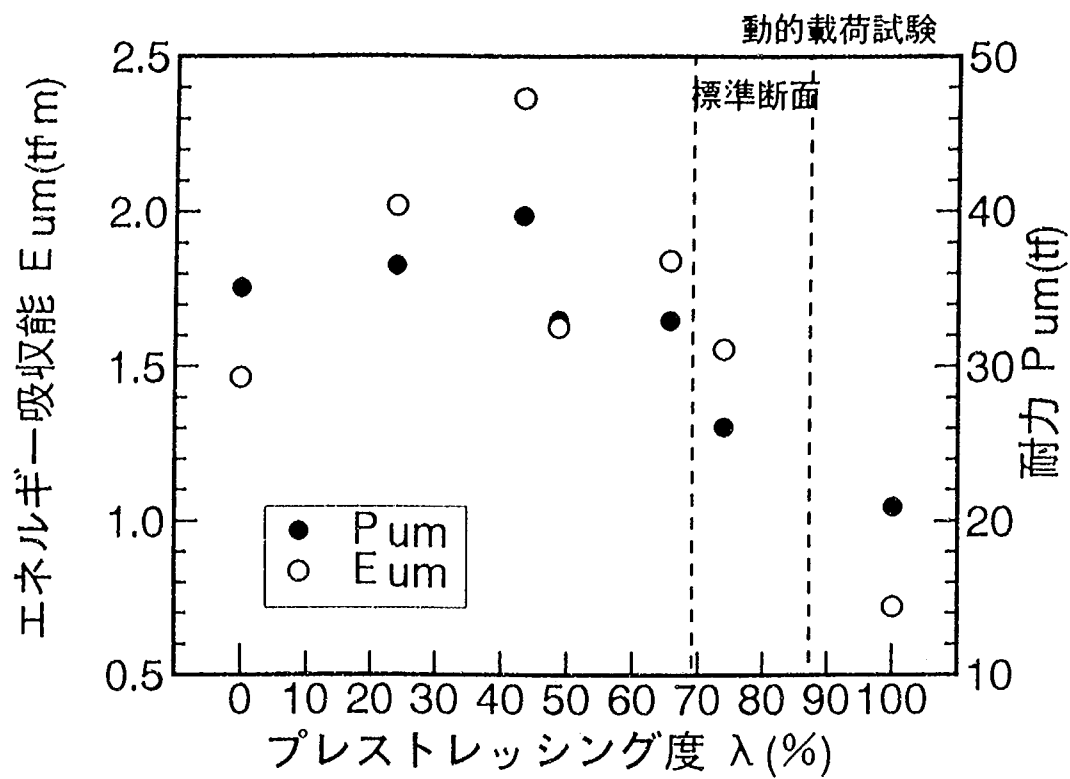


図-31.1 エネルギー吸収能・耐力とプレストレッシング度の関係（動的載荷）

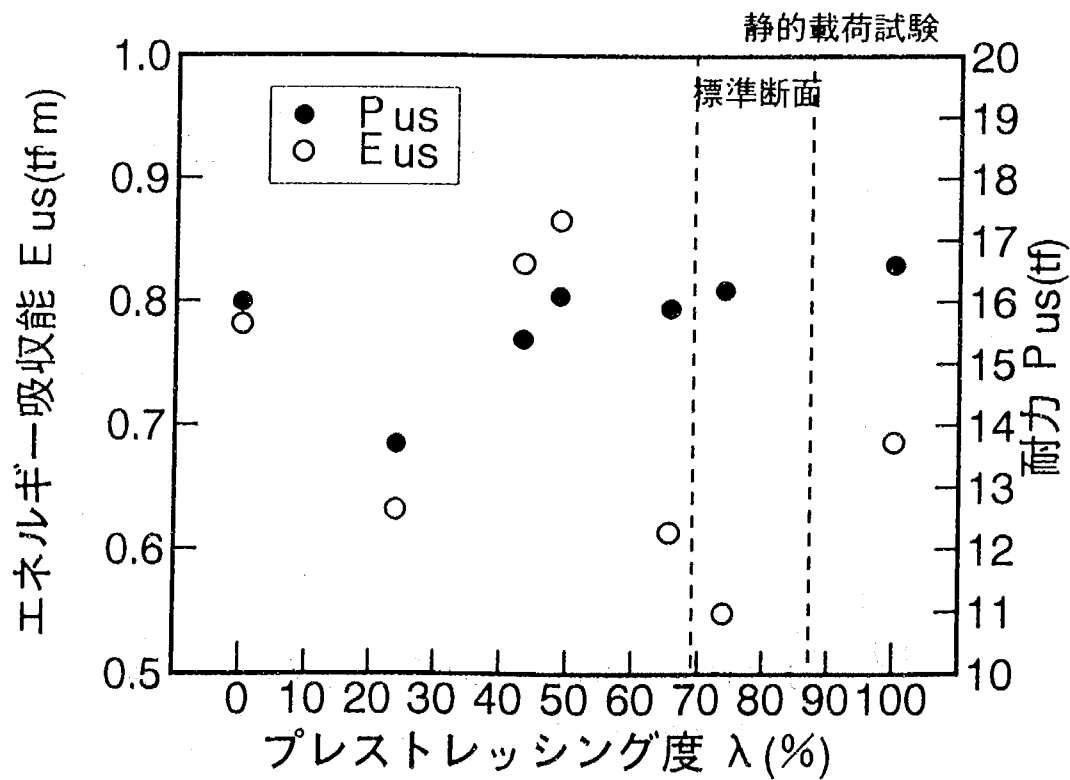


図-31.2 エネルギー吸収能・耐力とプレストレッシング度の関係（静的載荷）

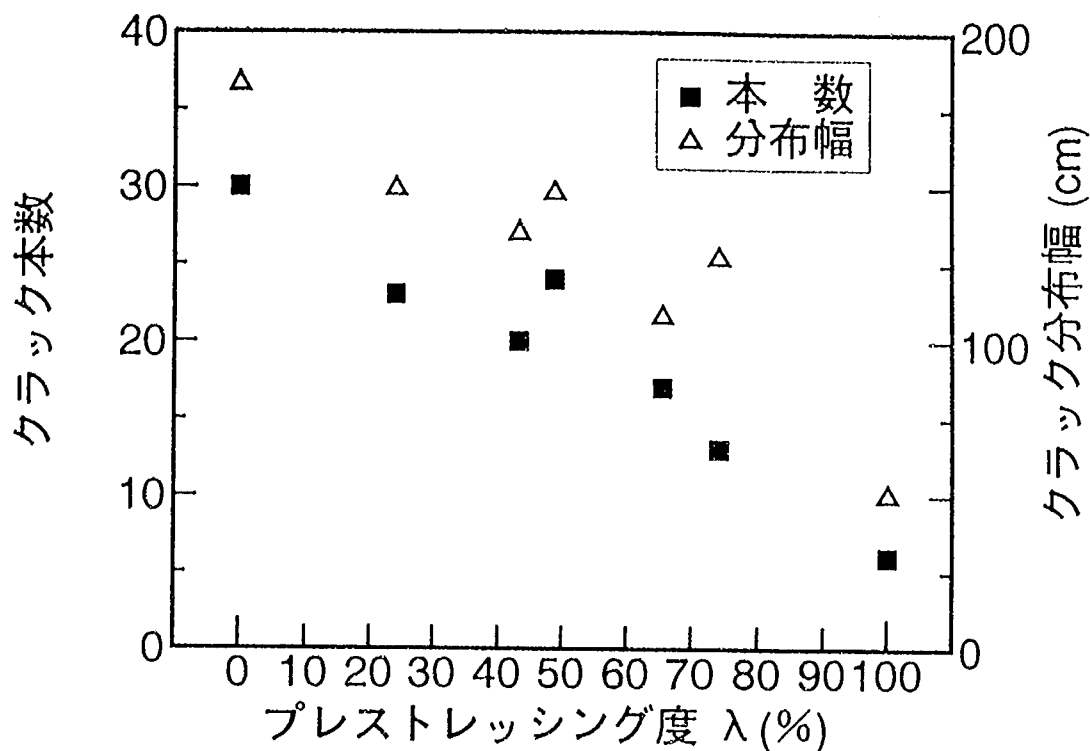


図-32 クラック本数・クラック分布幅とプレストレスング度との関係

表-19 1ブロック (10本) 当たりの概算工事費

(千円)

		C 1	C 2	C 3	C 4	C 5	C 6	C 7	C 8	C 9
工 事 費	主 梁	10,973	11,547	11,774	12,344	13,006	13,398	14,056	14,803	15,185
	製作費 (円/t)	50,050	52,666	51,639	54,140	57,043	56,590	59,371	62,525	61,916
	(比 率)	(95)	(100)	(102)	(107)	(113)	(116)	(122)	(128)	(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	14,634	15,208	15,508	16,078	16,740	17,132	17,790	18,537	18,993
	(比 率)	(96)	(100)	(102)	(106)	(110)	(113)	(117)	(122)	(125)
摘 要	主梁重量 (tf/本)	21.93	21.93	22.80	22.80	22.80	23.67	23.67	23.67	24.53
	主梁高 (cm)	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
	架設クレーン 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、比較の為の相対的指標である。

2.4 従来のPRC設計と靱性PRC設計の比較計算例

2.4.1 検討の内容

従来のPRC設計と靱性PRC設計を比較するために、ロックシェッド主梁の断面算定を、それぞれの設計法で行った。

それぞれの設計法の特徴を以下に示す。

(1) 従来PRC設計法

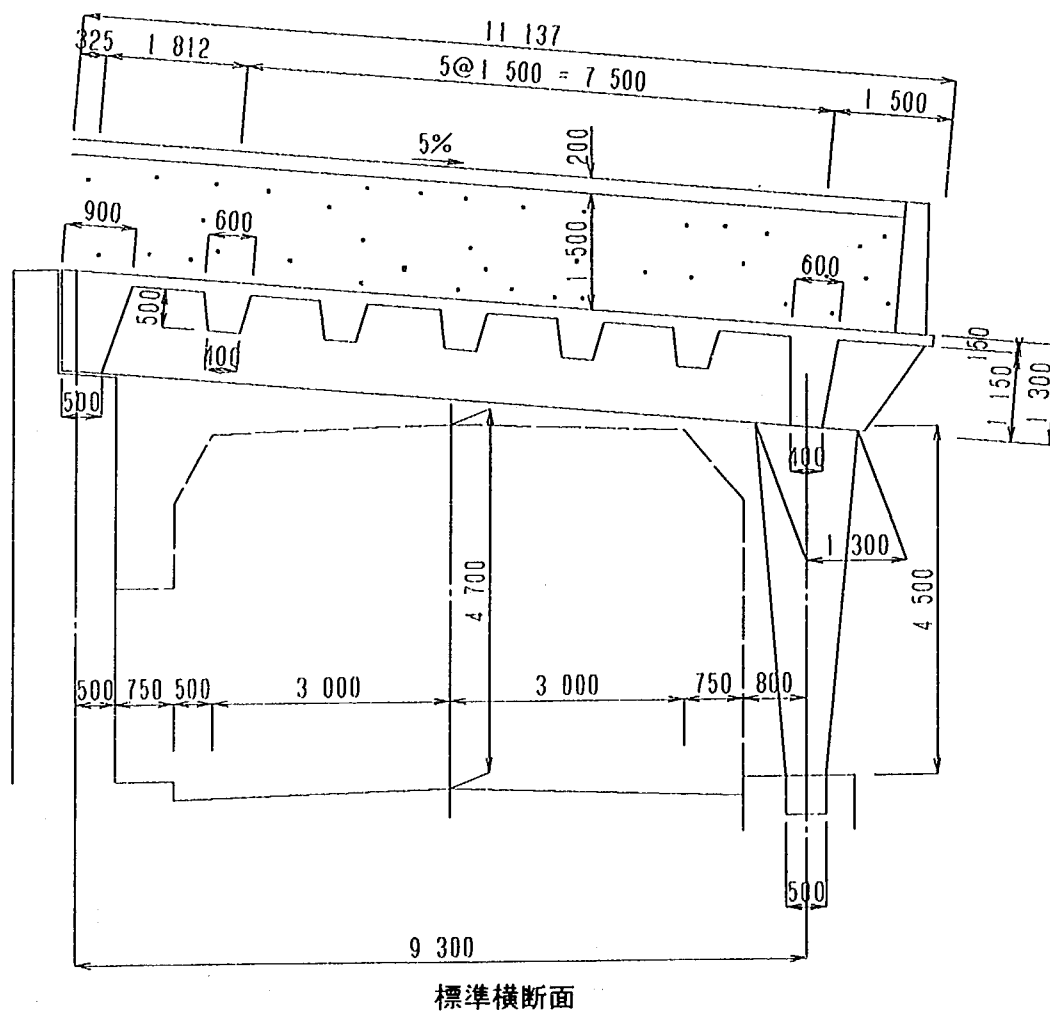
- ・ 本検討ではP C鋼材と鉄筋の断面積比を1.72とした。
- ・ 鉄筋の許容値は、引張応力の増加量 $\Delta\sigma_s = 1000\text{kgf/cm}^2$ とした。
- ・ P C鋼材の初期緊張力は 136kgf/mm^2 とした。

(2) 靱性PRC設計法

- ・ 本検討ではP C鋼材と鉄筋の断面積比を0.33とした。
- ・ 鉄筋の許容値は、引張応力 $\sigma_s = 2700\text{kgf/cm}^2$ とした。
- ・ P C鋼材の初期緊張力は 110kgf/mm^2 とした。

2.4.2 標準横断面図

検討対象としたPRC製覆工の標準横断面を以下に示す。



2.4.3 荷重の計算

(1) 落石荷重

1) 落石の重量

落石の形状は直径 $\phi = 1.5\text{m}$ の球体とする。単位体積重量を $\gamma_R = 2.6\text{tf/m}^3$ とすれば、落石の重量は次のとおりである。

$$\begin{aligned} W &= 1/6 \cdot \pi \cdot \phi^3 \cdot \gamma_R \\ &= 1/6 \times \pi \times 1.5^3 \times 2.60 \\ &= 4.59 \\ &\approx 4.6\text{tf} \end{aligned}$$

2) 落下高さ

落下を予想する落石の位置とロックシェッド屋根面の標高差を $H \approx 10\text{m}$ とする。

3) 落下の方向

落石は鉛直方向に自由落下するものとする。

4) 落石の衝撃力

緩衝材に砂（単層）を用いるので、落石衝撃力の算出式は次のようになる。このとき緩衝材の厚さは落石の直径と同じ 150cm とする。

$$\begin{aligned} P_0 &= 15.49 \cdot W^{2/3} \cdot H^{3/5} \cdot \alpha \\ &= 15.49 \times 4.6^{2/3} \times 10^{3/5} \times 1.0 \approx 171\text{tf} \end{aligned}$$

また砂層厚（ T ）による緩衝効果（ α ）は次式で表されるが、ここでは砂層厚が落石直径（ ϕ ）と同じなので、 $\alpha = 1.0$ とし割増さない。

$$\alpha = (T/\phi)^{-0.50}$$

5) 落石衝撃力の緩衝材による分散

落石衝撃力は緩衝材上面の1点から深さ方向に、 $1:0.5$ で分散すると考える。したがって、直径 $D = 1.5\text{m}$ の円形に分散することになる。

[平面骨組み解析用荷重強度]

平面骨組み解析では、直径 $D = 1.5\text{m}$ の円形と同面積の正方形に荷重が均等に分布していると考ええる。

正方形の一辺の長さは $L = (D^2 \pi / 4)^{1/2} = (1.5^2 \times \pi / 4)^{1/2} = 1.329\text{m}$ であるからこのときの荷重強度（ q_1 ）は次のとおりである。

$$q_1 = P_0 / L = 171 / 1.329 = 128.668\text{tf/m}$$

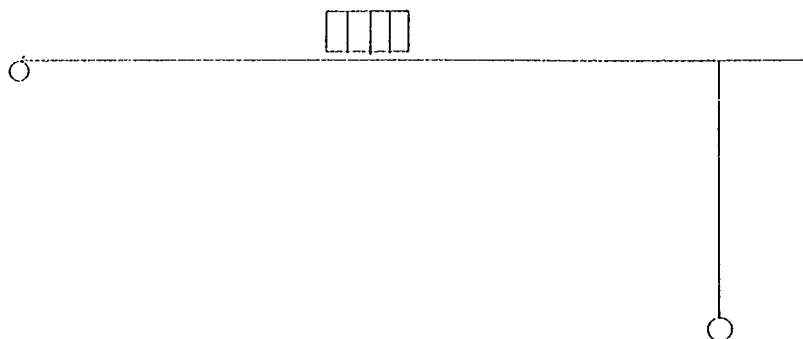
6) 横締めによる分担効果

本検討では横締めによる分担効果（分担率0.6）を考慮する。

$$q_2 = q_1 \times 0.6 = 128.668 \times 0.6 = 77.201 \text{ tf/m}$$

7) 落石衝撃力の載荷位置

本検討では落石衝撃力はスパンセンターに載荷する。



(2) 自重

1) 主梁

$$q_{d1} = A_1 \times \gamma_c = 0.8288 \times 2.5 = 2.07 \text{ tf/m}$$

2) 横梁

$$\text{谷側横梁} \quad P_{d1} = 1.40 \text{ tf}$$

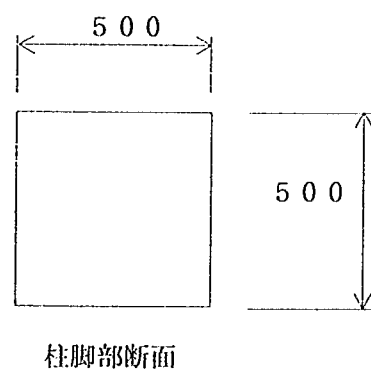
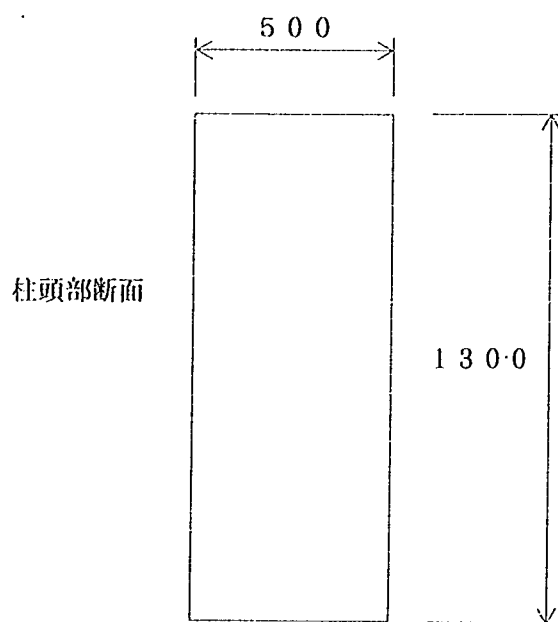
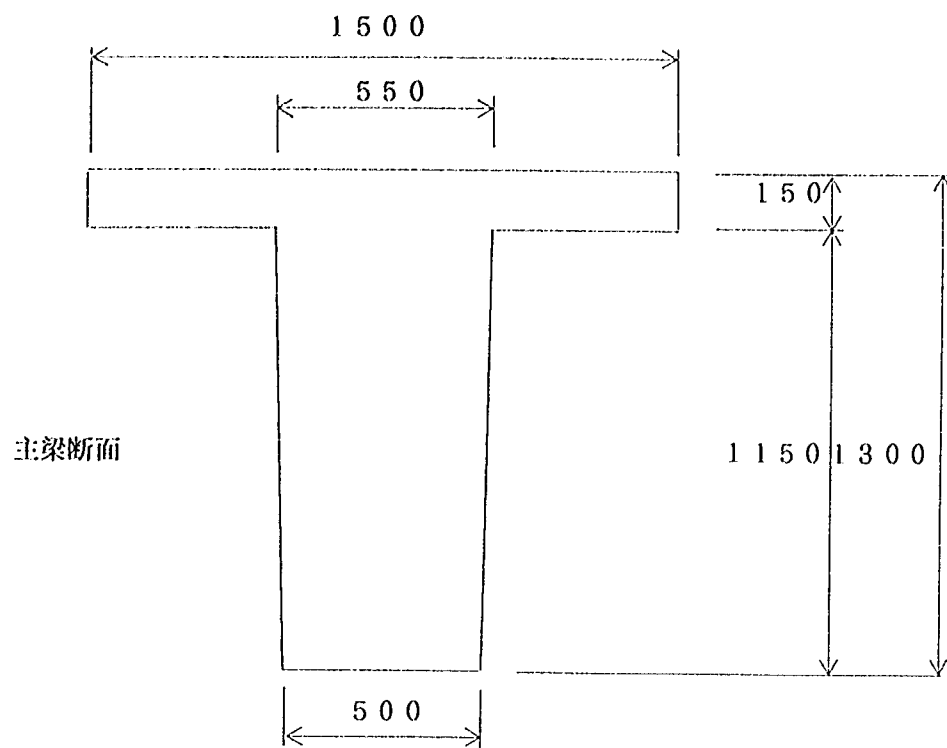
$$\text{中間横梁} \quad P_{d2} = 0.60 \text{ tf}$$

$$\text{山側横梁} \quad P_{d3} = 1.96 \text{ tf}$$

3) 柱

$$\text{柱頭部} \quad q_{d2} = A_2 \times \gamma_c = 1.3 \times 0.5 \times 2.5 = 1.63 \text{ tf/m}$$

$$\text{柱脚部} \quad q_{d3} = A_3 \times \gamma_c = 0.5 \times 0.5 \times 2.5 = 0.63 \text{ tf/m}$$



(3) 緩衝材の重量

緩衝材は砂 ($\gamma_{s1} = 1.80 \text{ tf/m}^3$) 150cmの単層とし、この上に飛散防止材として砂利 ($\gamma_{s2} = 1.90 \text{ tf/m}^3$) 20cmを敷く。したがって、緩衝材の重量は次式のとおりである。

$$\text{砂} \quad w_{s1} = 1.50 \times 1.80 \times 1.50 = 4.05 \text{ tf/m}$$

$$\text{飛散防止材} \quad w_{s2} = 0.20 \times 1.90 \times 1.50 = 0.57 \text{ tf/m}$$

$$w_s = 4.05 + 0.57 = 4.62 \text{ tf/m}$$

(4) 荷重の組み合わせ

1) 基本計算ケース

Case- 1 [自 重] : 主構自重 ①

Case- 2 [緩衝材] : 緩衝材自重 ②

Case- 3 [落 石] : 支間中心位置 分担率0.6 ③

2) 組み合わせケース

Case- 4 [常 時] : ①+②

Case- 5 [落 石] : ①+②+③

2.4.4 主構の設計

平面骨組みによる解析を行う。解析の条件は下記のとおりである。

(1) 材 料

1) コンクリートの条件

設計基準強度 : $\sigma_{ck} = 600 \text{ kgf/cm}^2$

単位重量 : $\gamma_c = 2.5 \text{ tf/m}^3$

弾性係数 : $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

乾燥収縮度 : $\varepsilon_{cs} = 2.0 \times 10^{-4}$

クリープ係数 : $\phi = 3.0$

許容応力度 : 「落石対策便覧」に従う。

2) PC鋼材の条件

鋼材の記号 (呼び名) : SWPR7B ($\phi 15.2 \text{ mm}$ 7本より)

SWPR19 ($\phi 19.3 \text{ mm}$ 19本より)

公称断面積 : SWPR7B (138.70 mm^2)

SWPR19 (243.7 mm^2)

単位重量 : SWPR7B (1.101 kgf/m)

SWPR19 (1.931 kgf/m)

引張強度・降伏点 : SWPR7B (26600kgf, 22600kgf)

SWPR19 (46000kgf, 39500kgf)

リラクセーション率 : 5%

許容応力度 : 「落石対策便覧」に従う。

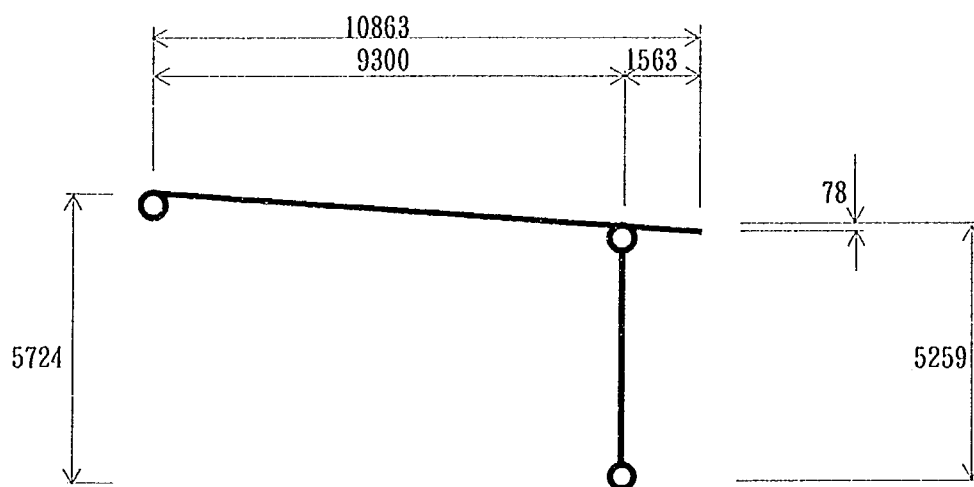
3) 鉄筋の規格・種類

熱間圧延異形棒鋼・SD295A

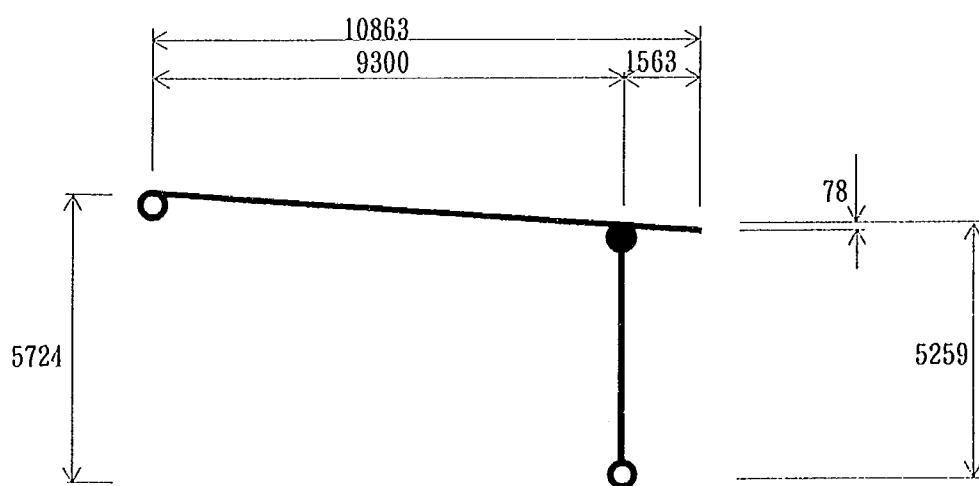
許容応力度は「落石対策便覧」に従う。

(2) 構造形

1) 自重に関する構造形



2) その他の荷重に対する構造形



(3) 部材の断面積および断面 2 次モーメント

1) 主 梁

断面積 0.8288m^4

断面2次モーメント 0.1342m^4

2) 柱

断面積 0.4500m^4

断面2次モーメント 0.04716m^4

注1)上記の断面積および断面 2 次モーメントは、鋼材の影響を無視して部材のコンクリート全断面について計算した。

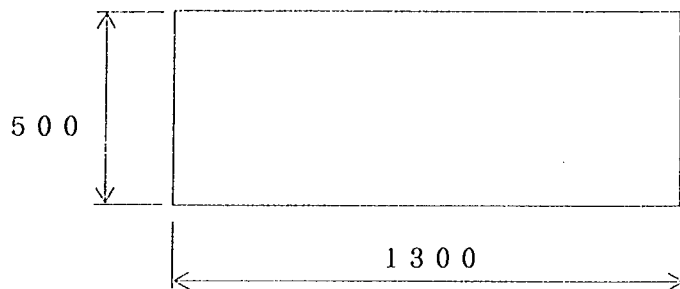
理由)

道路橋示方書・同解説 (I 共通編 III コンクリート橋編) (平成 6 年 2 月)、日本道路協会

pp110 2.1.2断面力の算出 本文および解説の項参照

注2)柱の断面積と断面 2 次モーメントの算出方法について

①柱 頭

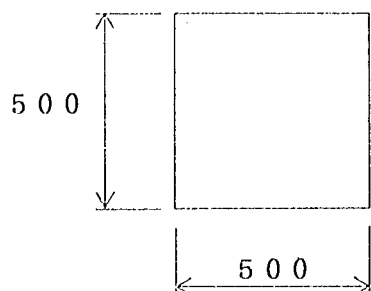


柱 幅 $B_{cu} = 130\text{cm}$

断面積 $A_{cu} = 6500\text{cm}^2$

断面 2 次モーメント $I_{cu} = 9.154 \times 10^6\text{cm}^4$

②柱 脚



柱 幅 $B_{c1} = 50\text{cm}$

断面積 $A_{c1} = 2500\text{cm}^2$

断面 2 次モーメント $I_{c1} = 5.208 \times 10^6\text{cm}^4$

③等価断面積

$$A_g = (A_{cu} + A_{ci}) / 2 = 4500 \text{ cm}^2$$

④等価剛度

$$\alpha = B_{cu} + B_{ci} - 1 = 1.6$$

⑤等価断面2次モーメント

$$I_g = \frac{I_{ci}}{3 \{ (1/\alpha^3) \cdot \ln(\alpha+1) - (2+3\alpha) / (2 \cdot \alpha^2 \cdot (\alpha+1)^2) \}}$$

$$= 4.716 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

(4) 断面力の照査位置

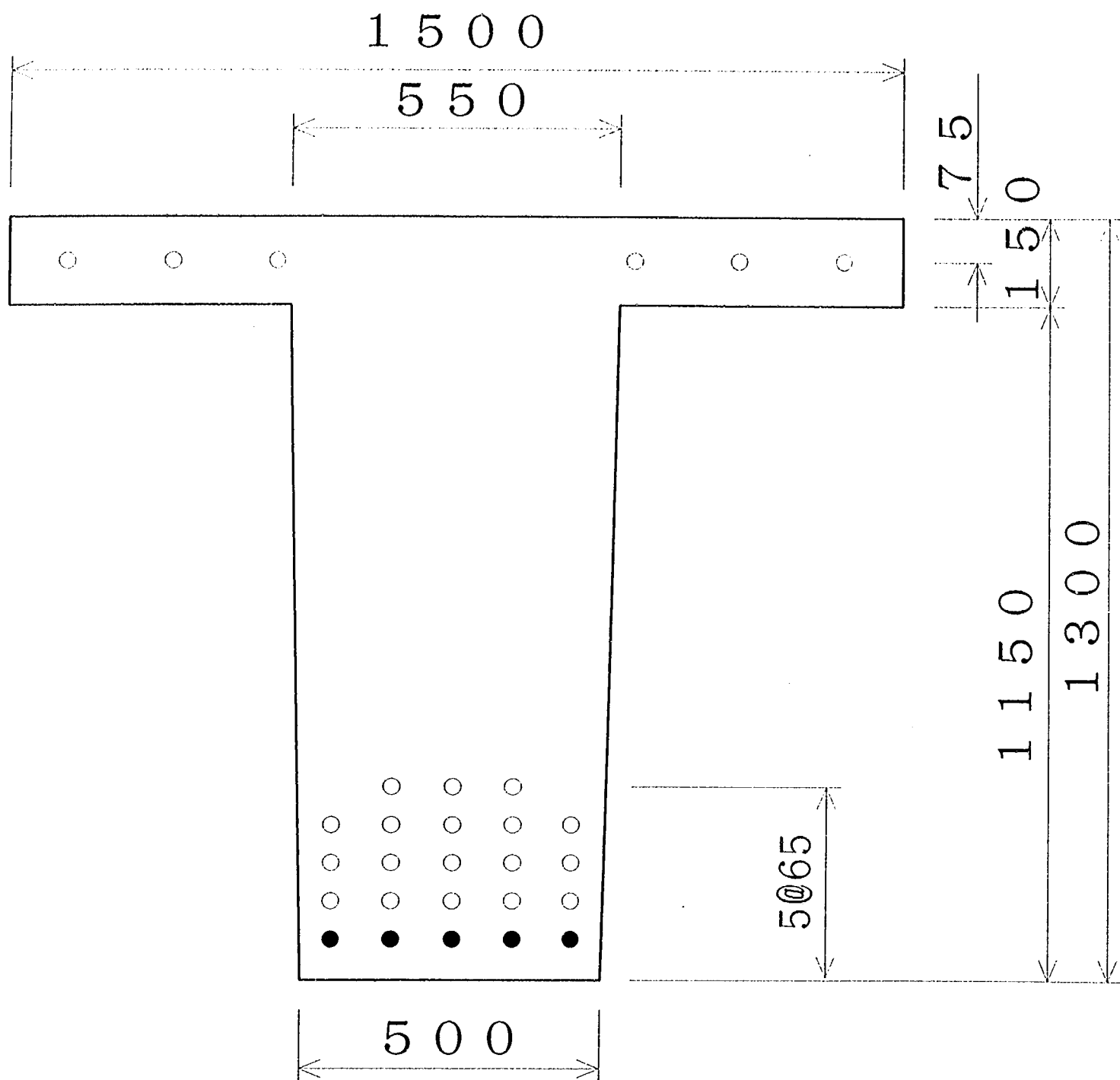
本検討では主梁の最大曲げモーメント発生位置のみ照査する。

(5) 断面力計算結果

断面力一覧表(スパンセンターのみ)

ケース名	ケース番号	M (tf・m)	N (tf)
自重時	1	25.374	0.000
常 時	4	64.834	3.078
落石時	5	253.283	15.709

(6) 断面算定 (従来のPRC設計法)



○ SWPR7B15.2 ϕ

● D22

1) 断面諸常数

断面積	$A_c =$	8287.5	cm^2
断面図心からの距離 上縁	$y_U =$	54.19	cm
下縁	$y_L =$	-75.81	cm
断面二次モーメント	$I_c =$	13423200	cm^4
断面二次半径	$R_{c2} =$	1619.7	cm^2
P C 鋼材断面積	$A_p =$	33.288	cm^2
P C 鋼材図心位置 (下縁からの距離)	$y_p =$	46.88	cm
P C 鋼材偏心量	$e_p =$	-28.94	cm
引張鉄筋断面積	$A_s =$	19.355	cm^2
引張鉄筋図心位置 (下縁からの距離)	$y_s =$	6.50	cm
引張鉄筋偏心量	$e_s =$	-69.31	cm

2) プレストレスの計算

①導入直後のプレストレス

a) P C 鋼材初期引張応力度

$$\sigma_{pi} = 13600 \text{ kgf/cm}^2$$

b) 導入前レラクセーション後のプレストレス

$$\sigma_{ptr} = \sigma_{pi} \cdot (1 - r_l) = 12784 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_{tr} = \sigma_{ptr} \cdot A_p = 425.6 \text{ tf}$$

ここで r_l : 導入前レラクセーション率 (= 6%)

c) 弾性変形によるプレストレスの損失

導入時の仮想鋼材圧縮応力及び圧縮力

$$\therefore \Delta \sigma_{so''} = 492.9 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\therefore \Delta P_o = 25.9 \text{ tf}$$

$$\text{ここで、 } A_{s''} : \text{仮想鋼材断面積} = 52.643 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{s''} : \text{仮想鋼材断面積比} = 0.006$$

$$e'' : \text{仮想鋼材偏心量} = -43.78 \text{ cm}$$

d) 導入直後のP C鋼材引張力

$$P_t = P_{tr} - \Delta P_o = 399.6 \text{ tf}$$

e) 導入直後のP C鋼材応力度

$$\sigma_{pt} = p_t / A_p = 12004 \text{ kgf/cm}^2$$

d) 導入直後のプレストレス

$$\text{上縁 } \sigma_{cl.t} = 1.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{P C鋼材図心 } \sigma_{cP.t} = 73.1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{引張鉄筋図心 } \sigma_{cS.t} = 107.9 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{下縁 } \sigma_{cl.t} = 113.5 \text{ kgf/cm}^2$$

f) 桁自重による応力度

$$\text{上縁 } \sigma_{cl.g} = 10.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{P C鋼材図心 } \sigma_{cP.g} = -5.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{引張鉄筋図心 } \sigma_{cS.g} = -13.1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{下縁 } \sigma_{cl.g} = -14.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{ここで 桁自重による曲げモーメント } M_g = 25.374 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$\text{桁自重による軸力 } N_g = 0.000 \text{ tf}$$

g) 導入直後合成応力度

$$\text{上縁 } \sigma_{cl}' = 11.8 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{P C鋼材図心 } \sigma_{cP}' = 67.7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{引張鉄筋図心 } \sigma_{cS}' = 94.8 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{下縁 } \sigma_{cl}' = 99.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$-28 < \sigma_{cl}' < 220 \text{ kgf/cm}^2$$

$$-28 < \sigma_{cl}' < 230 \text{ kgf/cm}^2$$

許容値を満足するので安全である。

②有効プレストレス

a) コンクリートのクリープ乾燥収縮によるプレストレスの減少量.

クリープ乾燥収縮によるPC鋼材の圧縮応力度: $\Delta\sigma_{p, \phi ts}$

“ 引張鉄筋の “ : $\Delta\sigma_{s, \phi ts}$

$$\therefore \Delta\sigma_{p, \phi ts} = 1210 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\therefore \Delta\sigma_{s, \phi ts} = 1408 \text{ kgf/cm}^2 < 1800 \text{ kgf/cm}^2$$

b) 導入後レラクセーションによるプレストレスの減少量

$$\Delta\sigma_r = r_2 \cdot \sigma_{pt} = 600 \text{ kgf/cm}^2$$

ここで r_2 : 導入後レラクセーション率 (= 5%)

c) PC鋼材有効応力度

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} - \Delta\sigma_{p, \phi ts} - \Delta\sigma_r = 10194 \text{ kgf/cm}^2$$

d) 有効プレストレス

$$P_e = \sigma_{pe} \cdot A_p = 339.3 \text{ tf}$$

e) 引張鉄筋に作用する圧縮応力度

$$N_{sk} = \Delta\sigma_{s, \phi ts} \cdot A_s = 27.3 \text{ tf}$$

f) 有効プレストレス (鉄筋圧縮力考慮)

$$\text{上縁} \quad \sigma_{cl, e} = 5.6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{PC鋼材図心} \quad \sigma_{cp, e} = 54.8 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{引張鋼材図心} \quad \sigma_{cs, e} = 78.6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{下縁} \quad \sigma_{cl, e} = 82.4 \text{ kgf/cm}^2$$

g) 永久荷重による応力度

$$\text{上縁} \quad \sigma_{cl, g2} = 26.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{PC鋼材図心} \quad \sigma_{cp, g2} = -13.6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{引張鉄筋図心} \quad \sigma_{cs, g2} = -33.1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{下縁} \quad \sigma_{cl, g2} = -36.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{ここで 永久荷重による曲げモーメント } M_{g2} = 64.834 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$\text{永久荷重による軸力} \quad N_{g2} = 3.078 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

h) 永久荷重作用時の合成応力度

$$\text{上縁} \quad \sigma_{cU} = 32.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{P C 鋼材図心} \quad \sigma_{cP} = 41.1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{引張鉄筋図心} \quad \sigma_{cS} = 45.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{下縁} \quad \sigma_{cL} = 46.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$-28 < \sigma_{cU} < 180 \text{ kgf/cm}^2$$

$$-28 < \sigma_{cL} < 190 \text{ kgf/cm}^2$$

許容値を満足するので安全である。

③変動荷重時の計算

a) P C 鋼材図心位置での軸圧縮力

$$\sigma_{p0} = 10507 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_0 = 349.8 \text{ tf}$$

b) 引張鉄筋図心位置での拘束力

$$\sigma_{p1} = 936 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_1 = 18.1 \text{ tf}$$

c) 変動荷重作用時の中立軸の算出

$$\text{ニュートン法により} \cdots \therefore x = 58.85 \text{ cm}$$

$$\text{ここで 変動荷重による曲げモーメント } M_g = 253.283 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$\text{変動荷重による軸力} \quad N_g = 15.709 \text{ tf}$$

d) コンクリート圧縮応力度

$$\sigma_c = 131.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_c < \sigma_{ca} = 270 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{故に安全である。}$$

e) P C 鋼材引張応力度

最下断 P C 鋼材について照査する。

$$\Delta \sigma_p = 741 \text{ kgf/cm}^2$$

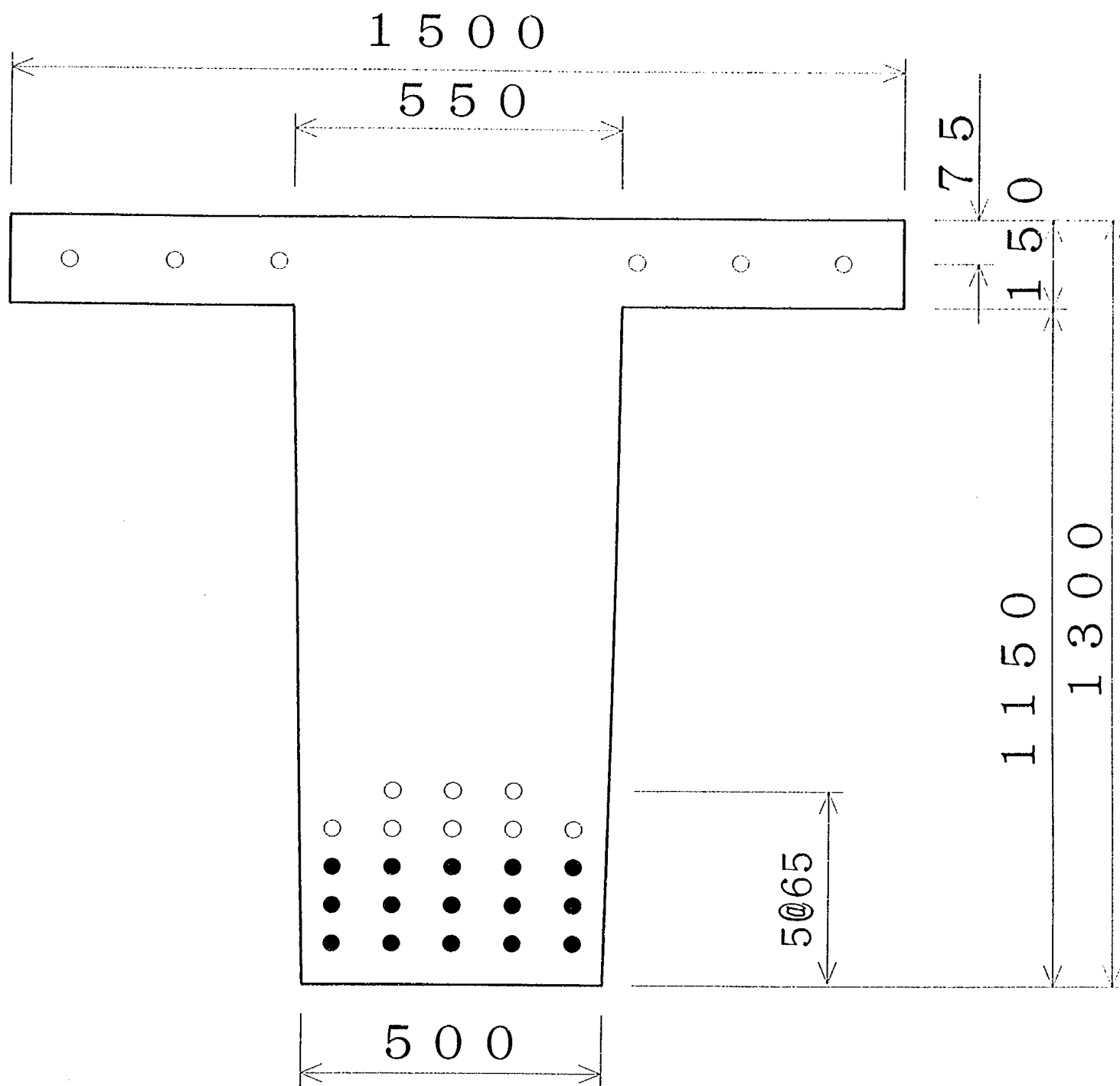
$$\sigma_p = \sigma_{p0} + \Delta \sigma_p = 112.5 \text{ kgf/mm}^2$$

$$\sigma_p < \sigma_{Pa} = 114 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{故に安全である。}$$

f) 引張鉄筋応力度

$$\Delta \sigma_s = 865 \text{ kgf/cm}^2 < 1000 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{故に安全である。}$$

(7) 断面算定 (靱性 PRC 設計法)



○ SWPR7B15.2 ϕ

● D22

1) 断面諸常数

断面積	$A_c =$	8287.5	cm^2
断面図心からの距離 上縁	$y_U =$	54.19	cm
下縁	$y_L =$	-75.81	cm
断面二次モーメント	$I_c =$	13423200	cm^4
断面二次半径	$R_{c2} =$	1619.7	cm^2
P C 鋼材断面積	$A_p =$	19.418	cm^2
P C 鋼材図心位置 (下縁からの距離)	$y_p =$	68.75	cm
P C 鋼材偏心量	$e_p =$	-7.06	cm
引張鉄筋断面積	$A_s =$	58.065	cm^2
引張鉄筋図心位置 (下縁からの距離)	$y_s =$	13.00	cm
引張鉄筋偏心量	$e_s =$	-62.81	cm

2) プレストレスの計算

① 導入直後のプレストレス

a) P C 鋼材初期引張応力度

$$\sigma_{pi} = 11000 \text{ kgf/cm}^2$$

b) 導入前レラクセーション後のプレストレス

$$\sigma_{ptr} = \sigma_{pi} \cdot (1 - r_1) = 10340 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_{tr} = \sigma_{ptr} \cdot A_p = 200.8 \text{ tf}$$

ここで r_1 : 導入前レラクセーション率 (= 6%)

c) 弾性変形によるプレストレスの損失

導入時の仮想鋼材圧縮応力及び圧縮力

$$\therefore \Delta \sigma_{so}'' = 113.1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\therefore \Delta P_o = 8.8 \text{ tf}$$

$$\text{ここで、 } A_s'' : \text{仮想鋼材断面積} = 77.483 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s'' : \text{仮想鋼材断面積比} = 0.009$$

$$e'' : \text{仮想鋼材偏心量} = -48.84 \text{ cm}$$

d) 導入直後のP C鋼材引張力

$$P_t = P_{tr} - \Delta P_o = 192.0 \text{ tf}$$

e) 導入直後のP C鋼材応力度

$$\sigma_{pt} = p_t / A_p = 9889 \text{ kgf/cm}^2$$

d) 導入直後のプレストレス

$$\text{上縁 } \sigma_{cu, t} = 17.7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{P C鋼材図心 } \sigma_{cp, t} = 23.9 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{引張鉄筋図心 } \sigma_{cs, t} = 29.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{下縁 } \sigma_{cl, t} = 30.8 \text{ kgf/cm}^2$$

f) 桁自重による応力度

$$\text{上縁 } \sigma_{cu, g} = 10.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{P C鋼材図心 } \sigma_{cp, g} = -1.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{引張鉄筋図心 } \sigma_{cs, g} = -11.9 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{下縁 } \sigma_{cl, g} = -14.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{ここで 桁自重による曲げモーメント } M_g = 25.374 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$\text{桁自重による軸力 } N_g = 0.000 \text{ tf}$$

g) 導入直後合成応力度

$$\text{上縁 } \sigma_{cu}' = 27.9 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{P C鋼材図心 } \sigma_{cp}' = 22.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{引張鉄筋図心 } \sigma_{cs}' = 17.6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{下縁 } \sigma_{cl}' = 16.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$-28 < \sigma_{cu}' < 220 \text{ kgf/cm}^2$$

$$-28 < \sigma_{cl}' < 230 \text{ kgf/cm}^2$$

許容値を満足するので安全である。

②有効プレストレス

a) コンクリートのクリープ乾燥収縮によるプレストレスの減少量.

クリープ乾燥収縮によるPC鋼材の圧縮応力度: $\Delta\sigma_{p. \phi ts}$

“ 引張鉄筋の “ : $\Delta\sigma_{s. \phi ts}$

$$\therefore \Delta\sigma_{p. \phi ts} = 698 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\therefore \Delta\sigma_{s. \phi ts} = 280 \text{ kgf/cm}^2 < 1800 \text{ kgf/cm}^2$$

b) 導入後レラクセーションによるプレストレスの減少量

$$\Delta\sigma_r = r_2 \cdot \sigma_{pt} = 494 \text{ kgf/cm}^2$$

ここで r_2 : 導入後レラクセーション率 (= 5%)

c) PC鋼材有効応力度

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} - \Delta\sigma_{p. \phi ts} - \Delta\sigma_r = 8696 \text{ kgf/cm}^2$$

d) 有効プレストレス

$$P_e = \sigma_{pe} \cdot A_p = 168.9 \text{ tf}$$

e) 引張鉄筋に作用する圧縮応力度

$$N_{sk} = \Delta\sigma_{s. \phi ts} \cdot A_s = 16.2 \text{ tf}$$

f) 有効プレストレス (鉄筋圧縮力考慮)

上縁 $\sigma_{cU.e} = 17.7 \text{ kgf/cm}^2$

PC鋼材図心 $\sigma_{cP.e} = 18.5 \text{ kgf/cm}^2$

引張鋼材図心 $\sigma_{cS.e} = 19.2 \text{ kgf/cm}^2$

下縁 $\sigma_{cL.e} = 19.4 \text{ kgf/cm}^2$

g) 永久荷重による応力度

上縁 $\sigma_{cU.g2} = 26.5 \text{ kgf/cm}^2$

PC鋼材図心 $\sigma_{cP.g2} = -3.0 \text{ kgf/cm}^2$

引張鉄筋図心 $\sigma_{cS.g2} = -30.0 \text{ kgf/cm}^2$

下縁 $\sigma_{cL.g2} = -36.2 \text{ kgf/cm}^2$

ここで 永久荷重による曲げモーメント $M_{g2} = 64.834 \text{ tf}\cdot\text{m}$

永久荷重による軸力 $N_{g2} = 3.078 \text{ tf}\cdot\text{m}$

h) 永久荷重作用時の合成応力度

$$\text{上縁} \quad \sigma_{cU} = 44.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{P C 鋼材図心} \quad \sigma_{cP} = 15.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{引張鉄筋図心} \quad \sigma_{cS} = -10.7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{下縁} \quad \sigma_{cL} = -16.9 \text{ kgf/cm}^2$$

$$-28 < \sigma_{cU} < 180 \text{ kgf/cm}^2$$

$$-28 < \sigma_{cL} < 190 \text{ kgf/cm}^2$$

許容値を満足するので安全である。

③変動荷重時の計算

a) P C 鋼材図心位置での軸圧縮力

$$\sigma_{p0} = 8802 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_0 = 170.9 \text{ tf}$$

b) 引張鉄筋図心位置での拘束力

$$\sigma_{p1} = 164 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_1 = 9.5 \text{ tf}$$

c) 変動荷重作用時の中立軸の算出

$$\text{ニュートン法により} \cdots \therefore x = 33.37 \text{ cm}$$

$$\text{ここで 変動荷重による曲げモーメント } M_g = 253.283 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$\text{変動荷重による軸力} \quad N_g = 15.709 \text{ tf}$$

d) コンクリート圧縮応力度

$$\sigma_c = 167.8 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_c < \sigma_{ca} = 270 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{故に安全である。}$$

e) P C 鋼材引張応力度

最下断 P C 鋼材について照査する。

$$\Delta \sigma_p = 2029 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_p = \sigma_{p0} + \Delta \sigma_p = 108.3 \text{ kgf/mm}^2$$

$$\sigma_p < \sigma_{Pa} = 114 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{故に安全である。}$$

f) 引張鉄筋応力度

$$\Delta \sigma_s = 2718 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_s = \Delta \sigma_s - \sigma_{p1} = 2554 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_s < \sigma_{sa} = 2700 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{故に安全である。}$$

3. 接合部に関する検討

3.1 構造系の違いによる比較（その1）

3.1.1 供試体の設計

ここでは、PRCロックシェッドにおける1/4縮尺の構造系モデルを作製し、その接合法の違いが静的および衝撃荷重作用下における性状に及ぼす影響について検討しようとするものである。

供試体は、図-33に示すように、主梁部材（PRC部材）、擁壁部（山側を想定）、および柱部材（PC部材、谷側を想定）より成る門形の構造に底版を設けたものである。構造形式は、主梁・擁壁部、主梁・柱部、および柱・底版部を剛節、あるいはピン構造とする接合方法を組合せた3タイプである。

これより試験体としては、以下の3種類を作製した。

- ・C-1供試体：1剛節2ヒンジ逆L形（主梁・擁壁接合部をアンカーで補強）
- ・C-3供試体：2剛節1ヒンジ門形（主梁・擁壁接合部を鉄筋で補強）
- ・C-4供試体：3剛節0ヒンジ門形（主梁・擁壁部、柱・底版部を鉄筋で補強）

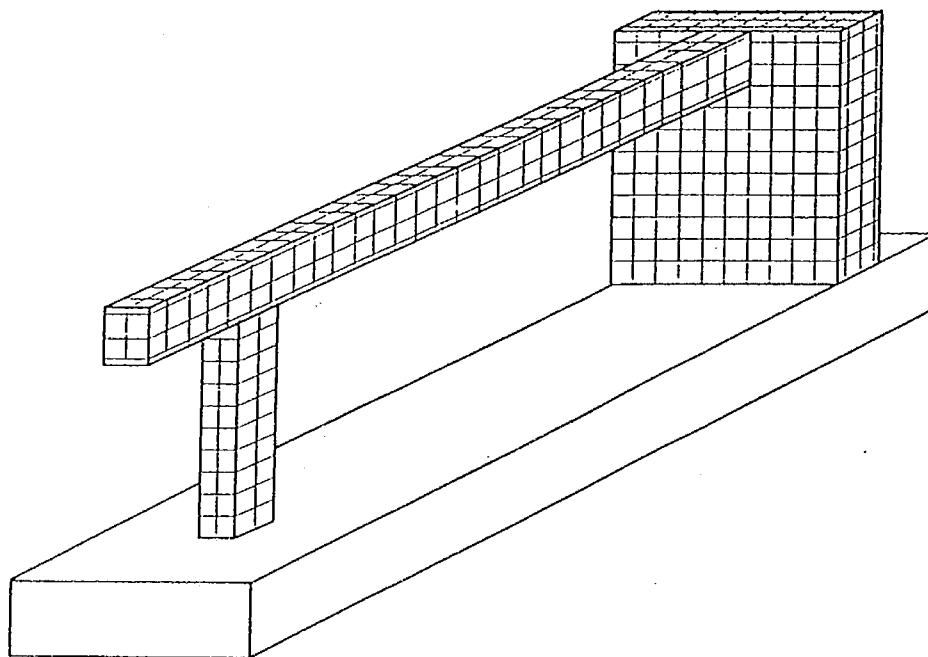


図-33 供試体の形状

供試体の作製に先立って、以下のような条件に基づいて計算を行ない、断面諸元を決定した。

- ・設計落石荷重： 6.4 tonf（集中荷重）

設計落石荷重相当の重錘衝撃力（重錘加速度×重錘重量）は、重錘重量
1.0 tonfの場合、落下高さが約25cmとなる。

- ・許容応力度等： $\sigma_{ca} = 190 \times 1.5 = 285 \text{ kgf/cm}^2$

$$\sigma_{sa} = 1,800 \times 1.5 = 2,700 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (SD295)}$$

各供試体の落石時作用曲げモーメント、抵抗曲げモーメント、破壊時抵抗曲げモーメントは表-20の通りであり、設計時の安全率がC-1は中央、C-3・C-4が山側でほぼ同じとなっている。

表-20 供試体の設計条件

	C-1	C-3		C-4	
	中央	中央	山側	中央	山側
作用モーメント (MD)	3.41	2.49	-2.21	2.42	-2.23
抵抗モーメント (MR)	3.93	4.12	-2.49	4.14	-2.51
安全率 (MR/MD)	1.15	1.65	1.13	1.71	1.13
破壊抵抗モーメント (MU)	7.16	8.62		8.68	
安全率 (MU/MD)	2.10	3.46		3.59	

本実験シリーズに用いた供試体は、図-34に示すように、主梁部材に断面200mm×250mm、長さ3,100mmのPRC桁を用い、柱部が断面150mm×200mm、高さ1,000mmで、擁壁部が幅1,000mm×厚さ350mm、高さ1,250mmおよび底版部が幅1,000mm×厚さ350mm、長さ3,500mmの外形寸法のものである。

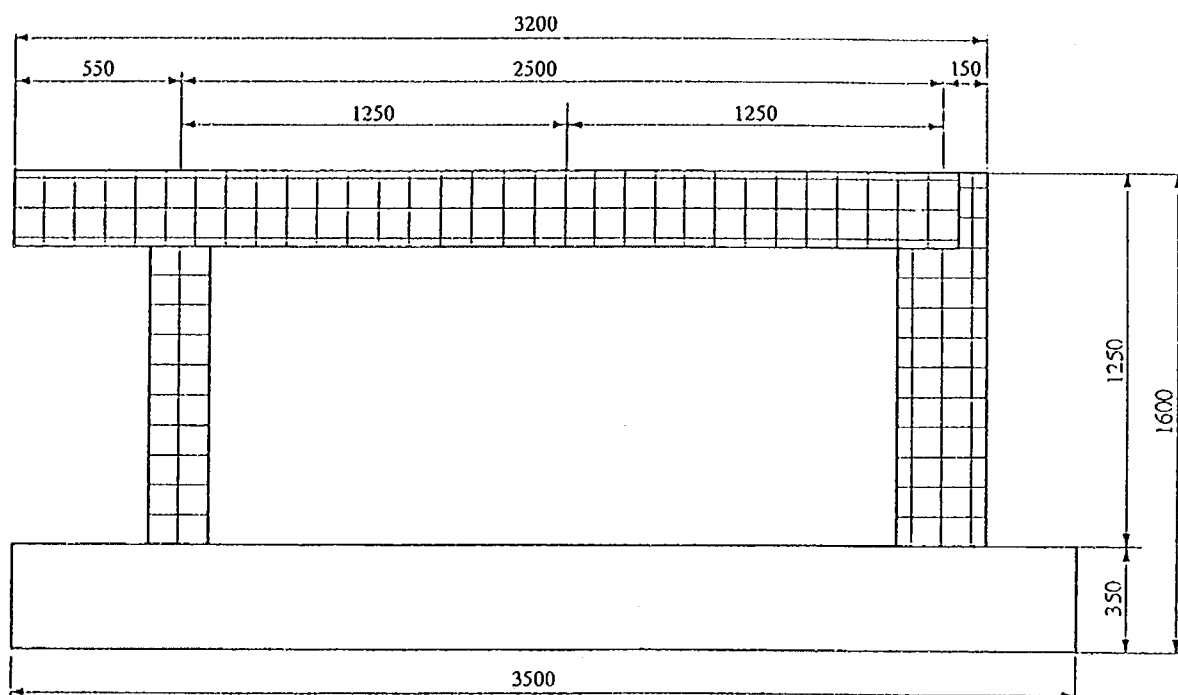


図-34 構造系モデル供試体の形状寸法

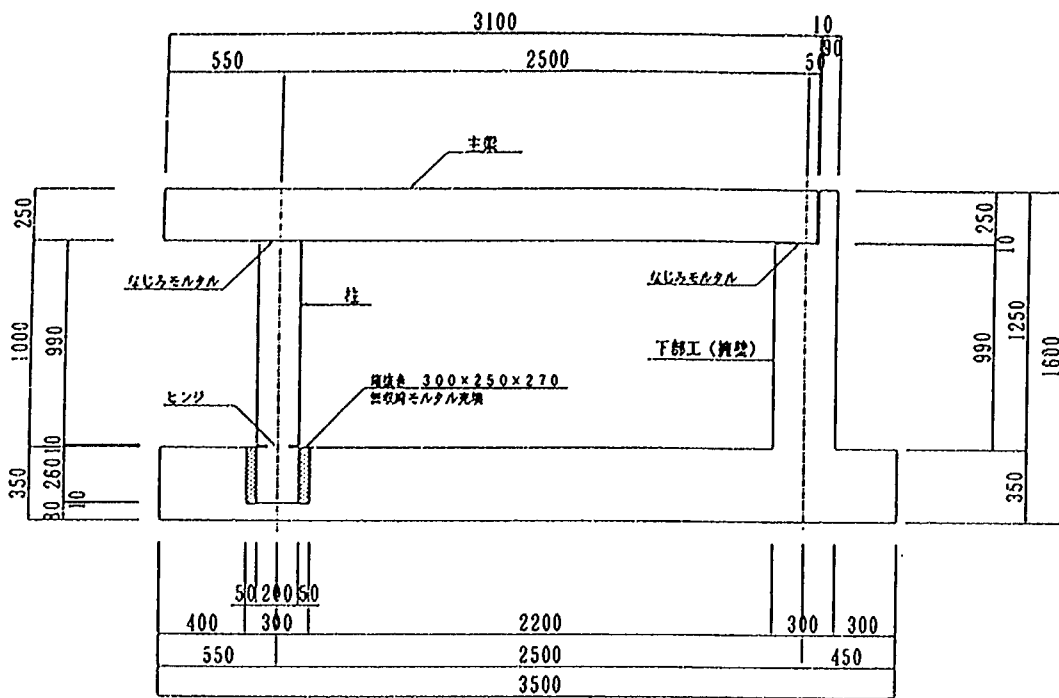
(1) C-1供試体

C-1供試体は、図-35に示すように、主梁端部と擁壁頭部にゴム支承を用い、これら接合部をアンカー筋を用いて接合し、柱と底版の接合をヒンジ構造とした逆L形の部分を試験区間としたものである。

主梁部材はPRC断面とし、設計基準強度が $\sigma_{ck} = 600 \text{ kgf/cm}^2$ のコンクリートを用い、D10の異形鉄筋を部材上下面より40mmの位置に3本ずつ、計6本を配置した。またPC鋼より線（SWPR7AN、 $\phi 9.3 \text{ mm}$ ）を上縁から170mmの位置に4本配置したものである。柱部材はPC断面とし、設計基準強度が $\sigma_{ck} = 600 \text{ kgf/cm}^2$ のコンクリートを用い、軸方向鉄筋としてD10の異形鉄筋を8本配置した。またPC鋼材としては、アンボンドのSWPR7BN、 $\phi 12.7 \text{ mm}$ を2本配置した。

柱部材下部のヒンジは、合成ゴムを用い、コーキングを行って作製した。

横断図



断面図

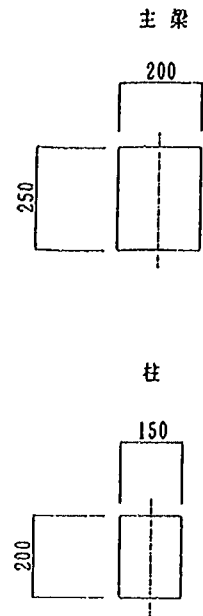


図-35 C-1供試体の概要

(2) C-3供試体

C-3供試体は、図-36に示すように、主梁端部と擁壁頭部を場所打ちコンクリートを用いて剛節とし、柱と底版の接合をヒンジ構造とした門形の部分を試験区間としたものである。

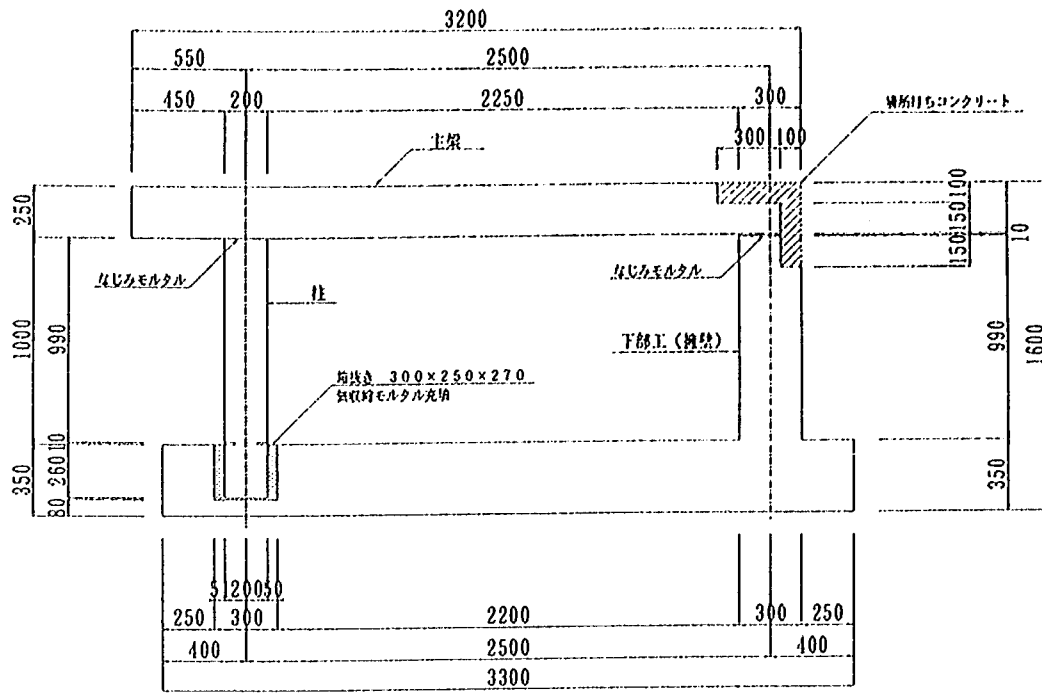
主梁部材は、C-1供試体と同様、PRC断面とし、設計基準強度が $\sigma_{ck}=600\text{kgf/cm}^2$ のコンクリートを用い、D10の異形鉄筋を部材上下面より40mmの位置に3本ずつ、計6本を配置した。またPC鋼より線（SWPR7AN、 $\phi 9.3\text{mm}$ ）を上縁から170mmの位置に4本配置したものである。柱部材はPC断面とし、設計基準強度が $\sigma_{ck}=600\text{kgf/cm}^2$ のコンクリートを用い、軸方向鉄筋としてD10の異形鉄筋を8本配置した。またPC鋼材としては、アンボンドのSWPR7BN、 $\phi 12.7\text{mm}$ を2本配置した。柱部材下部のヒンジは、C-1供試体と同様、合成ゴムを用い、コーキングを行なって作製した。

(3) C-4供試体

C-4供試体は、図-37に示すように、主梁端部と擁壁頭部を場所打ちコンクリートを用いて剛節にし、さらに柱と底版の接合を箱抜きしたのち場所打ちコンクリートを用いて剛節にした門形の部分が試験区間となるものである。

主梁部材は、C-1およびC-3供試体と同様にPRC断面とし、設計基準強度が $\sigma_{ck}=600\text{kgf/cm}^2$ のコンクリートを用い、D10の異形鉄筋を部材上下面より40mmの位置に3本ずつ、計6本を配置した。またPC鋼より線（SWP R7AN、 $\phi 9.3\text{mm}$ ）を上縁から170mmの位置に4本配置したものである。柱部材はPC断面とし、設計基準強度が $\sigma_{ck}=600\text{kgf/cm}^2$ のコンクリートを用い、軸方向鉄筋としてD10の異形鉄筋を8本配置した。またPC鋼材としては、アンボンドのSWPR7BN、 $\phi 12.7\text{mm}$ を2本配置した。

横断面図



断面図

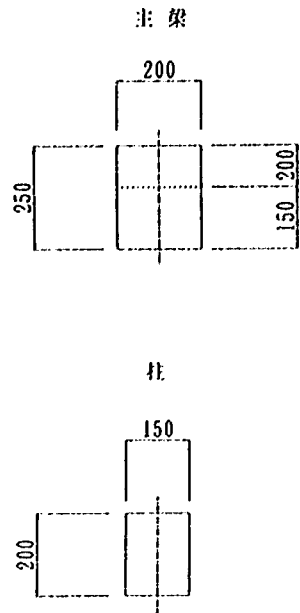
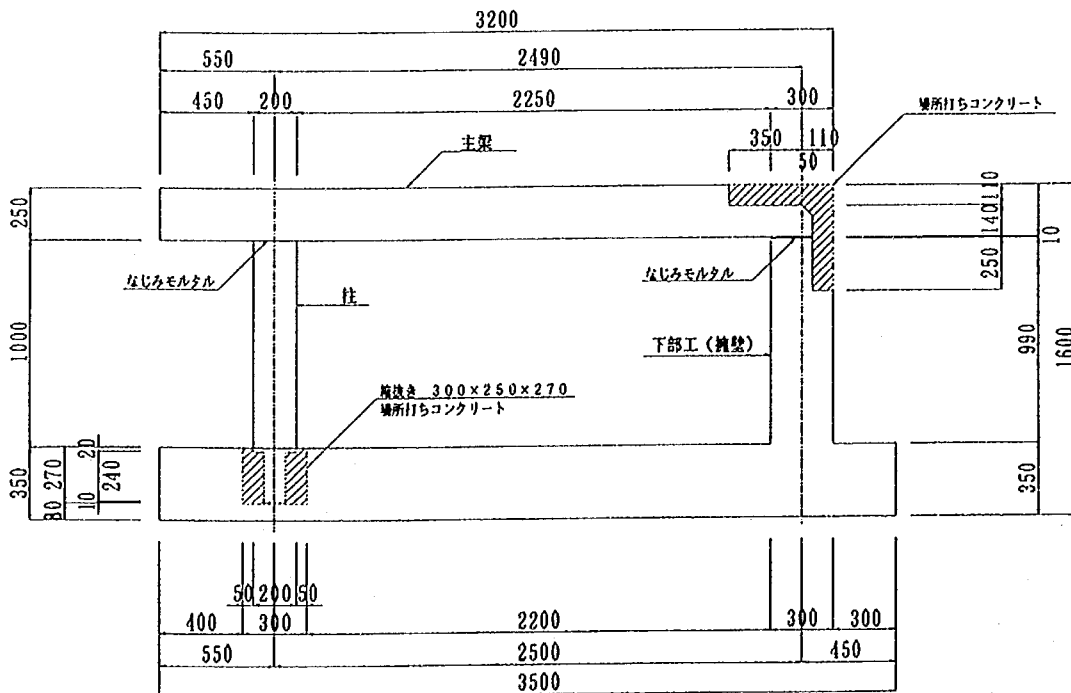


図-36 C-3供試体の概要

横断面図



断面図

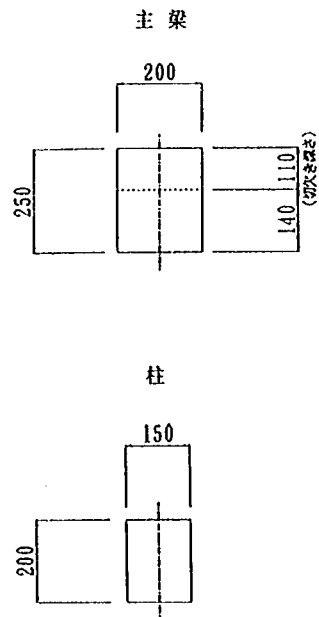


図-37 C-4供試体の概要

3.1.2 静的載荷実験

(1) ひずみゲージおよび変位計の配置

本実験シリーズにおいては、上部主梁部材のスパン中央断面に集中荷重を作用させた。これより、供試体の各部におけるコンクリートのひずみおよび各部材の変位を測定し、作用荷重下における性状を測定した。ここでは、図-38に示すように、主梁部材の中央断面を基準として10cm間隔で断面の割付けを行い、載荷位置となる中央断面を0とした。そして、山側となる擁壁部へは、順次1、2と番号を付し、擁壁部の中心では断面-12と13の間となるようにした。一方、断面-0から谷側の柱部材の方へは、番号にダッシュをつけて区別した。また柱部材および擁壁部にも同様に10cmピッチで断面の割付けを行ったが、番号の付与は、底版より順次a、b、～iとした。

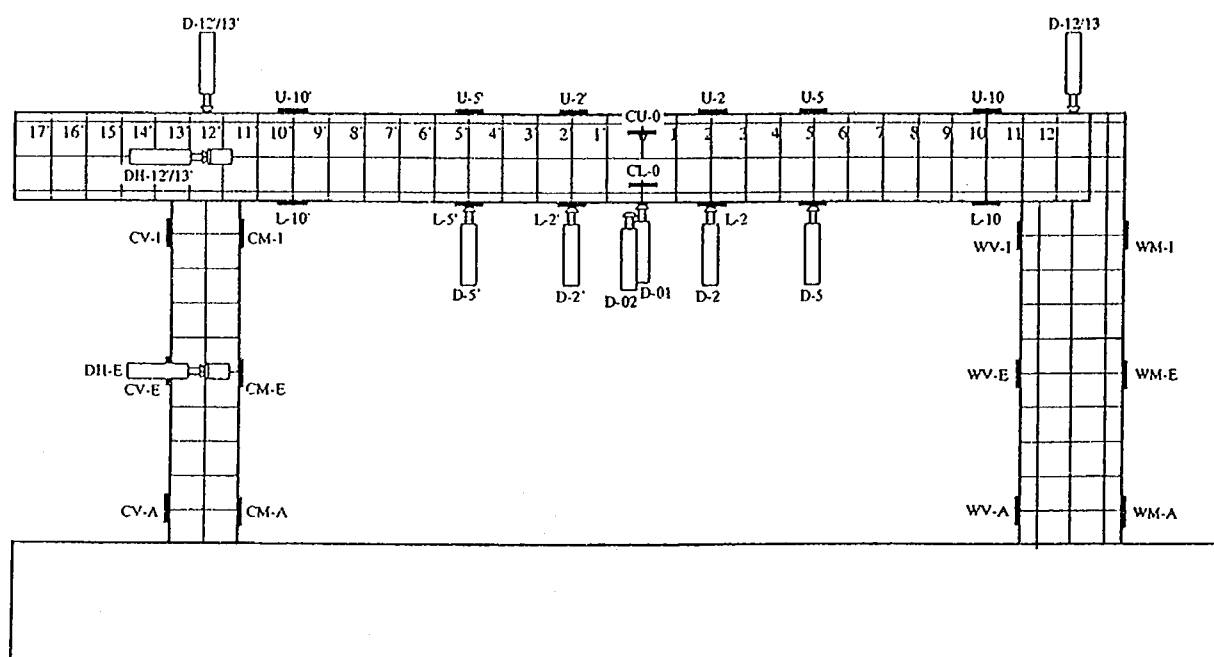


図-38 コンクリートゲージと変位計の配置位置

コンクリートゲージにはゲージ長70mm (KC-70-120-A1-11、共和電業製)を使用した。これらコンクリートゲージは、図-38に示したように、はり部材が載荷位置(断面-0)が軸方向鉄筋の配置位置に4枚(UW、UL-0、0')を、その他、6箇所(断面(U、L-2、U、L-2'、U、L-5、U、L-5'、U、L-10、U、L-10'))の上縁・下縁に貼付した。また柱部材および擁壁部には、部材高さの中央断面と40cm上下断面の各3断面の山側と谷側(CV-a、e、i、CM-a、e、i、WV-a、e、i、WM-a、e、i)に12枚を貼付した。

供試体各部の変位を測定するために、主梁部材下面では5箇所(断面-0、2、2'、5、5')、上面では、主梁・柱接合部および主梁・擁壁接合部の中心断面の2箇所に変位計を配置した。また、主梁・柱接合部と、柱部材の中央断面に2箇所に変位計を配置し、水平方向の変位を測定した。

(2) 載荷実験および計測方法

載荷は、図-39に示すように、擁壁と柱部材の中心から1,250mmの位置（スパン中央断面）への1点集中荷重とし、幅200mmの載荷板を用いた。また載荷方法は、図-40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（前川試験機製、容量100tonf）を用い、変形制御方式によって破壊に至るまでの漸次増加荷重を加えた。

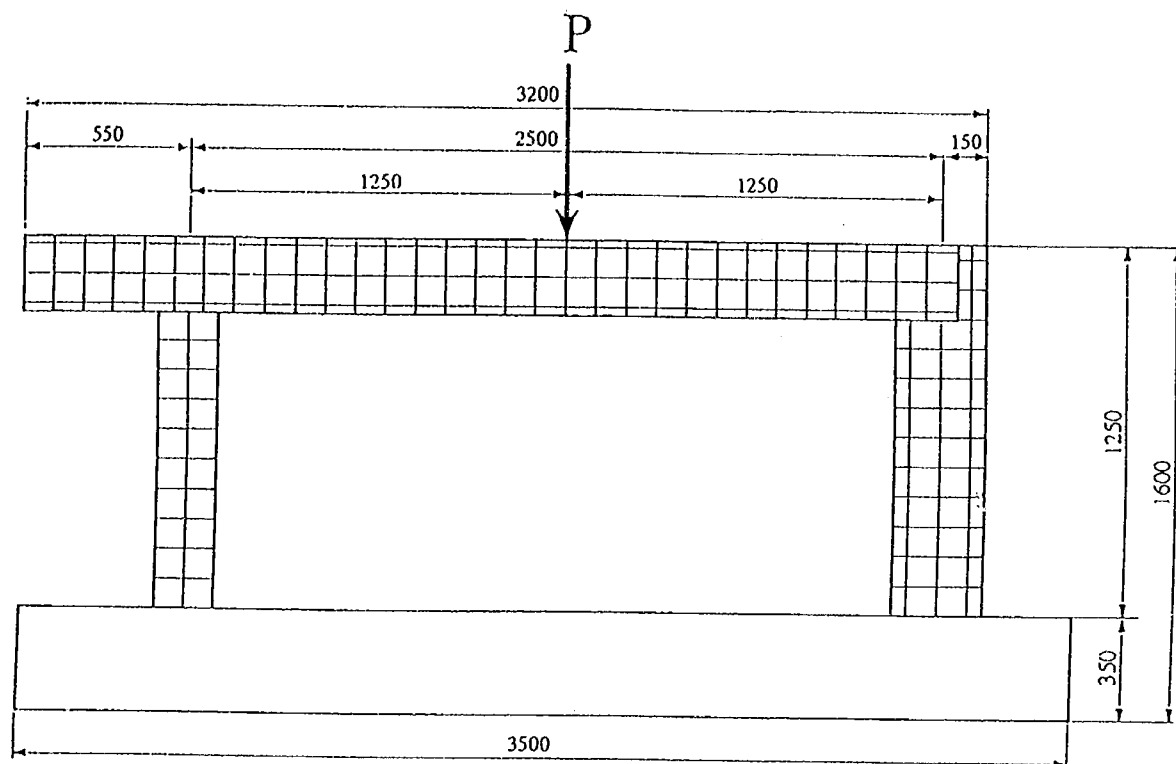
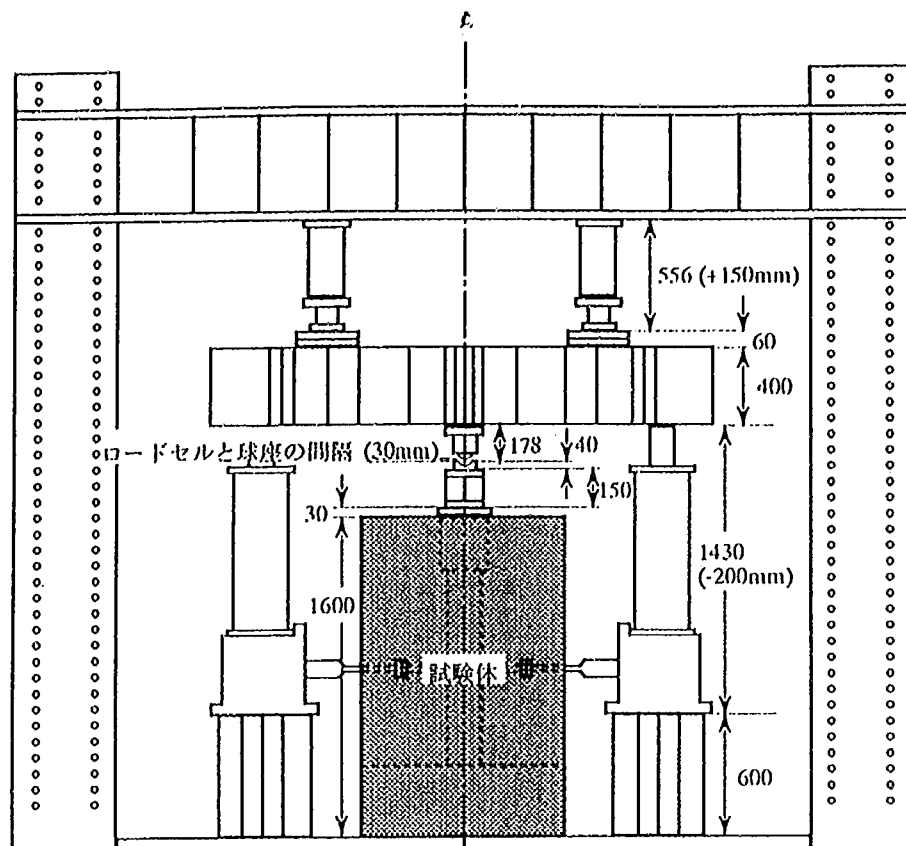
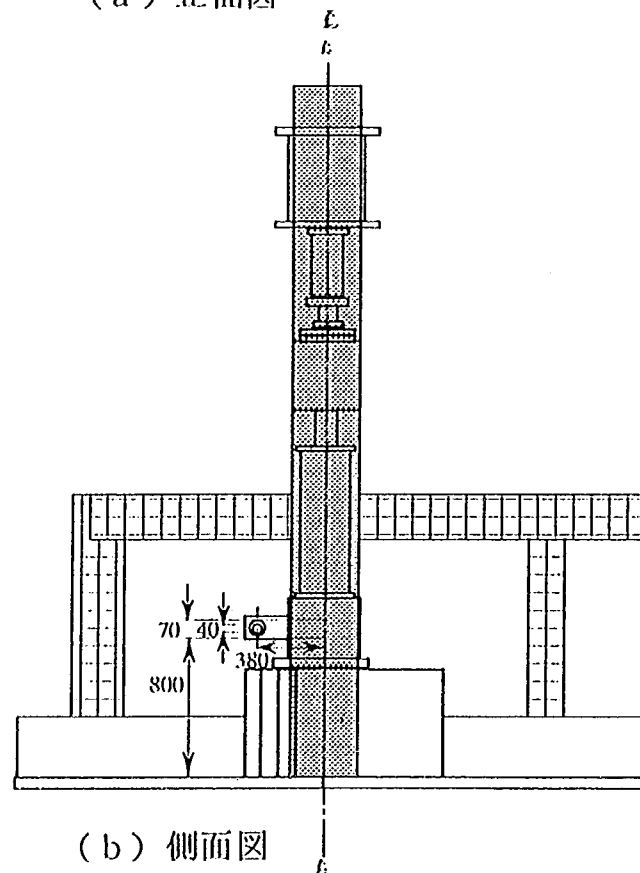


図-39 試験体への載荷位置



(a) 正面図



(b) 側面図

図-40 スクリュージャッキ方式による高剛性試験装置の概要

計測は、常時の荷重を1 tonfの増加量とし、さらに、主梁部材のひび割れ発生時、最大ひび割れ幅が0.1、0.2、0.3、0.5および1.0mmとなった荷重で行なった。計測方法は、図-41に示すように、データロガーによるデジタル計測と、X-Yレコーダによるアナログ計測を併用したものである。

各荷重時における供試体の性状は、荷重とはり部材中央断面の変位をX-Yレコーダでモニターしながら、高速データロガーとパーソナルコンピュータに収録した。またここでは、荷重、試験体表面のひずみおよび供試体各部の変位をスイッチボックスを介して高速データロガーとパーソナルコンピュータに記録した後、予め作成したプログラムを用いて変位の性状やひずみの性状をCRT上に表示させながら載荷試験を行なった。

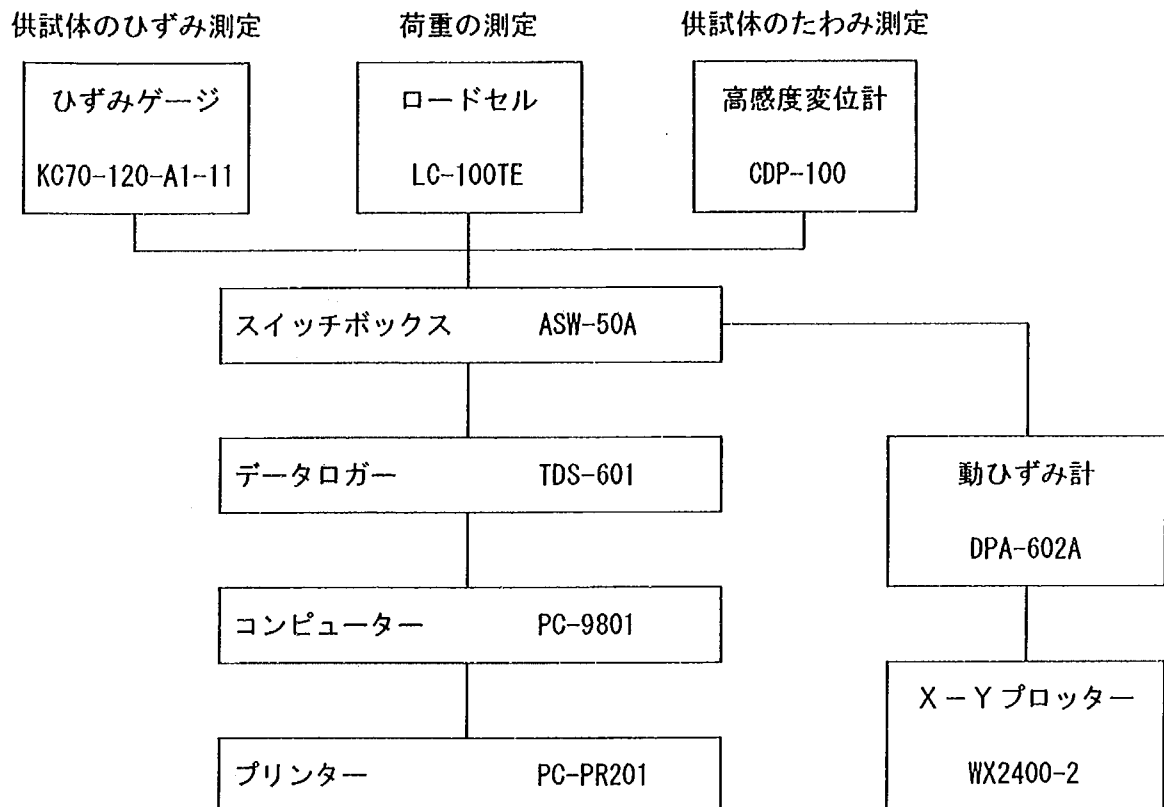


図-41 静的載荷実験における計測ブロック図

(3) 実験結果

1) 概説

実験結果より得られた各供試体ごとの初期ひび割れ発生荷重 (P_{cr})、最大ひび割れ幅荷重および最大荷重についてまとめたのが表-21である。初期ひび割れ発生荷重、最大ひび割れ幅荷重および最大荷重は、巨視的に見れば剛節の数が多くなるに従って大きくなる傾向を示した。また、主梁部材に発生したひび割れ幅については、最大ひび割れ幅に達した荷重ごとに全てのひび割れ幅の測定を行って、平均ひび割れ幅を求めた。これら最大ひび割れ幅に対する平均ひび割れ幅を比較したのが表-22である。この結果によれば主梁部材の接合部を剛節とする構造系の方が、最大ひび割れ幅荷重が大きく、また平均ひび割れ幅も小さく、ひび割れの分散性もよいものと思われる。

表-21 各供試体の実験結果の一覧

Load (tonf)	Specimen		
	C-1	C-2	C-3
P_{cr}	2.50	5.63	6.19
$P_{0.1}$	6.68	10.81	10.45
$P_{0.2}$	9.84	15.15	14.49
$P_{0.3}$	12.16	16.69	16.82
$P_{0.5}$	13.31	18.80	18.24
$P_{1.0}$	15.71	20.01	21.48
P_{max}	18.36	22.37	23.47

表-22 最大ひび割れ幅と平均ひび割れ幅の測定結果の一覧表

	C-1		C-3		C-4	
Max. Crack Width (mm)	P (tonf)	Ave. Crack Width (mm)	P (tonf)	Ave. Crack Width (mm)	P (tonf)	Ave. Crack Width (mm)
0.1	6.68	0.08	10.81	0.06	10.45	0.09
0.2	9.84	0.11	15.15	0.09	14.49	0.10
0.3	12.16	0.13	16.69	0.15	16.82	0.15
0.5	13.31	0.25	18.80	0.21	18.24	0.21
1.0	15.71	0.43	20.01	0.45	21.48	0.48

2) 各供試体の載荷試験後のひび割れ様相

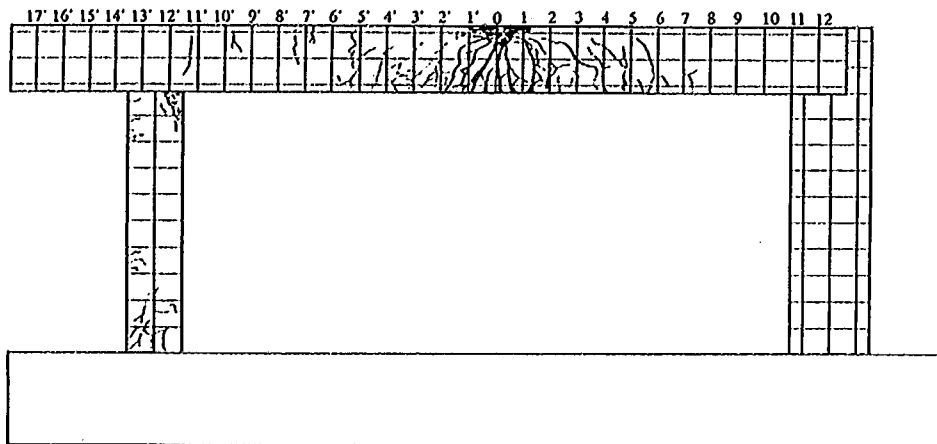
図-42は、載荷試験後の各供試体のひび割れ様相を示したものである。

C-1供試体は、主梁・柱接合部を剛節とし、山側および柱・床版の接合部をヒンジ構造としたものである。図に示すように、耐力低下に影響する破壊断面は主梁部材の中央断面であるが、柱頭部の主梁部分には、負の曲げモーメントによると思われるひび割れが発生している。この供試体の場合、主梁部材の曲げ変形量の増加に伴って、柱頭部の山側部分のコンクリートが圧壊を生じ始め、剛節機能が減少し、ヒンジが形成されたような性状を示した。

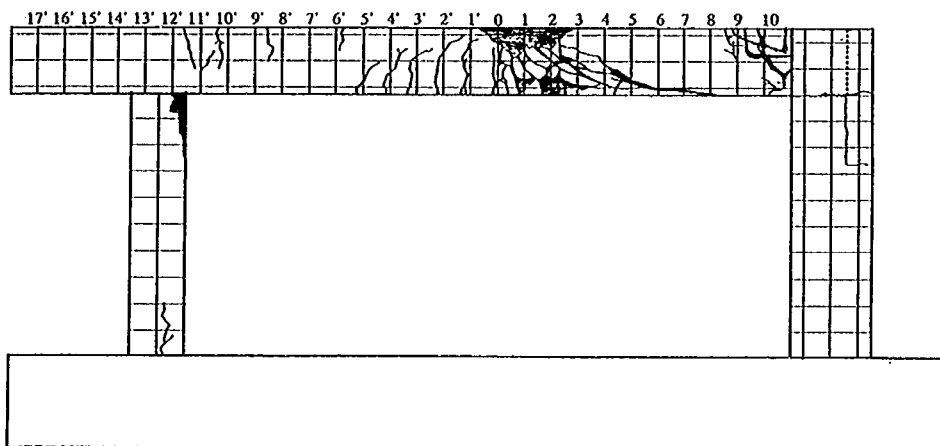
またC-3供試体は、主梁・柱接合部と、主梁・擁壁接合部を剛節とし、柱・床版の接合部をヒンジ構造としたものである。この試験体の場合もC-1供試体と同様、主梁部材の変位増加に伴って、柱頭部の山側部分のコンクリートが圧壊し、この部分がヒンジ的な挙動を示した。これに対して、主梁・擁壁接合部は、負の曲げモーメントによるひび割れが顕著で、接合方法による違いが見られた。このため、曲げモーメントの正負が顕著な山側において、比較的顕著な斜めひび割れが発生し、曲げせん断的な破壊様相を呈した。

一方、C-4供試体は、全ての接合部を剛節とした構造であるが、比較的早い荷重レベルで柱頭部の山側部分のコンクリートが圧壊を生じ、主梁・柱接合部が回転するような挙動を示した。これはC-3供試体でも見られたように、プレストレスによる接合方法に比較して、鉄筋と場所打ちコンクリートによる一体化の剛性が高かったためと考えられる。

SPECIMEN : C-1
 DATE : April 26, 1995
 SIDE : South



SPECIMEN : C-3
 DATE : May 22, 1995
 SIDE : South



SPECIMEN : C-4
 DATE : May 12, 1995
 SIDE : South

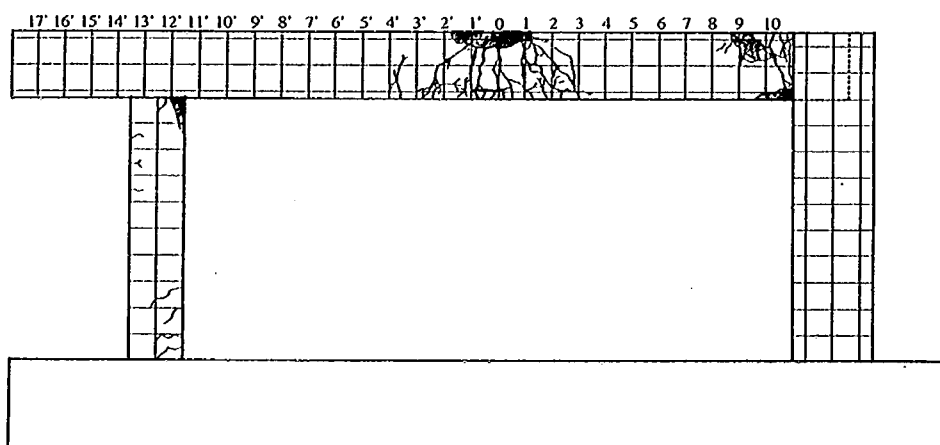


図-42 載荷試験後の各供試体の破壊様相

3) 主梁部材の性状

① スパン中央断面の変位とひび割れ様相

図-43は、C-1供試体の主梁部材における荷重とスパン中央断面の変位の測定結果を示したものである。また写真-5は、同様に、主梁部材中央断面におけるひび割れ様相を示したものである。図および写真に示すように、この供試体の場合、最終的にはPC鋼材の破断によって耐力を失い、曲げ引張破壊の様相を呈して破壊している。

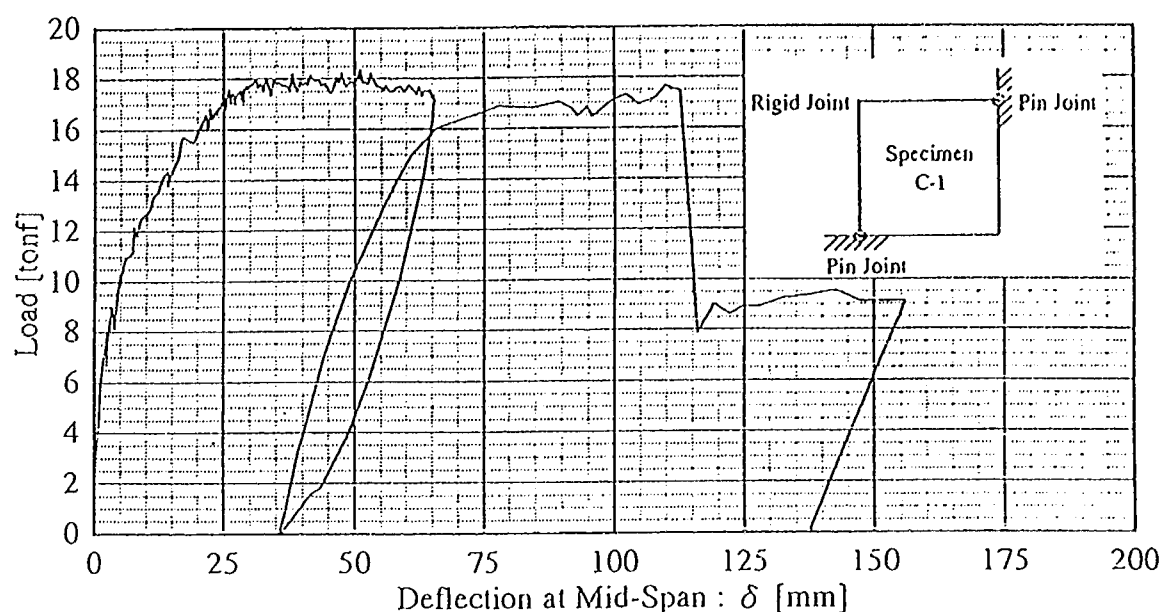


図-43 C-1供試体の荷重—スパン中央断面の変位の関係



写真-5 主梁部材のスパン中央断面付近のひび割れ様相 (C-1供試体)

図-44は、C-3供試体の主梁部材における荷重とスパン中央断面の変位の測定結果を示したものである。また写真-6は、同様に、主梁部材中央断面におけるひび割れ様相を示したものである。図、および写真に示すように、この試験体の場合、主梁部材の山側スパンに斜めひび割れが発生し、耐力を失っていったが、圧縮側コンクリートの圧壊が進むにつれ耐力低下も落ち着き、曲げせん断破壊の様相を呈して破壊した。

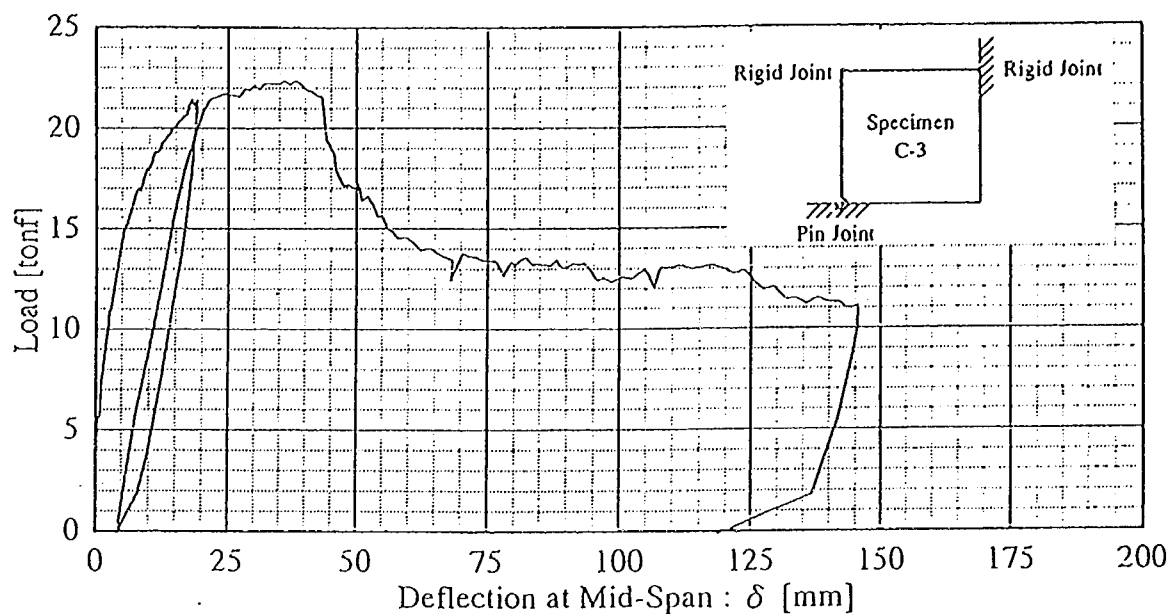


図-44 C-3供試体の荷重－スパン中央断面の変位の関係

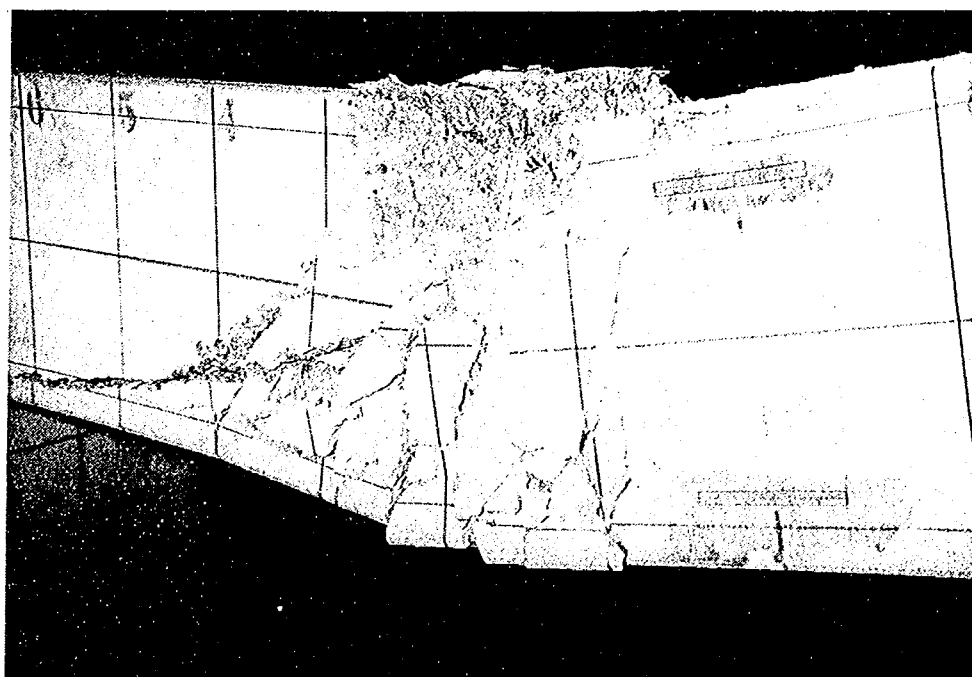


写真-6 主梁部材のスパン中央断面付近のひび割れ様相 (C-3供試体)

図-45は、C-4供試体の主梁部材における荷重とスパン中央断面の変位の測定結果を示したものである。また写真-7は、同様に、主梁部材中央断面におけるひび割れ様相を示したものである。図および写真に示すように、この供試体の場合、載荷点の圧縮側コンクリートに圧壊と思われる部材軸に水平なひび割れが出始めると徐々に耐力増加が認められなくなった。そして、コンクリートの圧壊が進むにつれ徐々に耐力が低下するという、曲げ破壊の様相を呈して破壊した。

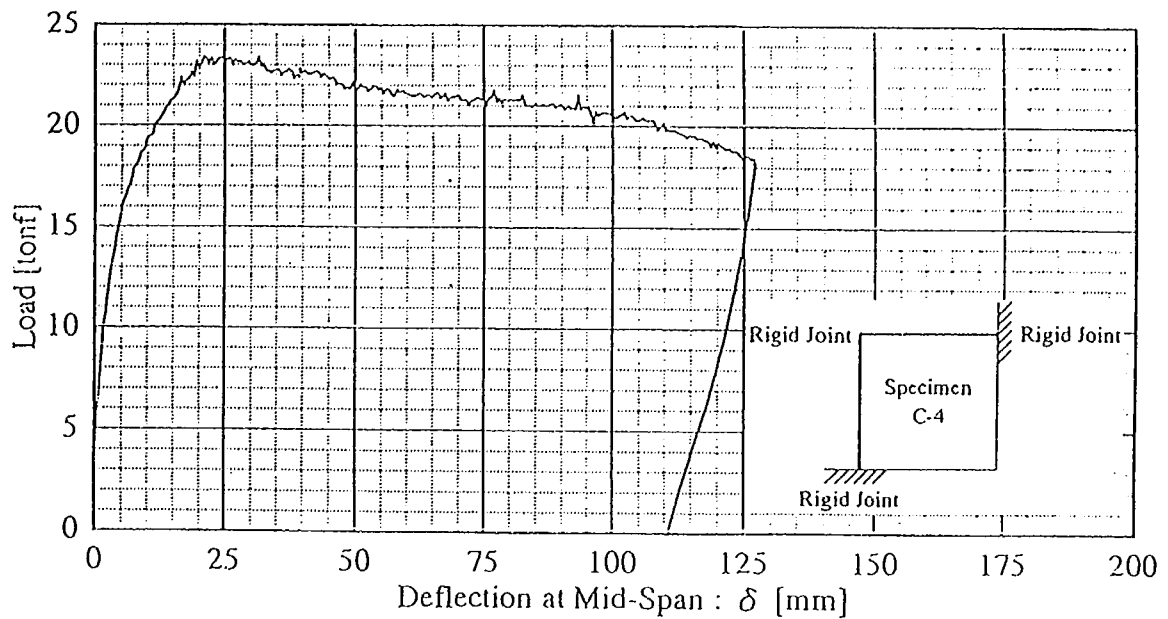


図-45 C-4供試体の荷重—スパン中央断面の変位の関係

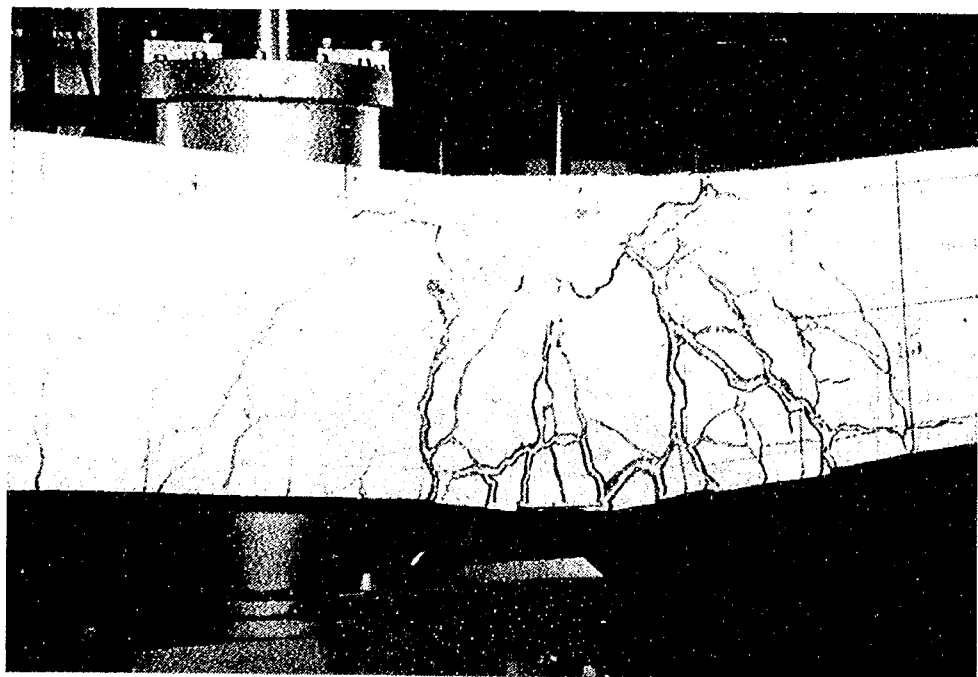
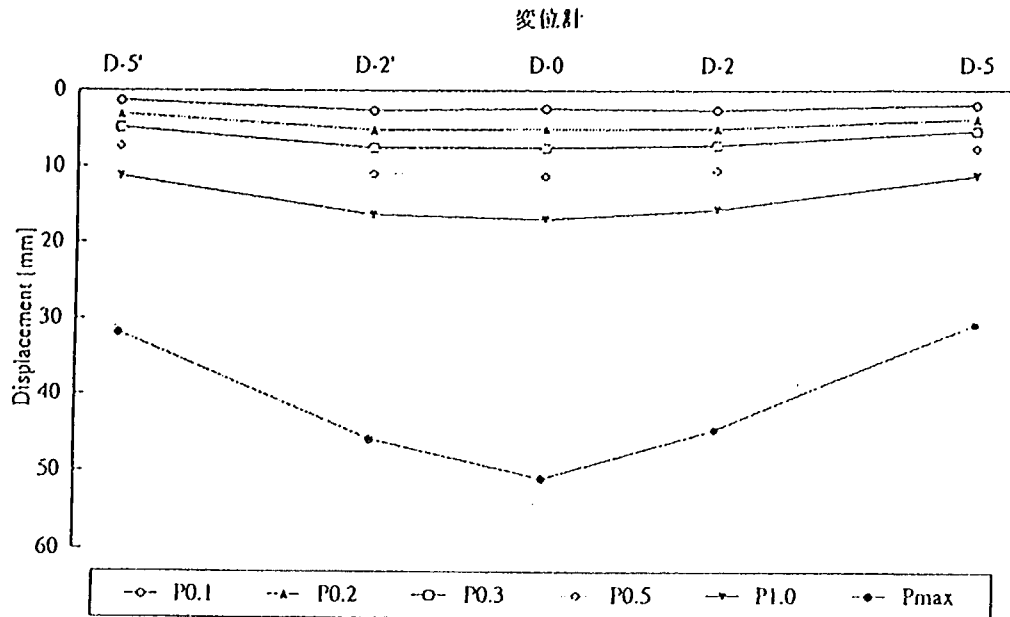


写真-7 主梁部材のスパン中央断面付近のひび割れ様相 (C-4供試体)

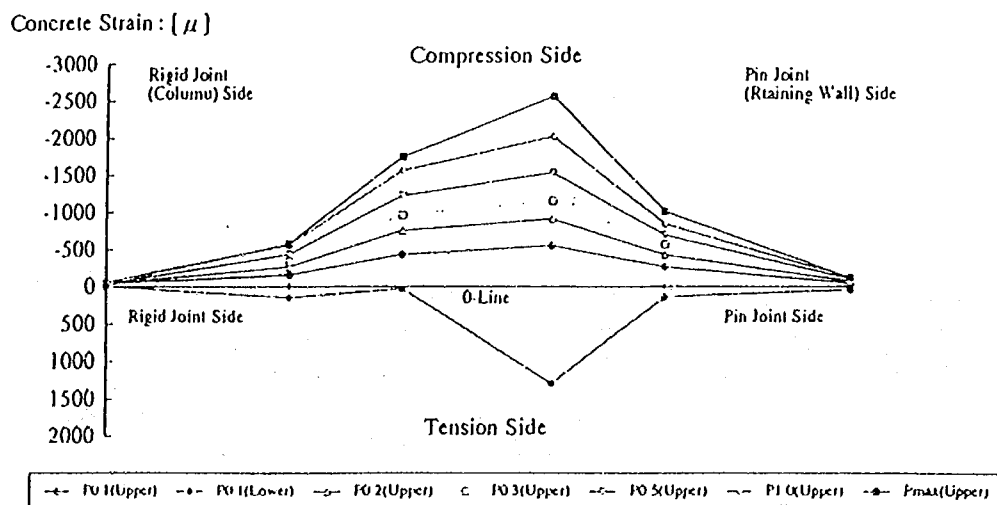
②主梁部材の変位とひずみの性状

図-46～48は、主梁部材下端に配置した変位計による主梁部材の変形と、供試体表面に貼付したコンクリートのひずみ性状の変化を示したものである。

C-1供試体の場合、主梁部材は、図-46に示すように、載荷初期の段階からほぼ対象な変形を示している。またひずみ分布は、図中(b)に示すように、スパン山側の方に片寄ったひずみ分布となった。しかし両接合部では、ほとんどひずみが生じておらず、接合方法の違いが主梁部材の変形性状に及ぼす影響は余り認められなかった。



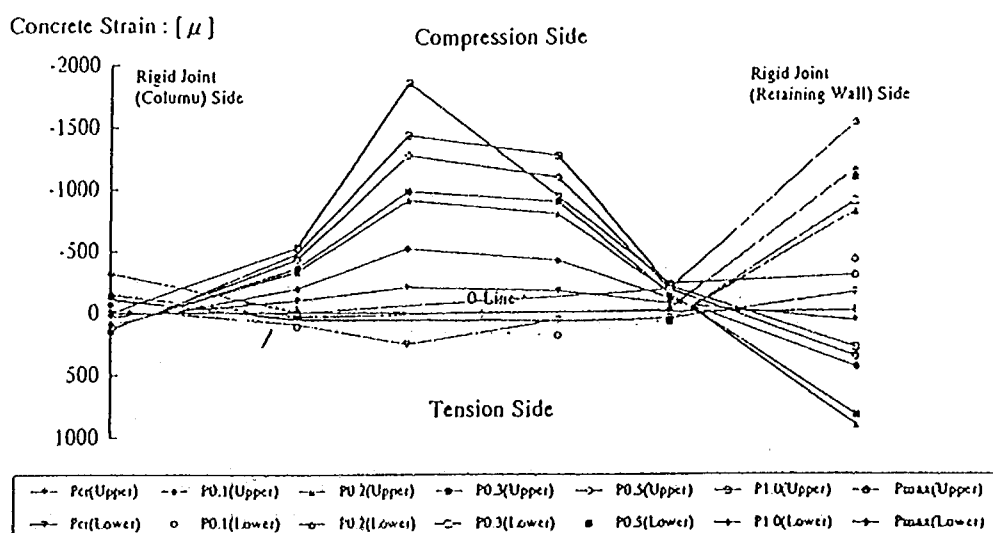
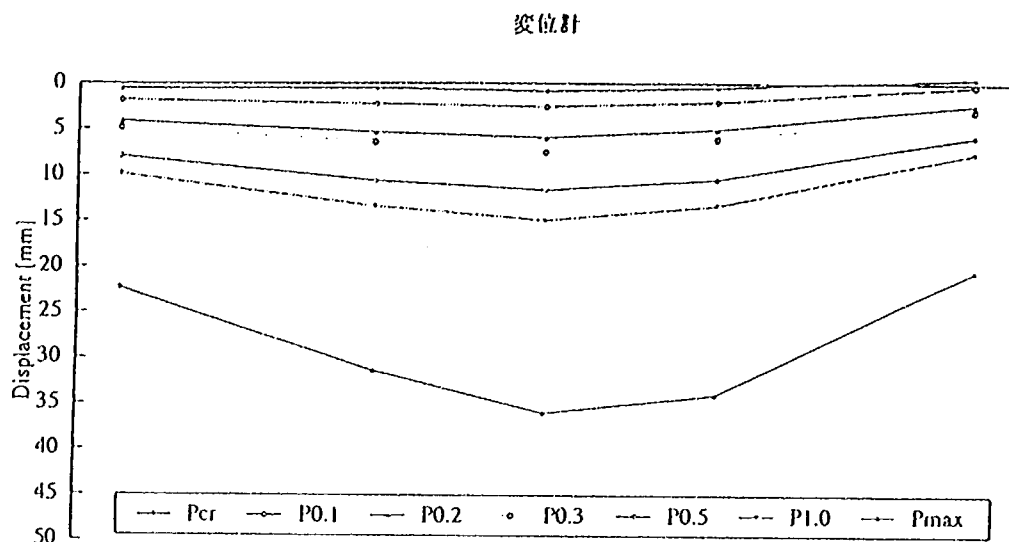
(a) 主梁部材の全体変形の様相 (C-1供試体)



(b) ひび割れ伸展に伴う主梁部材のひずみ分布 (C-1供試体)

図-46 ひび割れ伸展に伴う主梁部材の様相 (C-1供試体)

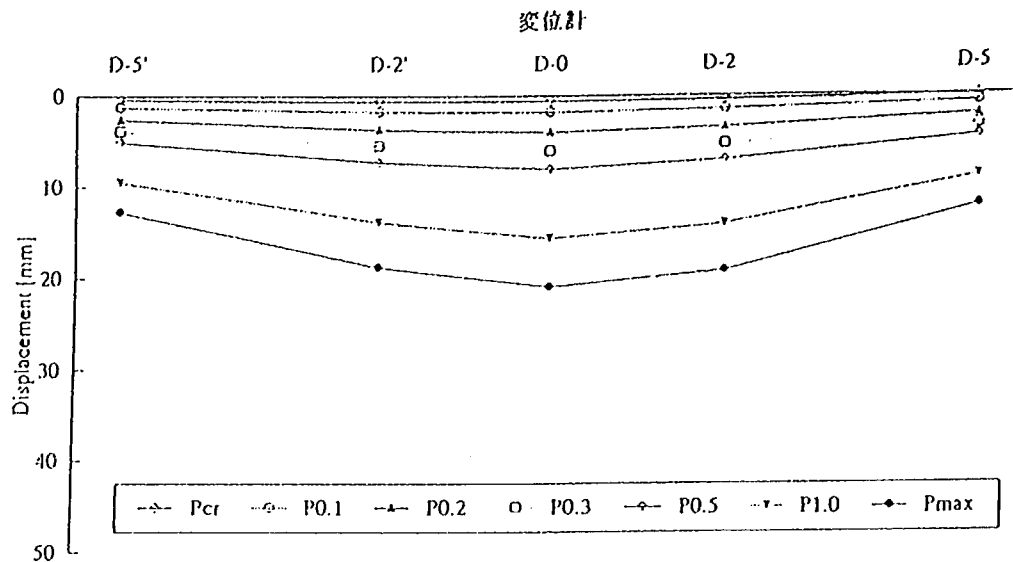
これに対して、山側を剛節としたC-3供試体の場合は、図-47に示すように、最大荷重時には谷側に比べて山側の方が変位が多く、非対称の変形性状となっている。このことは、図中(b)に示すひずみ分布からもわかるように、谷側に比べて山側では、部材上面で引張、下面で圧縮のひずみが測定され、負の曲げモーメントの影響が認められた。



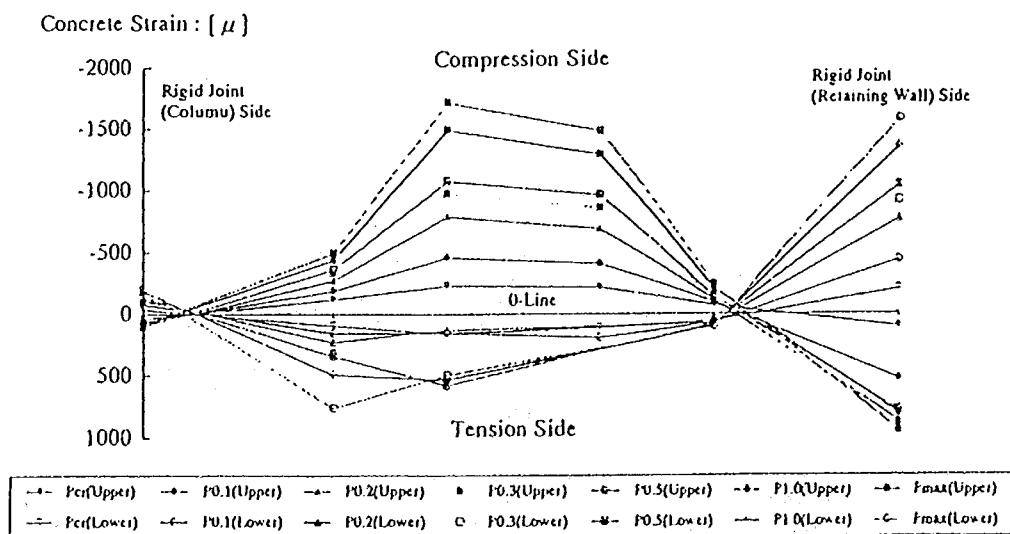
(b) ひび割れ伸展に伴う主梁部材のひずみ分布 (C-3供試体)

図-47 ひび割れ伸展に伴う主梁部材の様相 (C-3供試体)

一方、C-4供試体の場合、図-48に示すように、山側の変形の方が若干多いが、全体変形の量はC-1およびC-3供試体と比べて少ない結果となった。また接合部付近のひずみは、C-3供試体と同様、山側の接合部で負の曲げモーメントによると思われる上面で引張、下面で圧縮のひずみを示した。また若干ではあるが、谷側でも負の曲げモーメントが生じているようなひずみ分布を示している。



(a) 主梁部材の全体変形の様相 (C-4供試体)



(b) ひび割れ伸展に伴う主梁部材のひずみ分布 (C-4供試体)

図-48 ひび割れ伸展に伴う主梁部材の様相 (C-4供試体)

4) 柱部材の性状

ここでは、変位およびひずみの測定結果より、柱部材の性状について述べたものである。

図-49および図-50は、C-1供試体の柱部材に配置した変位およびひずみの測定結果を示したものである。

柱部材は、図に示すように、若干山側の方に変位する様相を示したが、再載荷後は、柱頭部の方（DH-12' / 13'）が山側へ、また柱部材の中間付近（DG-E）が谷側の方へ変位する傾向を示した。

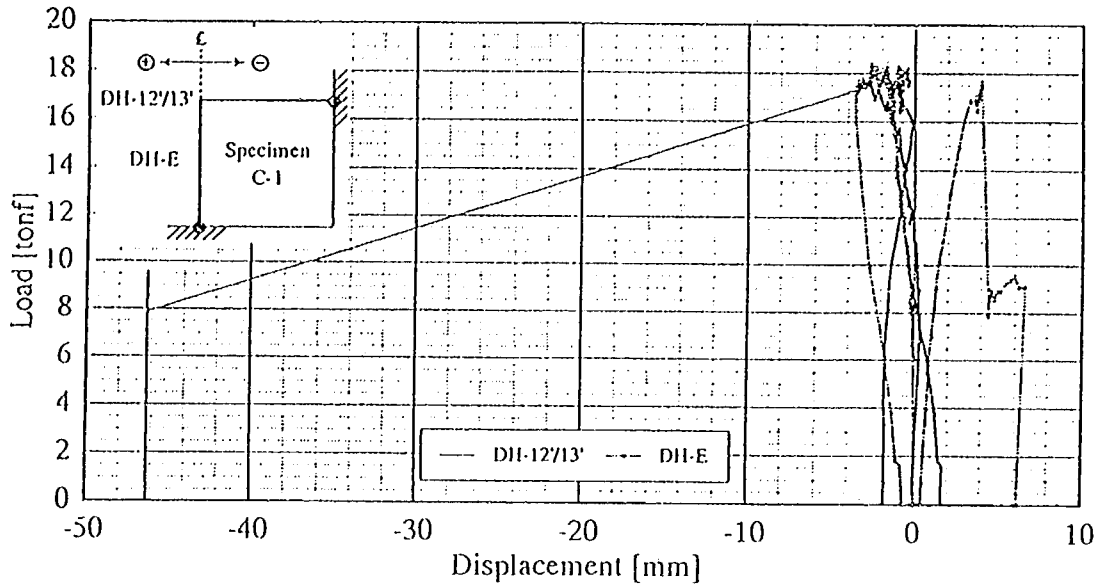


図-49 柱部材の水平変位の性状（C-1供試体）

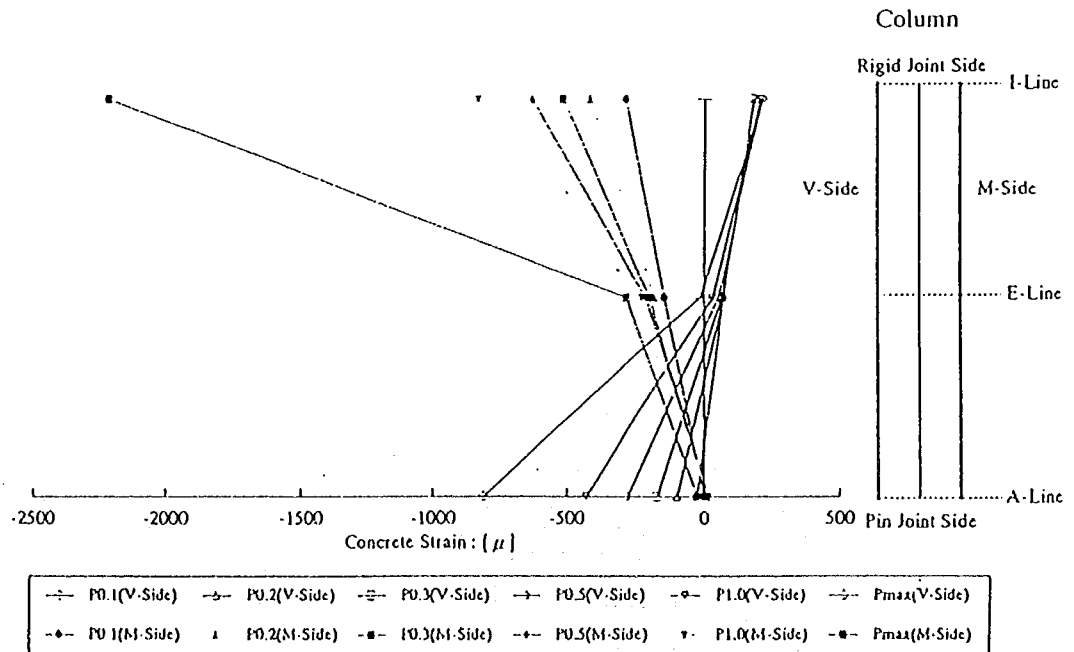


図-50 柱部材のひずみの性状（C-1供試体）

これに対して、C-3供試体における柱部材の水平変位は、図-51に示すように、初期ひび割れ発生後より谷側の方へ変位し始め、部材の降伏からこの傾向が顕著となった。そして斜めひび割れが発生し、圧縮側コンクリートの圧壊が生じ始めても載荷を継続していくと、逆に山側の方の変位に変わった。またひずみは、図-52に示すように、柱頭部では軸力と曲げの挙動を、柱底部では曲げの挙動を示した。

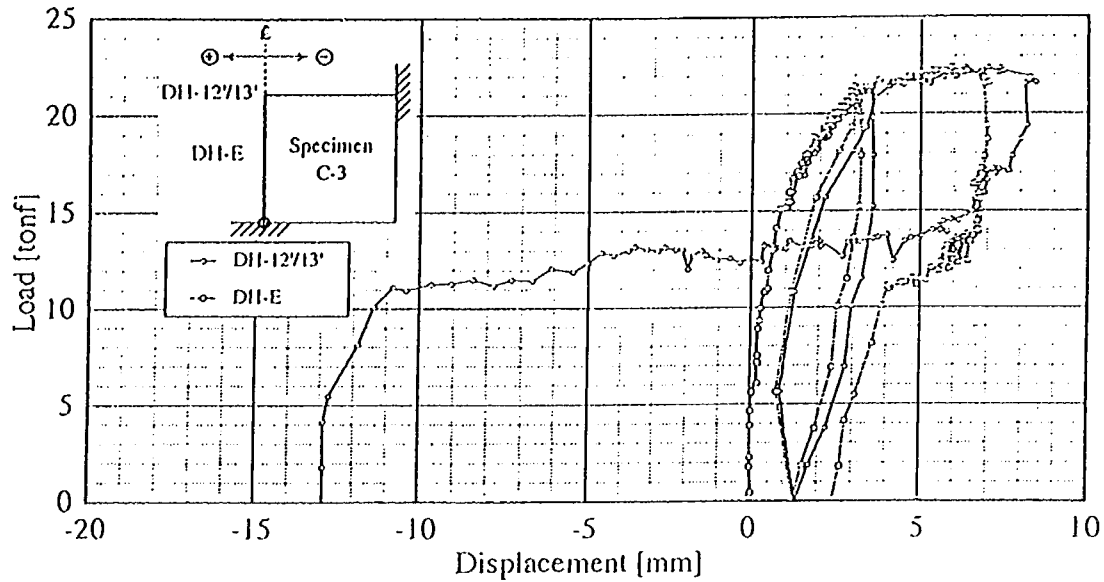


図-51 柱部材の水平変位の性状 (C-3供試体)

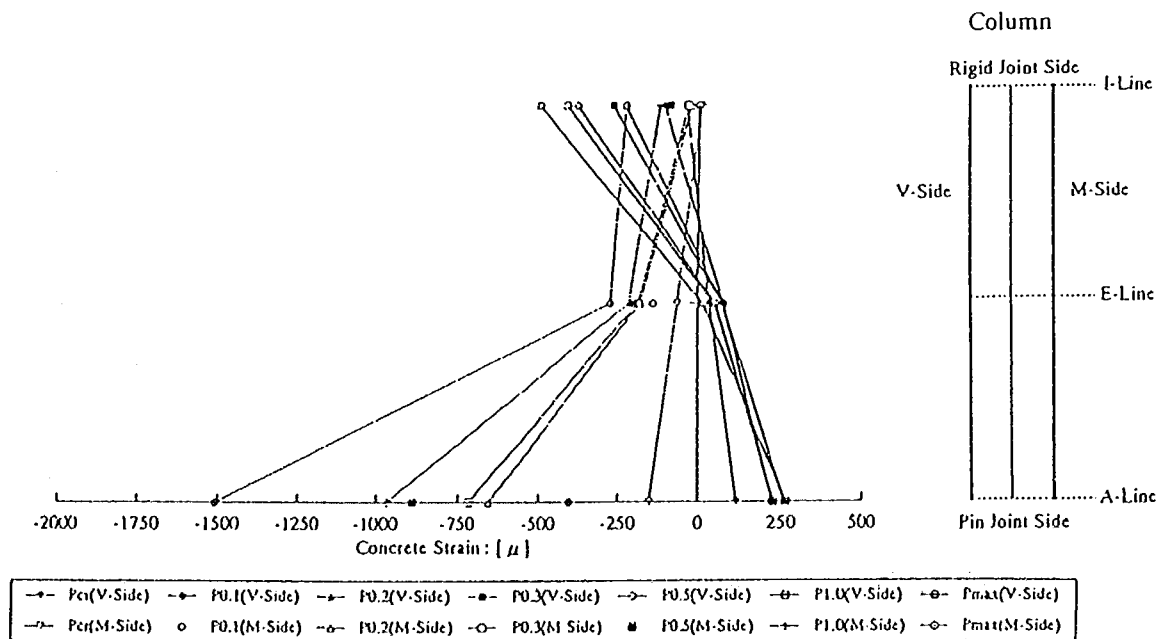


図-52 柱部材のひずみの性状 (C-3供試体)

図-53および図-54は、C-4供試体の柱部材における水平変位とひずみ分布性状を示したものである。水平変位は、C-3供試体と同様、初期ひび割れ発生後より谷側への移動が始まり、ひび割れの伸展、部材の降伏に伴って徐々に変位量が増加した。またひずみの性状は、柱頭部で山側への曲げ、柱底部で谷側への曲げと剛節による曲げモーメントの正負の影響が認められた。

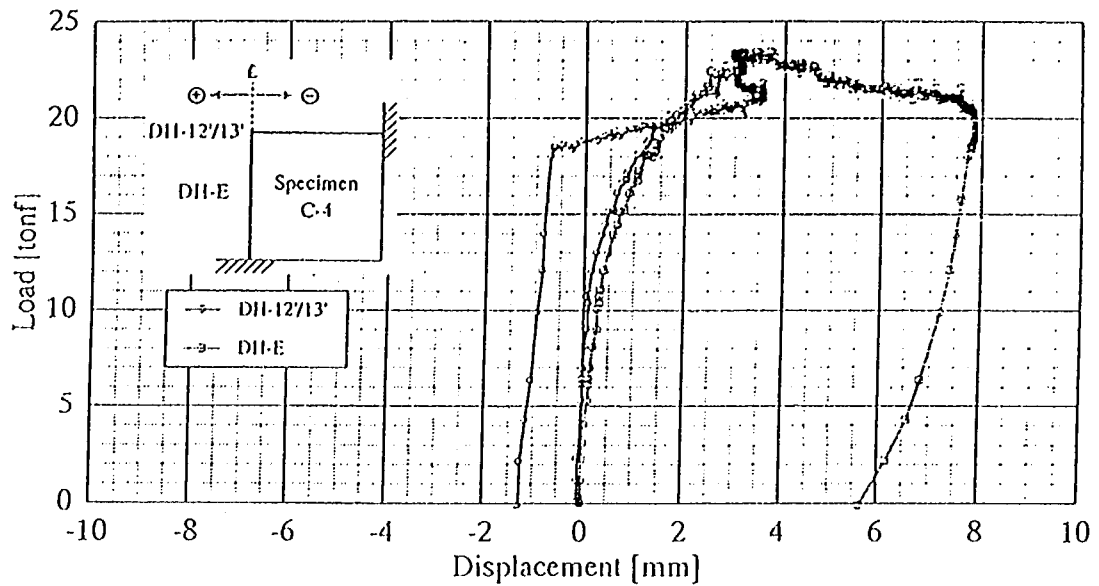


図-53 柱部材の水平変位の性状 (C-4供試体)

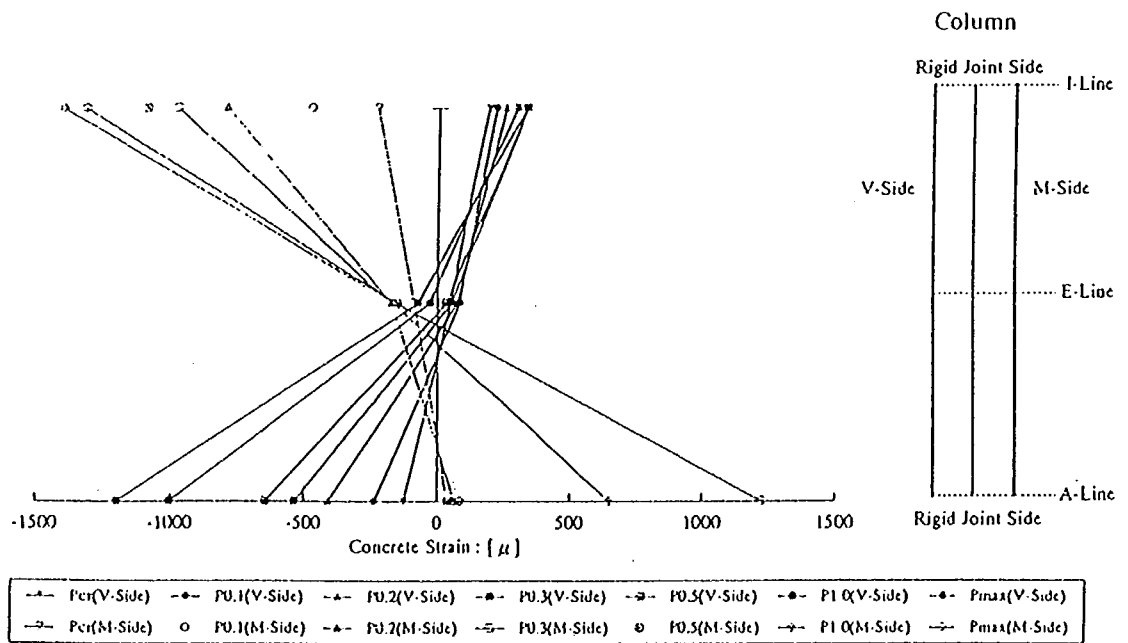


図-54 柱部材のひずみの性状 (C-4供試体)

5) 擁壁部の性状

山側の擁壁部に貼付したコンクリートゲージによるひずみの測定結果を示したのが図-55～57である。

図-55は、C-1供試体のひずみの性状を示したもので、主梁・擁壁接合部をヒンジ構造としたためか、全体的に小さなひずみ値である。性状的には、荷重増加に伴って、擁壁底部の山側が若干の圧縮ひずみとなった。また擁壁頭部でのひずみ変化は余り認められなかった。

C-3供試体の場合、図-56に示すように、比較的小さな荷重段階では、擁壁全体が圧縮の性状を示した。そして最大荷重に近づくにつれ、擁壁底部のひずみは引張となり、擁壁部が谷側の方へ変形しているようなひずみ性状を示した。

これに対して全ての接合部を剛節としたC-4供試体のひずみは、図-57に示すように、擁壁頭部で比較的大きな曲げモーメントを生じているような性状を示し、山側で引張、谷側で圧縮のひずみとなった。

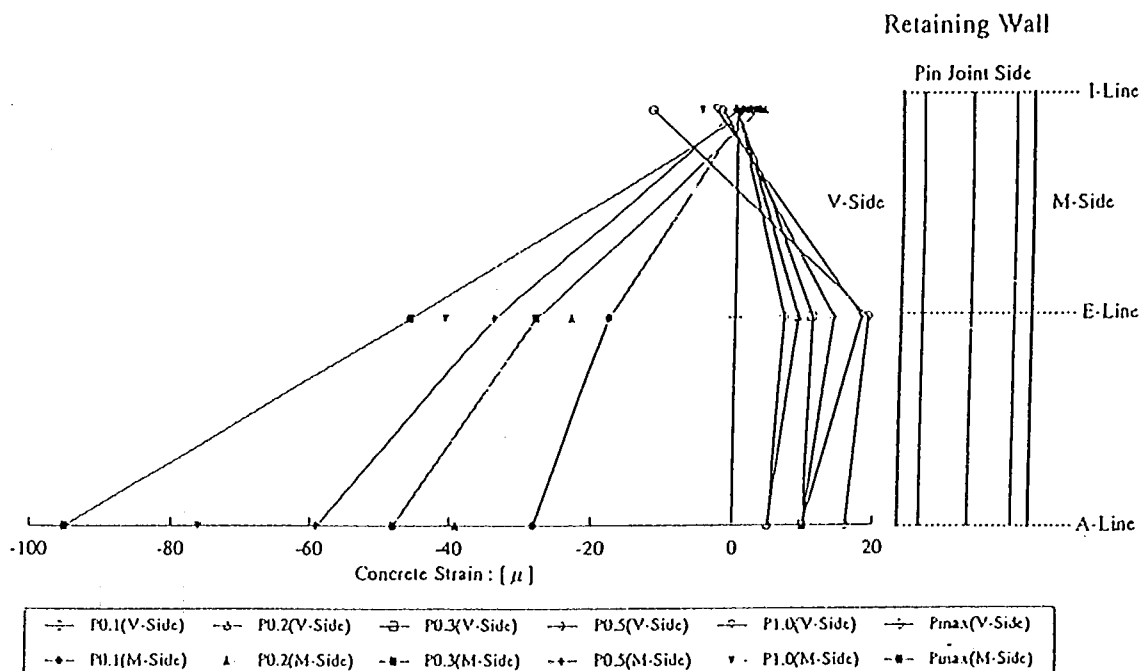


図-55 擁壁部に貼付したコンクリートのひずみ性状 (C-1供試体)

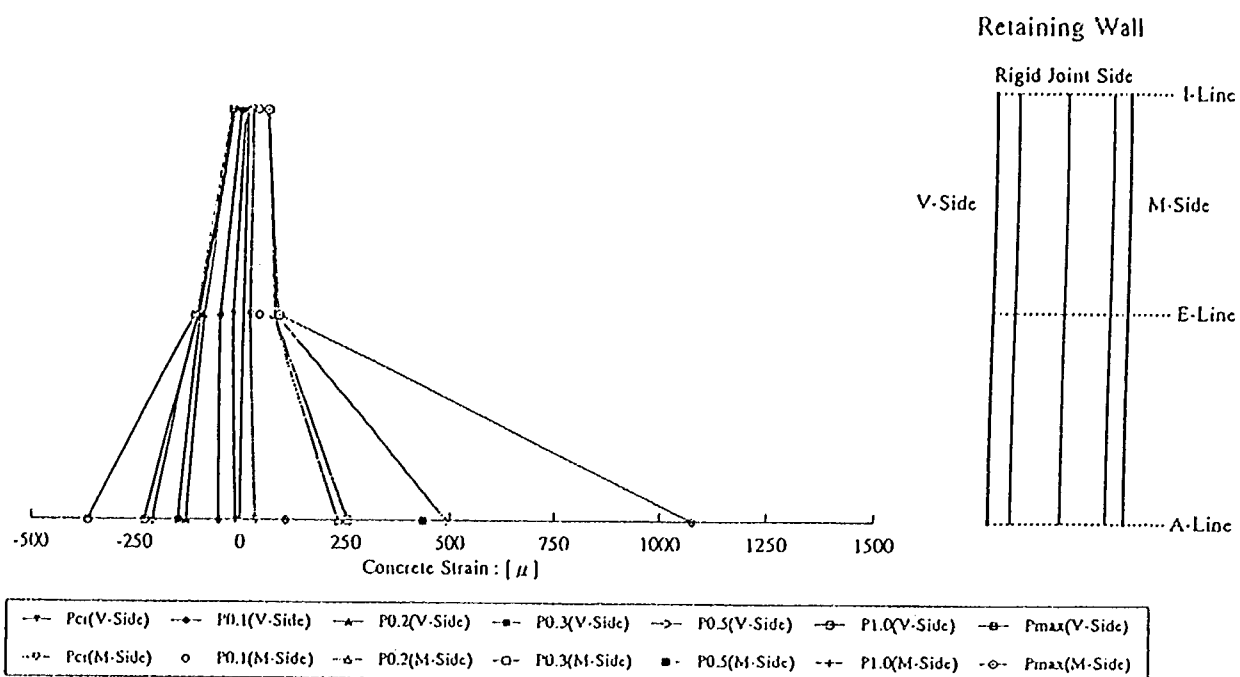


図-56 擁壁部に貼付したコンクリートのひずみ性状 (C-3供試体)

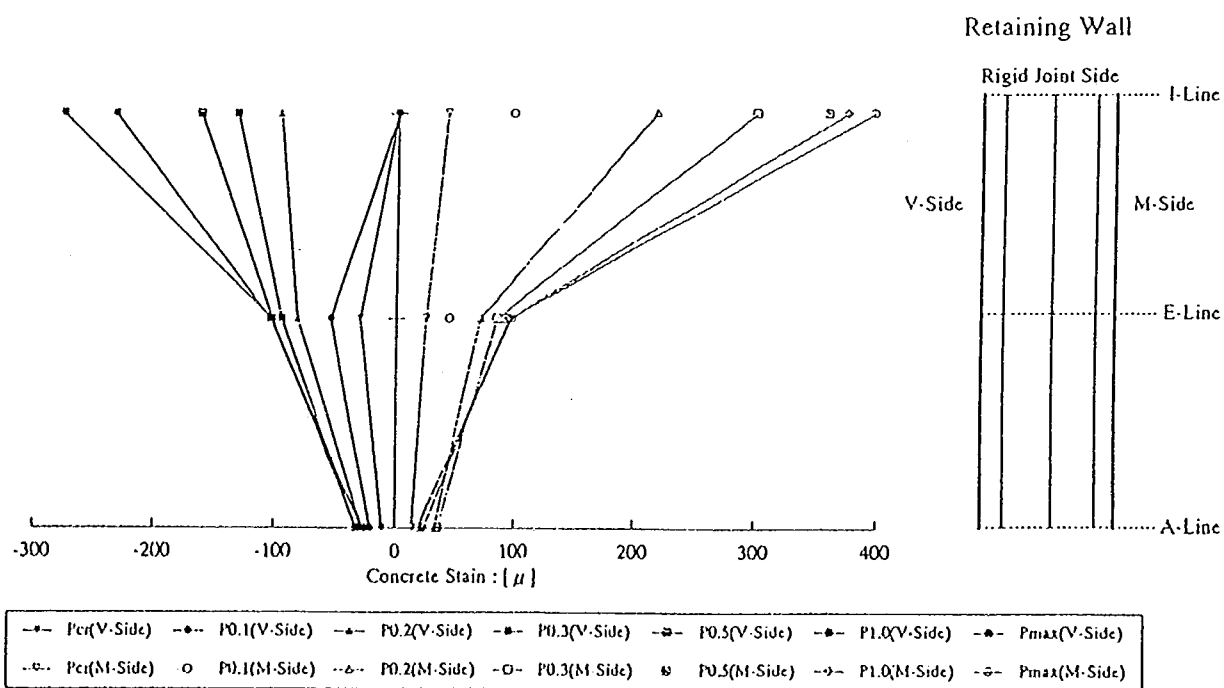


図-57 擁壁部に貼付したコンクリートのひずみ性状 (C-4供試体)

6) 接合部の性状

① 柱・底版接合部の性状

写真-8は、柱・底版の接合部をヒンジ構造としたC-1供試体の載荷試験後のひび割れ様相を示したものである。写真に示すように、ヒンジ構造としたために、比較的初期の段階でヒンジ部山側にひび割れが発生した。また最大荷重付近では、柱部材下側にせん断応力によるものと思われるような斜めひび割れが発生した。

C-3供試体の場合、写真-9に示すように、柱部材谷側には曲げ引張のひび割れが発生し、ヒンジの形成はC-1供試体ほどではなかった。

これに対して全ての接合部を剛節としたC-4供試体の場合は、写真-10に示すように、柱部材の山側に曲げ引張の影響を受けたひび割れが発生した。

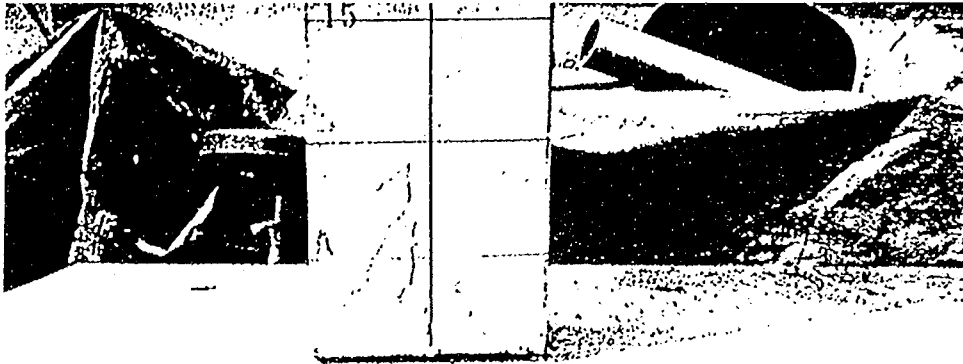


写真-8 柱・底版接合部の様相 (C-1供試体)

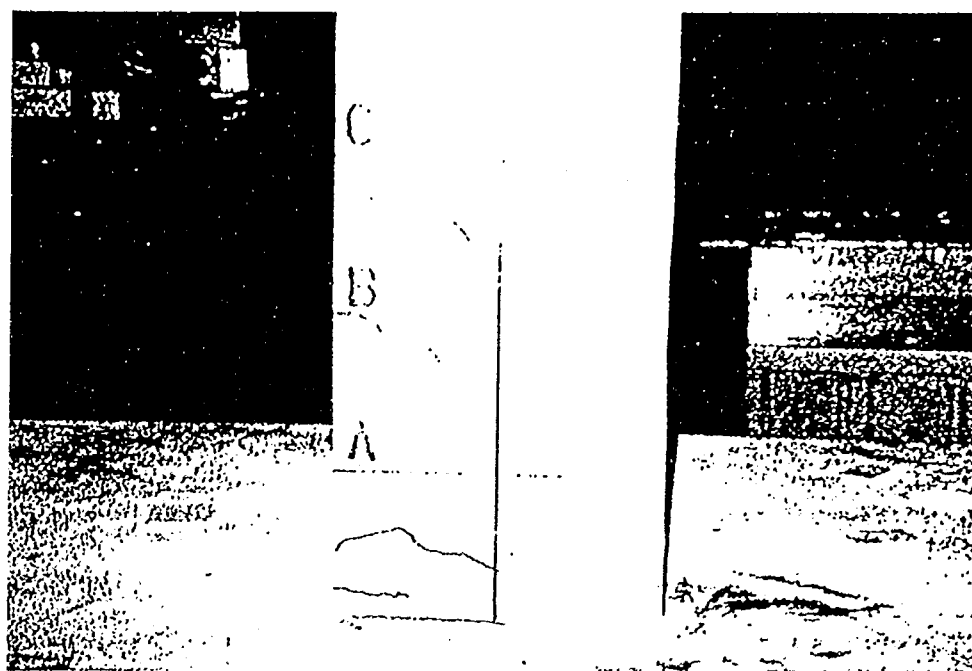


写真-9 柱・底版接合部の様相 (C-3供試体)

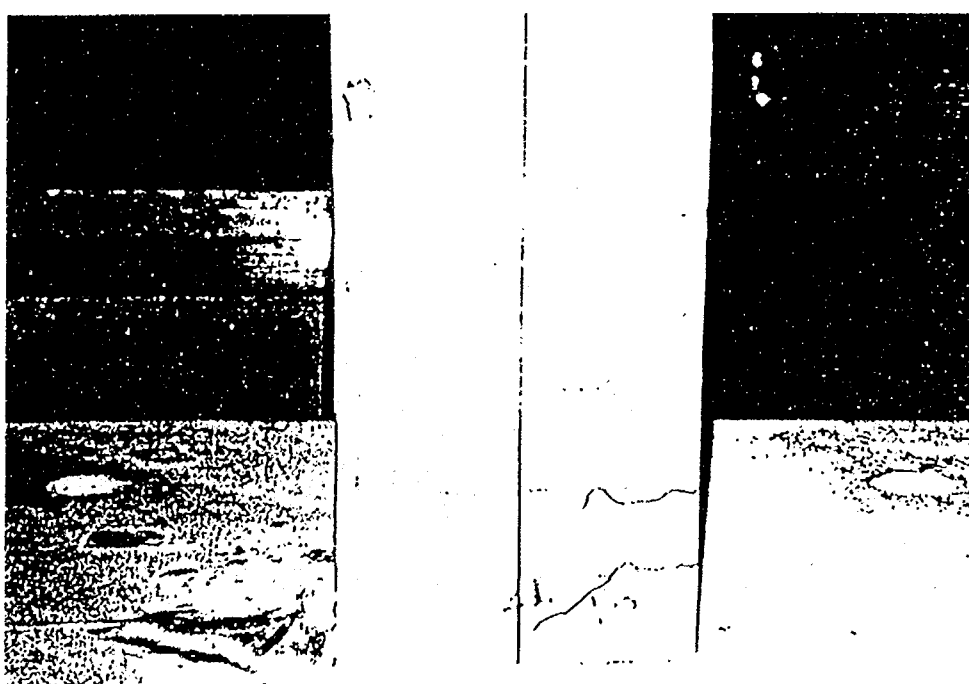


写真-10 柱・底版接合部の様相 (C-4供試体)

②主梁・柱接合部の性状

主梁・柱接合部は、柱軸方向に配置したPC鋼材のプレストレス力によって剛節構造としたものである。

C-1供試体の場合は、写真-11に示すように、主梁部材および柱部材には負の曲げモーメントによるひび割れが発生している。また柱部材山側では、コンクリートの圧壊による剥離が生じていた。

写真-12は、C-3供試体の主梁・柱接合部の様相を示したものである。写真に示すように、柱部材山側には圧縮力によるコンクリートの圧壊・剥離が生じており、概観的な様相は、C-1供試体と同様であった。

また写真-13は、C-4供試体の接合部の様相を示したものであるが、こちらもコンクリートの圧壊による剥離と、柱部材頭部に引張によると思われるひび割れが谷側に発生した。

接合部をプレストレスによって接合した主梁・柱接合部の破壊様相は、谷側部分の継ぎ目の開きと山側部分のコンクリートの圧壊・剥離と一見同様なものであった。しかし、他の接合部の接合方法の組合せによって、柱部材に曲げ引張ひび割れが発生したり、主梁部材に曲げ引張ひび割れが発生したりして、ひび割れ発生によって各構造系モデルの耐荷機構が異なっているように思われる。

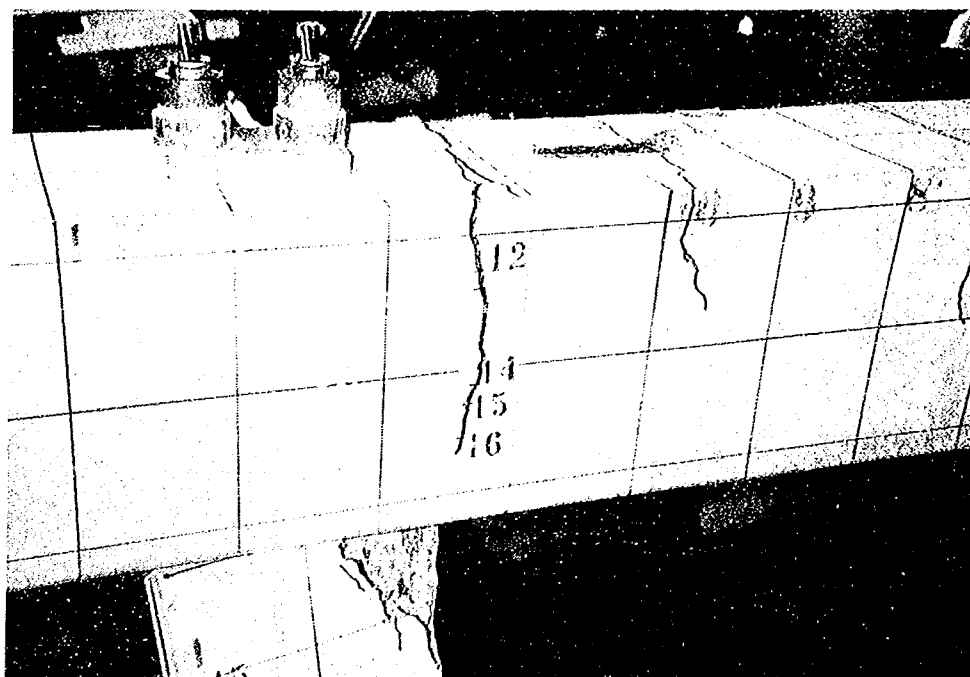


写真-11 主梁・柱接合部の様相 (C-1供試体)

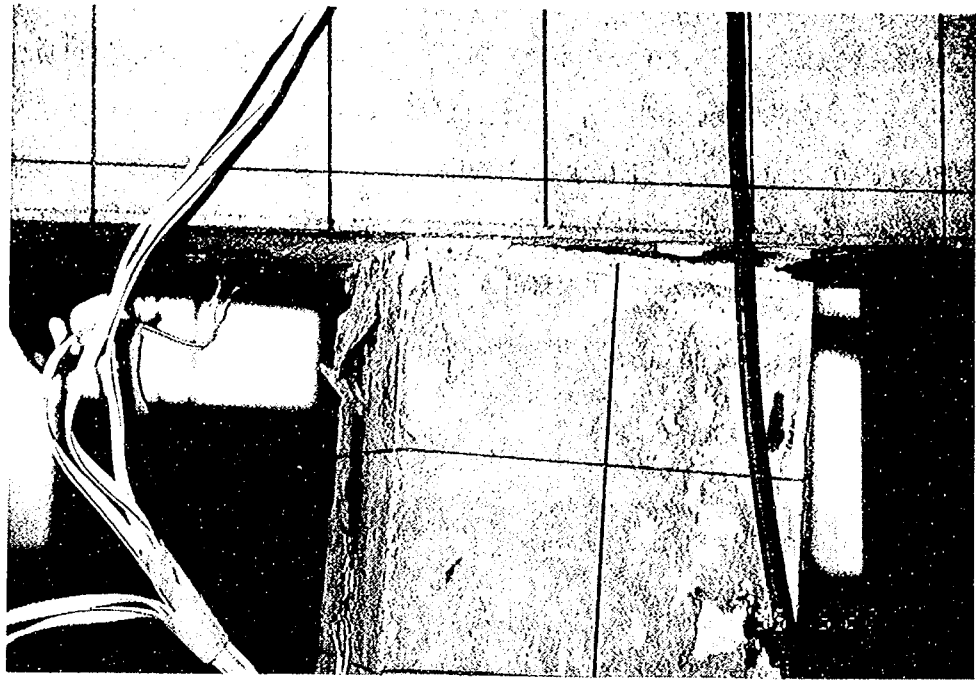


写真-12 主梁・柱接合部の様相（C-3供試体）

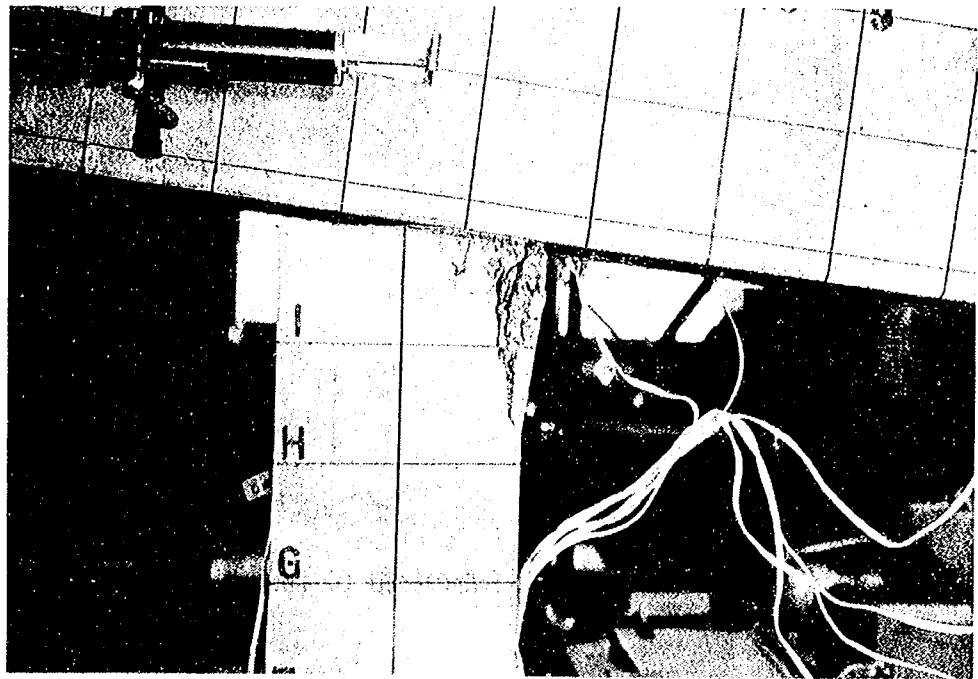


写真-13 主梁・柱接合部の様相（C-4供試体）

③主梁・擁壁接合部の性状

写真-14～16は、主梁・擁壁接合部の様相を示したものである。

接合部をヒンジとするために、発泡スチロールで縁切りし、アンカーボルトで締め付けたC-1供試体の場合、写真-14に示すように、大きな変形を生じた。これに対してC-3供試体（写真-15）およびC-4供試体（写真-16）では、鉄筋と場所打ちコンクリートによる一体化を計ったために、隅角部の曲げ変形に抵抗したようなひび割れ様相が観察された。また、主梁・擁壁接合部を剛節とすることによって、最大荷重時には隅角部には、せん断力の影響と思われるように、主梁部材が下方に押し下げられるような挙動を示し、ひび割れの開口変位が大きくなった。

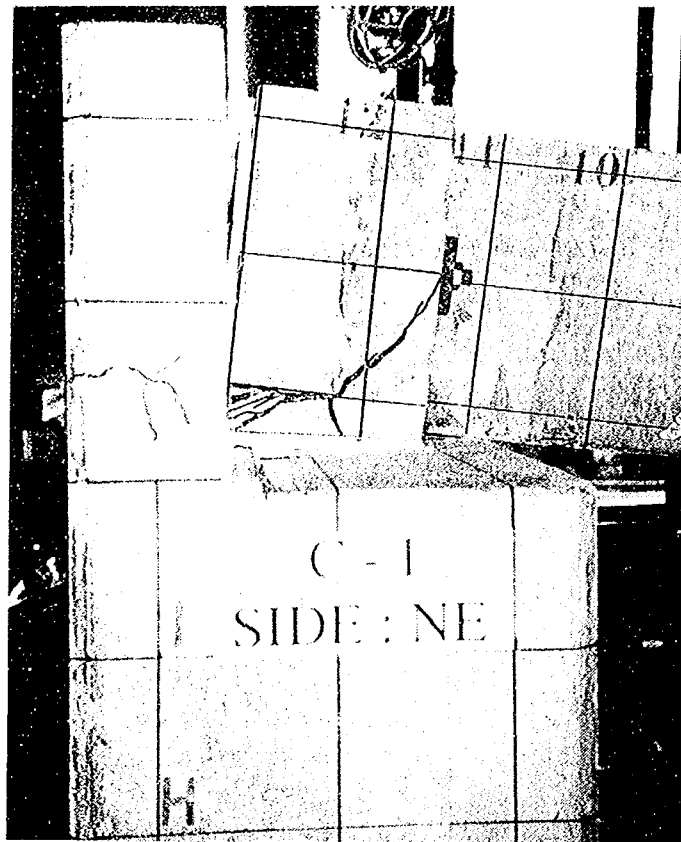


写真-14 主梁・擁壁接合部の様相（C-1供試体）

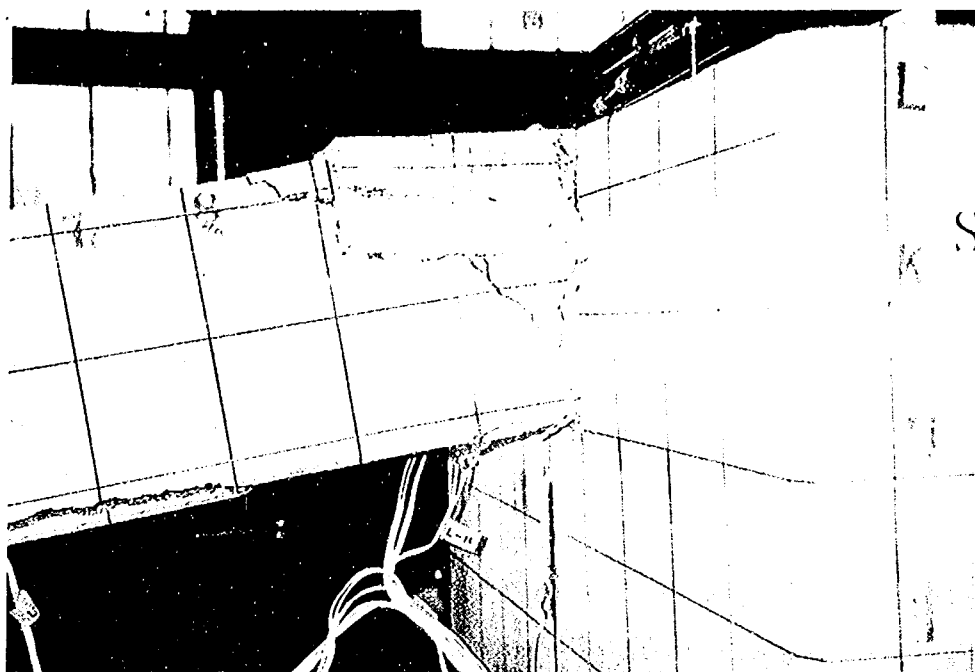


写真-15 主梁・擁壁接合部の様相（C-3供試体）



写真-16 主梁・擁壁接合部の様相（C-4供試体）

(4) まとめ

ロックシェッドの構築には、谷側の柱、山側の擁壁部および主梁部材との接合方法の組合せによって異なった構造系のものが考えられる。本実験シリーズでは、これらロックシェッドの構造系が静的荷重作用下における性状に及ぼす影響を検討するために3体の門形構造の供試体を作製し、載荷試験を行なった。

ここでは、これら供試体の静的載荷試験より得られた変形およびひずみの性状から、主梁・擁壁接合部、主梁・柱接合部および柱・底版接合部をピン構造あるいは剛節構造とする接合方法の組合せが構造系に及ぼす影響についてとりまとめたものである。

a)破壊断面は、各供試体の接合方法の違いにかかわらず、主梁部材（PRC部材）の中央断面の載荷点付近で生じた。したがって、圧縮側コンクリートに圧壊が生じ、塑性変形が増大すると、この部分がヒンジ構造のような挙動を示した。

b)主梁・柱部材の接合方法として本実験では、PC鋼棒によるプレストレスを導入することによって剛節構造を想定した。しかし接合部は一体的な挙動をせず、主梁部材は単純ばり的な性状の影響が大きく、柱部材は、他の接合部の接合方法の影響を受け、それぞれ異なった性状を示した。

c)本実験の範囲では、接合方法を変えても、主梁部材の載荷点付近の塑性変形によって仮想のヒンジ機構が形成されるように思われる。したがってロックシェッド全体の耐荷能力を高めるには、主梁部材に作用する曲げモーメントの再分配を生じさせるような接合方法の組合せが良く、本実験の範囲からは、C-4供試体のように、全体を剛節とするのが望ましいように思われる。

本実験においては、PC鋼棒による接合と、鉄筋と場所打ちコンクリートによる接合方法の2種類を用いたが、両者とも異なった抵抗機構を有するように思われる。したがって、このような供試体による載荷試験を行なう前に、接合部だけをモデル化した単体の実験も必要と考えられる。

3.1.3 衝撃载荷実験（繰り返し载荷実験）

(1) 目的

構造形式の違いが耐衝撃性に及ぼす影響を調べることを目的として、重錘落下衝撃载荷実験を行った。

(2) 実験概要

実験は、まず全体系供試体を底版部8カ所で実験室床に設置したアンカーボルトによって固定し、主梁スパン中央に緩衝材として厚さ25cmのEPSを設置し、この上に重量1tfの重錘を自由落下させることによって行った。実験の概要を図-58に示す。

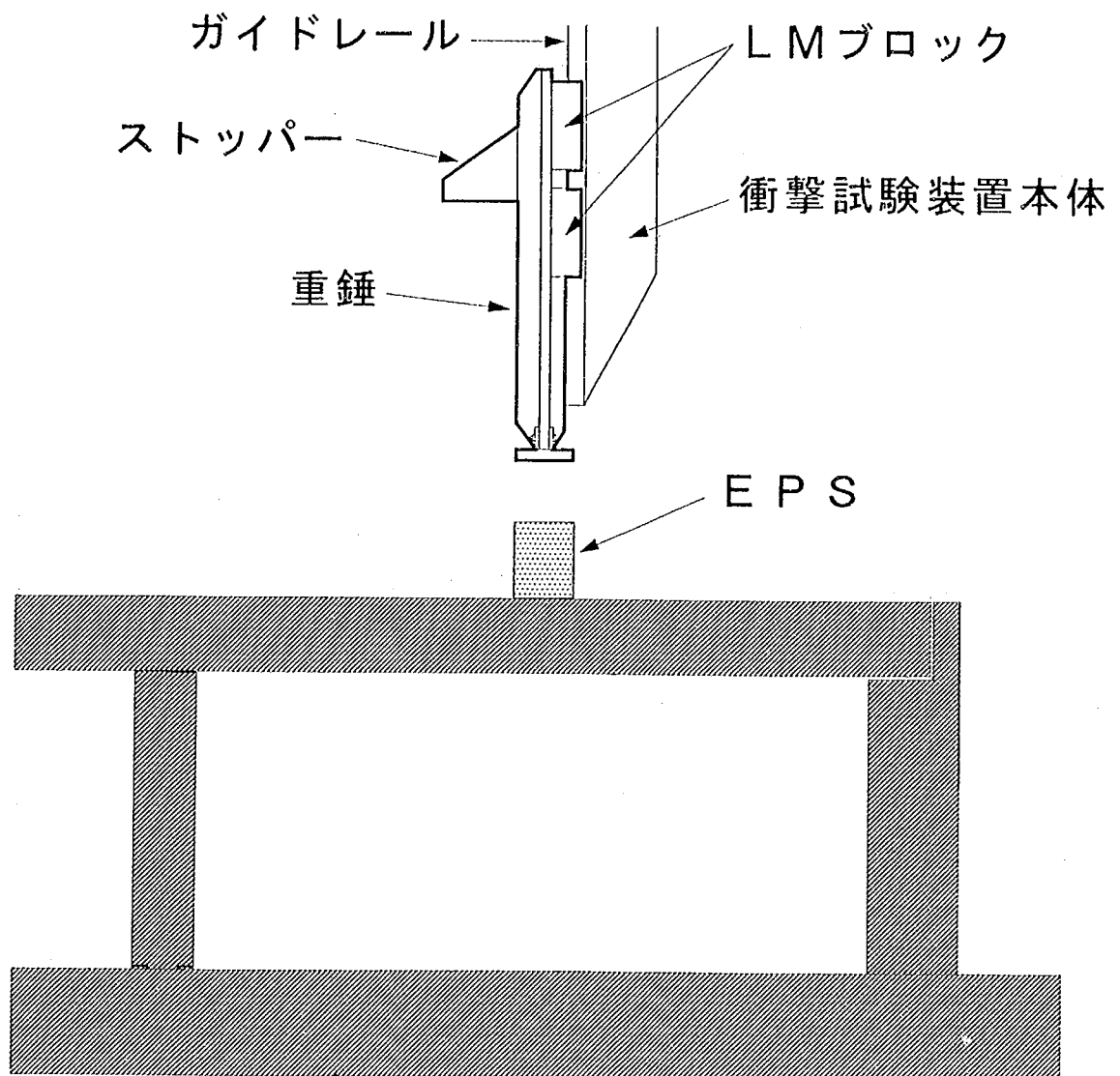


図-58 実験概要

(3) 供試体

実験に使用した供試体は、静的載荷実験と同じくC-1、C-3、C-4の3タイプである。

供試体のコンクリート強度については、実験日の前日あるいは後日にテストピースの圧縮試験を行い確認している。表-23.1、23.2、23.3に圧縮強度試験の結果を示す。尚、供試体設計の詳細については前節3.1.1を参照のこと。

(4) 緩衝材

主梁の載荷実験と同様に単位体積重量 30kgf/m^3 、厚さ25cm、面積 $20\text{cm} \times 20\text{cm}$ のEPSを使用した。

(5) 使用センサーと計測方法

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、供試体の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、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。使用したセンサー、計測機器は主梁の載荷実験と同様である。図-59、60に変位計およびひずみゲージの設置位置を示す。尚、計測ブロックは主梁実験とほぼ同様である。

表-23.1 圧縮強度試験結果 (C-1)

供試体番号	最大圧縮応力 S_2 (kgf/cm ²)	S_2 における縦ひずみ (μ)	ヤング係数 (kgf/cm ²)	打設日	試験日
柱	1	544.7	3.12×10^5	3/ 3	3/22
	2	566.9	3.30×10^5		
	3	512.1	3.11×10^5		
	平均値	541.2	3.18×10^5		
主梁	1	679.6	3.69×10^5	3/13	
	2	687.9	3.69×10^5		
	3	676.4	3.43×10^5		
	平均値	681.3	3.60×10^5		
下部工	1	278.1	2.38×10^5	3/ 8	
	2	290.4	2.45×10^5		
	3	285.4	2.48×10^5		
	平均値	284.6	2.43×10^5		

表-23.2 圧縮強度試験結果 (C-3)

供試体番号	最大圧縮応力 S_2 (kgf/cm ²)	S_2 における縦ひずみ (μ)	ヤング係数 (kgf/cm ²)	打設日	試験日
主梁 1	607.4	2866.5	3.36×10^5	3/ 4	3/16
柱 2	600.0	2484.0	3.52×10^5		
3	612.7	2682.0	3.27×10^5		
平均値	606.7	2677.5	3.38×10^5		
下部工 1	376.6	2476.0	2.92×10^5	3/ 4	
2	361.8	2264.0	2.98×10^5		
3	377.1	2575.5	2.66×10^5		
平均値	371.8	2438.5	2.85×10^5		
後打ち部 1	371.1	2378.5	3.02×10^5	3/10	
2	398.7	2535.0	2.97×10^5		
3	378.3	2292.0	3.17×10^5		
平均値	382.7	2401.8	3.05×10^5		

注) S_2 :加えた最大荷重によるコンクリートの圧縮応力 (kgf/cm²)
 $S_2 = \text{最大荷重 (tf)} \times 1000 / (5^2 \times 3.14)$

表-23.3 圧縮強度試験結果 (C-4)

供試体番号	最大圧縮応力 S_2 (kgf/cm ²)	S_2 における縦ひずみ (μ)	ヤング係数 (kgf/cm ²)	打設日	試験日	
主梁 柱	1 525.4	2020.5	3.37×10^5	3/ 7	3/27	
	2 526.1	2074.0	3.11×10^5			
	3 510.8	2363.0	2.99×10^5			
	平均値 520.8	2152.5	3.16×10^5			
下部工	1 282.7	2141.0	2.30×10^5	3/14		3/27
	2 226.8	1512.5	2.61×10^5			
	3 239.5	1853.5	2.39×10^5			
	平均値 249.7	1835.7	2.43×10^5			

注) S_2 :加えた最大荷重によるコンクリートの圧縮応力 (kgf/cm²)
 $S_2 = \text{最大荷重 (tf)} \times 1000 / (5^2 \times 3.14)$

(6) 実験ケース

繰り返し載荷実験を行った実験ケースを表-24に示す。

表-24 実験ケース

ケースNo.	重錘 (tf)	落下高 (m)
C-1	1	0.25, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0
C-3	1	0.25, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5
C-4	1	0.25, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5

(7) 実験結果

1) 重錘衝撃力と落下高の関係

図-61に、重錘衝撃力と落下高の関係を示す。ここで、重錘衝撃力は、重錘の重量に重錘の最大加速度を乗じたものである。各落下高に対する重錘衝撃力の値は、主梁と山側受台の接合部が剛結で、柱下端の接合法のみが異なるC-3とC-4がほぼ同じ傾向を示し、落下高150cmで約30tf（設計荷重の4.7倍）の衝撃力が発生している。一方、逆L形式であるC-1の衝撃力は、主梁山側のヒンジ部の影響のためかC-3、C-4に比較して小さくなっている。

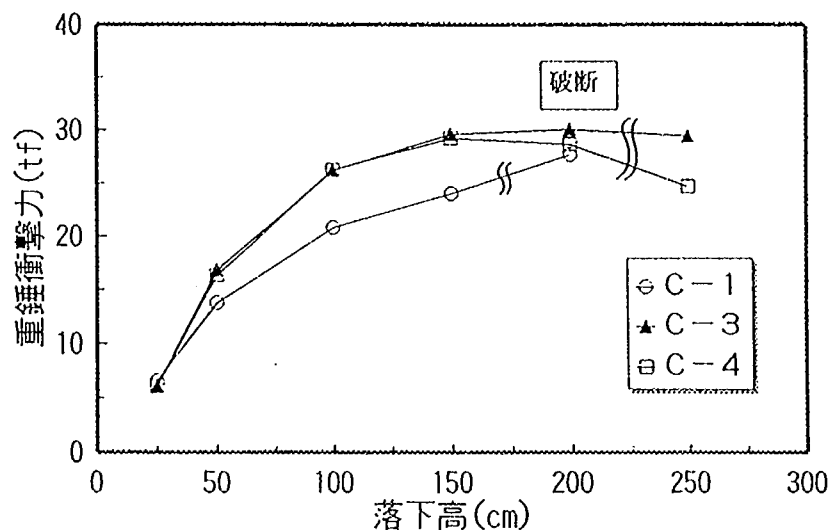


図-61 重錘衝撃力と落下高の関係

2) 重錘位置エネルギーと主梁中央変位の関係

図-62に、重錘の位置エネルギーと主梁中央変位の関係を示す。各位置エネルギーに対する主梁中央の変位は、C-3、C-4がほぼ同じ値を示したのに対し、C-1が多少大きな値を示した。C-1は、位置エネルギー1.5 tf・mで変位量61mmを示した後、位置エネルギー2tf・mで主梁引張側の鋼材が破断した。これに対して、C-3、C-4は、位置エネルギー2tf・mで変位量がそれぞれ75mmと81mmを示し、位置エネルギー2.5tf・mで主梁引張側の鋼材が破断した。

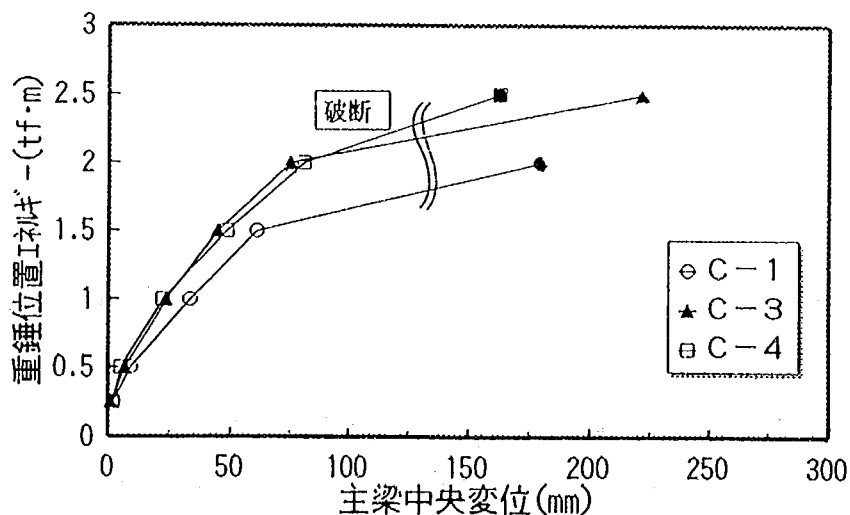
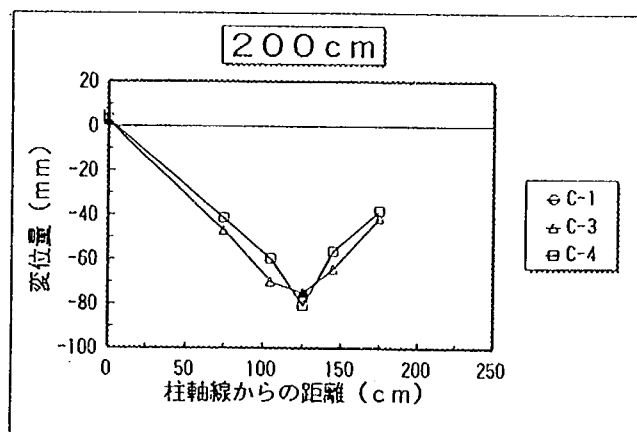
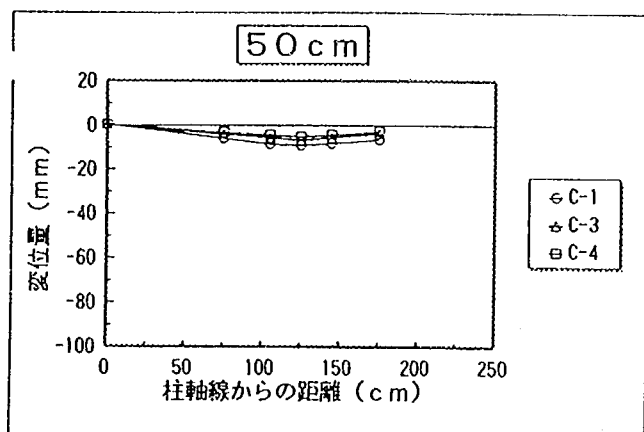
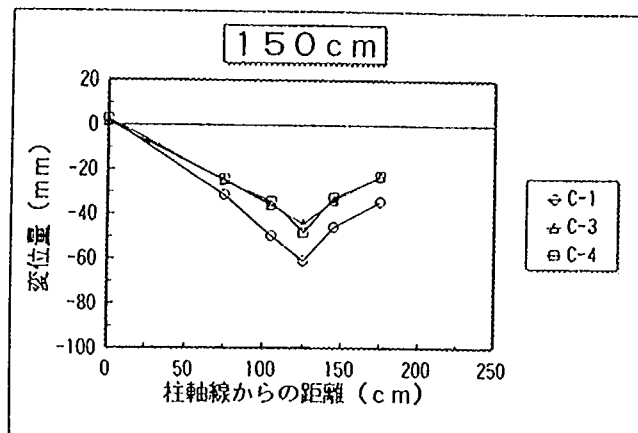
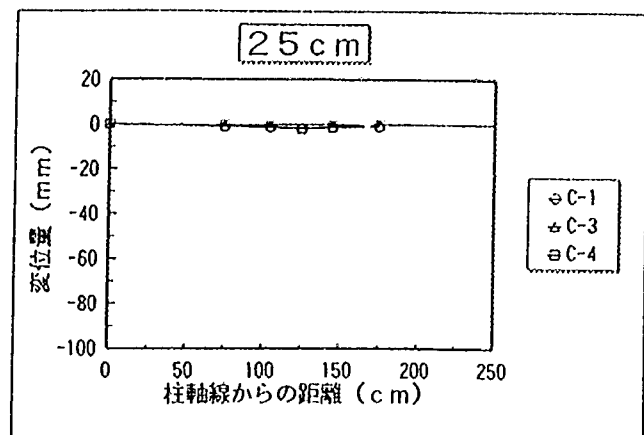


図-62 重錘位置エネルギーと主梁中央変位の関係

3) 重錘落下高と主梁中央変位の関係

図-63は、同一の重錘落下高に対する各供試体の主梁中央変位を示したものである。中央変位は、主梁の全接合部が剛節であるC-3およびC-4がほぼ同様な傾向を示しており、逆に構造のC-1がそれらより大きな値を示している。



注) ▲は、簡易式変位計の計測値

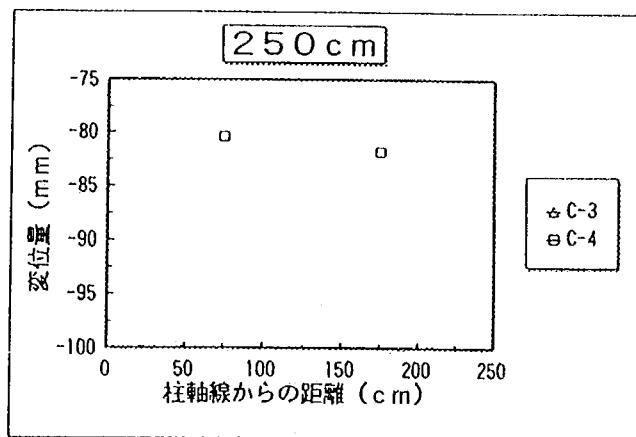
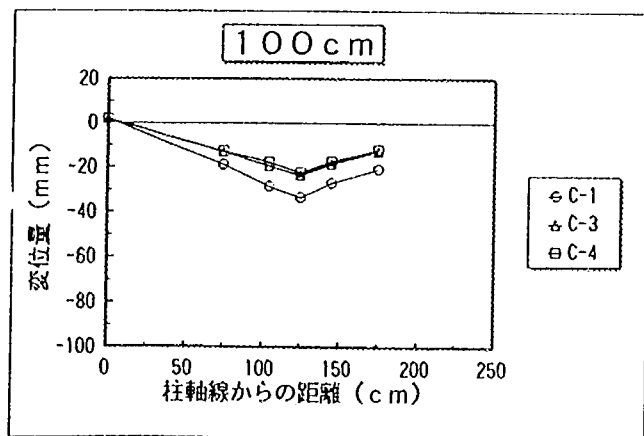


図-63 同一落下高における各供試体の主梁中央変位

4) ひびわれ発生状況

図-64に、落下高50、100、200cmにおけるひびわれ発生状況を示す。各供試体とも、落下高25cmでは、ひびわれは発生しなかった。主梁中央のひびわれ分布範囲は、山側接合部がピンであるC-1が最も広がっていた。C-3、C-4では、ひびわれの分布範囲がC-1より狭く、ひびわれ間隔が広い。また、山側剛接部である主梁上部のRC打設面に沿ってひびわれが進行し鉄筋が露出する状態になった。また、C-3、C-4の山側擁壁では、落下高100cm以降、断面内側の主梁付け根付近からひびわれが発生しているが、これは主梁のリバウンドにより引張力が作用したためと思われる。柱については、すべての供試体で落下高100cm以降、主梁の変形によって柱上部の剛接部外側が開口し、剛接部内側のコンクリートが剥離している。柱下端については、ピン構造であるC-1、C-3で縦方向のひびわれが発生した。

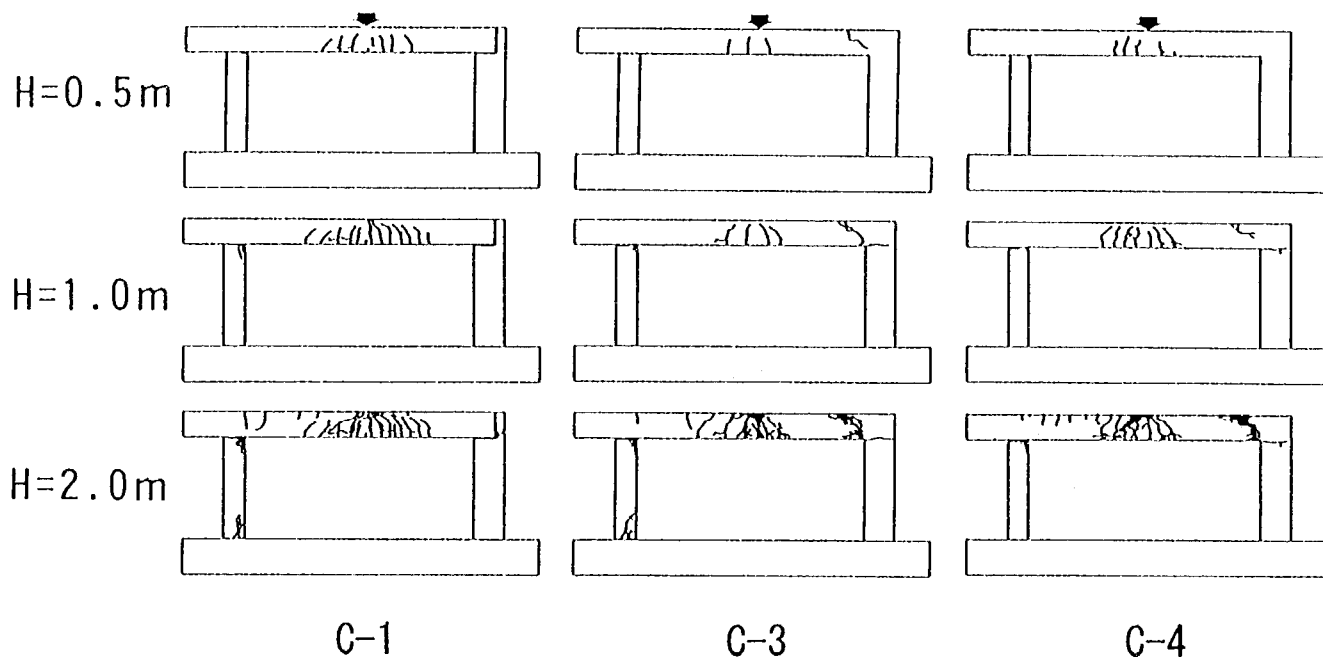


図-64 ひび割れ発生状況

3.2 構造系の違いによる比較（その2）

3.2.1 供試体の設計

ここでは、PRCロックシェッドにおける1/4縮尺の構造系モデルについて、前回のC-1供試体およびC-4供試体の改良型であるC-1K供試体およびC-4K供試体の2体について载荷試験を行なった。

- ・C-1K供試体：1剛節2ヒンジ逆L形（C-1の主梁の鉄筋比を増加し、擁壁パラペットを補強）
- ・C-4K供試体：3剛節0ヒンジ門形（主梁・擁壁部、柱・底版部を鉄筋で補強）

供試体の作製に先立って、以下のような条件に基づいて計算を行ない、断面諸元を決定した。

- ・設計落石荷重： 6.4 tonf（集中荷重）

設計落石荷重相当の重錘衝撃力（重錘加速度×重錘重量）は、重錘重量1.0 tonfの場合、落下高さが約25cmとなる。

- ・許容応力度等： $\sigma_{ca} = 190 \times 1.5 = 285 \text{ kgf/cm}^2$

$$\sigma_{sa} = 1,800 \times 1.5 = 2,700 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (SD295)}$$

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）、破壊時抵抗曲げモーメント（MU）は表-25の通りであり、設計時の安全率が3供試体とも、ほぼ同じとなっている。

表-25 供試体の抵抗モーメント

	C-1	C-1K	C-4K	
	中央	中央	中央	山側
作用モーメント(MD)	3.41	3.41	2.42	-2.23
抵抗モーメント(MR)	3.93	3.93	2.80	-2.51
安全率(MR/MD)	1.15	1.15	1.16	1.13
破壊抵抗モーメント(MU)	7.16	5.84	4.34	-3.35
安全率(MU/MD)	2.10	1.71	1.79	1.50

C-1KおよびC-4K供試体の概要を図-65、66に示す。

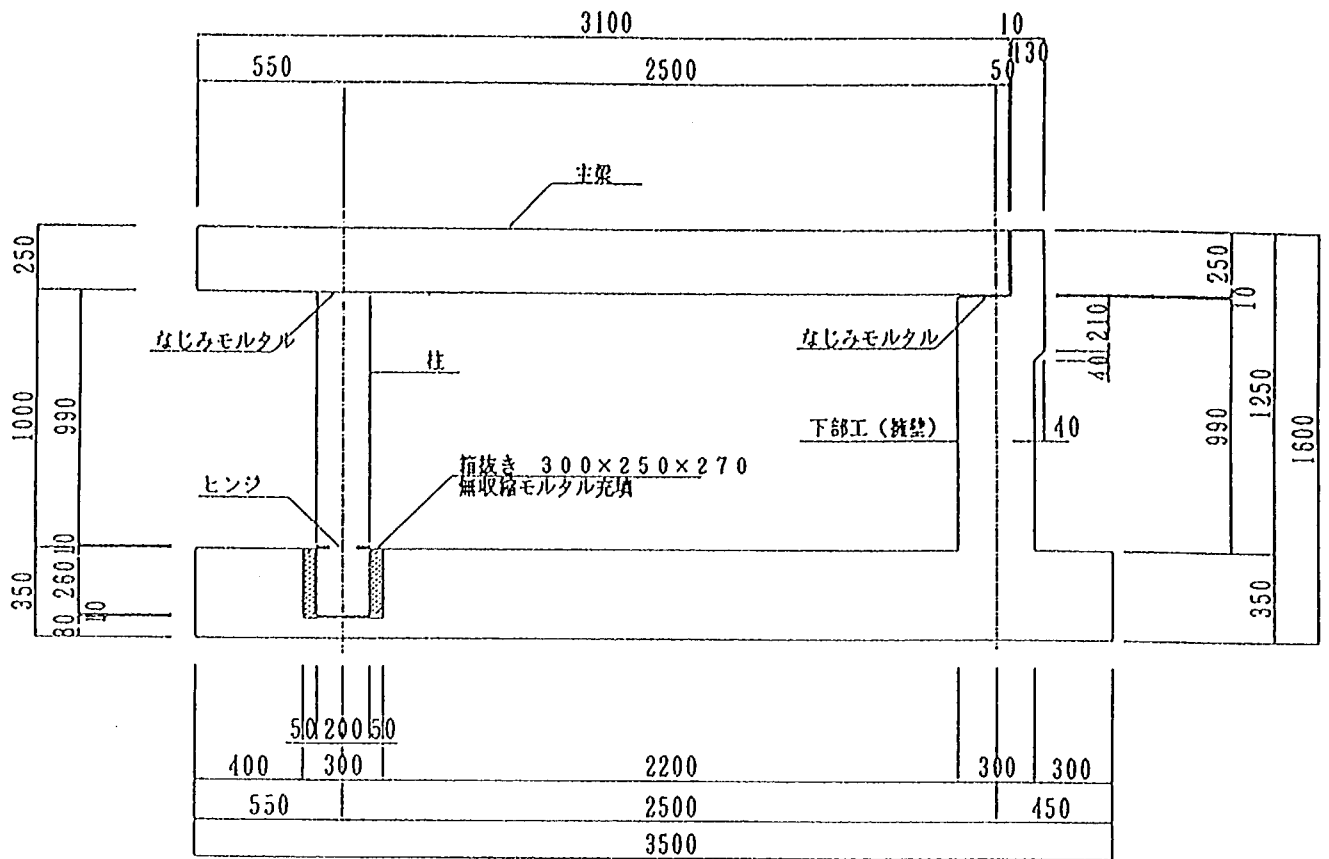


図-65 供試体概要 (C-1K)

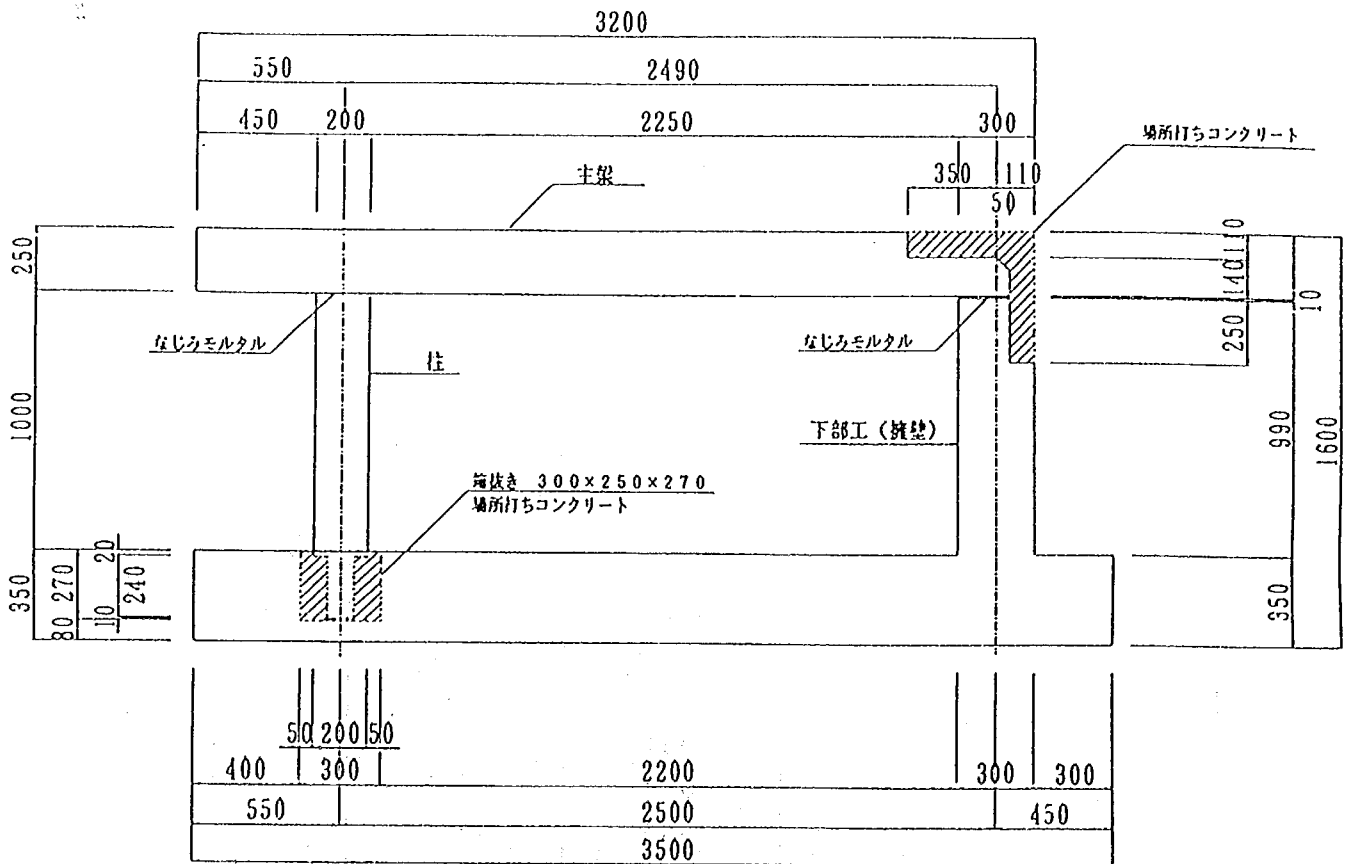


図-66 供試体概要 (C-4K)

3.2.2 静的載荷実験

(1) ひずみゲージおよび変位計の配置、計測方法

静的載荷実験における、供試体への各センサーの設置および計測方法については、前節3.1と同様であり、詳細については前節を参照のこと。

(2) 実験結果

1) 概説

本実験より得られた各供試体ごとの初期ひび割れ発生荷重、最大ひび割れ幅荷重および最大荷重を表-26に示す。2 ヒンジ 1 剛節のC-1K供試体に対し、3 剛節のC-4K供試体の方が、ひび割れ発生荷重や最大ひび割れ幅荷重および最大荷重が大きく、前回の実験結果と同様な傾向を示した。また、表-27は、最大ひび割れ幅に対する平均ひび割れ幅を示したものである。巨視的に見ると、前回の実験結果と異なり、3 剛節のC-4K供試体の方が平均ひび割れ幅が大きくなる傾向を示し、ひび割れの制御・分散性においては2 ヒンジ 1 剛節のC-1K試験体の方が良いように思える。

表-26 各試験体の実験結果

Load (tonf)	Specimen	
	C-1K	C-4K
P _{cr}	2.88	4.98
P0.1	6.74	10.01
P0.2	10.66	13.51
P0.3	12.53	14.58
P0.5	13.66	15.50
P1.0	15.54	15.94
P _{max}	16.36	17.48

表-27 最大ひび割れ幅と平均ひび割れ幅の測定結果

Max.Crack Width (mm)	C-1K		C-4K	
	Load (tonf)	Ave.Crack Width (mm)	Load (tonf)	Ave.Crack Width (mm)
0.1	6.74	0.06	10.01	0.06
0.2	10.66	0.11	13.51	0.14
0.3	12.53	0.14	14.58	0.14
0.5	13.66	0.18	15.50	0.27
1.0	15.54	0.34	15.94	0.47

次に、表-28および29は、前回の実験結果と今回の実験結果を比較したものである。ここで、使用材料の性質の違いにより、荷重レベルの直接比較が出来ないため、荷重の代わりにコンクリートの圧縮強度を考慮した無次元の関数として表わした。これらの表に示すように、初期ひび割れ発生荷重、最大ひび割れ幅荷重および最大荷重時の値において、C-1K供試体は、前回の値より大きくなる傾向を示したのに対し、C-4K供試体は、前回とほぼ同様な傾向を示している。また、平均ひび割れ幅においても、C-1K供試体は、若干前回の値より小さくなる傾向を示したのに対し、C-4K供試体は前回とほぼ同様な傾向を示している。

表-28 各試験体の実験結果の比較

M/bh^2f_c	Specimen		Specimen	
	C-1	C-1K	C-4	C-4K
Pcr	0.010	0.014	0.020	0.020
P0.1	0.027	0.033	0.034	0.039
P0.2	0.039	0.052	0.047	0.053
P0.3	0.048	0.061	0.054	0.057
P0.5	0.053	0.066	0.059	0.061
P1.0	0.062	0.075	0.069	0.063
Pmax	0.073	0.079	0.076	0.069

表-29 最大ひび割れ幅と平均ひび割れ幅の測定結果の比較

Max. Crack Width (mm)	C-1		C-1K		C-4		C-4K	
	M/bh^2f_c	Ave. Crack Width (mm)	M/bh^2f_c	Ave. Crack Width (mm)	M/bh^2f_c	Ave. Crack Width (mm)	M/bh^2f_c	Ave. Crack Width (mm)
0.1	0.027	0.08	0.033	0.06	0.034	0.09	0.039	0.06
0.2	0.039	0.11	0.052	0.11	0.047	0.10	0.053	0.14
0.3	0.048	0.13	0.061	0.14	0.054	0.15	0.057	0.14
0.5	0.053	0.25	0.066	0.18	0.059	0.21	0.061	0.27
1.0	0.062	0.43	0.075	0.34	0.069	0.48	0.063	0.47

2) 各試験体の載荷試験後のひび割れ様相

図-67は、C-1供試体およびC-1K供試体の載荷試験後のひび割れ様相を示したものである。主梁部材においては前回のC-1供試体と同様、スパン中央断面における曲げひび割れと、柱部材との接合部における負の曲げモーメントによるひび割れが確認された。一方、柱部材においては、前回のC-1供試体では柱部材の両接合部に曲げモーメントによるひび割れが発生したのに対し、C-1K供試体は柱頭部の山側部のコンクリートが比較的初期の段階より圧壊を生じ、ヒンジの挙動が成されたせいか、柱部材にひび割れの発生は観察されなかった。

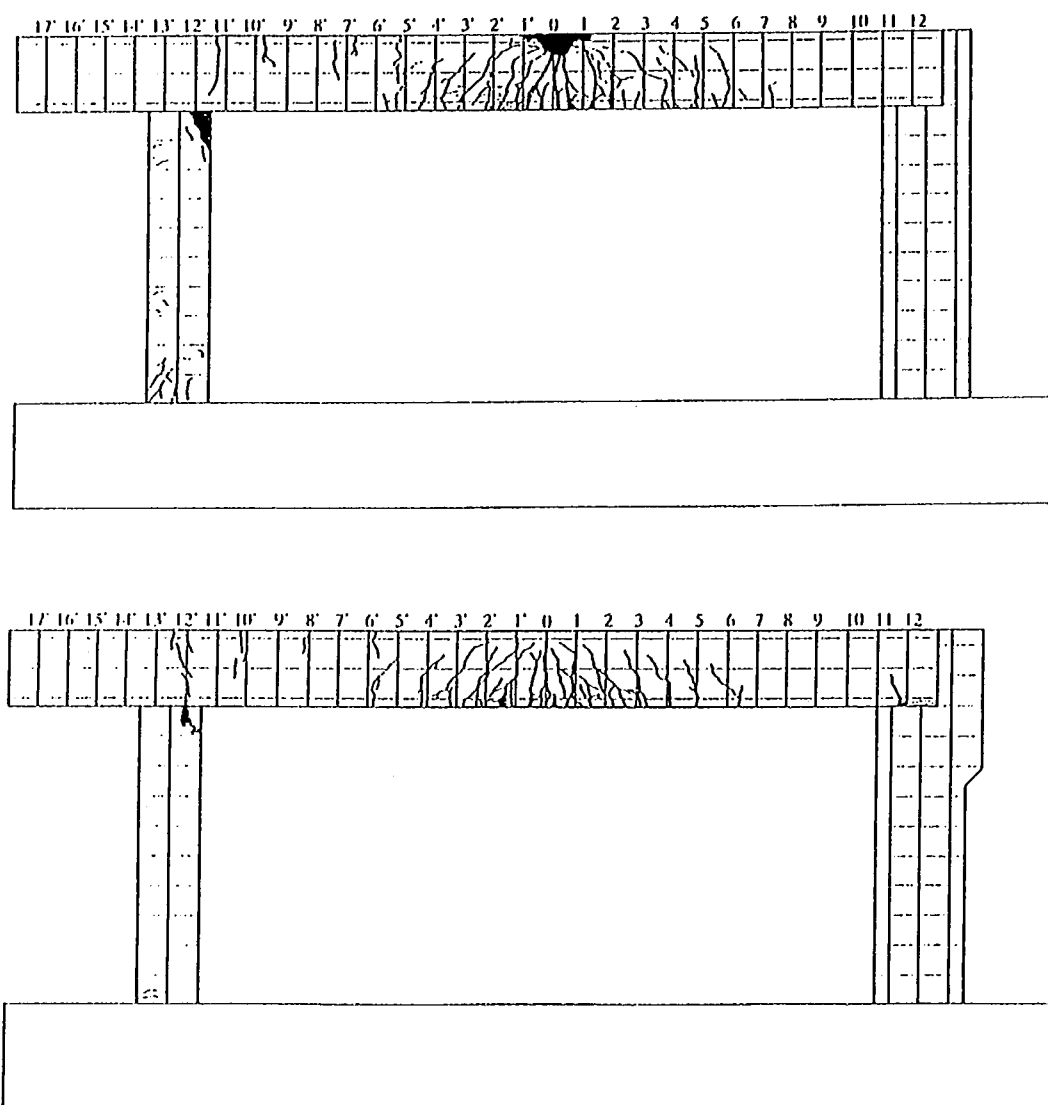


図-67 載荷試験後のC-1供試体およびC-1K供試体の破壊様相

図-68は、C-4供試体およびC-4K供試体の載荷試験後のひび割れ様相を示したものである。主梁部材においては、前回のC-4供試体では柱部材との接合部における負の曲げモーメントによるひび割れの発生が観察されなかったが、C-4K供試体ではこれら負の曲げモーメントによるひび割れが確認された。また擁壁部との接合部には、前回と同様、比較的顕著な斜めひび割れが発生し、曲げせん断的な破壊様相を呈した。一方、柱部材においては、前回のC-4供試体では柱部材の両接合部に曲げモーメントによるひび割れが発生したのに対し、C-4K供試体は柱頭部におけるひび割れの発生は観察されなかった。

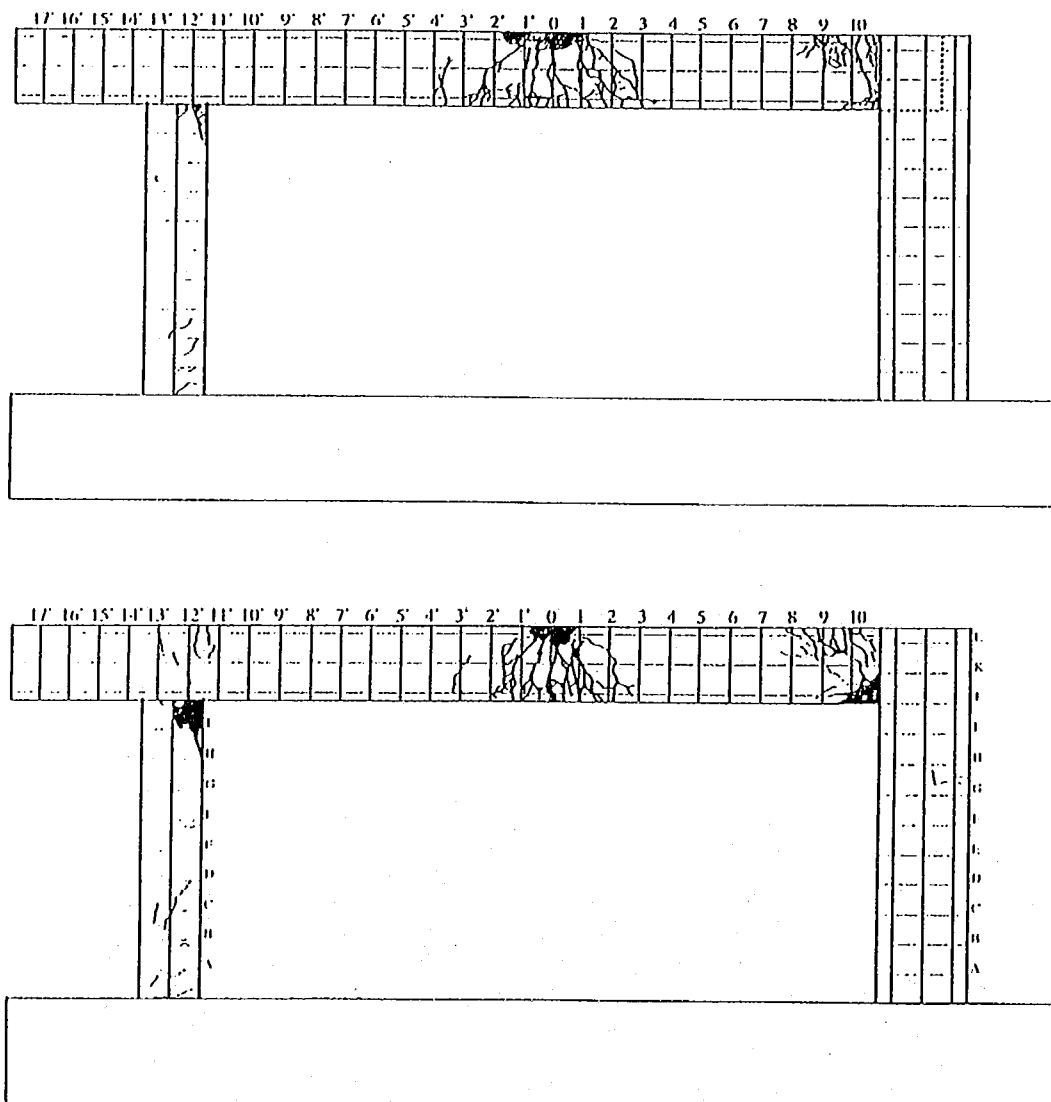


図-68 載荷試験後のC-4供試体およびC-4K供試体の破壊様相

3) 主梁部材の性状

① スパン中央断面の変位とひび割れ様相

図-69は、C-1供試体とC-1K供試体におけるコンクリートの圧縮強度を考慮した無次元値とスパン中央断面の変位の測定結果を示したものである。図に示すように、C-1K供試体は前回のC-1供試体よりも耐荷力が増加する傾向となった。また写真-17は、C-1K供試体の主梁部材中央断面におけるひび割れ様相を示したものである。破壊の性状は、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、曲げ引張破壊の様相を呈して破壊した。

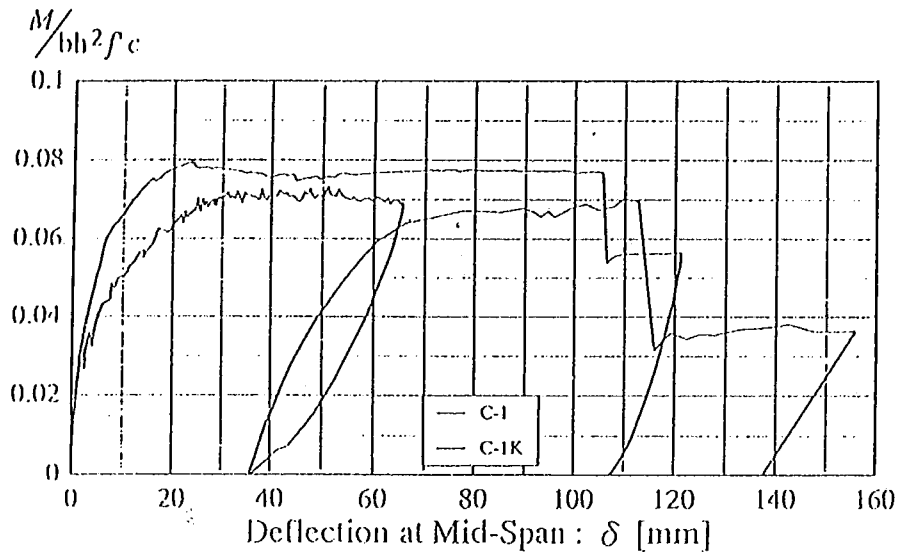


図-69 C-1供試体とC-1K供試体におけるスパン中央断面の変位の関係

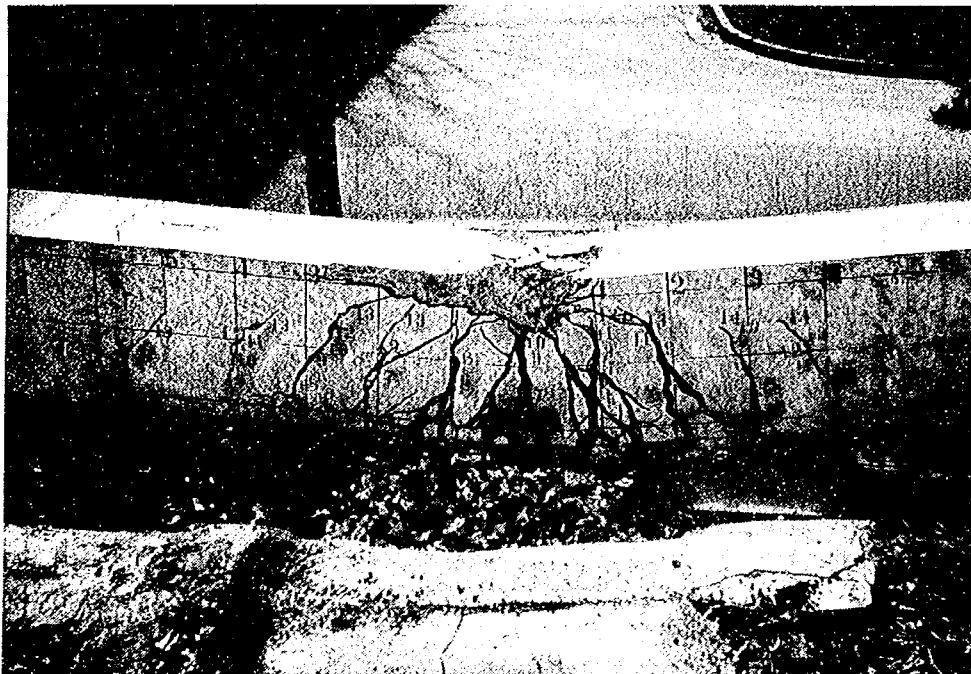


写真-17 主梁部材のスパン中央断面付近のひび割れ様相 (C-1K試験体)

図-70は、C-4供試体とC-4K供試体におけるコンクリートの圧縮強度を考慮した無次元値とスパン中央断面の変位の測定結果を示したものである。図に示すように、C-4K供試体は前回のC-4供試体よりも耐荷力が減少する傾向となった。また写真-18は、C-4K供試体の主梁部材中央断面におけるひび割れ様相を示したものである。破壊の性状は、載荷点の圧縮側コンクリートに圧壊と思われる水平なひび割れが出始めると、徐々に耐力増加が認められなくなり、引張側鉄筋の破断およびPC鋼材の破断により急激に耐力が低下し、曲げ破壊の様相を呈して破壊した。

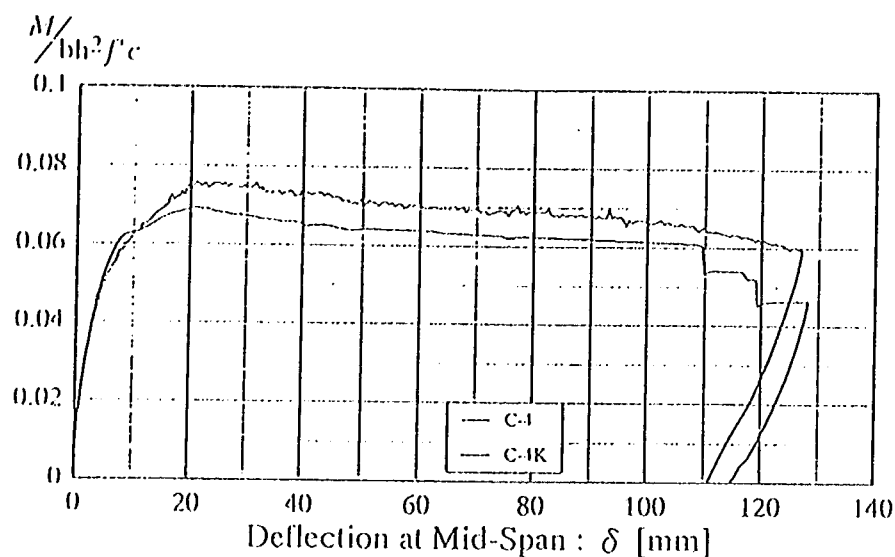


図-70 C-4供試体とC-4K供試体におけるスパン中央断面の変位の関係

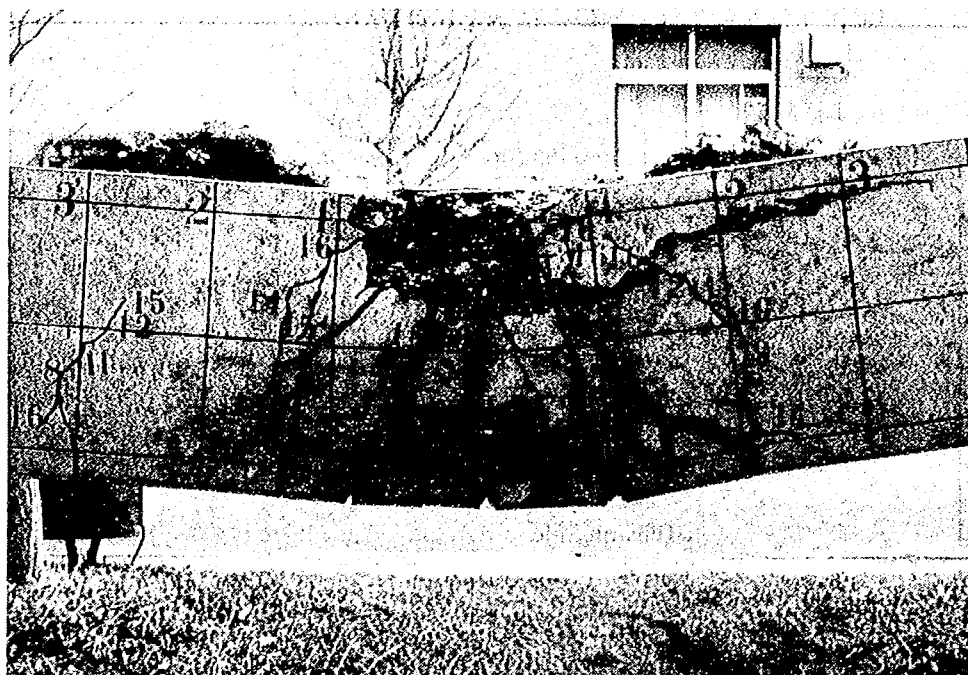
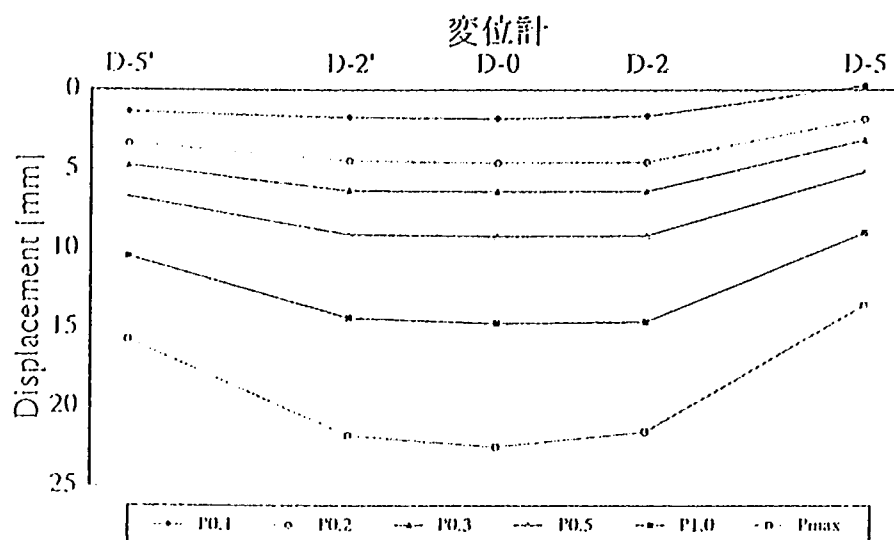


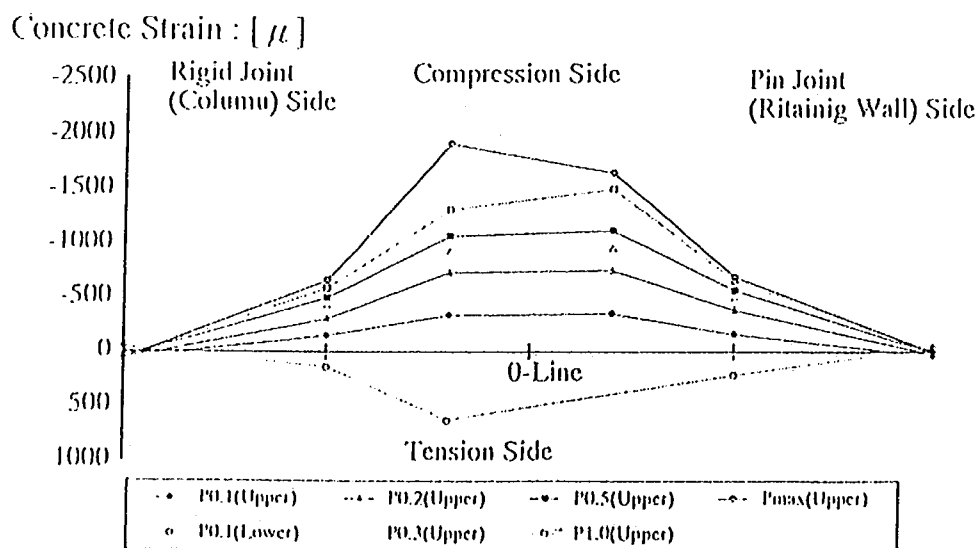
写真-18 主梁部材のスパン中央断面付近のひび割れ様相 (C-4K供試体)

②主梁部材の変位とひずみの性状

図-71は、C-1供試体およびC-1K供試体における主梁部材の変形とC-1K供試体におけるひずみ性状の変化を示したものである。主梁部材の変形性状は、C-1供試体の場合、載荷点中央付近において載荷初期段階からほぼ対称な変形を示しているのに対し、C-1K供試体は、谷側における変位の方が大きくなる傾向を示している。またひずみ分布は、図中（b）に示すように、両接合部ではほとんどひずみが生じておらず、接合方法の違いが主梁部材の変形性状に及ぼす影響はあまり認められなかった。



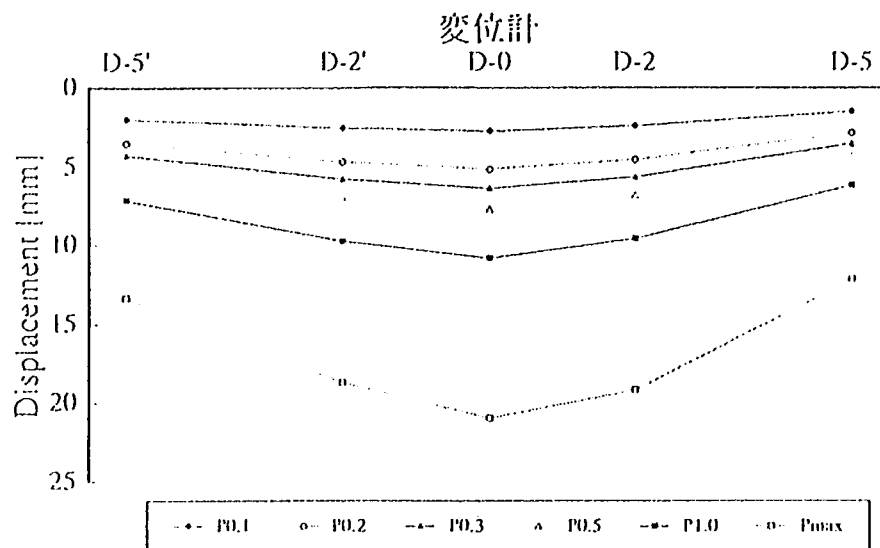
(a) 主梁部材の全体変形の様相 (C-1K供試体)



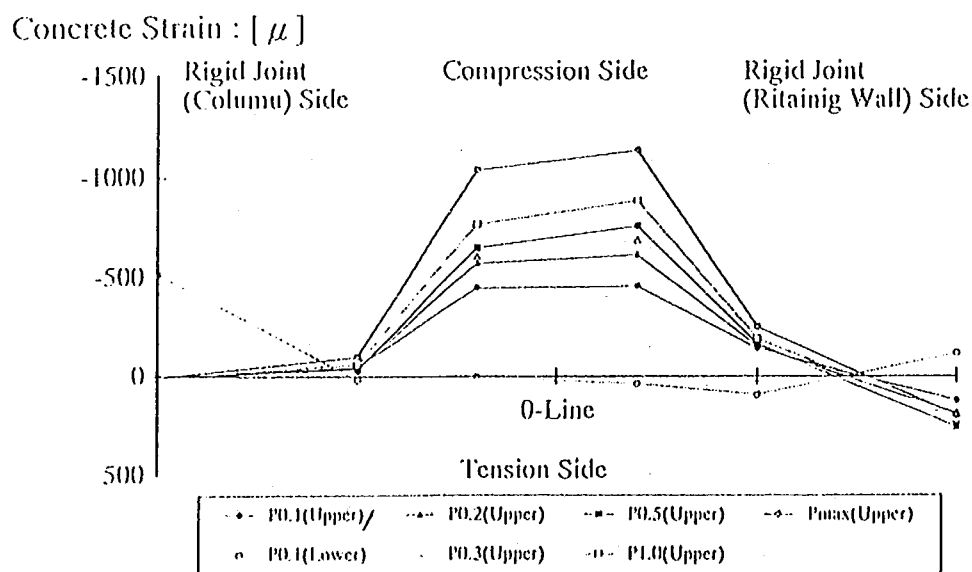
(b) ひび割れ伸展に伴う主梁部材のひずみ分布 (C-1K供試体)

図-71 ひび割れ伸展に伴う主梁部材の様相 (C-1K供試体)

図-72は、C-4供試体およびC-4K供試体における主梁部材の変形とC-4K供試体におけるひずみ性状の変化を示したものである。主梁部材の変形性状は、C-4K供試体の場合、谷側の変形量が前回のC-4供試体より若干大きい、全体的にはほぼ同様な傾向を示した。また接合部付近のひずみ性状は、谷側ではほとんどひずみが生じておらず、山側では負の曲げモーメントと思われるひずみ分布を示している。



(a) 主梁部材の全体変形の様相 (C-4K供試体)



(b) ひび割れ伸展に伴う主梁部材のひずみ分布 (C-4K供試体)

図-72 ひび割れ伸展に伴う主梁部材の様相 (C-4K供試体)

4) 柱部材の性状

図-73、74は、C-1K供試体における柱部材の変位およびひずみの測定結果を示したものである。変位の性状は、荷重増加に伴い谷側の方に変位を示し、最大荷重付近より柱頭部（DH-12' / 13'）は谷側に、柱中間（DH-E）は山側の方に変位する傾向を示した。またひずみの性状は、柱頭部に比較的大きな曲げモーメントが生じているような性状を示し、山側で圧縮、谷側で引張のひずみとなった。

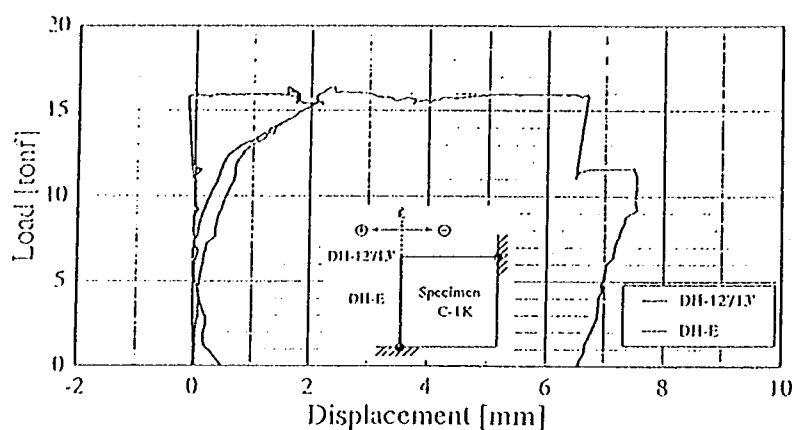


図-73 柱部材の水平の性状（C-1K供試体）

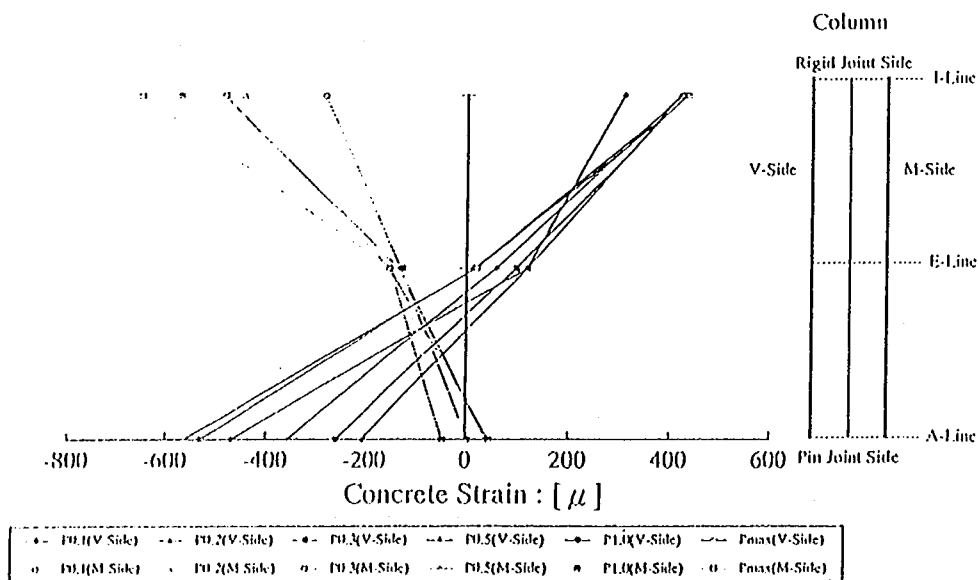


図-74 柱部材のひずみ性状（C-1K供試体）

図-75、76は、C-4K供試体における柱部材の変位およびひずみの測定結果を示したものである。変位の性状は、柱頭部（DII-12' /13'）は最大荷重付近まで変位を示さず、その後、徐々に谷側の方に変位を示し、鉄筋の破断後は山側に戻るような傾向を示した。これに対し、柱中間（DII-E）は荷重増加に伴い山側の方へ変位する傾向を示した。またひずみの性状は、剛節による曲げモーメントの正負の影響が顕著となった。

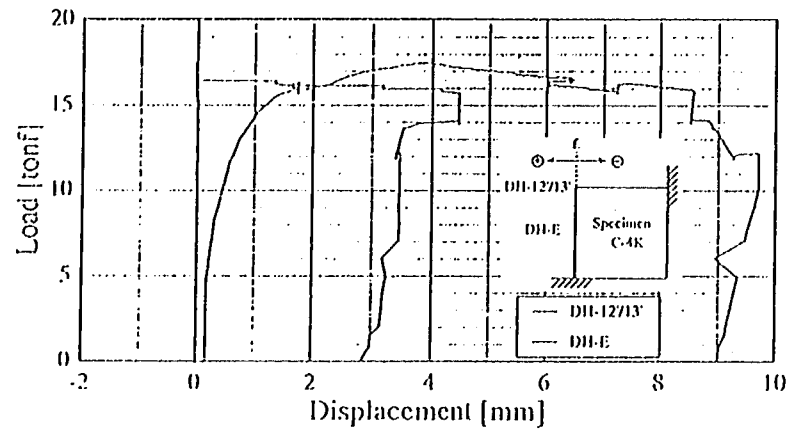


図-75 柱部材の水平の性状（C-4K供試体）

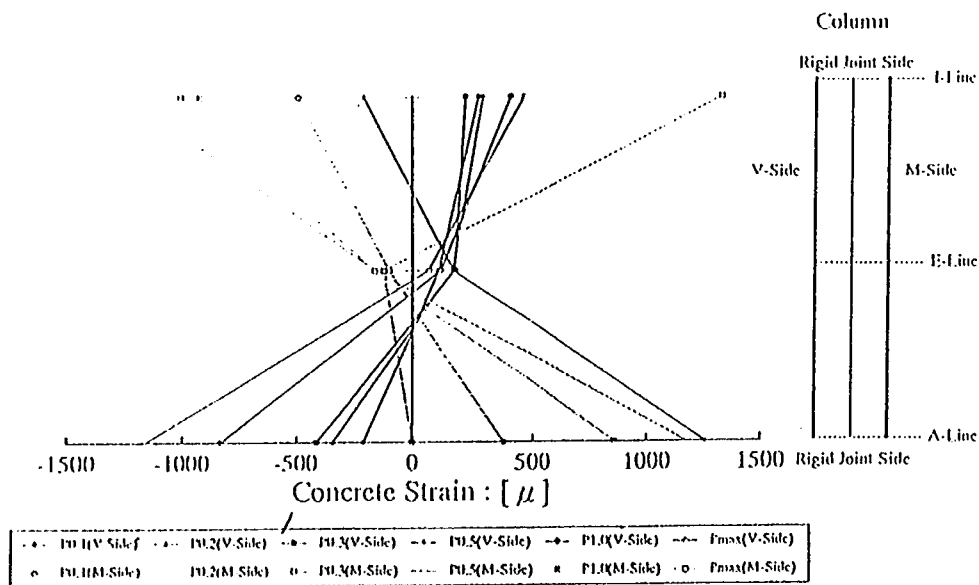


図-76 柱部材のひずみ性状（C-4K供試体）

5) 擁壁部の性状

図-77は、C-1K供試体のひずみの性状を示したものである。図に示すように、C-1K供試体は、C-1供試体と同様、全体的に小さなひずみ値であった。性状的には、C-1K供試体の場合、擁壁頭部山側における引張ひずみが顕著となり、C-1供試体と異なる性状を示した。

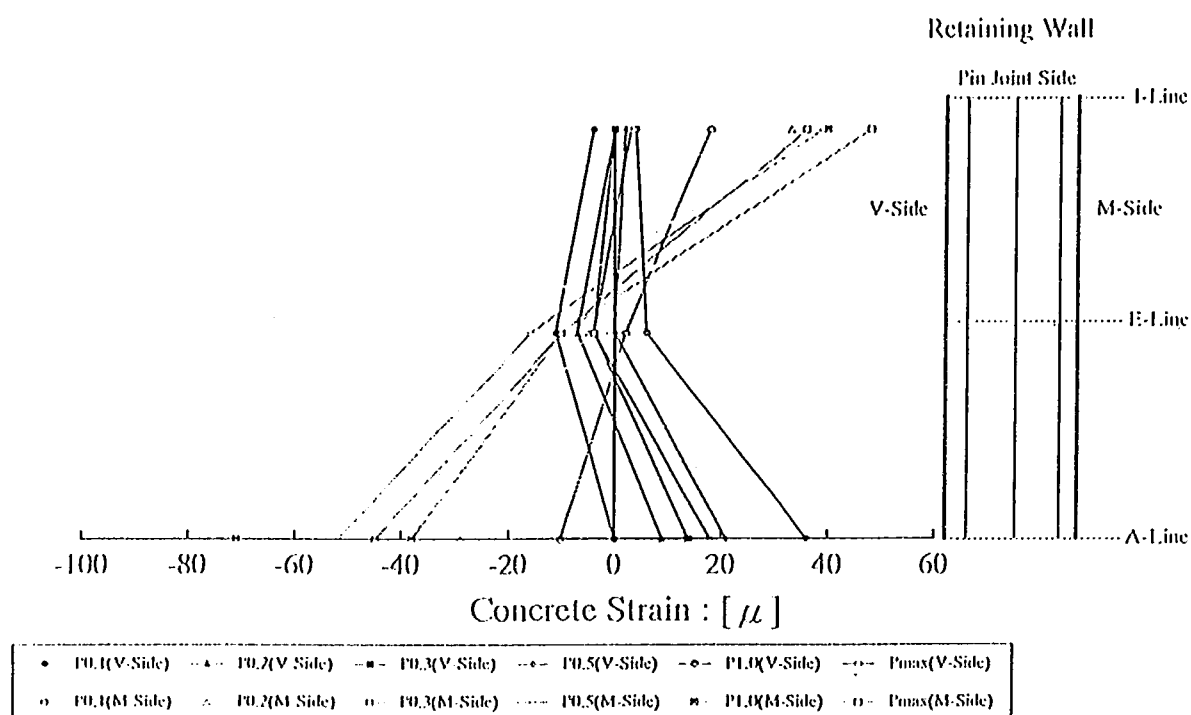


図-77 擁壁部に貼付したコンクリートのひずみ性状 (C-1K供試体)

図-78は、C-4K供試体のひずみの性状を示したものである。図に示すように、C-4K供試体は、C-4供試体と同様、擁壁頭部で比較的大きな曲げモーメントを生じているような性状を示し、山側で引張、谷側で圧縮のひずみとなった。

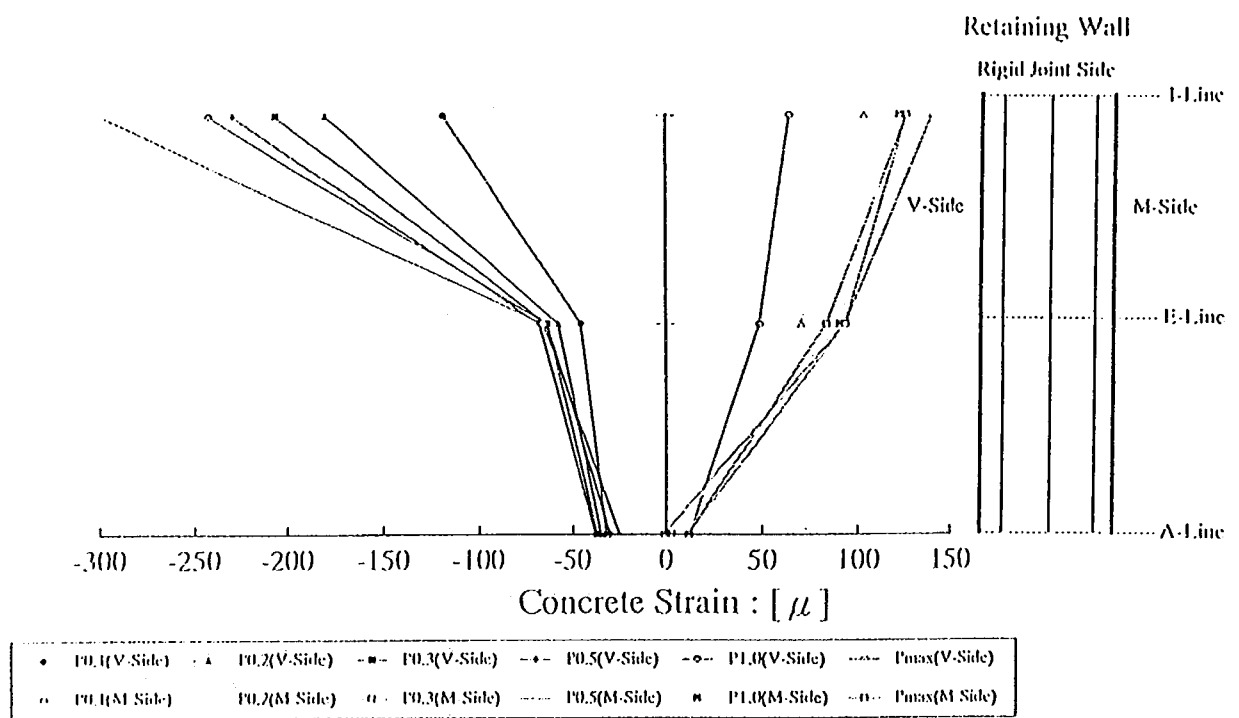


図-78 擁壁部に貼付したコンクリートのひずみ性状 (C-4K供試体)

6) 接合部の性状

① 柱・底版接合部の性状

写真-19は、柱・底版の接合部をヒンジ構造としたC-1K供試体の載荷後のひび割れ様相を示したものである。前回のC-1供試体の場合、比較的初期の段階よりヒンジ部山側にひび割れが発生したのに対し、C-1K供試体は写真に示すように、柱・底版の接合部にひび割れの発生は観察されず、ヒンジ構造とした挙動を示していると思われる。

また写真-20は、柱・底版の接合部を剛節としたC-4K供試体の載荷後のひび割れ様相を示したものである。写真に示すように、C-4K供試体は前回のC-4供試体同様、柱部材の山側に曲げ引張の影響を受けたひび割れが発生した。

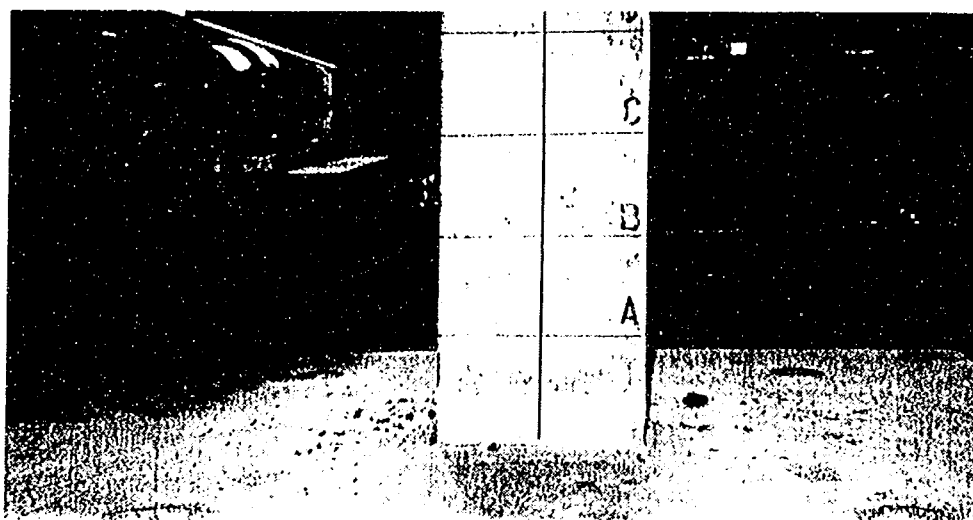


写真-19 柱・底版接合部の様相 (C-1K供試体)

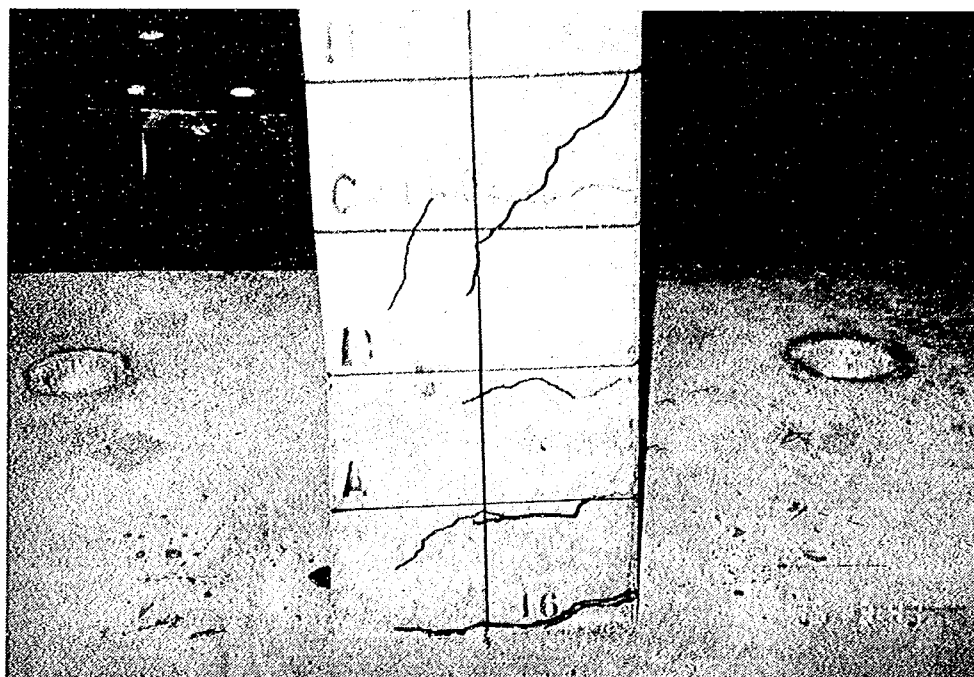


写真-20 柱・底版接合部の様相 (C-4K供試体)

②主梁・柱接合部の性状

主梁・柱接合部は、柱軸方向に配置したPC鋼材のプレストレス力によって剛節構造としたものである。

C-1K供試体は、前回のC-1供試体同様、写真-21に示すように、主梁部材に負の曲げモーメントによるひび割れが発生している。また柱部材頭部山側では、コンクリートの圧壊による剥離が生じた。

また、C-4供試体は、柱部材頭部に引張によるひび割れが谷側に発生しているのに対し、C-4K供試体は、写真-22に示すように、柱部材頭部山側におけるコンクリートの圧壊が比較的初期の段階より生じたせいか、ヒンジのような挙動を示し、ひび割れは観察されなかった。

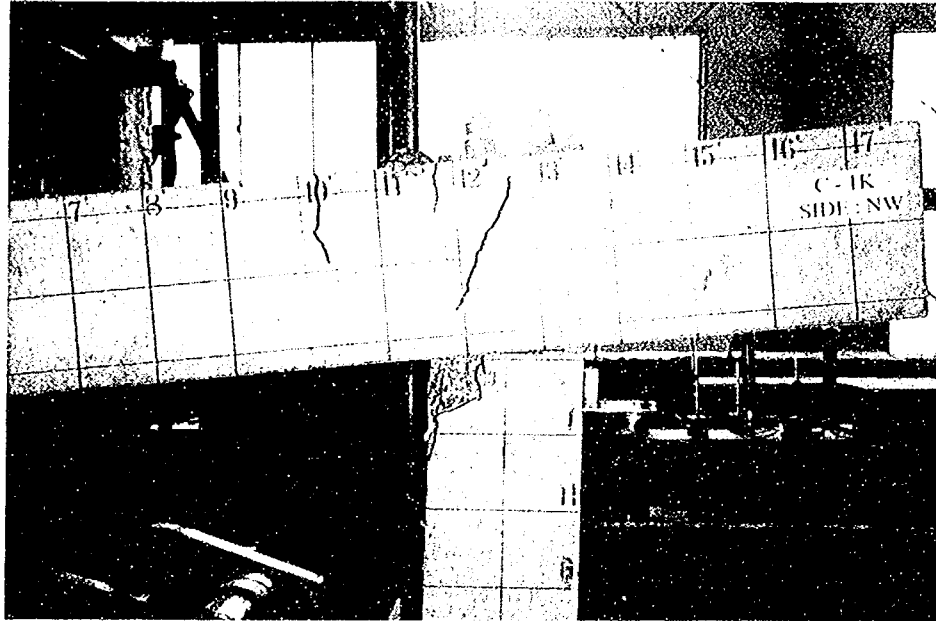


写真-21 主梁・柱接合部の様相 (C-1K供試体)

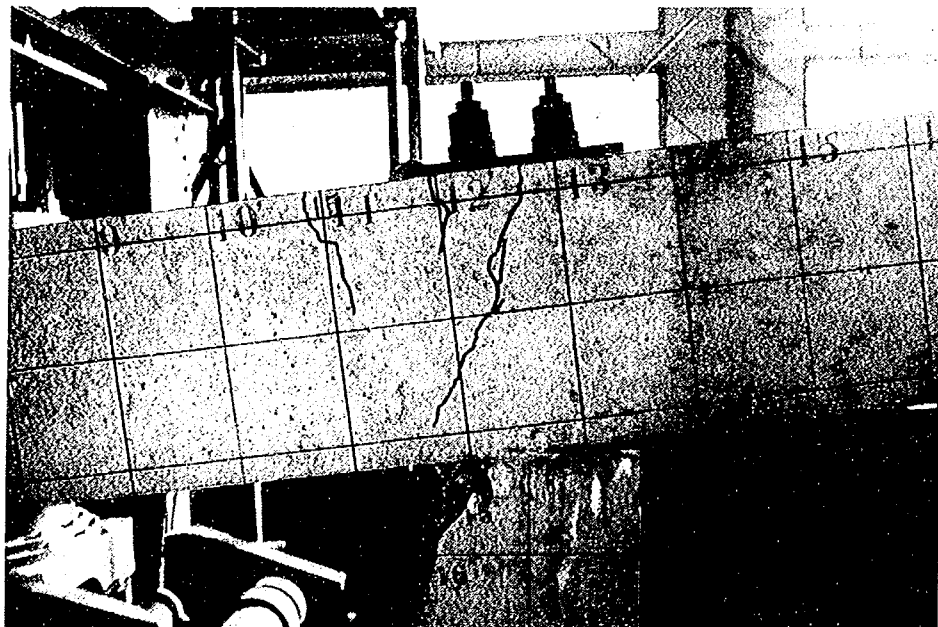


写真-22 主梁・柱接合部の様相 (C-4K供試体)

③主梁・擁壁接合部の性状

写真-23、24は、主梁・擁壁接合部の様相を示したものである。

C-1K供試体は、前回のC-1供試体同様、写真-23に示すように、主梁・擁壁部材接合部におけるアンカーボルトの破断により大きな変形を生じた。

一方C-4K供試体においても、前回のC-4供試体同様、写真-24に示すように、隅角部の曲げ変形に抵抗したようなひび割れ様相が観察された。また、主梁・擁壁接合部を剛節とすることによって、隅角部には比較的初期の段階よりせん断力の影響と思われるひび割れが発生すると、主梁部材が下方に押し下げられるような挙動を示し、ひび割れの開口変位が大きくなった。

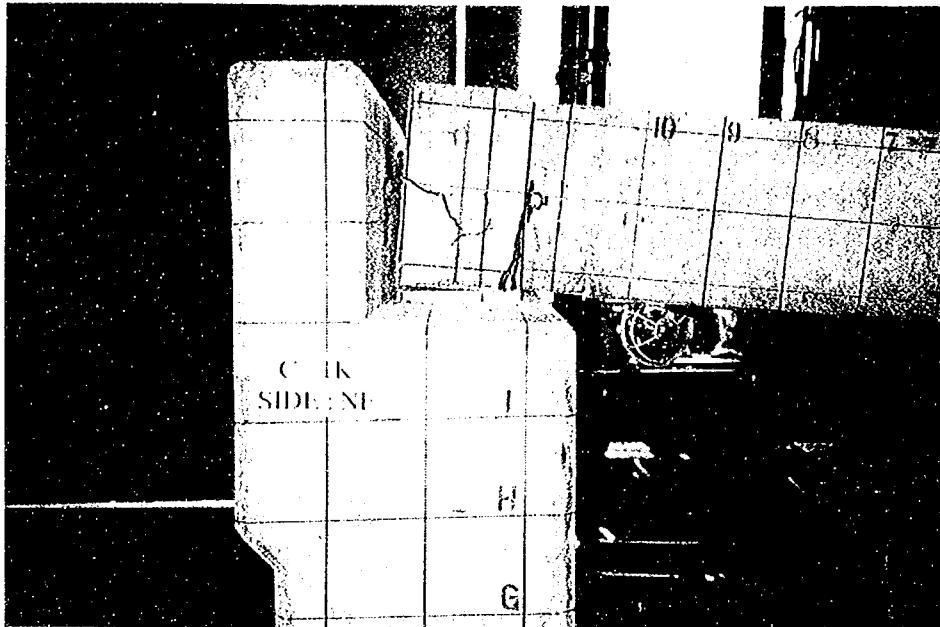


写真-23 主梁・擁壁接合部の様相 (C-1K供試体)

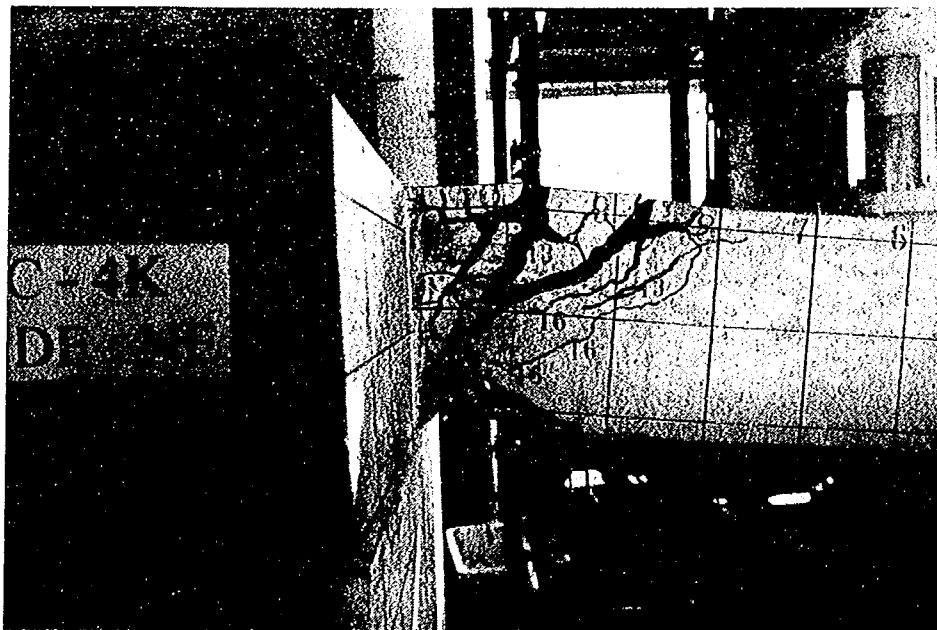


写真-24 主梁・擁壁接合部の様相 (C-4K供試体)

(3) まとめ

ここでは、PRCロックシェッドの構造系モデルに関する改良型の供試体について、静的載荷試験を行なった。これら改良型に関する静的載荷試験結果をまとめれば、改良型の場合、前回の実験結果と比較して、ひび割れ性状、および耐力性状が向上したように思われる。

3.2.3 衝撃载荷実験（繰り返し载荷実験）

(1) 目的

構造形式および鉄筋量の異なる全体系モデルの耐衝撃挙動を調べるために、また後に行う単発载荷実験での落下高を決定する際の参考資料とするために、繰り返し载荷実験を行った。

(2) 実験概要

実験は、前節3.1.3の衝撃载荷実験と同様に、供試体の主梁スパン中央に緩衝材として厚さ25cmのEPSを設置し、この上に重量1tfの自由落下させることによって行った。

(3) 供試体

実験に使用した供試体は、C-1K、C-4Kの2タイプである。供試体のコンクリート強度を表-30.1および30.2に示す。

(4) 緩衝材

繰り返し载荷実験と同様に単位体積重量 30kgf/m^3 、厚さ25cm、面積 $20\text{cm} \times 20\text{cm}$ のEPSを使用した。

(5) 使用センサーと計測方法

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、供試体の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、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。使用したセンサー、計測機器、計測ブロックは前節3.1.3の衝撃载荷実験と同様である。

(6) 実験ケース

繰り返し载荷実験を行った実験ケースを表-31に示す。

表-31 実験ケース

ケースNo.	重錘 (tf)	落下高 (m)
C-1K	1	0.25, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5
C-4K	1	0.25, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5

表-30.1 圧縮強度試験結果

供試体番号 C-1K	最大圧縮応力 S_2 (kgf/cm ²)	S_2 における縦ひずみ (μ)	ヤング係数 (kgf/cm ²)
1	560.51	1458.5	4.19×10^5
主梁・柱 2	513.38	1782.0	3.34×10^5
3	531.21	2158.0	3.49×10^5
平均値	535.03	1799.5	3.67×10^5
1	400.89	1931.0	3.49×10^5
下部工 2	416.56	1772.5	3.65×10^5
3	396.18	1902.5	3.10×10^5
平均値	404.54	1868.7	3.41×10^5

表-30.2 圧縮強度試験結果

供試体番号 C-4K	最大圧縮応力 S_2 (kgf/cm ²)	S_2 における縦ひずみ (μ)	ヤング係数 (kgf/cm ²)
1	703.57	1695.5	4.44×10^5
主梁・柱 2	724.84	1894.5	4.07×10^5
3	703.18	2643.0	3.79×10^5
平均値	710.53	2077.7	4.10×10^5
1	348.41	2095.0	2.92×10^5
下部工 2	393.63	2091.5	3.10×10^5
3	406.37	2012.0	3.12×10^5
平均値	382.80	2066.2	3.05×10^5

(7) 実験結果

1) 重錘衝撃力と落下高の関係

重錘衝撃力と主梁中央変位の関係を、C-1およびC-4の実験結果とともに図-79示す。ここで、重錘衝撃力は、重錘の重量に重錘の最大加速度を乗じたものである。

同一の落下高に対する重錘衝撃力の値は、門形構造のC-4およびC-4Kの方が、逆L形式のC-1およびC-1Kよりも多少大きくなっている。また、C-1およびC-1Kでは、重錘衝撃力は、落下高100cm以降も比例的に増加しているが、C-4およびC-4Kでは落下高150cm以降重錘衝撃力が減少している。これは、落下高が高くなると繰り返し載荷の影響により、主梁と擁壁の接合部のひび割れが大きく開口し、この部分の緩衝によるものと思われる。

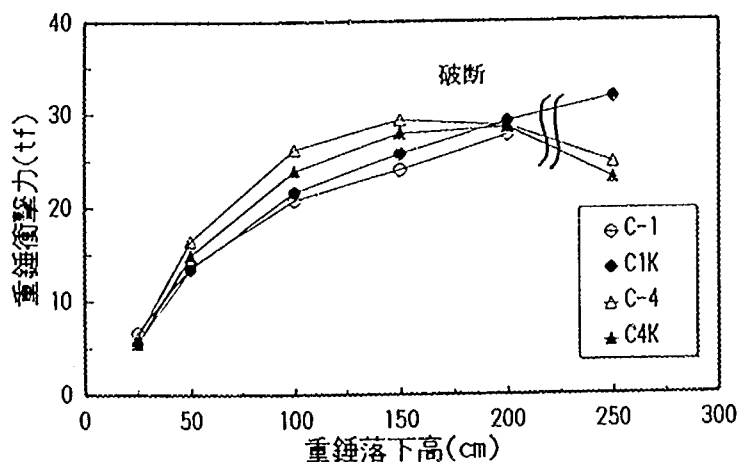


図-79 重錘衝撃力と落下高の関係

2) 重錘位置エネルギーと主梁中央変位の関係

重錘位置エネルギーと主梁中央変位の関係を、C-1およびC-4の実験結果とともに図-80に示す。

同一の重錘位置エネルギーの実験に対する主梁中央の変位は、位置エネルギー2tf・mまではC-1を除く3タイプがほぼ同様な傾向を示しており、C-1が多少大きな変位量を示している。C-1は位置エネルギー2tf・mの実験において主梁の引張側鋼材が破断したが、他の3タイプは位置エネルギー2.5tf・mの実験で主梁が破断した。これらの結果から、単発実験では初回の落下高を2.5mと決定した。

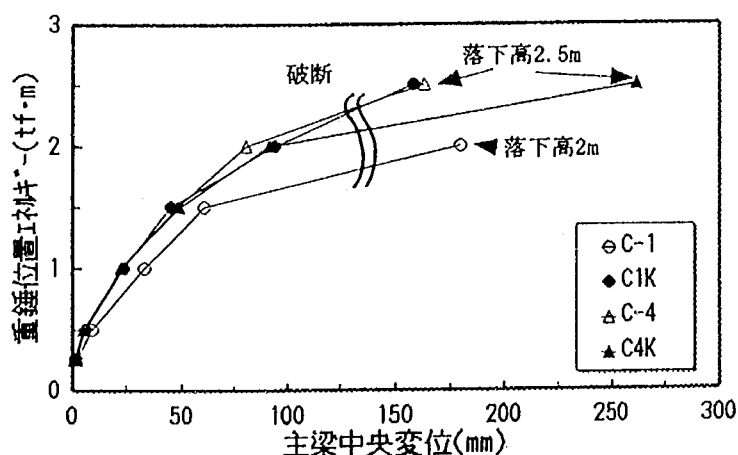


図-80 重錘位置エネルギーと主梁中央変位の関係

3) 繰り返し載荷における主梁の変位

図-81はC-1KおよびC-4Kの各落下高の実験に対する主梁の最大変位分布である。

落下高150cmまでは、両供試体とも主梁中央の変位は、ほぼ同じであるが分布形状についてはC-1Kは主梁全体が比較的なめらかに変形しているのに対して、C-4Kは中央が鋭角になっている。

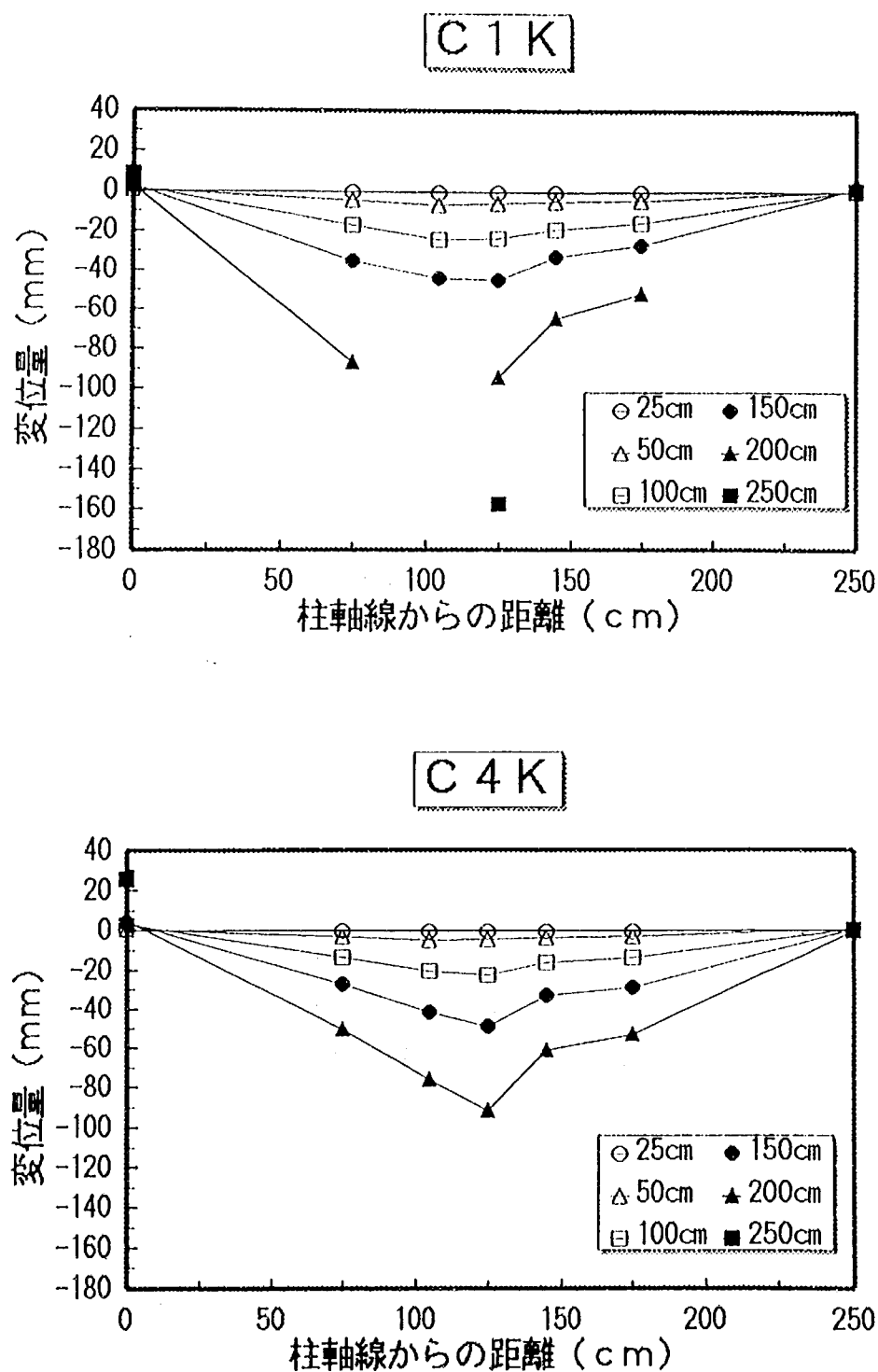


図-81 各落下高に対する主梁の変位量

3.2.4 衝撃載荷実験（単発載荷実験）

(1) 目的

構造形式および鉄筋量の異なる全体系供試体の単発衝撃載荷時の挙動を調べるために、重錘落下衝撃載荷実験を行った。

(2) 実験概要

実験は、繰り返し載荷実験と同様に、供試体の主梁スパン中央に緩衝材として厚さ25cmのEPSを設置し、この上に重量1tfの自由落下させることによって行った。

(3) 供試体

実験に使用した供試体は、C-1、C-1K、C-4Kの3タイプである。

(4) 緩衝材

繰り返し載荷実験と同様に単位体積重量 30kgf/m^3 、厚さ25cm、面積 $20\text{cm} \times 20\text{cm}$ のEPSを使用した。

(5) 使用センサーと計測方法

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、供試体の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、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。使用したセンサー、計測機器、計測ブロックは繰り返し載荷実験と同様である。

(6) 実験ケース

単発載荷実験を行った実験ケースを表-32に示す。

表-32 実験ケース

ケースNo.	重錘 (tf)	落下高 (m)
C-1	1	2.0, 2.25, 2.5
C-1K	1	2.5, 3.0, 3.5
C-4K	1	2.5, 3.0, 3.5

(7) 実験結果

1) 加速度波形

図-82は、構造形式の異なるC-1K供試体とC-4K供試体の落下高3.5mの実験での重錘加速度波形である。両波形とも、重錘衝突後急激に立ち上がり最大値を示している。その後の波形は供試体によって多少異なっており、C-1Kは、第1ピーク発生後に最大値の5割程度の第2のピークがあり、その後は台形状の波形となっている。C-4Kは、C-1Kでみられた台形状の平坦部がなくピーク以降比較的なめらかに減少している。重錘衝突からピーク値までの時間は両供試体とも約30msec、波形の継続時間はC-1Kが約150msec、C-4Kが約200msecとなっている。その後のリバウンドによる波形については、C-1Kの方がC-4Kに比較しピーク値が大きくまた載荷時間が短くなっている。

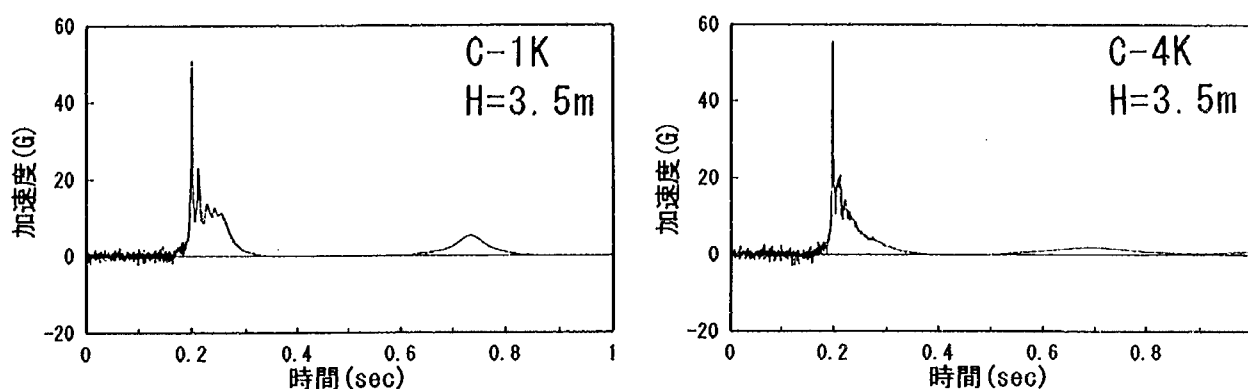


図-82 加速度波形 (C-1K、C-4K、H=3.5m)

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落下高の関係を図-83に示す。ここで、重錘衝撃力は、重錘重量に重錘の最大加速度を乗じたものである。重錘衝撃力は、落下高の増加に伴い比例的に増加している。供試体別傾向を見ると、落下高3mまでは、同じ落下高では、逆L形式のC-1K、門形式のC-4K、逆L形式のC-1の順に重錘衝撃力が多少大きくなっている。

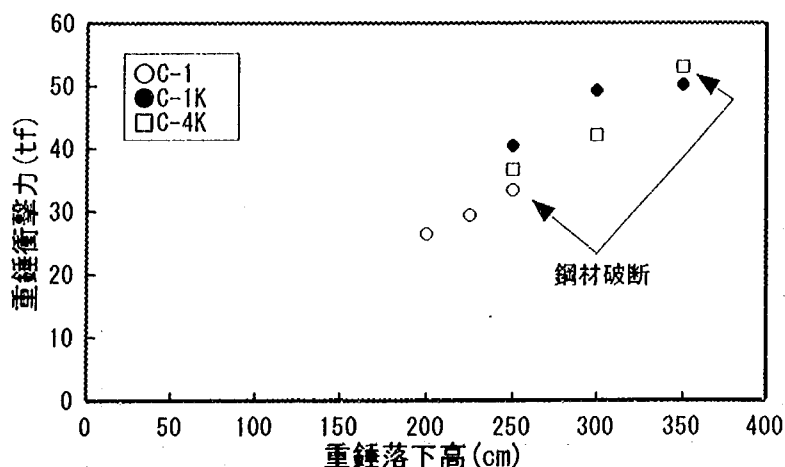


図-83 重錘衝撃力と落下高の関係

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-84に示す。静的载荷実験では荷重15tf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、衝撃载荷実験での重錘衝撃力と変位の関係では、C-1が約30tf、C-1Kが約50tf、C-4Kでは主梁の鋼材が落下高3.5mで破断したにもかかわらず約55tfまで重錘衝撃力は落下高に比例して増加している。また、主梁中央の変位に着目すると、静的実験では、中央変位が110mm程度になった時点で引張側鋼材が破断したが、衝撃実験ではさらに大きな変位量で破断しているように思われる。

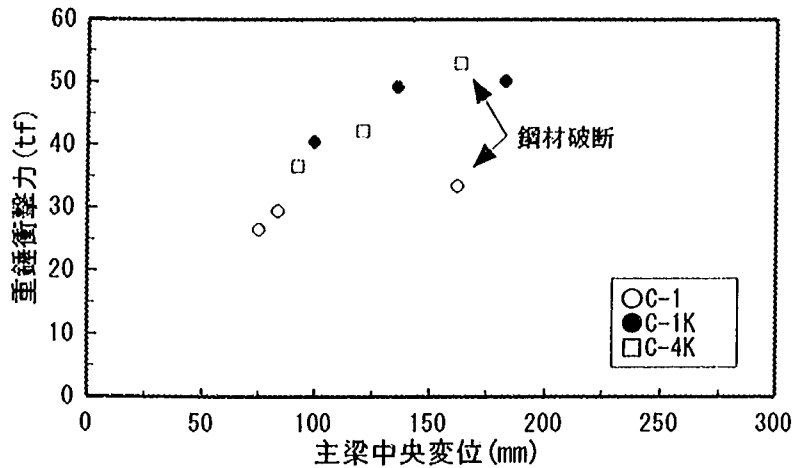


図-84 重錘衝撃力と主梁中央変位の関係

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-85に示す。設計荷重相当の重錘衝撃力が発生した実験の位置エネルギー0.25tf・mを基準とすると、C-1は2.25tf・m（設計条件の9倍）、C-4Kは3tf・m（設計条件の12倍）、C-1Kは3.5tf・m（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供試体の2.25tf・m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。

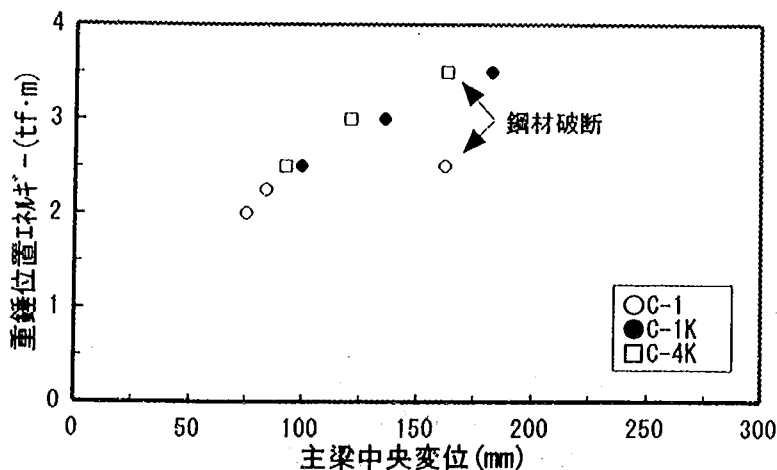


図-85 重錘位置エネルギーと主梁中央変位の関係

5) ひび割れ発生状況

① 主梁中央部

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-25に示す。主梁中央部には載荷点（写真右側の主梁側面に加速度計設置痕のある断面）を中心として曲げひび割れが発生している。また載荷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。破壊形態は載荷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-26に示す。主梁中央部には載荷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-27に示す。主梁中央部のひび割れは、C-1K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。また、PC鋼材2本と引張側鉄筋4本全てが破断した。

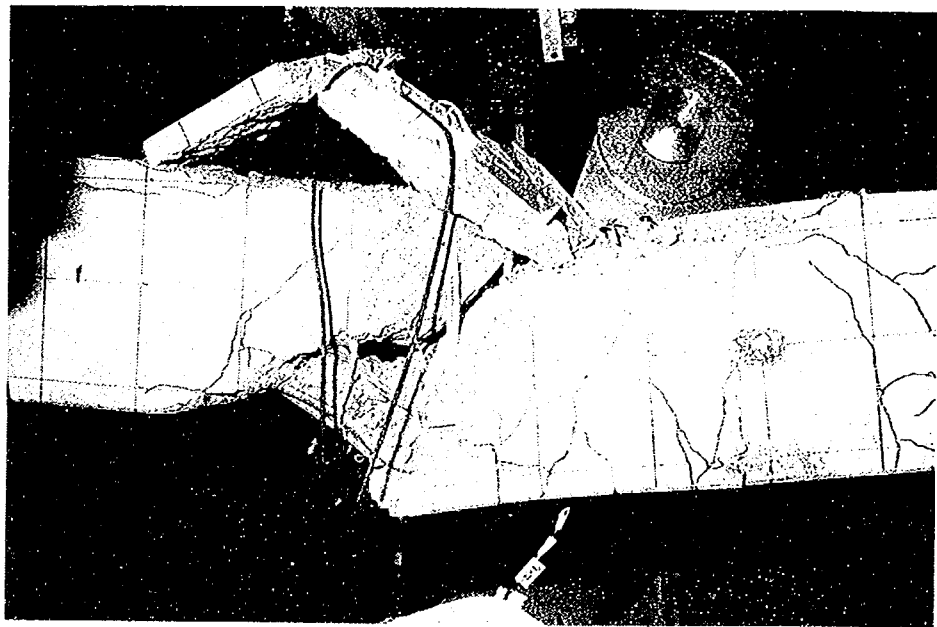


写真-25 主梁中央部のひび割れ状況 (C-1、H=2.5m)

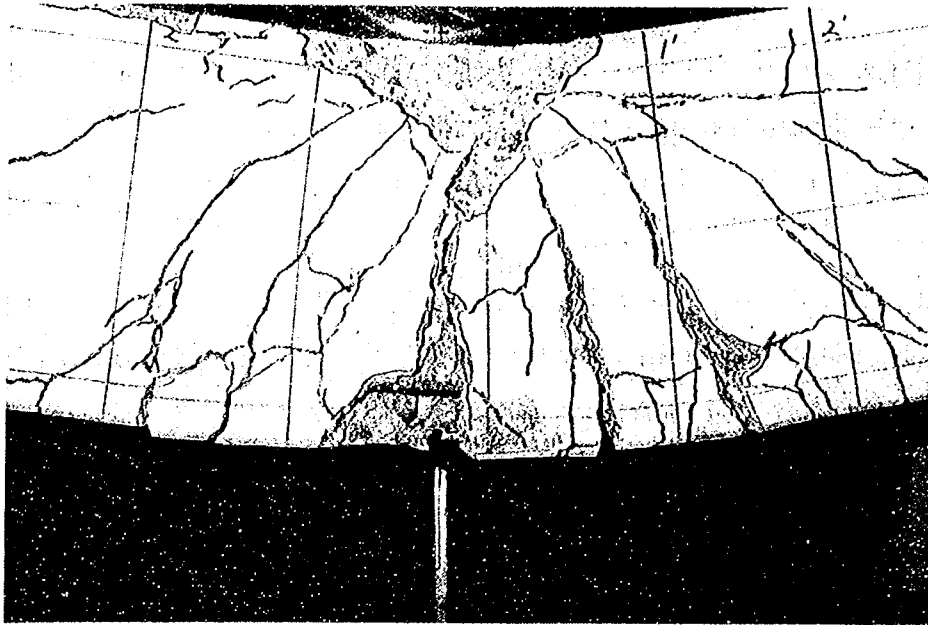


写真-26 主梁中央部のひび割れ状況 (C-1K、H=3.5m)

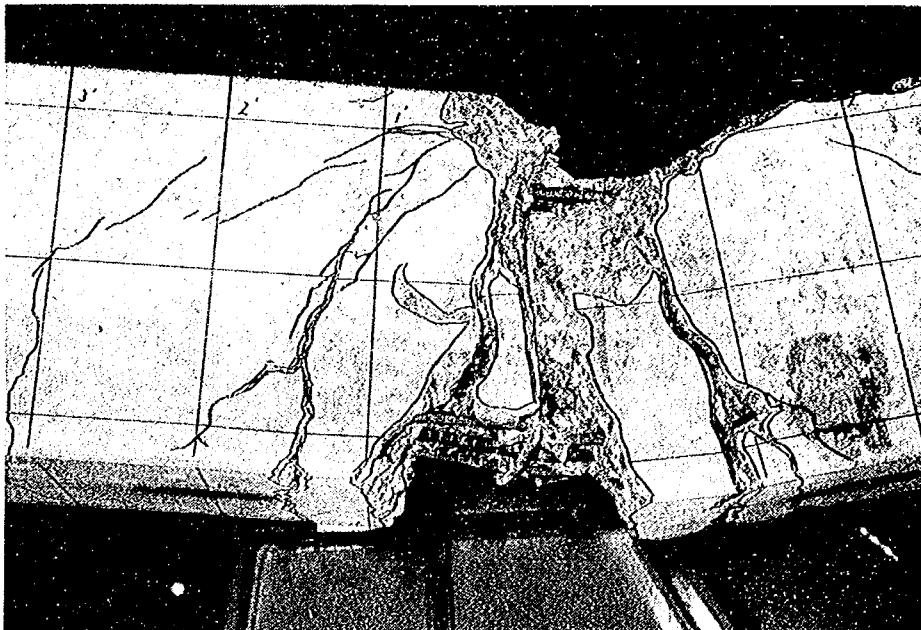


写真-27 主梁中央部のひび割れ状況 (C-4K、H=3.5m)

②主梁と擁壁の接合部

C-1K供試体の落下高3.5mにおける実験後の主梁と擁壁の接合部の状況を写真-28に示す。過去の実験では擁壁パラペット部が付け根より曲げ破壊したため今回の供試体はパラペット部を厚くし補強している。このためパラペット部には損傷が見られなかったが水平アンカー1本が破断した。C-4K供試体の落下高3.5mにおけるひび割れ状況を写真-29に示す。主梁上部のコンクリート打ち継ぎ面より擁壁に向かって斜めひび割れが発生し、この部分の鉄筋が引き延ばされ主梁が下方に移動している。また接合部下部のコンクリートが圧壊により剥離している。

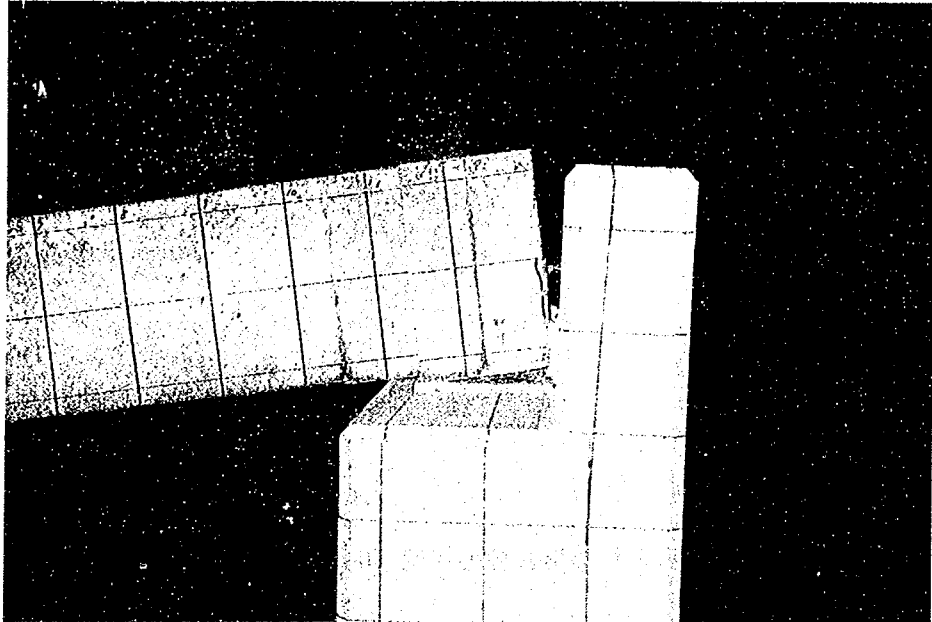


写真-28 主梁と擁壁の接合部の状況 (C-1K、H=3.5m)



写真-29 主梁と擁壁の接合部のひび割れ状況 (C-4K、H=3.5m)

③主梁と柱の接合部

C-1K供試体の落下高3.5mにおける実験後の主梁と柱の接合部の状況を写真-30に示す。主梁上部には負の曲げモーメントによるひび割れが発生している。接合部は、主梁の変形により、柱部のPC鋼材が引き延ばされ、接合部が25mm開口し柱上部の擁壁側コンクリートが圧壊している。過去に行ったC-1Kの繰返し載荷実験では、落下高1.5mまでは主梁と柱の接合部に開口は見られなかった。また、C-1およびC-4Kについても単発載荷実験時の載荷荷重が大きいためかC-1Kと同様な性状を示した。



写真-30 主梁と柱の接合部の状況 (C-1K、H=3.5m)

④柱部材のひび割れ状況

C-1供試体の落下高2.5mにおける実験後の柱部材のひび割れ状況を写真-31に示す。柱部材には、曲げによるひび割れが発生している。他の供試体については、静的載荷実験と同様に、柱の両接合部にひび割れが発生するか、あるいは柱上部の擁壁側コンクリートが比較的初期の段階で圧壊し、ヒンジ化した場合には、ひび割れはあまり発生しなかった。



写真-31 柱のひび割れ状況 (C-1、H=2.5m)

(8) 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、主梁の鉄筋量を増加したC-1Kやヒンジ部を剛接したC-4Kの方が重錘の位置エネルギーでそれぞれ1.6倍、1.3倍の落石に抵抗できる結果となった。これは、C-1K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、C-4Kについては、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、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。

3.3 各接合部の接合法に関する検討

全剛接構造については” 3.1” および” 3.2” において、その耐衝撃性に対する有効性の検討が行われている。そこで、現段階ではその接合部についての挙動や応力分布等、明らかにされていない部分も多いが、ここではその接合部の構造と設計方法について検討を行なった。よって、ここに示した構造および設計方法は一例を示したにすぎず、実験等による確認がなされたものではない。全剛接構造としての接合部を設計する場合は、試験等により、接合部の挙動や耐力等を確認する必要がある。

また、従来の逆Lタイプの梁山側端および柱下端を剛結剛とする場合、その結剛時期により全体構造系に与える影響が異なることになる。そこで、一般的と思われる施工順序を図-86に示す。

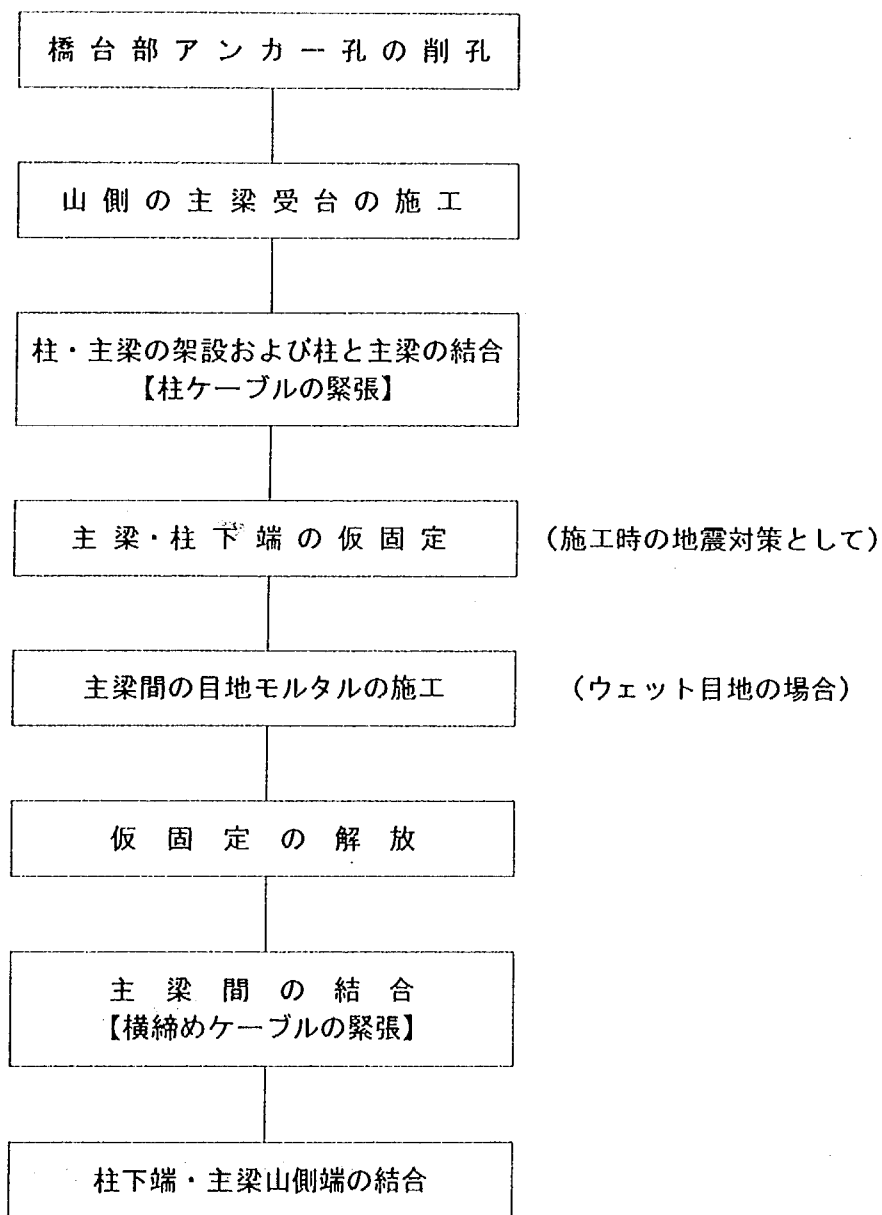


図-86 剛結合する場合の一般的な施工順序

3.3.1 谷側柱下端の剛接方法の検討

(1)概説

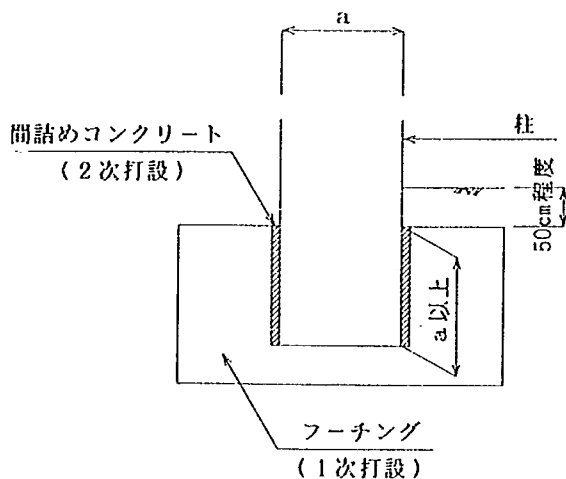
プレキャスト製の柱と現場打ち谷側下部工とを接合する場合の、一般的に実現可能と思われる例を示したものである。なお、設計方法としては本例に比較的近い構造である”既成杭とフーチングの接合”に準拠して行うこととする。なお、フーチング本体の設計については、ここでは割愛する。

(2)工法概要

ロックセットが設置される箇所は、地形・地質等の条件が多様多様であるので、現地固有の条件に合致した工法を選択することが望ましい。

本提案では、以下に示す2つの工法を例にとり、その設計方法を記載する。

1)箱抜きによる方法

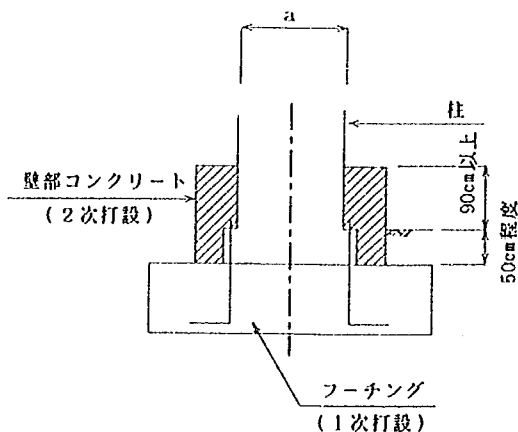


箱抜き施工されたフーチングを打設し、その硬化後に、柱長辺 a 以上の深さで柱を建て込む。

柱位置決めを行った後、間詰めコンクリートで固定する。

この方法は、杭基礎設計便覧に紹介された「方法 A」に相当する。

2)巻き立てによる方法



壁部用の軸筋を立ち上げてフーチングコンクリートを打設する。下端部に突起を有する柱を建て込み位置調整を行う。フーチングから立ち上げられた鉄筋を柱突起部に巻き立てるように加工・配筋する。壁部配筋が完了後、壁部コンクリートを打設する。この方法は柱下端突起を利用して連結するのが特徴であり、壁部が防護柵を兼用できる。

3) その他の工法

柱下端部剛接工法としては、上記の工法その他、様々なものが考えられる。その1つとして鋼板ベースプレートによる接合工法も考えられるが、設計のみならず施工時の検討も重要となるので、注意を要する。

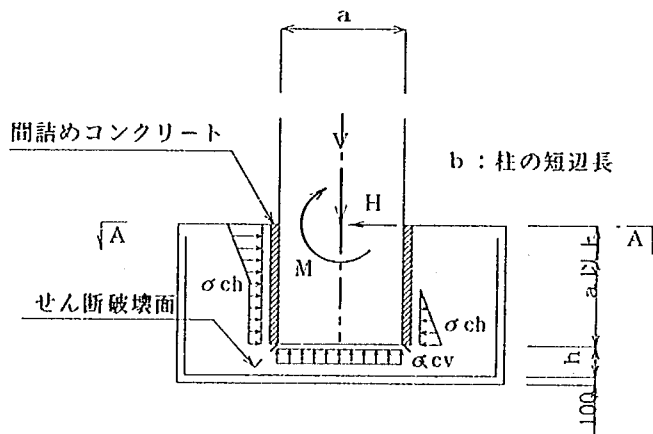
(3) 設計方法 (案)

柱と下部工との結合条件は剛として検討を行うこととする。なお、剛接合の確認は、解析、実験等により別途行うこととする。

1) 箱抜きによる方法

① 概要

PHC杭とフーチングの結合に準拠して設計する。柱はPC製であるが、下端部はカットオフしないため、プレストレスの技出しは考慮不要となる。結合部の設計は与えられた柱反力（M、V、H）に対し、以下の検討を行う。なお、柱には引抜力が生ずる可能性はほとんどないので、フーチングの引抜せん断応力度の検討は行わない。



検討項目

- ① 柱本体（下端部）の検討
- ② フーチングの押抜せん断応力度
- ③ フーチングの垂直支圧応力度
- ④ フーチングの水平支圧応力度

② 柱本体の検討

A-A断面で照査を行う。柱はポストテンションでプレストレスが導入されるため、柱反力（M、V、H）に対してプレストレスを考慮して検討を行う。

③ フーチングの押抜せん断応力度： τ_v

$$\tau_v = \frac{V}{2 * (a + b + 2h) * h} \leq \tau_a \quad (\text{許容押抜せん断応力度})$$

④ フーチングの垂直支圧応力度： σ_{cv}

$$\sigma_{cv} = \frac{V}{a * b} \leq \sigma_{ca} \quad (\text{許容支圧応力度})$$

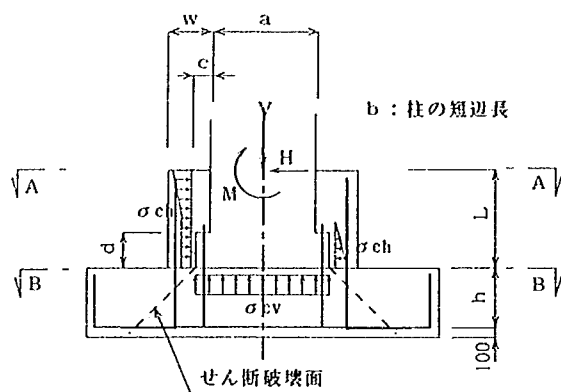
⑤フーチングの水平支圧応力度： σ_{ch}

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{b * L} + \frac{6M}{b * L^2} \leq \sigma_{ca}$$

2) 巻き立てによる方法

①概要

杭およびフーチングの設計に準拠して行う。断面力の計算は柱部分及びA～B部で区切って部材設定しても良いが、A～B部の剛性が柱に比べて大きい場合、便宜上A点を固定支承点として計算し、その断面力（反力）をA点及びB点の検討に用いる。結合部については、着目点の断面力（M、V、H）に対して以下の検討を行う。



検討項目

- ① 柱本体（下端部）の検討
- ② 壁部の検討
- ③ 柱下端部突起の検討
- ④ フーチングの押抜せん断応力度
- ⑤ " 垂直支圧応力度

②柱本体の検討

A-A断面で照査を行う。柱はポストテンションでプレストレスが導入されているため、断面力（M、V、H）に対してプレストレスを考慮して検討を行う。

③壁部の検討

壁部の検討は、壁部の水平支圧応力度、谷側パラペット部、壁部躯体の検討の3点について行う。

a) 壁部の水平支圧応力度： σ_{ch}

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{b * L} + \frac{6M}{b * L^2} \leq \sigma_{ca} \quad (\text{許容支圧応力度})$$

b) 谷側パラペット部の検討

平成2年に示された建設省事務連絡の方法に従って検討を行う。但し、曲げモーメントMが作用しているため、設計用水平力H'は以下の式で補正する。

$$H' = H + \frac{M}{L}$$

c) 壁部躯体の検討

外力 (M, H) に対して B-B 断面で柱部分を無視した鉄筋コンクリート断面として設計を行う。壁部は柱を取り囲むように一体打設されており、かつ柱間隔も 1.5m 程度となるため、その有効幅は柱間隔を用いることとする。

d) 水平押拔せん断力の検討

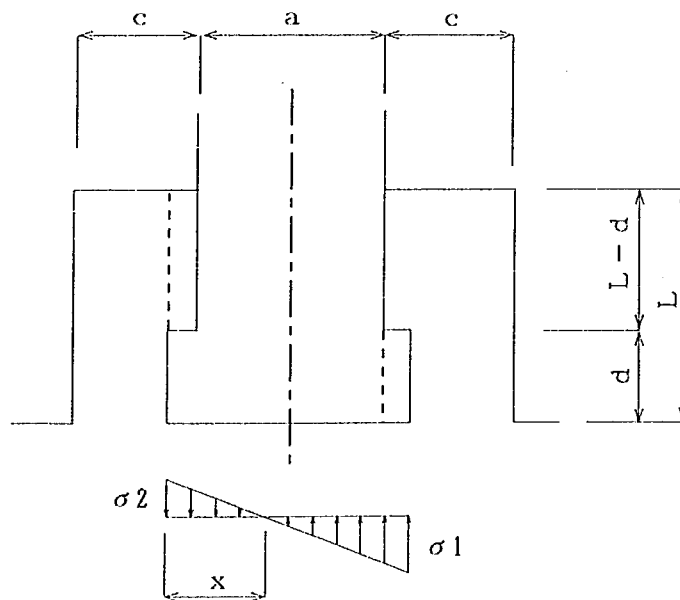
外力 H に対して壁部の水平押拔せん断力の検討を行う。

$$\tau = \frac{H}{(2 * 2^{1/2} w (l - d) + 1/2 (b + w) * 2^{1/2} (w - c))}$$

$$\leq \tau a$$

④ 柱下端部突起の検討

突起部底面に作用する力を、反力 M, V により以下の通りに仮定する。



$$\sigma_{1,2} = \frac{V}{(a + 2c) * b} \pm \frac{6M}{(a + 2c)^2 * b}$$

a)突起部のせん断の検討

$$\tau = \frac{\sigma_1 * c}{d} \leq \tau_a \quad (\text{許容せん断応力度})$$

b)パラペット部のせん断の検討

σ_2 が負の場合は、せん断面に作用する力 T を想定し、以下の検討を行う。

$$x = \frac{\sigma_2 * (a + 2c)}{\sigma_1 - \sigma_2}$$

$$T * x = \frac{2}{3} x * \frac{\sigma_2 * x}{2}$$

$$T = \frac{\sigma_2 * x^2}{3}$$

$$\tau = \frac{T}{(1-d) * (b + 1-d)} \leq \tau_a \quad (\text{許容せん断応力度})$$

⑤フーチングの押抜せん断応力度： τ_v

$$\tau_v = \frac{V}{2(a+2c+b+2h)h} \leq \tau_a \quad (\text{許容せん断応力度})$$

⑥フーチングの垂直支圧応力度： σ_{cv}

$$\sigma_{cv} = \frac{V}{(a+2c)*b} \leq \sigma_{ca} \quad (\text{許容支圧応力度})$$

(4) 設計計算例

1) 設計条件

構造形式	…… 3 剛接構造 および 柱下端のみヒンジ構造
スパン	…… $L = 10.1\text{m}$
主構間隔	…… $B = 1.5\text{m}$
主構寸法	…… 主梁、柱高とも 1.1m (注) 基本落石条件にて一定とした
敷砂厚	…… $H_s = 1.6\text{m}$
落石重量	…… $W_r = 1.0\text{t}$ (3.0t, 5.0t)
落下高さ	…… $H_r = 30\text{m}$ (鉛直落下)
分担率	…… スパンセンター落下時は0.6、柱位置落下時は1.0

上記条件で計算した柱下端部の反力値を以下に一覧する。

柱下端：剛の場合

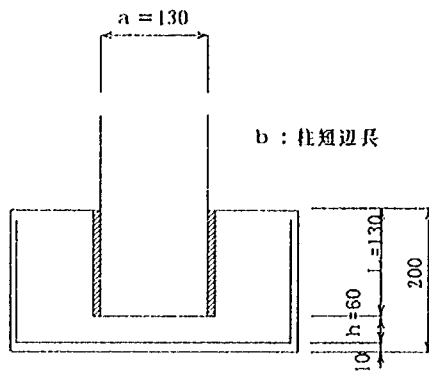
			M tf・m	V tf	H tf
常 時			-13.891	45.036	7.112
100t 落石 (落石のみ)		スパンセンター	-29.925	29.142	15.373
		柱 位 置	-0.587	99.714	-0.212
落 石 時	1tf-30m	スパンセンター	-49.801	80.006	25.560
	120tf	柱 位 置	-14.595	164.693	6.858
	3tf-30m	スパンセンター	-88.105	117.308	45.237
	248tf	柱 位 置	-15.347	292.327	6.586
	5tf-30m	スパンセンター	-118.329	146.742	60.764
	349tf	柱 位 置	-15.940	393.038	6.372

参考（柱下端：ヒンジの場合）

			M tf・m	V tf	H tf
常 時			0.000	45.403	4.495
100t 落石 (落石のみ)		スパンセンター	0.000	29.931	9.735
		柱 位 置	0.000	99.729	-0.322
落 石 時	1tf-30m	スパンセンター	0.000	81.320	16.177
	120tf	柱 位 置	0.000	165.078	4.109
	3tf-30m	スパンセンター	0.000	119.632	28.638
	248tf	柱 位 置	0.000	292.731	3.696
	5tf-30m	スパンセンター	0.000	149.862	38.470
	349tf	柱 位 置	0.000	393.457	3.371

2) 箱抜きによる方法

①形状の仮定



$$a = 130 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$L = 130 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

下部工コンクリートは $\sigma_{ck} : 210 \text{ kgf/cm}^2$
と、仮定して検討を進める。

②柱本体の検討

省略する。(曲げモーメントとせん断力の通常的设计を行う)

③フーチングの押抜せん断応力度: τ_v

$$\tau_v = \frac{V}{2(a+b+2h)h} = \frac{393 \times 10^3}{2(130+50+2 \times 60)60}$$

$$= 10.9 \text{ kgf/cm}^2 \leq \tau_{a'} = 8.5 \times 1.5 = 12.7 \text{ kgf/cm}^2$$

④フーチングの垂直支圧応力度: σ_{cv}

$$\sigma_{cv} = \frac{V}{a \times b} = \frac{393 \times 10^3}{130 \times 50}$$

$$= 60 \text{ kgf/cm}^2 \leq \sigma_{ca'} = 63 \times 1.5 = 94 \text{ kgf/cm}^2$$

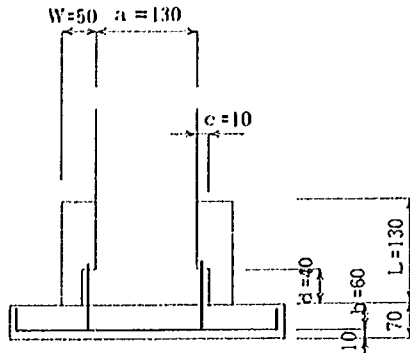
⑤フーチングの水平支圧応力度: σ_{ch}

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{b \times L} + \frac{6M}{b \times L^2} = \frac{60.8 \times 10^3}{50 \times 130} + \frac{6 \times 118.3 \times 10^6}{50 \times 130^2}$$

$$= 94 \text{ kgf/cm}^2 \leq \sigma_{ca'} = 63 \times 1.5 = 94 \text{ kgf/cm}^2$$

3) 巻き立てによる方法

①形状の仮定



$$a = 130 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$c = 10 \text{ cm}$$

$$d = 40 \text{ cm}$$

$$L = 130 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

下部工コンクリートは $\sigma_{ck} : 210 \text{ kgf/cm}^2$
と、仮定して検討を進める。

②柱本体の検討

省略する。(曲げモーメントとせん断力の通常的设计を行う)

③壁部の検討

a) 壁部の水平支圧応力度: σ_{ch}

$$\begin{aligned} \sigma_{ch} &= \frac{H}{b \cdot L} + \frac{6M}{b \cdot L^2} = \frac{60.8 \cdot 10^3}{50 \cdot 130} + \frac{6 \cdot 118.3 \cdot 10^5}{50 \cdot 130^2} \\ &= 94 \text{ kgf/cm}^2 \leq \sigma_{ca'} = 63 \cdot 1.5 = 94 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

b) 谷側パラペット部の検討

平成2年に示された建設省事務連絡の方法に従って検討を行う。但し、曲げモーメントMが作用しているため、設計用水平力 H' は以下の式で補正する。計算の詳細は省略する。

$$H' = H + \frac{M}{L} = 60.8 + \frac{118.3}{1.30} = 151.8 \text{ tf}$$

c) 壁部躯体の検討

省略する。

d) 水平押拔せん断力の検討

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{H}{(2 * 2^{1/2} w (L - d) + 1/2 (b + w) * 2^{1/2} (w - c))} \\ &= \frac{60.8 * 10^3}{(2.828 * 50 * (130 - 40) + 0.5 * (50 + 50) * 1.414 (50 - 10))} \\ &= 3.9 \text{ kgf/cm}^2 \leq \tau_{a'} = 8.5 * 1.5 = 12.7 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

④ 柱下端部突起の検討

突起部底面に作用する力を、反力M, Vにより以下の通りに仮定する。

$$\begin{aligned}\sigma_{1,2} &= \frac{V}{(a+2c)*b} \pm \frac{6M}{(a+2c)^2*b} = \frac{146.7*10^3}{(130+10*2)*50} \pm \frac{6*118.3*10^5}{(130+20)^2*50} \\ &= 20 \pm 63 = 83, -43 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

a) 突起部のせん断の検討

$$\tau = \frac{\sigma_1 * c}{d} = \frac{43*10}{40} = 10.8 \text{ kgf/cm}^2 \leq \tau_{a'} = 7.5 * 1.5 = 11.2 \text{ kgf/cm}^2$$

b) パラペット部のせん断の検討

σ_2 が負の場合は、せん断面に作用する力Tを想定し、以下の検討を行う。

$$x = \frac{\sigma_2 * (a + 2c)}{\sigma_1 - \sigma_2} = \frac{43(130 + 2*10)}{83 + 43} = 51 \text{ cm}$$

$$T = \frac{\sigma_2 * x^2}{3} = \frac{43*51^2}{3} = 37,281 \text{ kgf}$$

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{T}{(L - d) * (b + L - d)} = \frac{37,281}{(130 - 40) * (50 + 130 - 40)} \\ &= 3.0 \text{ kgf/cm}^2 \leq \tau_{a'} = 3.6 * 1.5 = 5.4 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

⑤フーチングの押抜せん断応力度： τ_v

$$\begin{aligned}\tau_v &= \frac{V}{2(a+2c+b+2h)h} = \frac{393.0 \times 10^3}{2(130+2 \times 10+50+2 \times 60)} \\ &= 10.2 \text{ kgf/cm}^2 \leq \tau_{sa}' = 8.5 \times 1.5 = 12.7 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

⑥フーチングの垂直支圧応力度： σ_{cv}

$$\begin{aligned}\sigma_{cv} &= \frac{V}{(a+2c) \cdot b} = \frac{393.0 \times 10^3}{(130+2 \times 10) \times 50} \\ &= 52 \text{ kgf/cm}^2 \leq \sigma_{ca}' = 63 \times 1.5 = 94 \text{ kgf/cm}^2 \leq \sigma_{ca}\end{aligned}$$

3.3.2 山側の剛接方法の検討

(1) 概説

主梁山側端を剛結させる構造としては、基本的に下図のように考える。

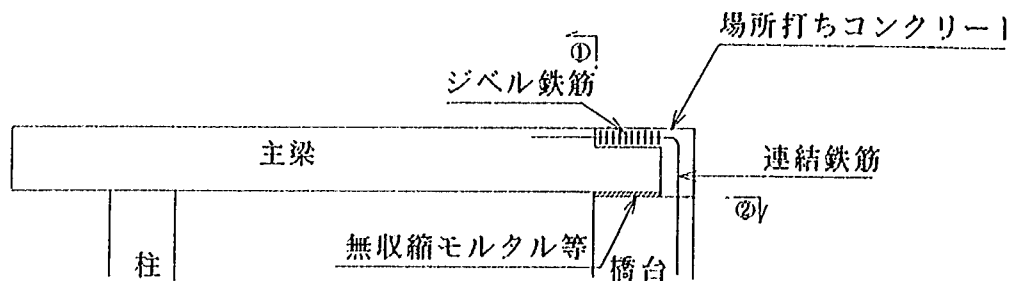


図-87 山側端の結合基本図

上図に示す①、②断面に対し、RC断面としての必要な連結鉄筋を配置することになる。

しかし、上図の構造では梁のウェブ部分の端面と場所打ち部が連続されていない構造であるため、梁下面と橋台の間に作用する断面力および抵抗断面を以下のように考え、この時に生じる上向きの力に対する補強を考える。

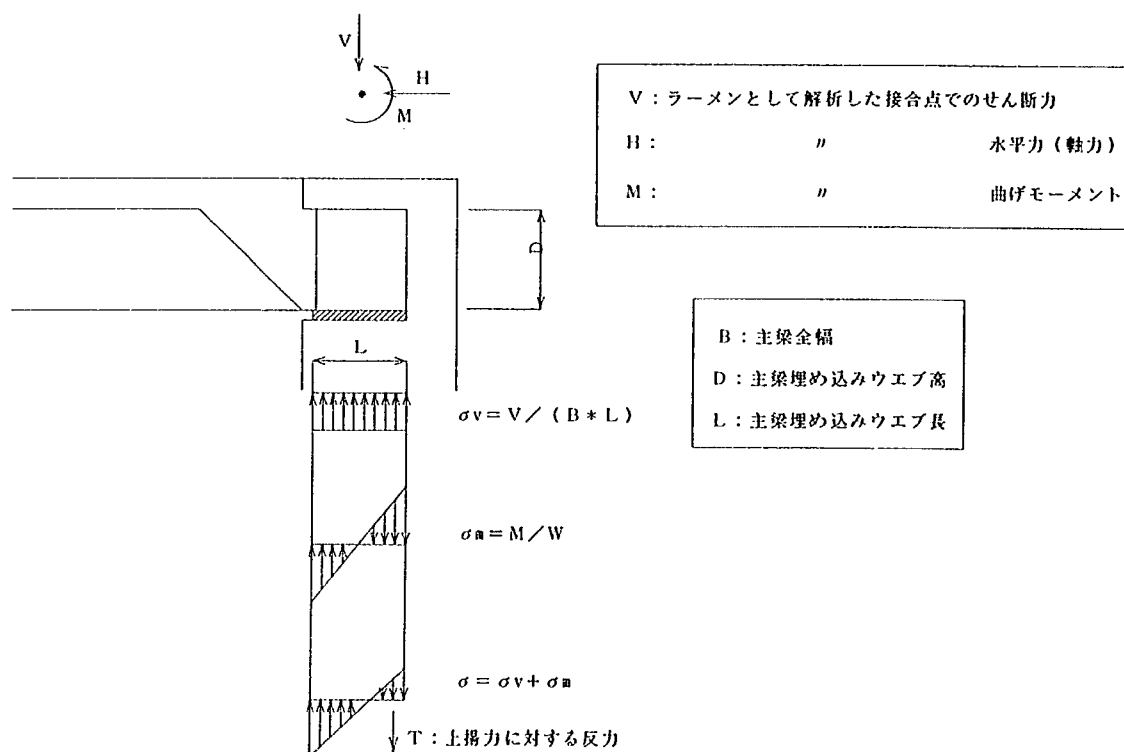


図-88 梁と橋台間に作用する断面力と応力度

よって、梁端部においてTなる上揚力に対し、

①PC鋼材を用いて補強する結合方法

②すべて鉄筋にて補強する結合方法

について例を示す。

(2) 工法概要

1) PC鋼材を用いる方法

概要で示した梁端部の浮き上がりに対してPC鋼材で補強を行い、下部工と一体化する方法である。このPC鋼材は梁の上揚力作用点付近に配置し、場所打ち部施工後に緊張力を導入する。また、PC鋼材の定着部分である下部埋め込み区間を除き、アンボンドとすることも可能である。

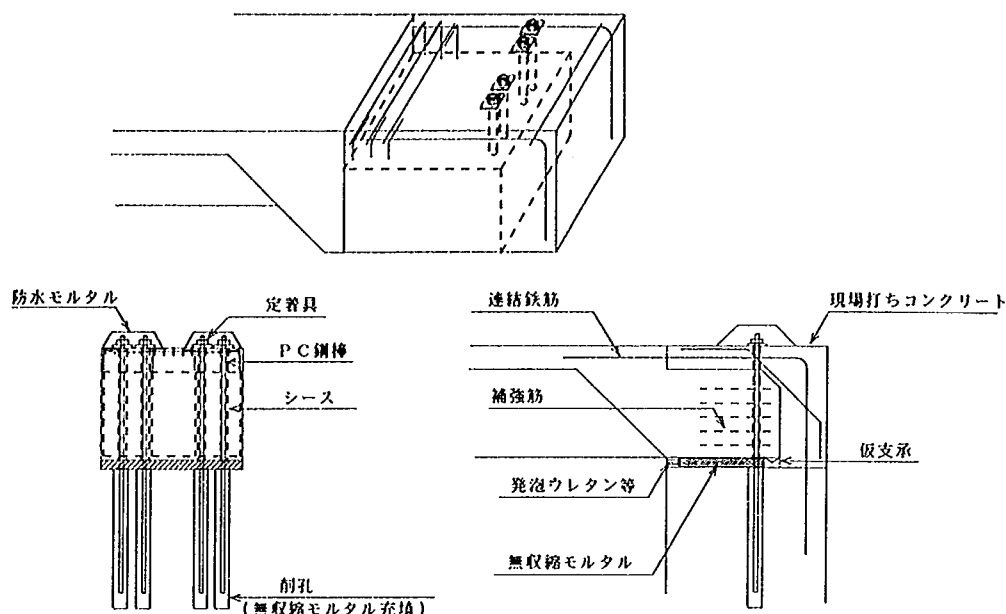


図-89 PC鋼材を用いた結合例

2) すべて鉄筋による方法

梁端部の浮き上がりに対して下部構造と連続させた鉄筋を配置して一体化を行う方法である。なお、この場合、作業空間の問題より梁埋め込み部分下面の隙間への無収縮モルタルの充填は困難であるため、場所打ち部施工時にコンクリートを充填するものとする。

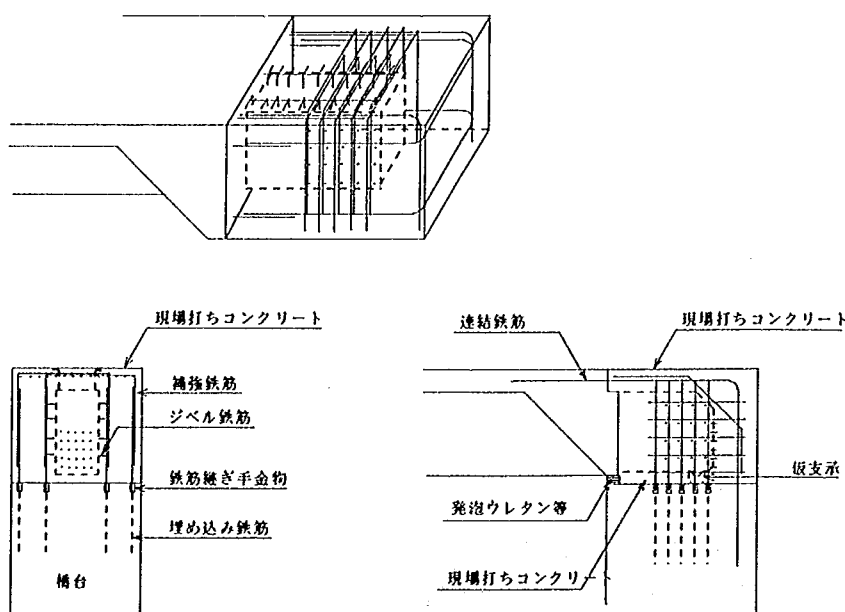


図-90 すべて鉄筋を用いた結合例

(3)設計方法（案）

1)PC鋼材を用いる方法

主な検討項目

- ①RC部材としての断面算定
- ②浮き上がりに対する検討
- ③橋台の支圧応力度の検討
- ④水平力に対する検討

①RC部材としての断面算定

ラーメン隅角部としての検討断面に対し、RC部材として断面算定を行う。尚、有効断面は以下を考える。

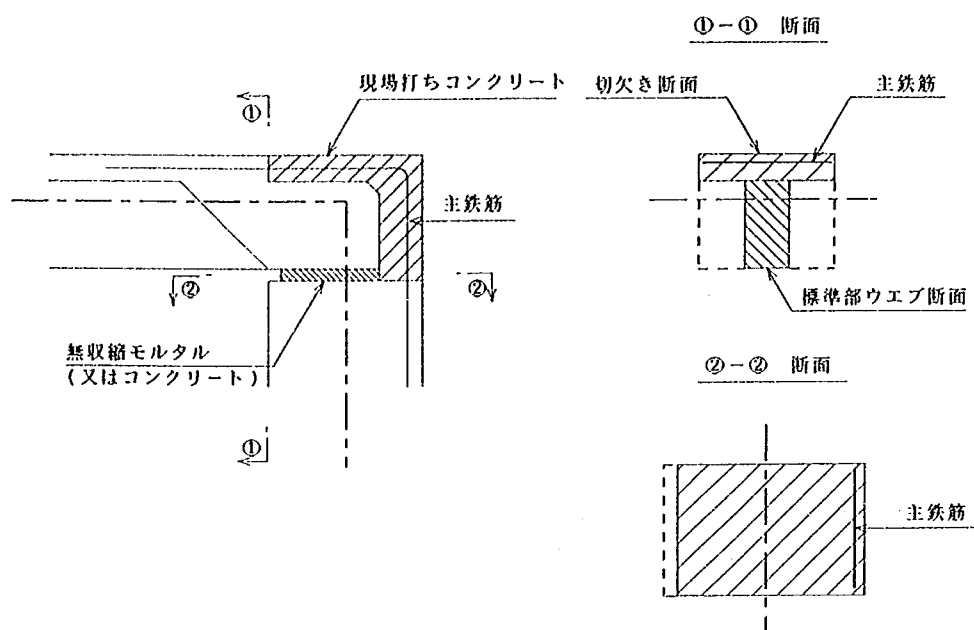


図-90 検討位置と抵抗断面

また、落石荷重の反動が大きいと思われる場合は、正の曲げモーメントに対しても検討を行う必要がある。

②浮き上がりに対する検討

以下により必要PC鋼材量を算出する。

$$N_p \geq \frac{T}{A_p * \sigma_{pe}}$$

ここに、
T : 上揚力(kgf/cm²)
N_p : 必要PC鋼材本数(本)
A_p : 1本あたりのPC鋼材断面積(mm²)
σ_{pe} : 有効引張応力度(kgf/mm²)

また、PC鋼材の定着に必要な削孔深さ（L）は以下により求める。

$$L \geq \frac{\sigma_{pu} * \Lambda_p}{\phi * \tau_{ta}}$$

ここに、
 L : 削孔深さ (cm)
 σ_{pu} : PC鋼材の引張強さ (kgf/mm²)
 ϕ : 削孔径 (cm)
 τ_{ta} : コンクリートと無収縮モルタルの許容付着応力度 (kgf/cm²)

尚、上記の削孔深さはPC鋼材を定着しているモルタルと周囲のコンクリートとの引き抜き耐力から求めたものであり、PC鋼材の引抜き耐力より求まる必要付着長はこの値以下となるよう対処することを前提としている。また、上記のコンクリートと無収縮モルタルの許容付着応力度は試験等を行い設定する必要がある。

③橋台の支圧応力度の検討

$$\sigma_c = \frac{V}{\Lambda_1} + \frac{M}{W_1}$$

$$\sigma_p = \frac{Pe}{\Lambda_2} + \frac{Pe * e_p}{W_2}$$

$$\Sigma \sigma_c = \sigma_c + \sigma_p \leq \sigma_{ca} * 1.5$$

ここに、
 σ_c : 荷重による応力度
 σ_p : 全面にプレストレスが作用した場合の応力度
 $\Sigma \sigma_c$: 下部工の最大支圧応力度
 v : 隅角部における鉛直反力
 M : " 曲げモーメント
 Λ_1 : 主梁下面の接地面積
 W_1 : 主梁下面の接地面の断面係数
 Λ_2 : パラペットを含む主梁下面の接地面積
 W_2 : パラペットを含む主梁下面の接地面の断面係数
 Pe : PC鋼材の有効引張力
 e_p : " の偏心距離

④水平力に対する検討

$$H_r = \sum A_s * \tau_s \geq H$$

$$\text{かつ } H_p * 0.5 \geq H$$

ここに、 H_r : パラペットに配置された鉄筋のせん断耐力

H_p : 鉛直PC鋼材の全有効緊張力

H : 作用水平力

2) すべて鉄筋にて結合する方法

主な検討項目

①RC部材としての断面算定

②浮き上がりに対する検討

③橋台の支圧応力度の検討

④水平力に対する検討

①RC部材としての断面算定

” PC鋼材を用いて結合する方法” 参照

②浮き上がりに対する検討

以下により必要鉄筋量を算出する。

$$A_s \geq \frac{T}{\sigma_{sa} * 1.5}$$

ここに、 A_s : 必要鉄筋量(cm^2)

T : 上揚力(kgf)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度(kgf/cm^2)

③橋台の支圧応力度の検討

$$\Sigma \sigma_c = \frac{V}{\Lambda} + \frac{M}{W} \leq \sigma_{ca} * 1.5$$

ここに、 $\Sigma \sigma_c$: 下部工の最大支圧応力度
 v : 隅角部における鉛直反力
 M : " 曲げモーメント
 Λ : パラペットを除く主梁下面の面積
 W : パラペットを除く主梁下面の断面係数
 σ_{ca} : 許容支圧応力度

④水平力に対する検討

$$H_r = \Sigma \Lambda s_1 * \tau_s \geq H$$

かつ $H_r = \Sigma \Lambda s_2 * \tau_s \geq H$

ここに、 $\Sigma \Lambda s_1$: 上揚力に対する補強鉄筋、または、主梁ジベル鉄筋の少ない方の
配置鉄筋断面積
 $\Sigma \Lambda s_2$: パラペットの配置断面積
 H : 作用水平力

(4)設計設計例

1)設計条件

構造形式 : 3剛接構造
スパン : $L = 10.0 \text{ m}$
主梁間隔 : $B = 1.5 \text{ m}$
主梁寸法 : 主梁・柱とも 1.1 m
敷砂厚 : $h_s = 1.6 \text{ m}$
落石重量 : $W_r = 5.0 \text{ tf}$
落下高さ : $h_r = 30 \text{ m}$
分担率 : 0.6

山側剛接端の設計断面力

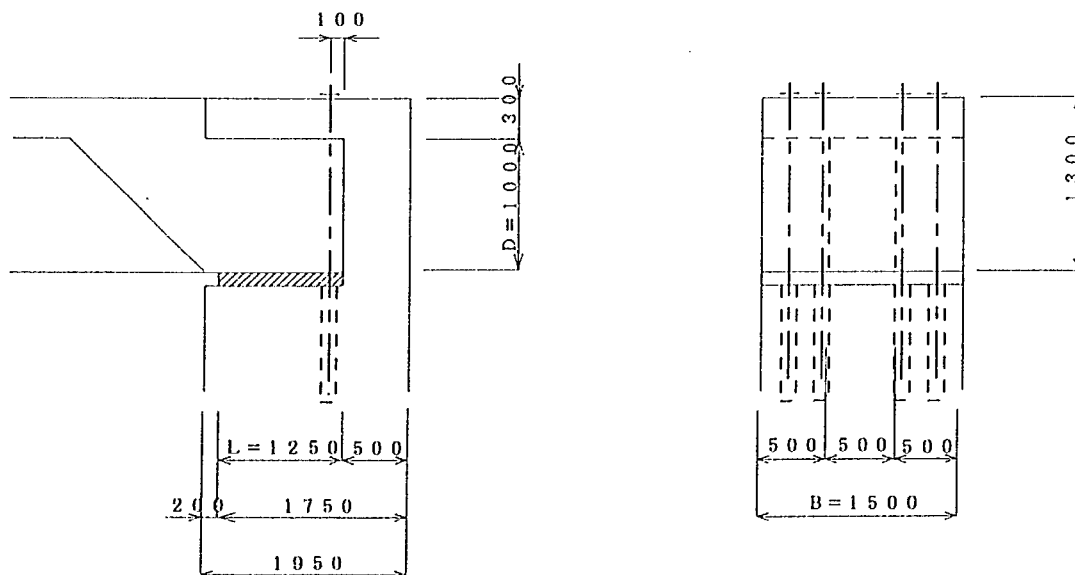
$M = -290 \text{ tm}$

$H = 60 \text{ tf}$

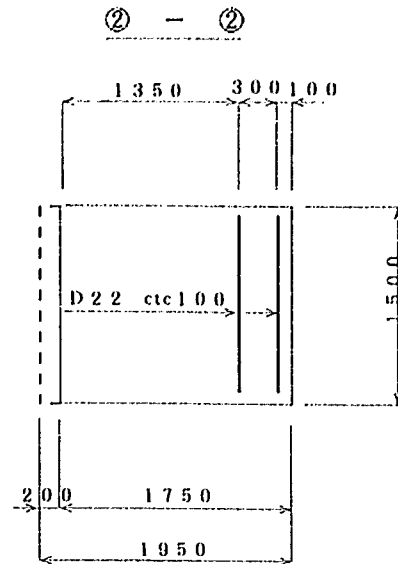
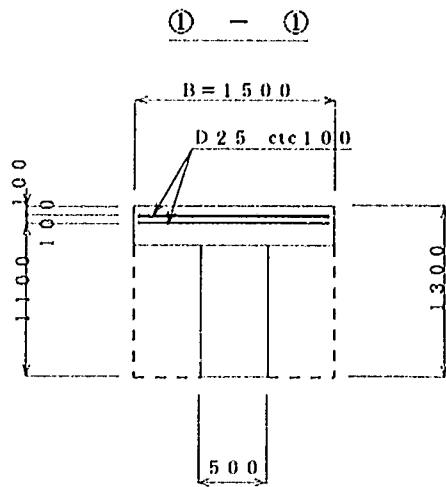
$V = 320 \text{ tf}$

2)PC鋼材を用いる方法

①構造寸法

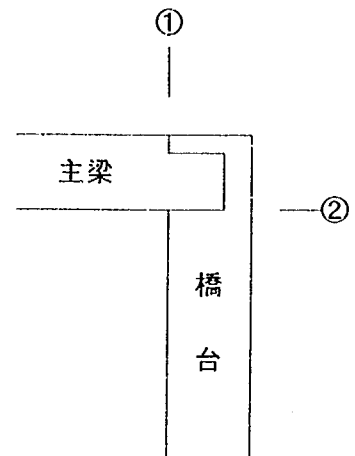


②RC部材としての断面算定

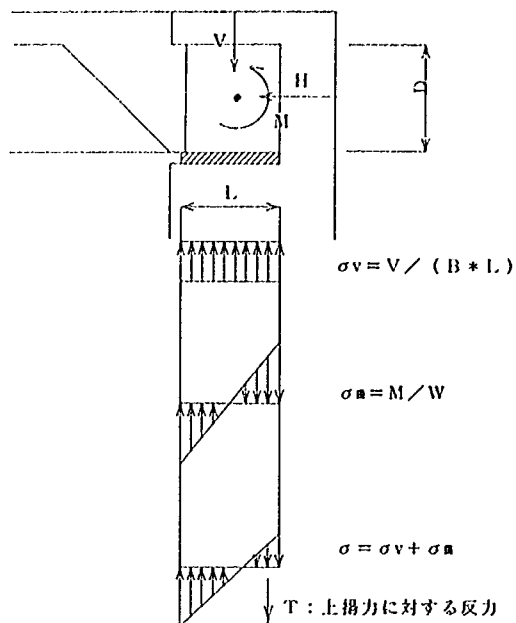


応力度表

	単 位	梁 部①	橋台部②
曲げモーメント	tf・m	-290.0	-290.0
せん断力	tf	320.0	60.0
軸 力	tf	-60.0	0.0
圧縮縁部材幅	cm	50.0	150.0
有効高	cm	110, 120	135, 165
配置鉄筋量	cm ²	D25-ctc100	D22-ctc100
σ_c	kgf/cm ²	175.4	58.6
σ_s	kgf/cm ²	2,411	2,107
τ_c	kgf/cm ²	55.4	2.6
σ_{ca}	kgf/cm ²	285	105
σ_{sa}	kgf/cm ²	2,700	2,700
τ_{ca}	kgf/cm ²	67	28



③浮き上がりに対する検討



$$\sigma_v = \frac{320,000}{150 * 125} = 17.1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{290 * 10^5}{\pm 390,625} = \pm 74.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 17.1 + 74.2 = 91.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = 17.1 - 74.2 = -57.1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$X = 48.1 \text{ cm}$$

よって、浮き上がり力Tは

$$\therefore T = \frac{\sigma_{\min} * X * B}{2} = \frac{-57.1 * 48.1 * 150}{2} = 205,988 \text{ kgf}$$

PC鋼棒φ32を使用する場合、必要本数は

$$N_p \geq \frac{T}{A_p * \sigma_{pe}} = \frac{205,988}{804.2 * 66.0} = 3.9 \text{ 本}$$

また、必要な削孔深さ(L)は $\tau_{ta}=30\text{kg/cm}^2$, $\phi=10\text{cm}$ と仮定した場合

$$L \geq \frac{A_p * \sigma_{pu}}{\phi * \tau_{ta}} = \frac{804.2 * 110}{10 * \pi * 30} = 94 \text{ cm}$$

④橋台の支圧応力度の検討

$$\sigma_c = \frac{V}{A} + \frac{M}{W} = \frac{320,000}{18,750} + \frac{290 \times 10^5}{390,625} = 91.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_e = 804.2 \times 66.0 \times 4 = 212,309 \text{ kgf}$$

$$\sigma_p = \frac{P_e}{A} + \frac{P_e \times e_p}{W} = \frac{212,309}{26,250} - \frac{212,309 \times 27.5}{765,625} = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\therefore \Sigma \sigma_c = \sigma_c + \sigma_p = 91.8 \text{ kgf/cm}^2 \leq 70 \times 1.5 = 105 \text{ kgf/cm}^2$$

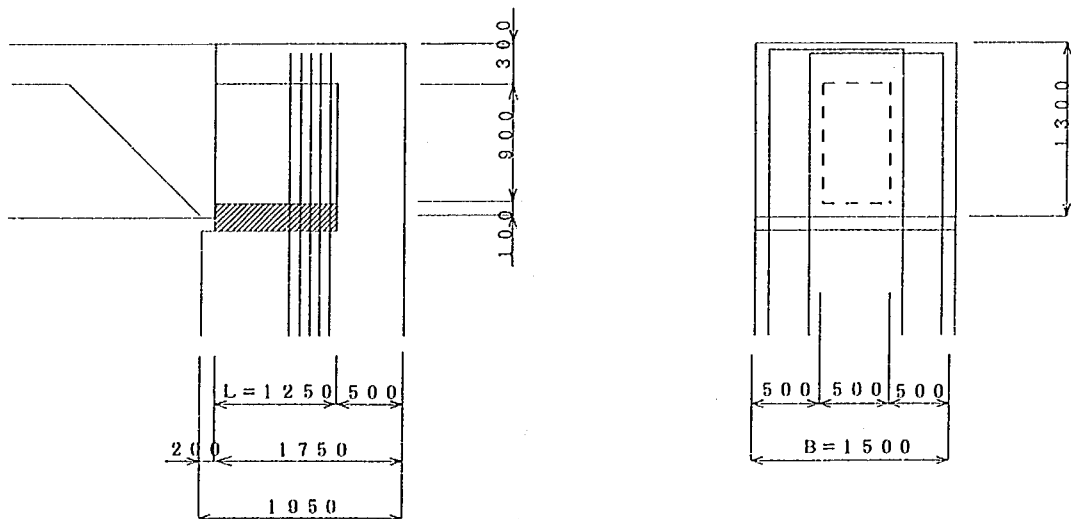
⑤水平力に対する検討

$$H_{r1} = \Sigma A_s \times \tau_s = 92.904 \times 900 = 83.614 \text{ tf} \geq H = 60.0 \text{ tf}$$

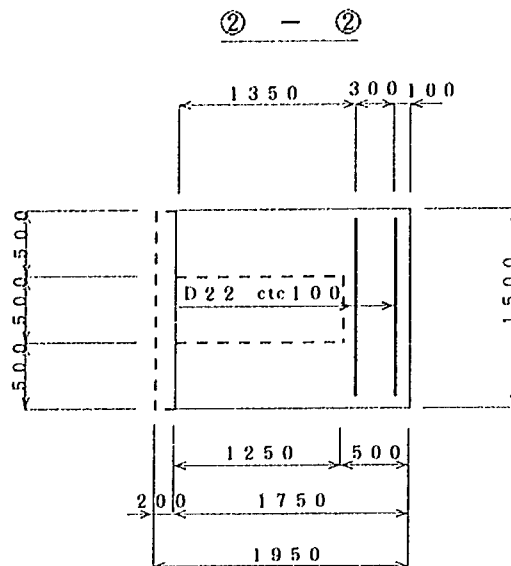
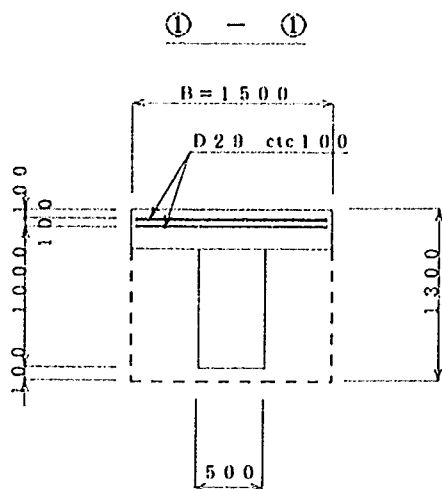
$$H_{r2} = P_e \times 0.5 = 212,309 \times 0.5 = 106.2 \text{ tf} \geq H$$

3)すべて鉄筋による方法

①構造寸法

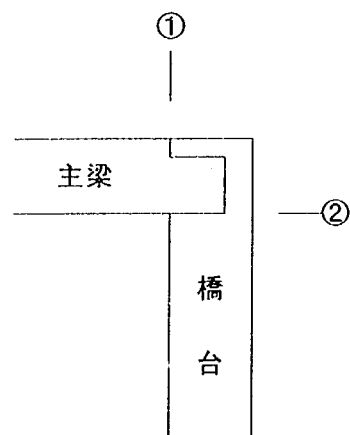


②RC部材としての断面算定



応力度表

	単位	梁部①	橋台部②
曲げモーメント	tf・m	-290.0	-290.0
せん断力	tf	320.0	60.0
軸力	tf	-60.0	0.0
圧縮縁部材幅	cm	50.0	150.0
有効高	cm	100, 110	135, 165
配置鉄筋量	cm ²	D29-ctc100	D22-ctc100
σ_c	kgf/cm ²	206.3	58.6
σ_s	kgf/cm ²	2,637	2,107
τ_c	kgf/cm ²	60.6	2.6
σ_{ca}	kgf/cm ²	285	105
σ_{sa}	kgf/cm ²	2,700	2,700
τ_{ca}	kgf/cm ²	67	28



③浮き上がりに対する検討

必要鉄筋量は

$$\Lambda s \geq \frac{T}{\sigma_{sa} * 1.5} = \frac{205,988}{1,800 * 1.5} = 76.3 \text{ cm}^2$$

よって、D22 ($\square$) をダブルで5列配置すると

$$\Lambda sr = 3.871 * (2 * 2) * 5 = 77.4 \text{ cm}^2 > \Lambda s$$

④橋台の支圧応力度の検討

$$\Sigma \sigma_c = \frac{V}{\Lambda} + \frac{M}{W}$$

$$= \frac{320,000}{18,750} + \frac{290 * 10^5}{390,625} = 91.3 \text{ kgf/cm}^2 \leq \sigma_{ca} = 70 * 1.5 = 105 \text{ kgf/cm}^2$$

⑤水平力に対する検討

$$Hr = \Sigma \Lambda s1 * \tau_s = 92.904 * 900 = 83.614 \text{ tf} \geq H = 60.0 \text{ tf}$$

$$Hr = \Sigma \Lambda s2 * \tau_s = 77.420 * 900 = 69.678 \text{ tf} \geq H$$

4. 今後の課題

耐衝撃性および施工性に優れたPRC製ロックシェッドを開発するために、主梁の靱性改善のための鋼材比率に関する検討や、構造形式の違いによる耐衝撃挙動について実験的に検討してきた。その結果PC鋼材量と鉄筋量との比率については、プレストレスング度で50%程度がよいと思われること、また構造形式については不静定次数を大きくすることがよいことが明らかとなり、実構造において、ヒンジ構造を剛節構造にする方法等が示された。

上記実験結果をもとにPRC製ロックシェッドを実用化するに当たり、以下の項目が課題として挙げられる。

- ①ヒンジ部を剛節にする方法については、設計法の妥当性および施工性について、部分模型あるいは実物実験等によって確認する必要がある。
- ②実験では主梁スパンセンターに衝撃力を鉛直に載荷したが、載荷位置が異なる場合の挙動あるいは斜め載荷の影響について実験的にあるいは解析的に検討する必要がある。

付 属 資 料

1. 断面力計算結果電算出力

(2. 4. 4主構の計算、(5)断面力計算結果)

2. クラック図および写真

(3. 2. 4衝撃載荷実験（単発載荷実験））

断面力計算結果
電算出力

PAGE 1

ラーメン 構造解析 ***** KEISANREI

*** 入力 データ ***
** コントロール レコード **
@TITLE KEISANREI
@OPTION 1, 0, 1, 1, 1, 1

** 構造解析 基本データ **
節点数 4
部材数 3
単独荷重数 3
組合せ荷重数 2
荷重ケース数 5

** 節点データ **
節点 X座標 Y座標
番号 (m) (m)
1 0.000 5.724
2 9.300 5.259
3 10.863 5.181
4 9.300 0.000

** 材質データ **
材質 ヤング係数 熱膨張係数 乾燥収縮度
番号 E (t / m²) (1 / °C) ε
1 3500000. 0.00000000 0.00000000

** 断面性能 **
断面 断面 2 次モー 断面積
番号 メント (m⁴) (m²)
1 0.13420001 0.82880002
2 0.04716000 0.44999999

** 部材データ **
部材 I 端 J 端 部材長 材質 断面番号 材端条件
番号 節点 節点 (m) 番号 NC NI NJ UVR
1 1 2 9.312 1 1 1 1 000
2 2 3 1.565 1 1 1 1 000
000

3	4	2	5.259	1	2	2	2	000
								000

** 部材データ (荷重ケース 1) **

部材 番号	I 端 節点	J 端 節点	部材長 (m)	材質 番号	断面番号			材端条件
					NC	NI	NJ	UVR
1	1	2	9.312	1	1	1	1	000
								000
2	2	3	1.565	1	1	1	1	000
								000
3	4	2	5.259	1	2	2	2	000
								001

** 支点条件 **

* 支点データ *

支点 番号	節点 番号	支点条件 UVR	支点バネ定数		
			KU(T/M)	KV(T/M)	KR(TM/RAD)
1	1	110	0.	0.	0.
2	4	110	0.	0.	0.

* 支点データ (荷重ケース 1) *

支点 番号	節点 番号	支点条件 UVR	支点バネ定数		
			KU(T/M)	KV(T/M)	KR(TM/RAD)
1	1	110	0.	0.	0.
2	4	110	0.	0.	0.

** 荷重データ **

荷重ケース 1

* 固定荷重 (荷重) *

部材 番号	I 端 節点	J 端 節点	座標 系	荷重 方向	荷重 タイプ	パラメータ (t/m, t, t·m, m)			
						P			
1	1	2	1	2	2	-2.070	-2.070		
2	2	3	1	2	2	-2.070	-2.070		
3	4	2	1	2	3	-0.630	-1.630	0.000	0.759
1	1	2	1	2	1	-1.960	0.000		
1	1	2	1	2	1	-0.600	1.811		
1	1	2	1	2	1	-0.600	3.311		
1	1	2	1	2	1	-0.600	4.811		
1	1	2	1	2	1	-0.600	6.311		
1	1	2	1	2	1	-0.600	7.811		
1	1	2	1	2	1	-1.400	9.311		

** 荷重データ **

荷重ケース 2

* 固定荷重 (荷重) *

部材 番号	I 端 節点	J 端 節点	座標 系	荷重 方向	荷重 タイプ	パラメータ (t/m, t, t·m, m) P	
1	1	2	2	2	2	-4.620	-4.620
2	2	3	2	2	2	-4.620	-4.620

** 荷重データ **

荷重ケース 3

* 固定荷重 (荷重) *

部材 番号	I 端 節点	J 端 節点	座標 系	荷重 方向	荷重 タイプ	パラメータ (t/m, t, t·m, m) P			
1	1	2	2	2	3	-77.201	-77.201	3.986	3.986

** 荷重データ **

荷重ケース 4

* 荷重組合せ *

JOUI 荷重

荷重 ケース	割増 係数	荷重 ケース	割増 係数	荷重 ケース	割増 係数	荷重 ケース	割増 係数
1 *	1.00 +	2 *	1.00 +				

** 荷重データ **

荷重ケース 5

* 荷重組合せ *

ROCK 荷重

荷重 ケース	割増 係数	荷重 ケース	割増 係数	荷重 ケース	割増 係数	荷重 ケース	割増 係数
1 *	1.00 +	2 *	1.00 +	3 *	1.00 +		

** 断面力着目点 **											
部材	I 端	J 端	着目	距離	着目	距離	着目	距離	着目	距離	
番号	節点	節点	番号	(m)	番号	(m)	番号	(m)	番号	(m)	
1	1	2	1	0.000	2	4.656	3	9.312			

*** 出力 データ ***

** 断面力 ** 荷重ごとの材端断面力

荷重ケース 1 (荷重)

部材 番号	I 端 節点	J 端 節点	I 端側			J 端側		
			曲げモーメント (t·m)	せん断力 (t)	軸力 (t)	曲げモーメント (t·m)	せん断力 (t)	軸力 (t)
1	1	2	0.000	12.759	-0.638	-2.532	-12.844	0.642
2	2	3	-2.532	3.235	-0.161	0.000	0.000	0.000
3	4	2	0.000	0.000	21.184	0.000	0.000	16.099

荷重ケース 2 (荷重)

部材 番号	I 端 節点	J 端 節点	I 端側			J 端側		
			曲げモーメント (t·m)	せん断力 (t)	軸力 (t)	曲げモーメント (t·m)	せん断力 (t)	軸力 (t)
1	1	2	0.000	19.114	2.123	-21.812	-23.799	4.268
2	2	3	-5.643	7.212	-0.360	0.000	0.000	0.000
3	4	2	0.000	3.075	31.203	16.169	3.075	31.203

荷重ケース 3 (荷重)

部材 番号	I 端 節点	J 端 節点	I 端側			J 端側		
			曲げモーメント (t·m)	せん断力 (t)	軸力 (t)	曲げモーメント (t·m)	せん断力 (t)	軸力 (t)
1	1	2	0.000	44.111	10.425	-66.342	-58.361	15.549
2	2	3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	4	2	0.000	12.615	59.064	66.342	12.615	59.064

荷重ケース 4 (JOUJI)

部材 番号	I 端 節点	J 端 節点	I 端側			J 端側		
			曲げモーメント (t·m)	せん断力 (t)	軸力 (t)	曲げモーメント (t·m)	せん断力 (t)	軸力 (t)
1	1	2	0.000	31.873	1.485	-24.344	-36.642	4.911
2	2	3	-8.175	10.447	-0.521	0.000	0.000	0.000
3	4	2	0.000	3.075	52.387	16.169	3.075	47.302

荷重ケース 5 (ROCK)

部材 番号	I 端 節点	J 端 節点	I 端側			J 端側		
			曲げモーメント (t·m)	せん断力 (t)	軸力 (t)	曲げモーメント (t·m)	せん断力 (t)	軸力 (t)
1	1	2	0.000	75.985	11.910	-90.686	-95.003	20.459
2	2	3	-8.175	10.447	-0.521	0.000	0.000	0.000
3	4	2	0.000	15.690	111.452	82.511	15.690	106.367

** 支点反力 **

荷重ケース 1 (荷重)

着目点 番 号	水平方向 反力(t)	鉛直方向 反力(t)	回転方向 反力(t・m)
1	0.000	12.775	0.000
4	0.000	21.184	0.000

荷重ケース 2 (荷重)

着目点 番 号	水平方向 反力(t)	鉛直方向 反力(t)	回転方向 反力(t・m)
1	3.075	18.984	0.000
4	-3.075	31.203	0.000

荷重ケース 3 (荷重)

着目点 番 号	水平方向 反力(t)	鉛直方向 反力(t)	回転方向 反力(t・m)
1	12.615	43.536	0.000
4	-12.615	59.064	0.000

荷重ケース 4 (JOUJI)

着目点 番 号	水平方向 反力(t)	鉛直方向 反力(t)	回転方向 反力(t・m)
1	3.075	31.759	0.000
4	-3.075	52.387	0.000

荷重ケース 5 (ROCK)

着目点 番 号	水平方向 反力(t)	鉛直方向 反力(t)	回転方向 反力(t・m)
1	15.690	75.295	0.000
4	-15.690	111.452	0.000

** 荷重組合せ表 **

ケース 番号	荷重名	割増 係数	荷重 ケース	割増 係数	荷重 ケース	割増 係数	荷重 ケース	割増 係数	荷重 ケース
1			1						
2			2						
3			3						
4	JOUJI	1.00 *	1 +	1.00 *	2 +				
5	ROCK	1.00 *	1 +	1.00 *	2 +	1.00 *	3 +		

** 断面力 ** 荷重ごとの着目点断面力

荷重ケース 1 (荷重)

部材番号	1	節点番号	1 - 2		
着目点	距離	曲げモーメント	せん断力	軸力	
番号	(m)	(t・m)	(t)	(t)	
1	0.000	0.000	12.759	-0.638	
2	4.656	25.374	-0.022	0.001	
3	9.312	-2.531	-12.844	0.642	
M-MIN	9.312	-2.532	-12.844	0.642	
M-MAX	4.645	25.374	0.000	0.000	

荷重ケース 2 (荷重)

部材番号	1	節点番号	1 - 2		
着目点	距離	曲げモーメント	せん断力	軸力	
番号	(m)	(t・m)	(t)	(t)	
1	0.000	0.000	19.114	2.123	
2	4.656	39.042	-2.342	3.196	
3	9.312	-21.812	-23.799	4.268	
M-MIN	9.312	-21.812	-23.799	4.268	
M-MAX	4.148	39.637	0.000	3.078	

荷重ケース 3 (荷重)

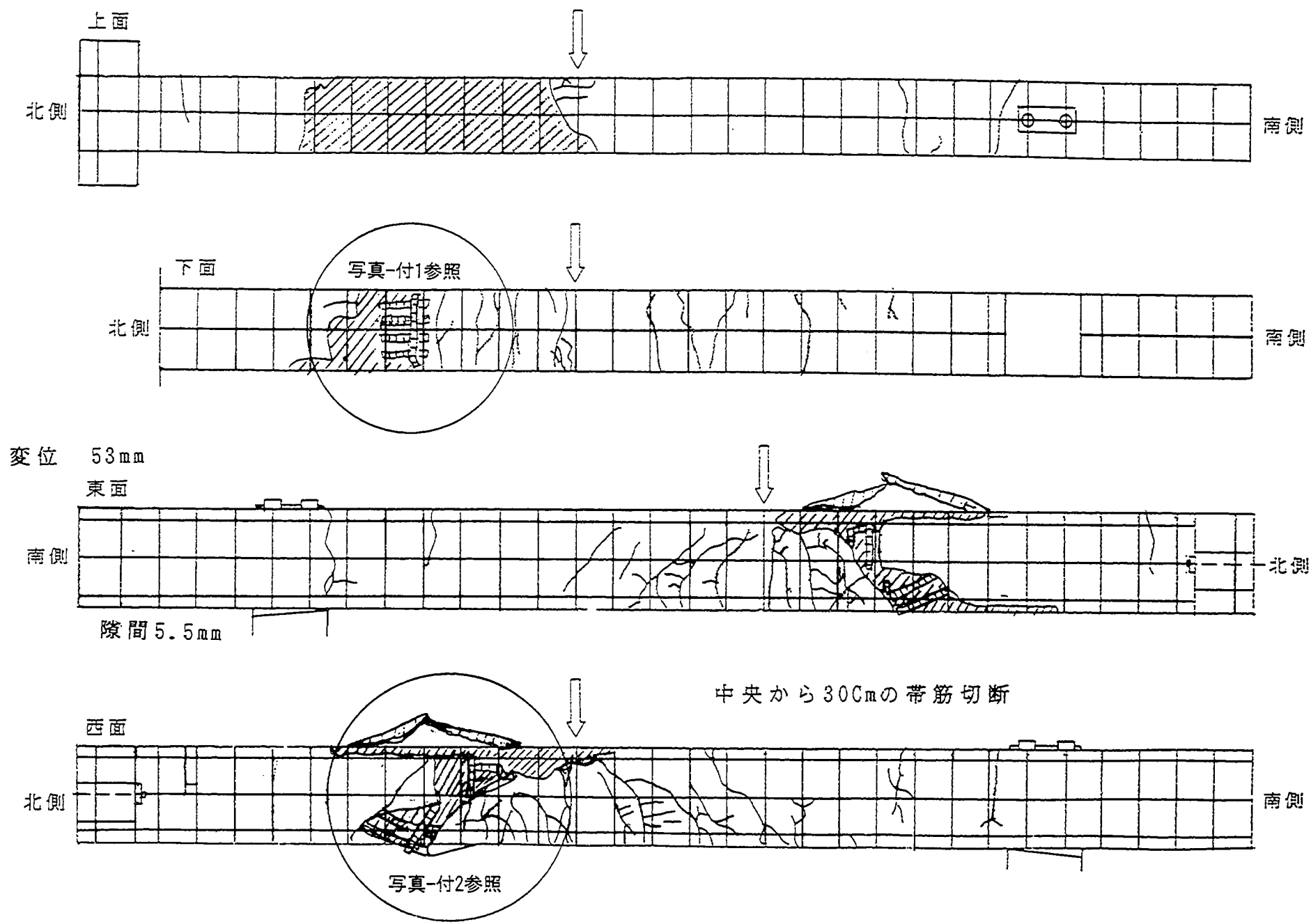
部材番号	1	節点番号	1 - 2		
着目点	距離	曲げモーメント	せん断力	軸力	
番号	(m)	(t・m)	(t)	(t)	
1	0.000	0.000	44.111	10.425	
2	4.656	188.330	-7.124	12.987	
3	9.312	-66.341	-58.361	15.549	
M-MIN	9.312	-66.342	-58.361	15.549	
M-MAX	4.563	188.659	0.001	12.631	

荷重ケース 4 (JOUJI)

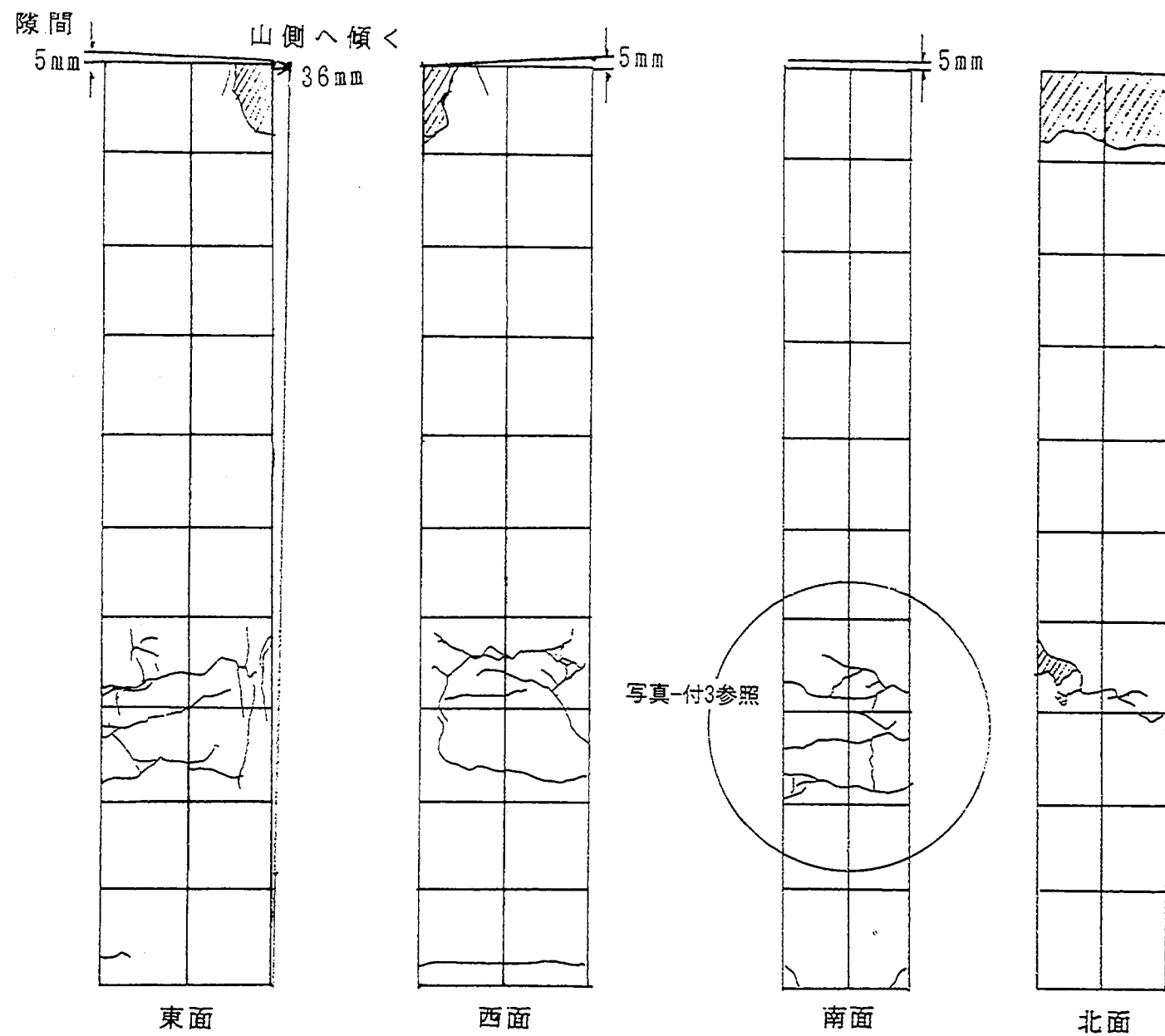
部材番号	1	節点番号	1 - 2		
着目点	距離	曲げモーメント	せん断力	軸力	
番号	(m)	(t・m)	(t)	(t)	
1	0.000	0.000	31.873	1.485	
2	4.656	64.415	-2.365	3.197	
3	9.312	-24.343	-36.642	4.911	
M-MIN	9.312	-24.344	-36.642	4.911	
M-MAX	4.302	64.834	0.000	3.078	

荷重ケース 5 (ROCK)

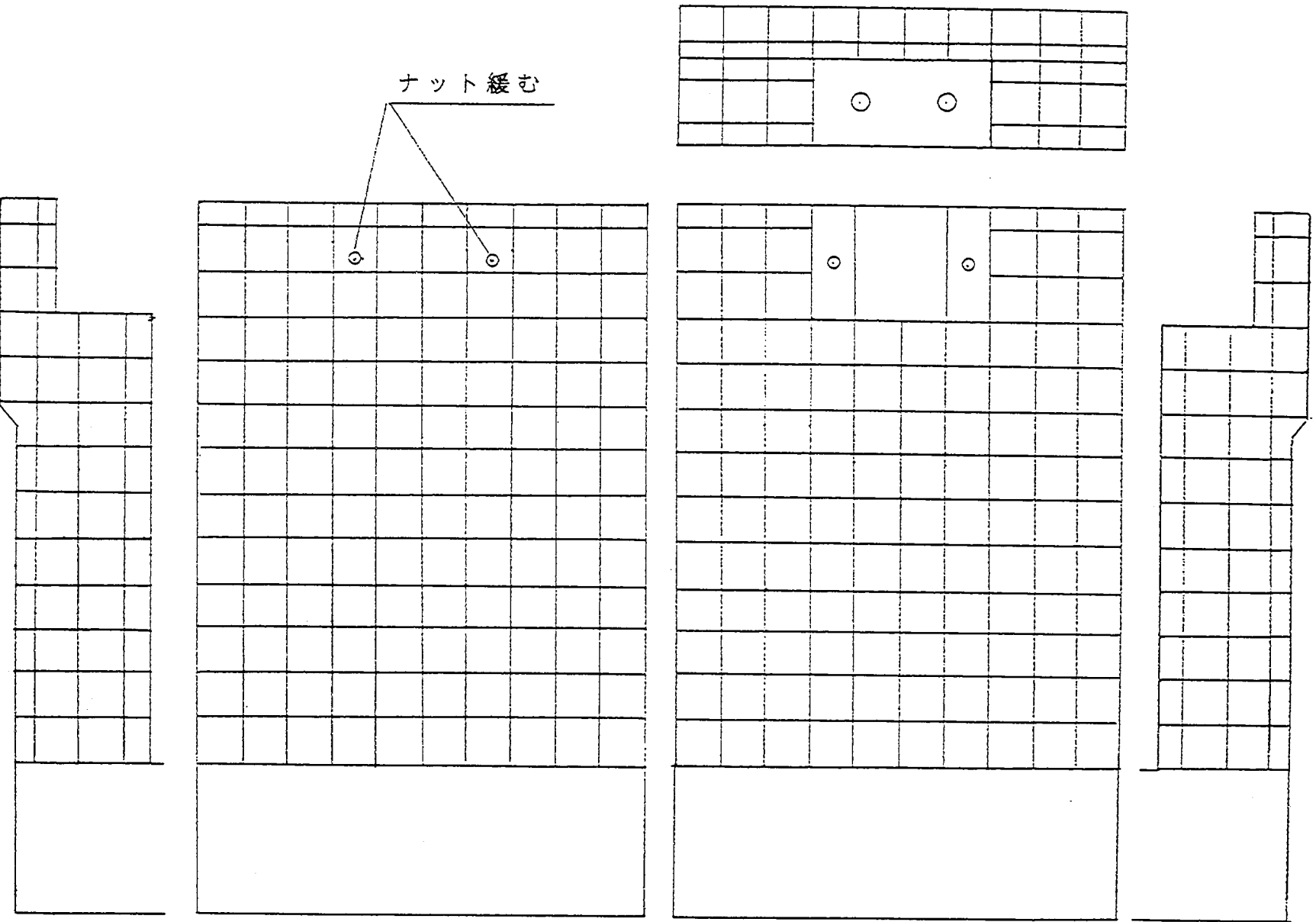
部材番号 着目点 番号	1 節点番号 距離 (m)	1 - 2 曲げモーメント (t · m)	セリ断力 (t)	軸力 (t)
1	0.000	0.000	75.985	11.910
2	4.656	252.745	-9.488	16.184
3	9.312	-90.684	-95.003	20.459
M-MIN	9.312	-90.686	-95.003	20.459
M-MAX	4.542	253.283	0.000	15.709



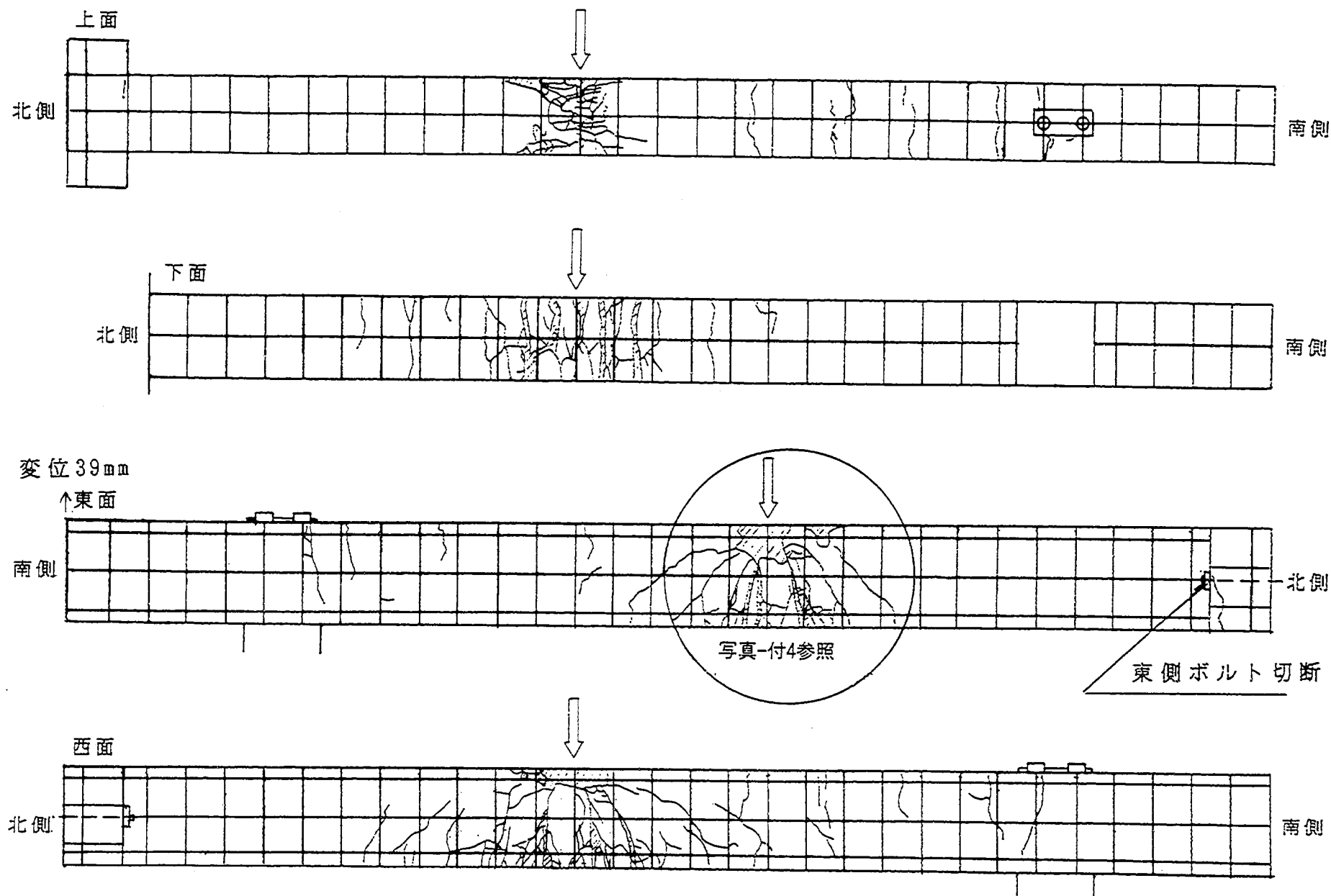
付図-1 C-1供試体のひび割れ状況 (主梁、H=2.5m)



付図-2 C-1供試体のひび割れ状況 (柱、H=2.5m)

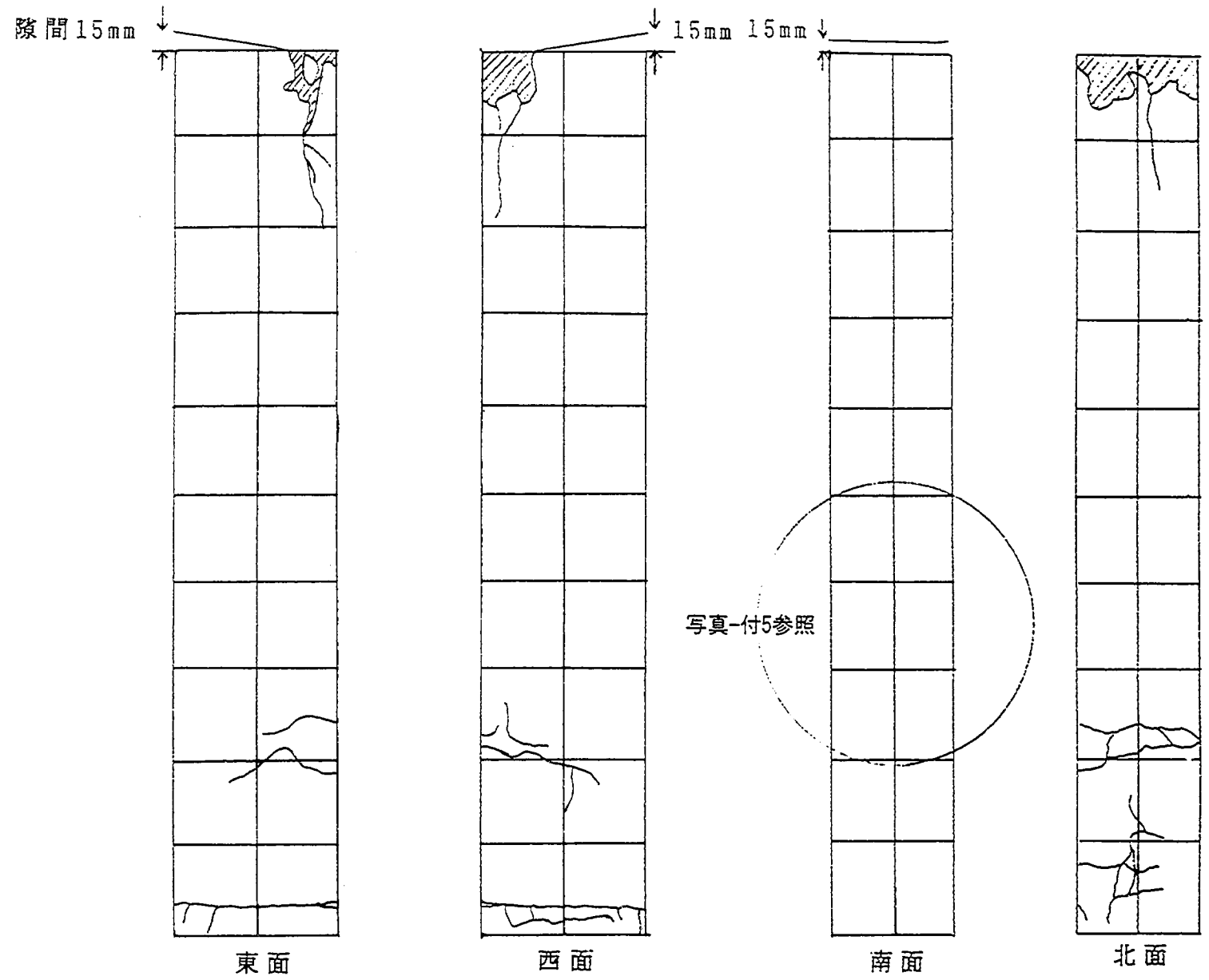


付図-3 C-1供試体のひび割れ状況（山側擁壁、H=2.5m）

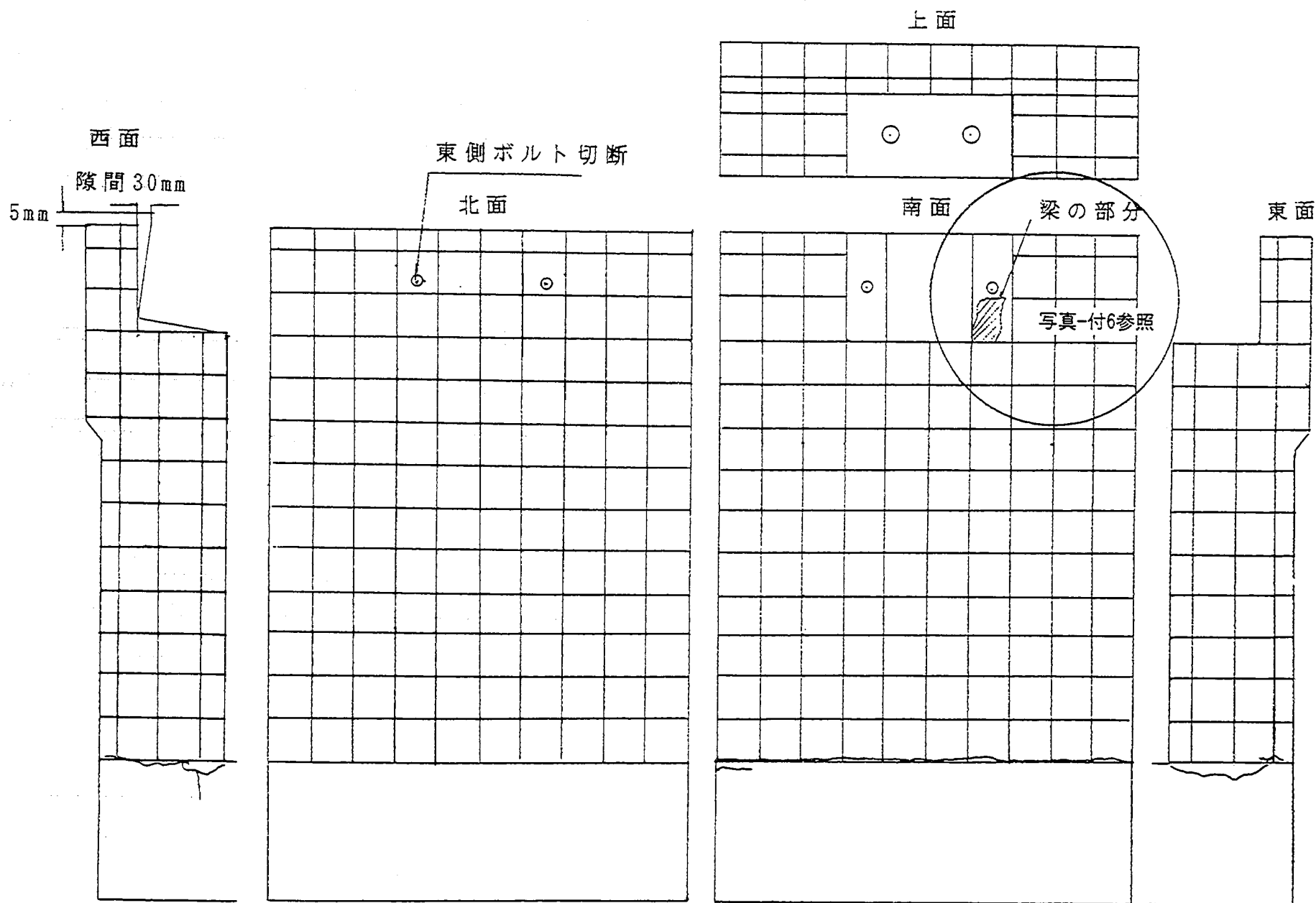


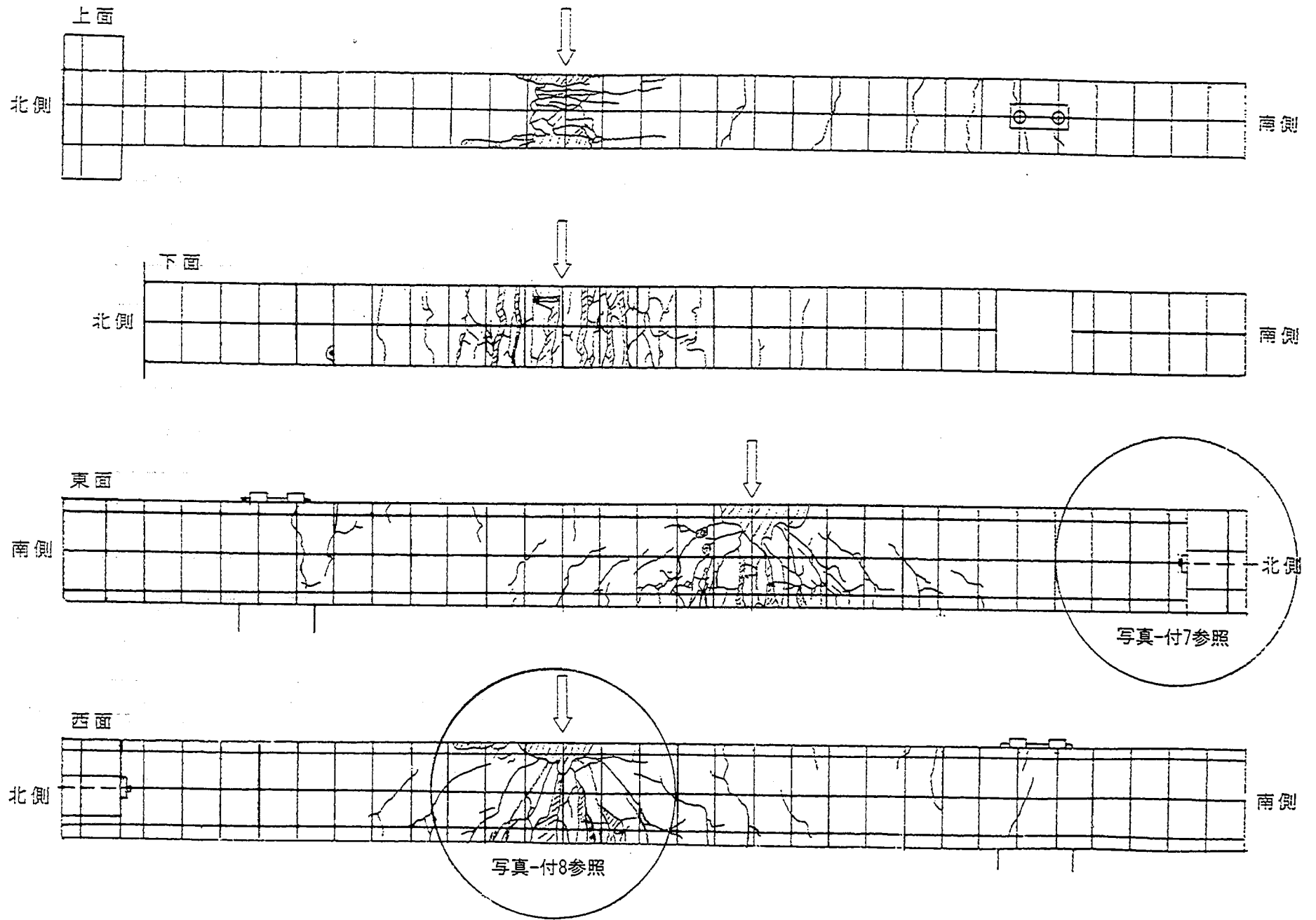
付図-4 C-1K供試体のひび割れ状況 (主梁、H=2.5m)

付図-5 C-1K供試体のひび割れ状況 (柱、H=2.5m)

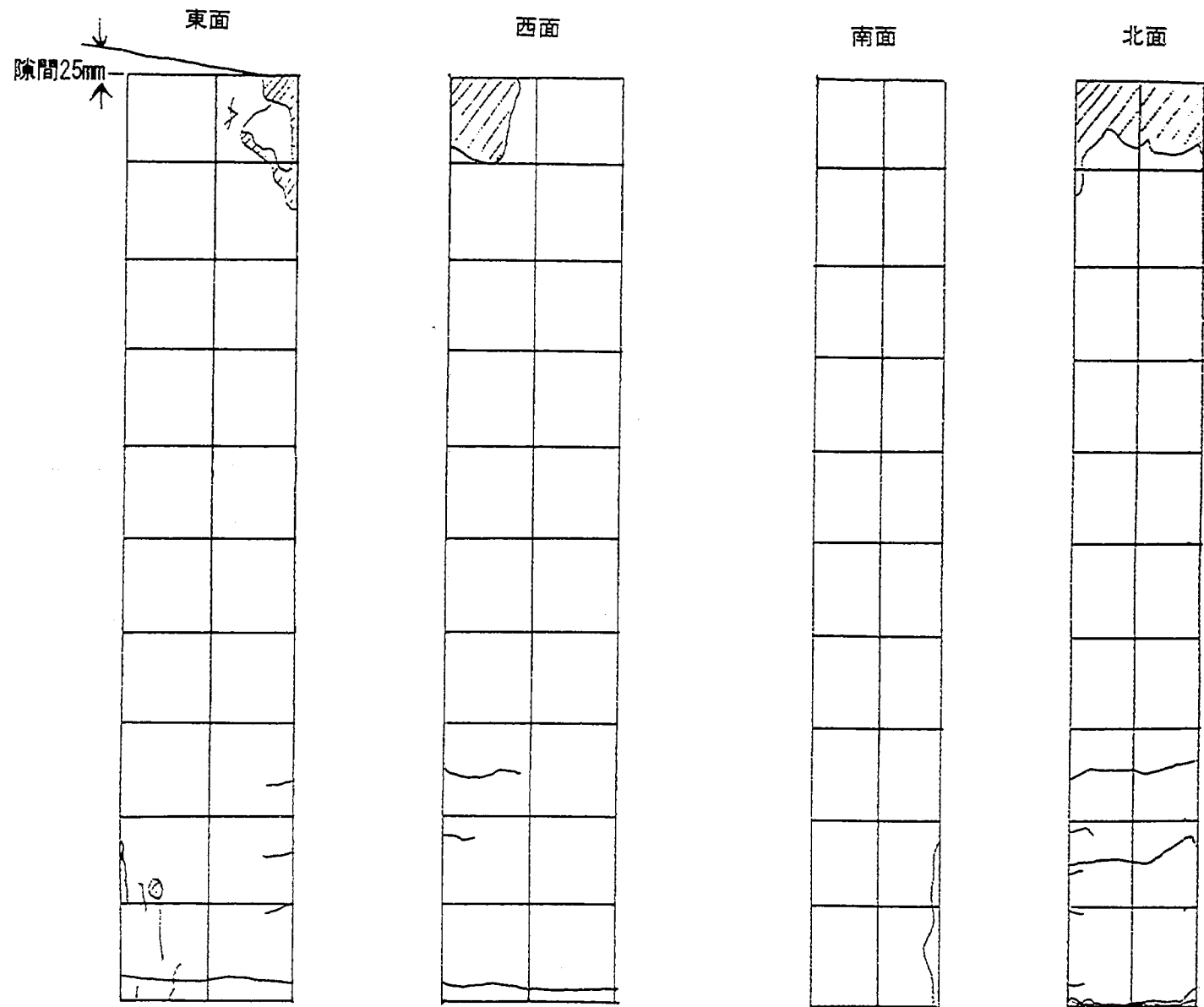


付図-6 C-1K供試体のひび割れ状況（山側擁壁、H=2.5m）

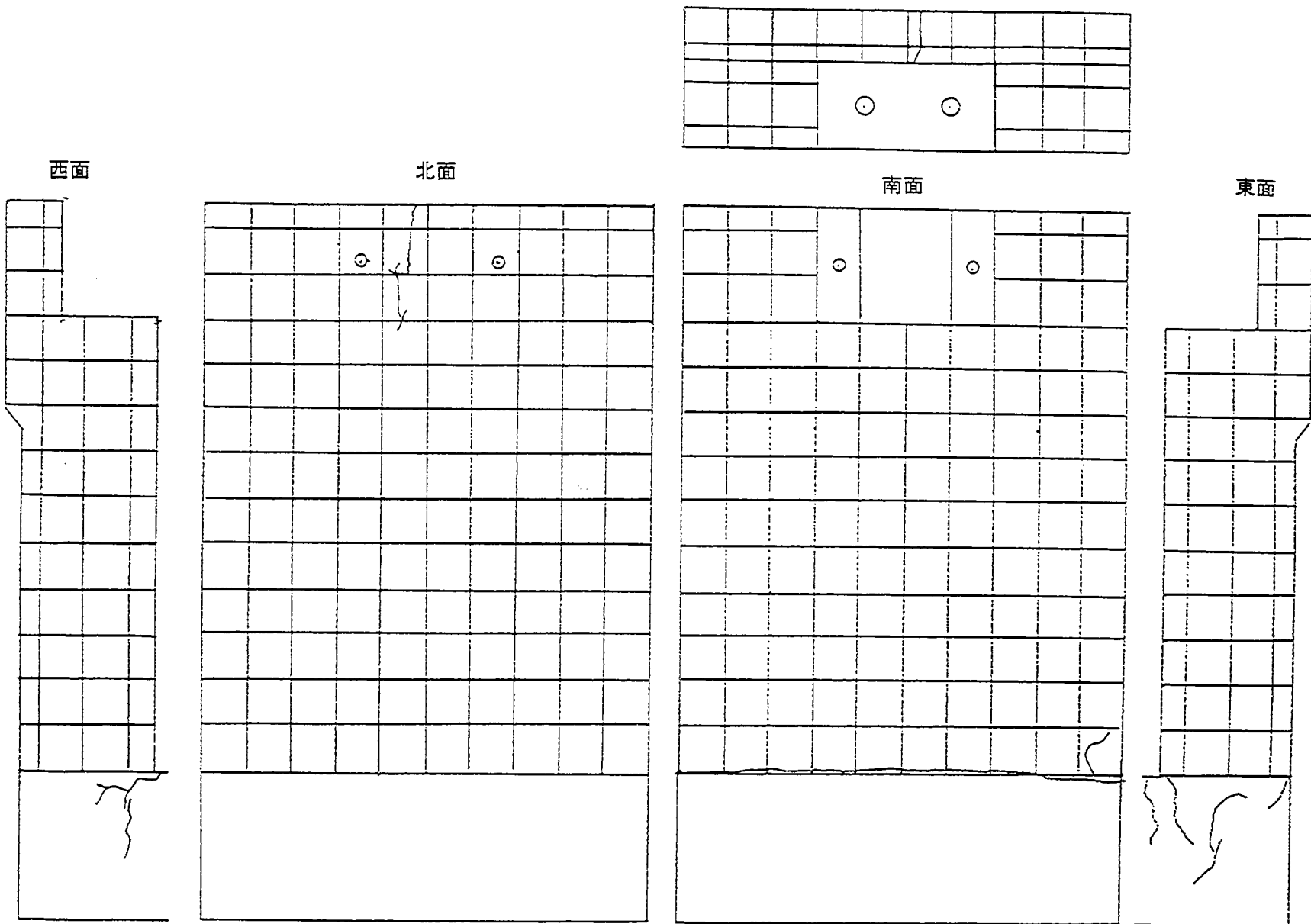




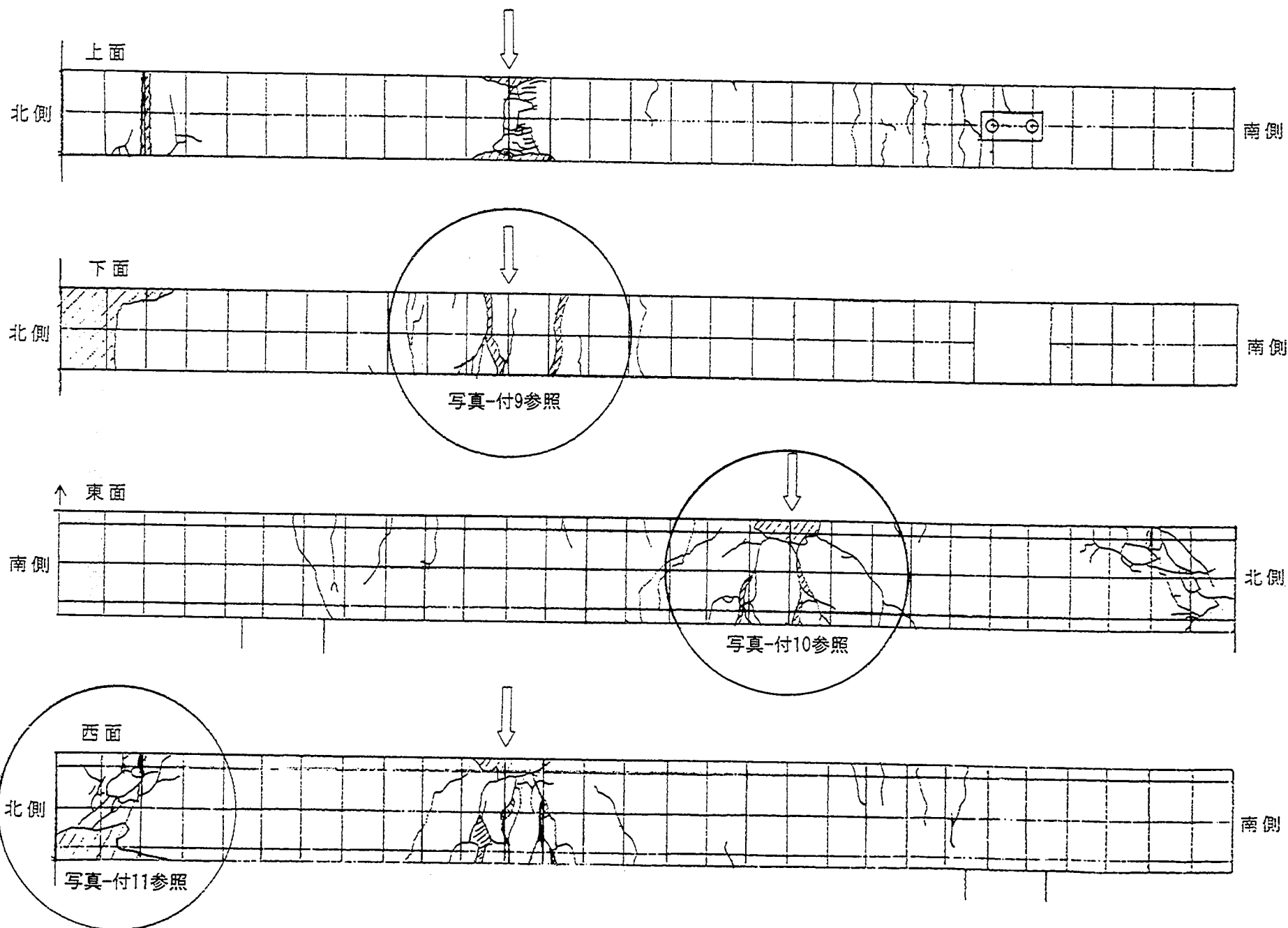
付図-7 C-1K拱試体のひび割れ状況 (主梁、H=3.5m)



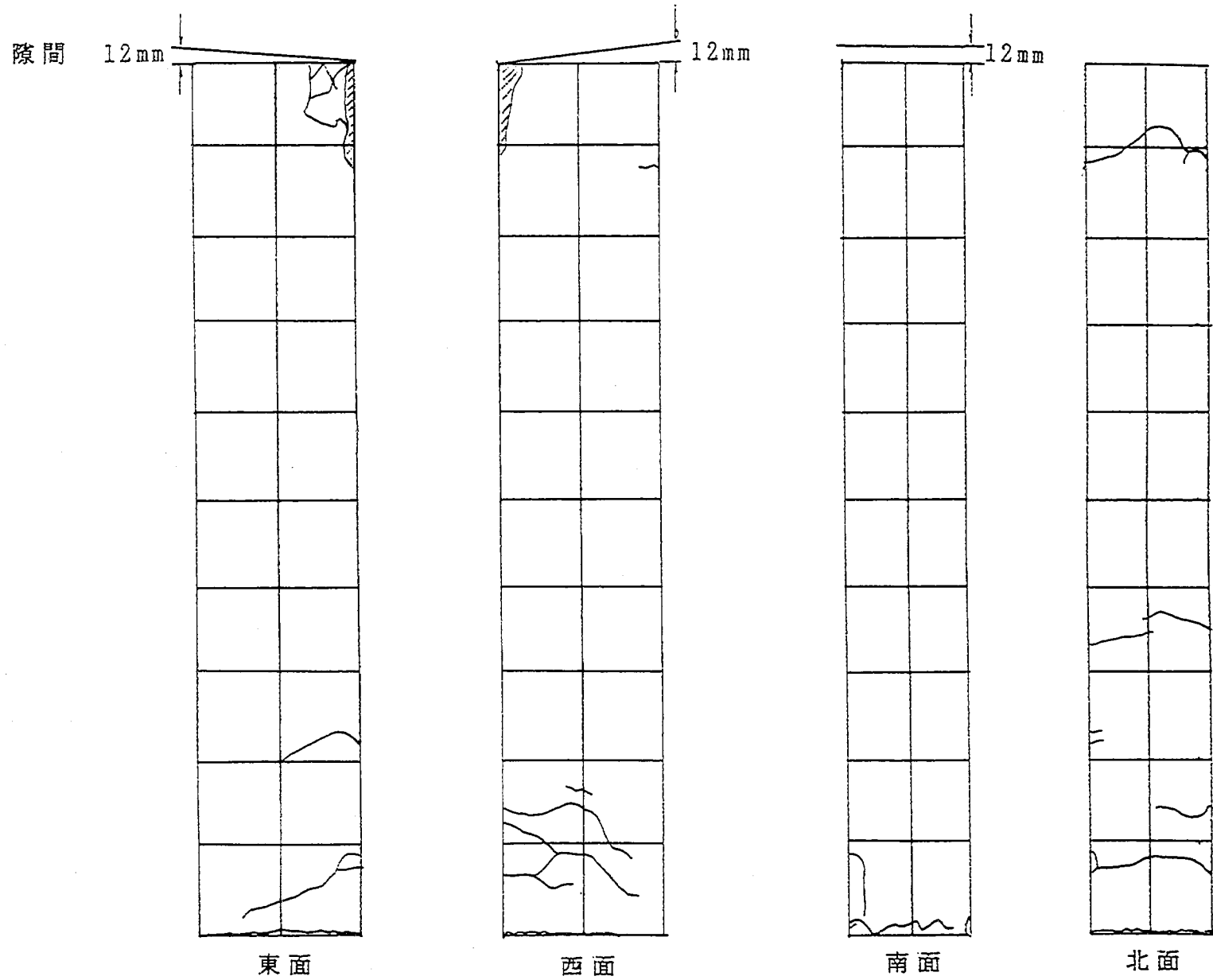
付図-8 C-1K供試体のひび割れ状況 (柱、H=3.5m)



付図-9 C-1K供試体のひび割れ状況 (山側擁壁、H=3.5m)

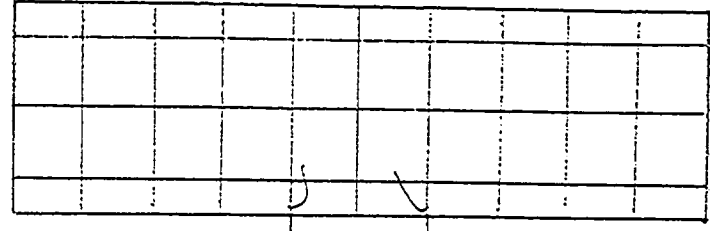


付図-10 C-4K供試体のひび割れ状況 (主梁、H=2.5m)

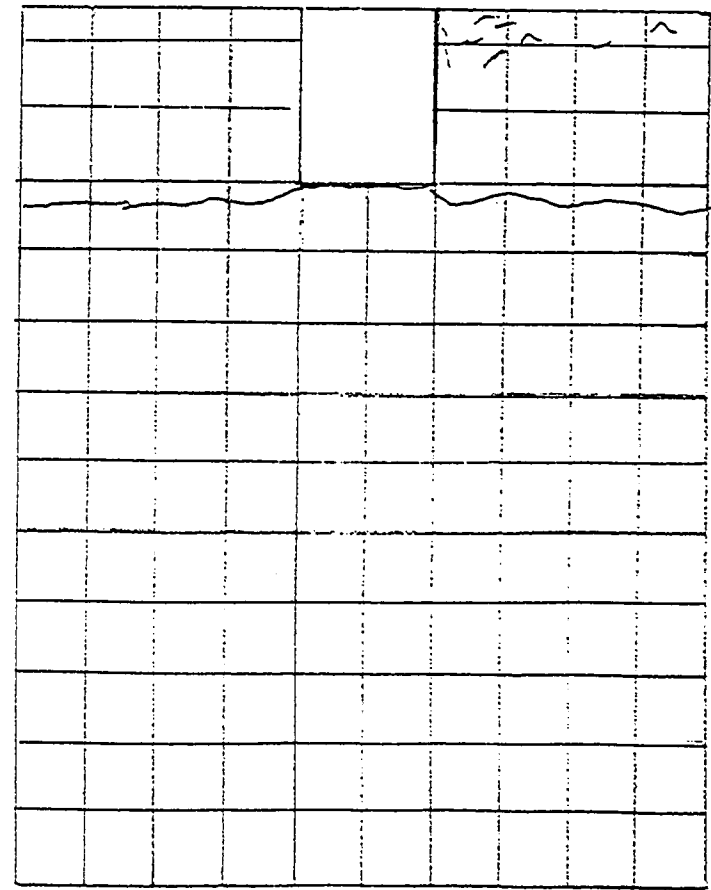


付図-11 C-4K供試体のひび割れ状況 (柱、H=2.5m)

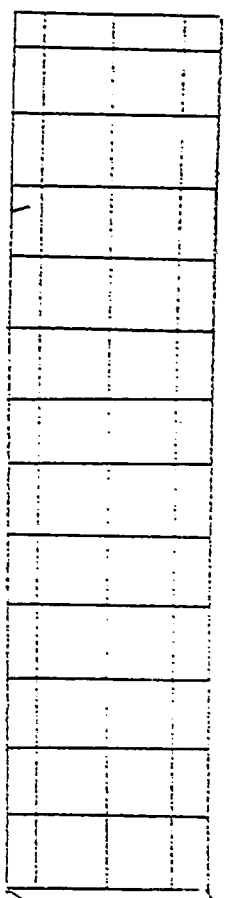
上面



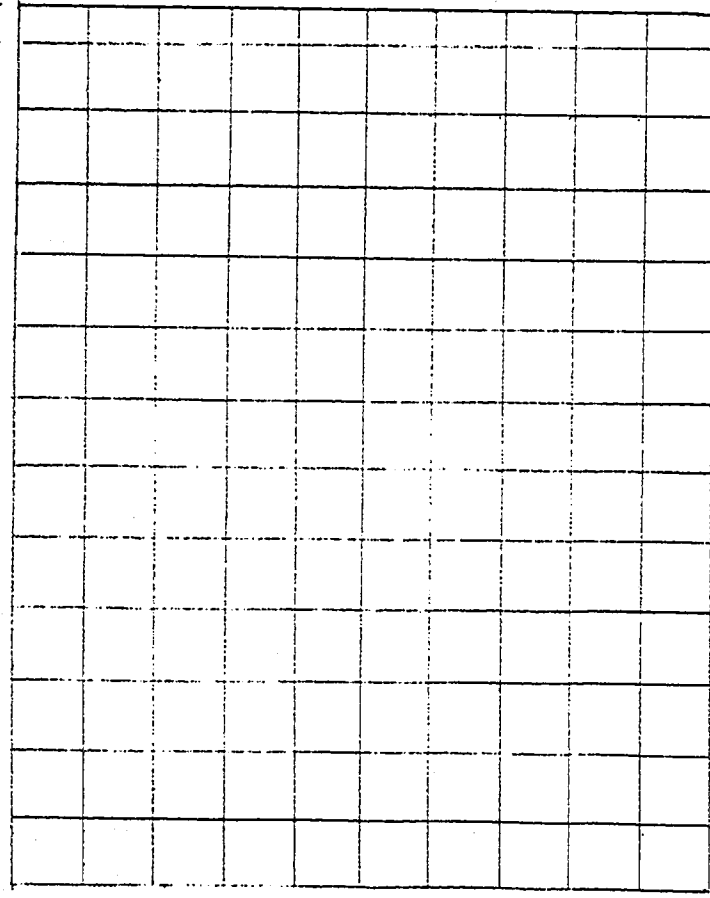
南面



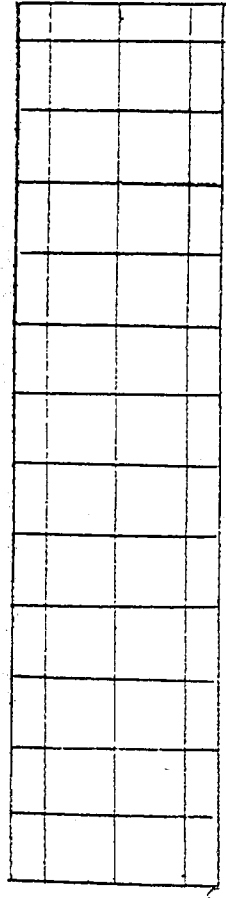
東面



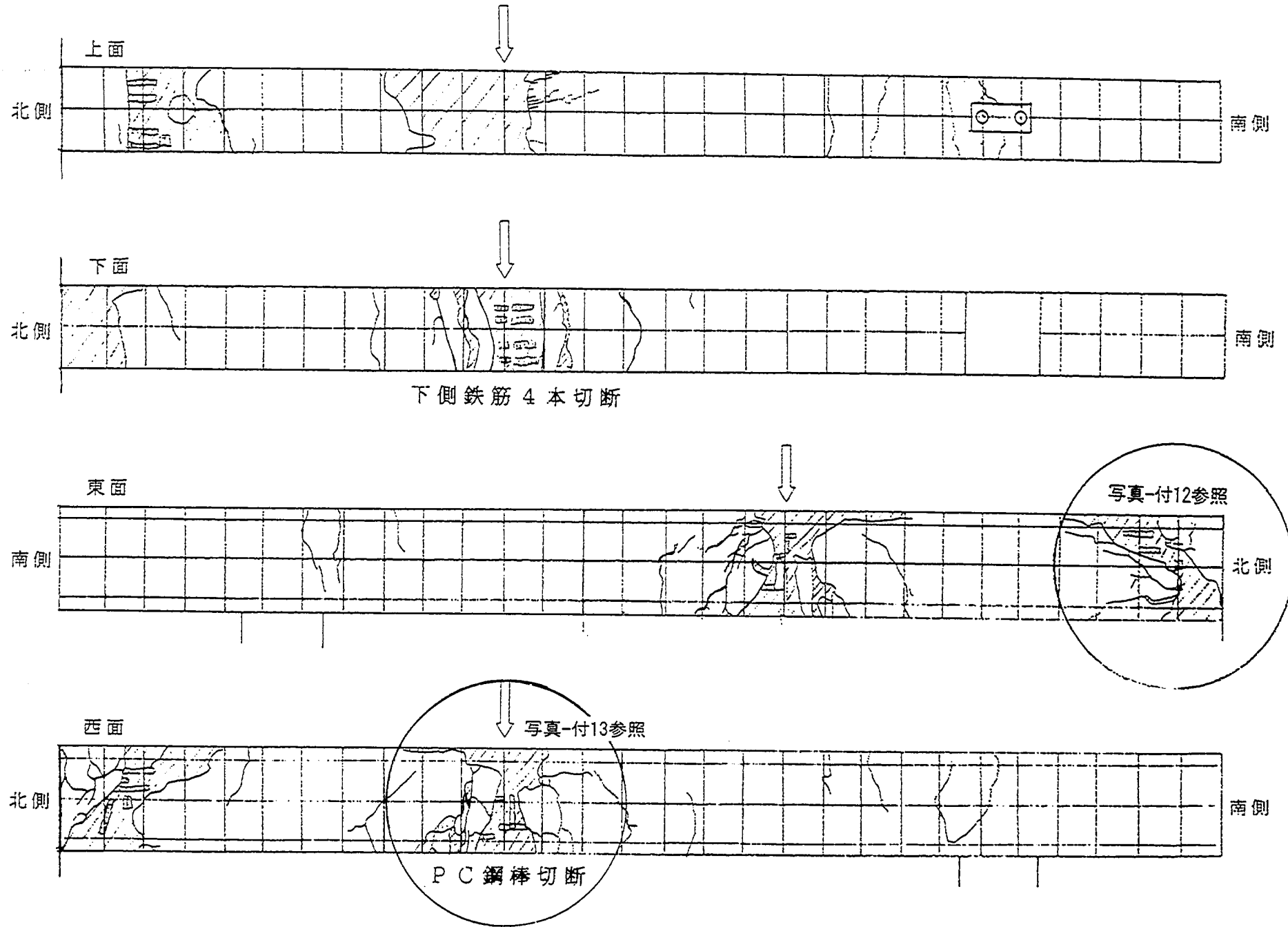
北面



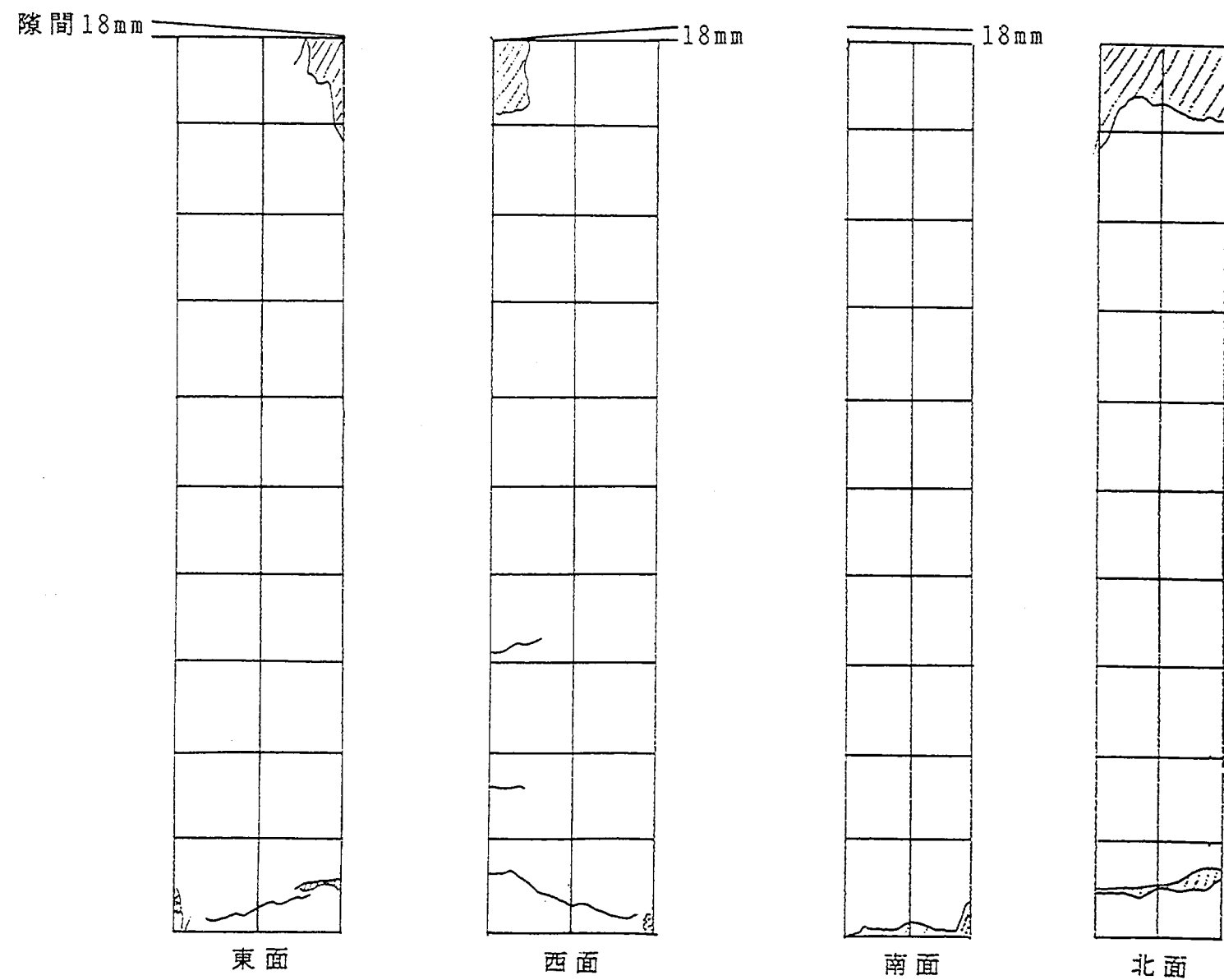
西面



付図-12 0-4K供試体のひび割れ状況 (山側擁壁、H=2.5m)

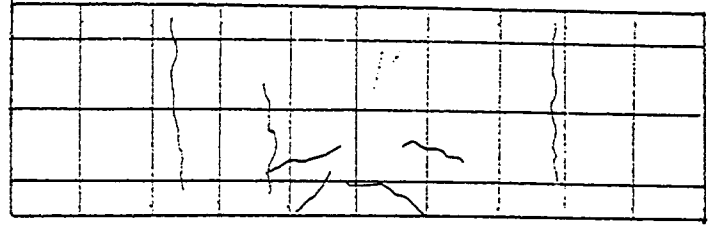


付図-13 C-4K供試体のひび割れ状況（主梁、H=3.5m）

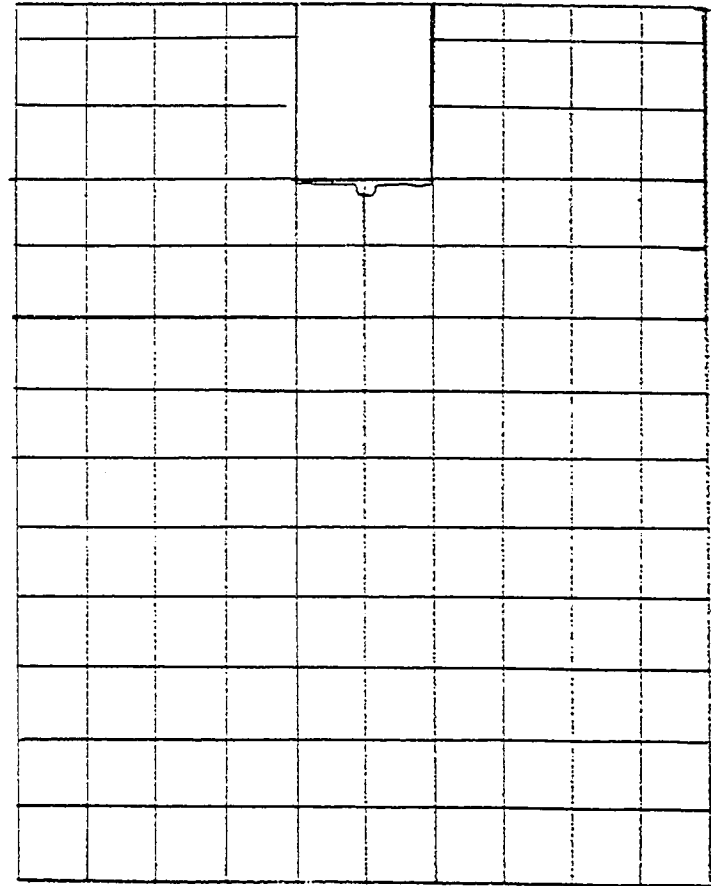


付図-14 C-4K供試体のひび割れ状況 (柱、H=3.5m)

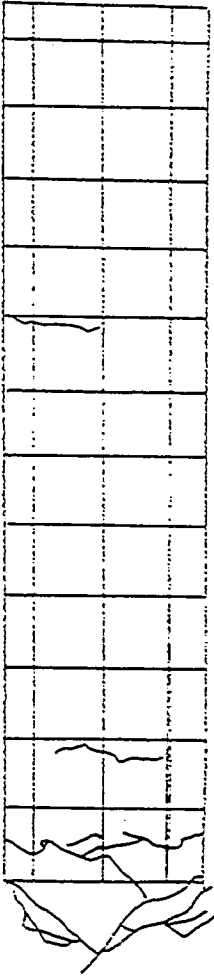
上面



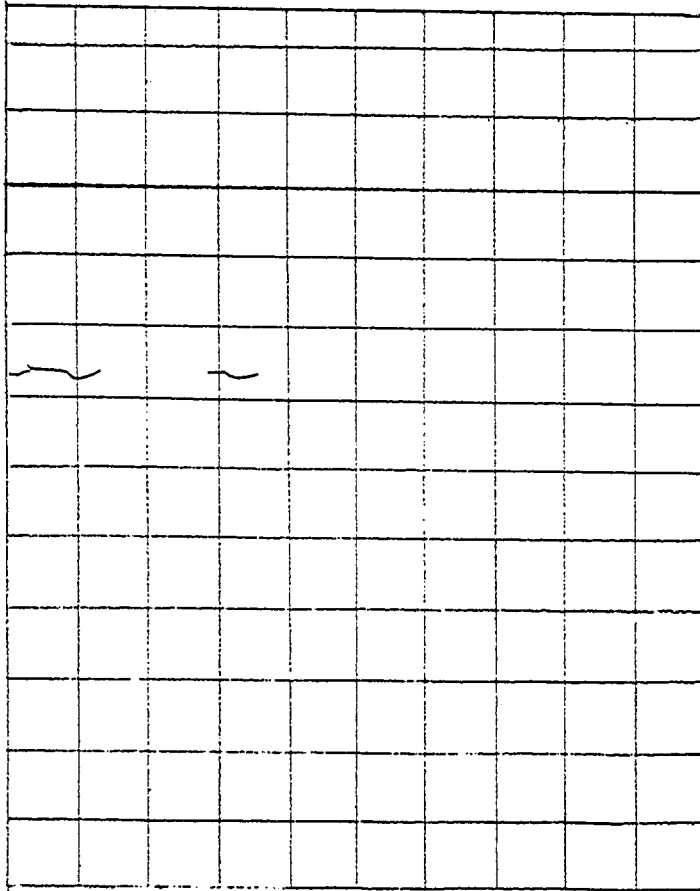
南面



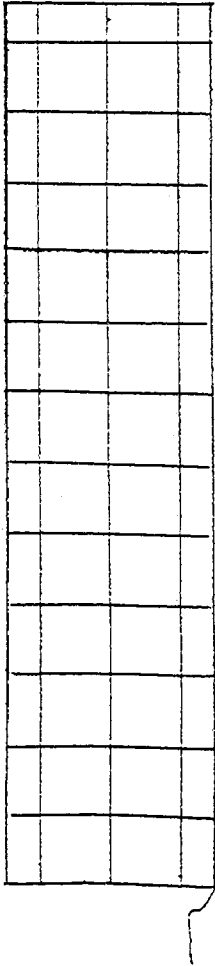
東面



北面



西面



付図-15 C-4K供試体のひび割れ状況 (山側擁壁、H=3.5m)



写真-付1 主梁中央部下面 (C-1、H=2.5m)



写真-付2 主梁中央部 (C-1、H=2.5m)



写真-付3 柱部 (C-1、H=2.5m)

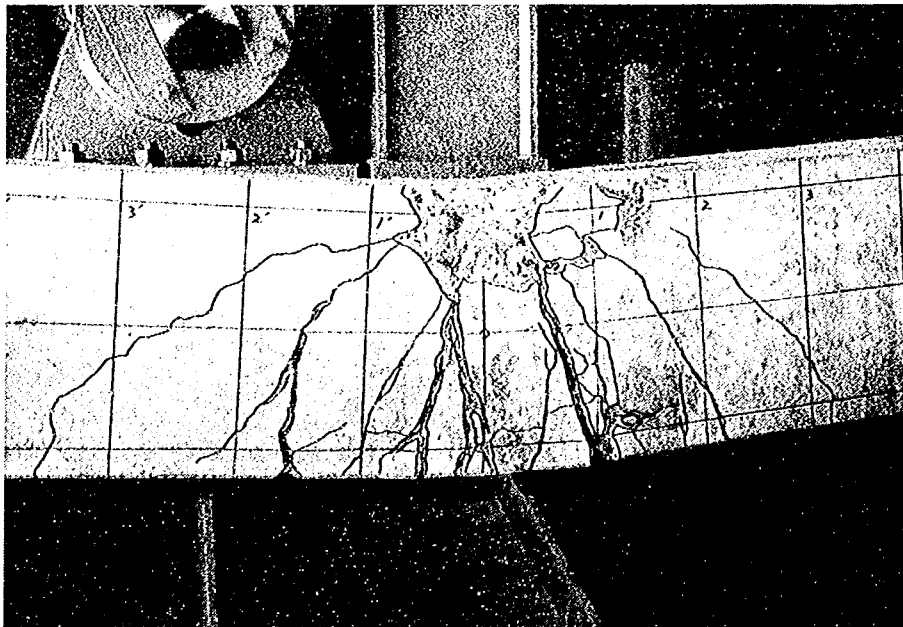


写真-付4 主梁中央部 (C-1K、H=2.5m)

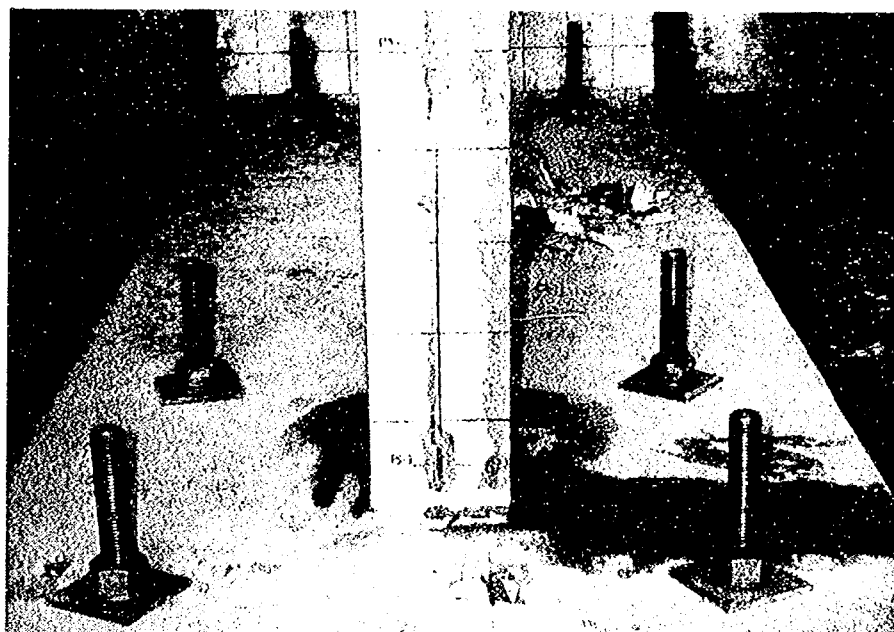


写真-付5 柱部 (C-1K、H=2.5m)

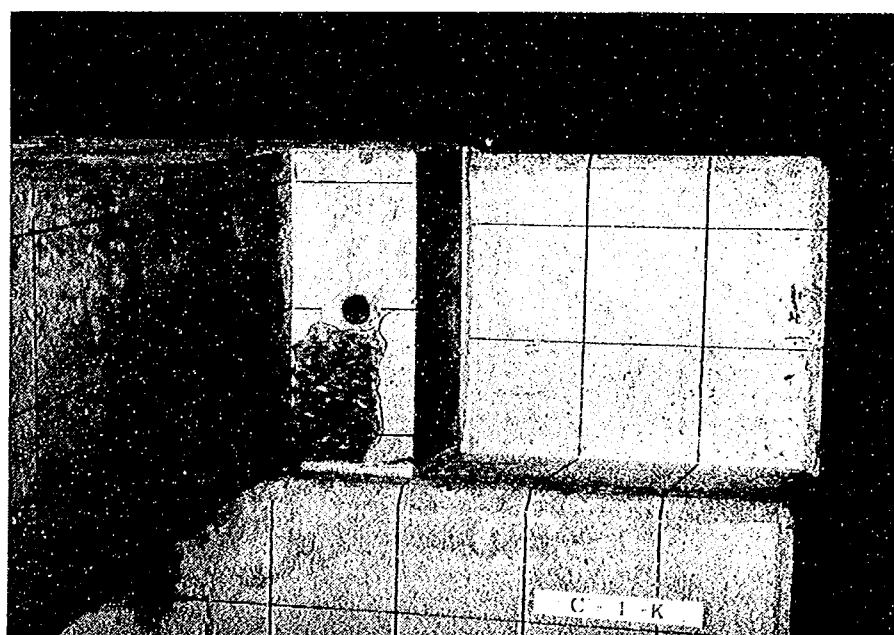


写真-付6 山側接合部 (C-1K、H=2.5m)

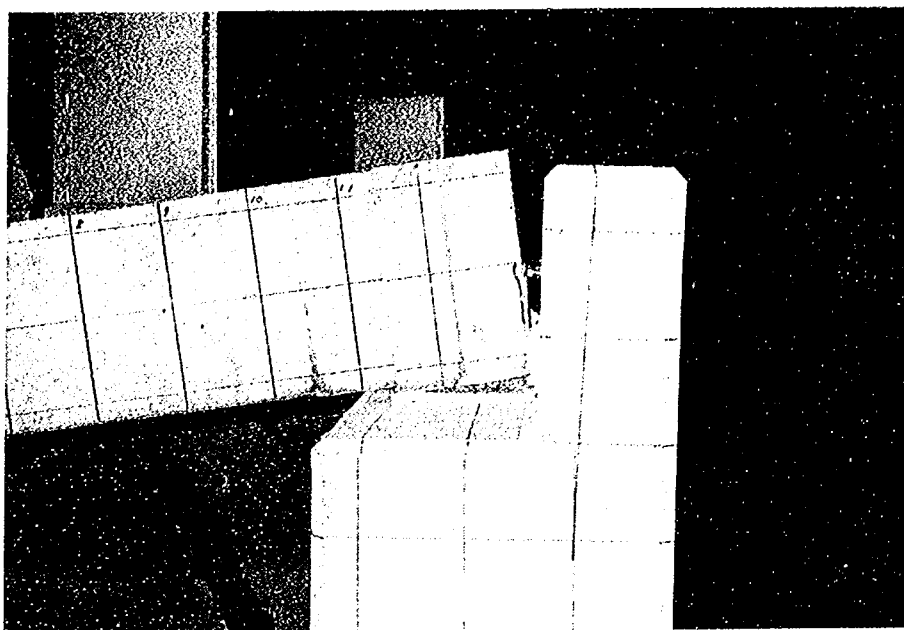


写真-付7 山側接合部 (C-1K、H=3.5m)

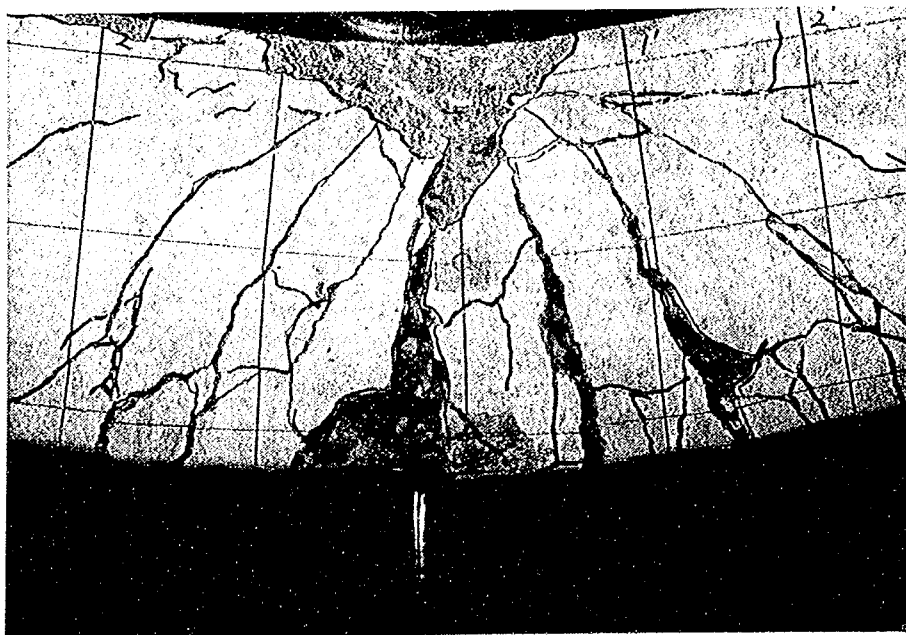


写真-付8 主梁中央部 (C-1K、H=3.5m)

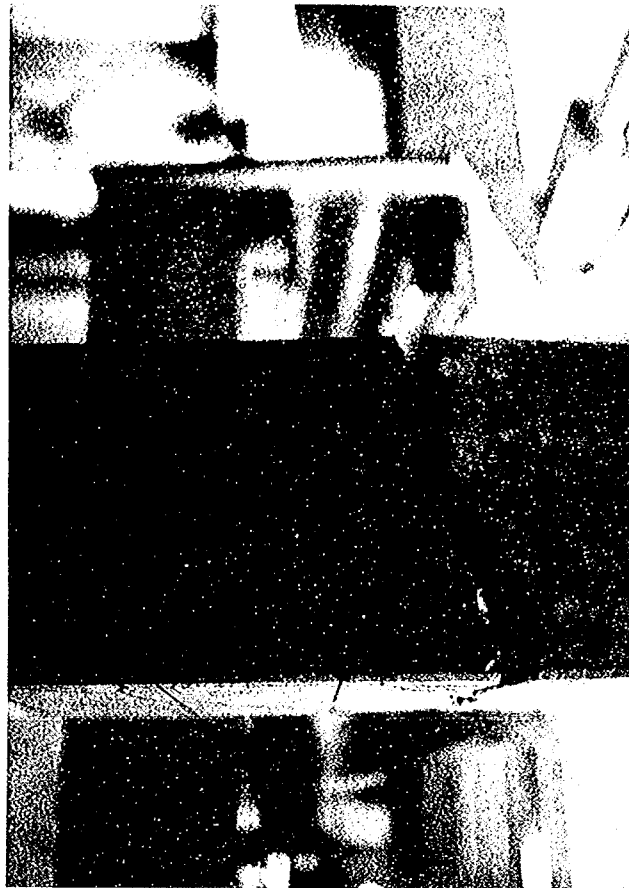


写真-付9 主梁中央部下面 (C-4K、H=2.5m)

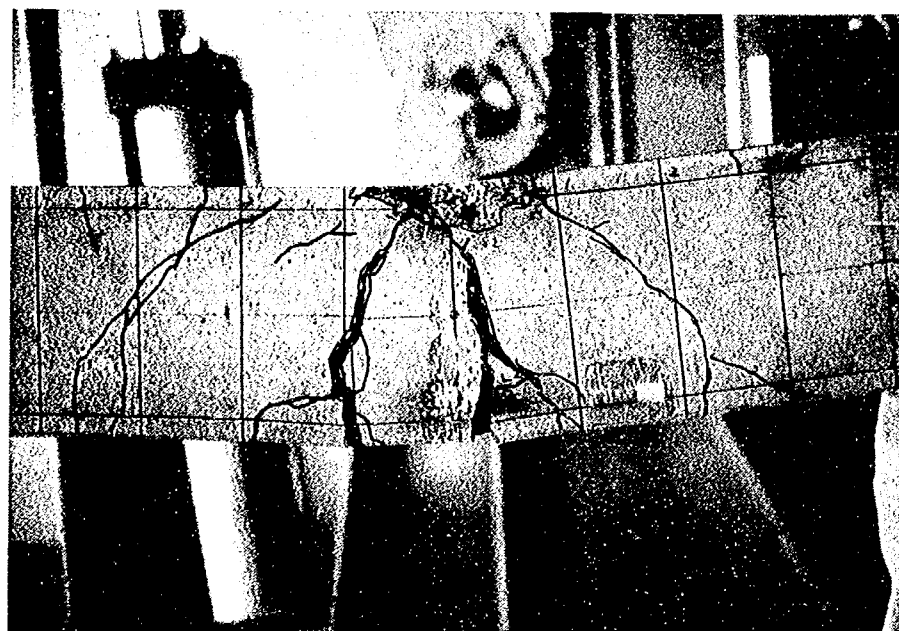


写真-付10 主梁中央部 (C-4K、H=2.5m)

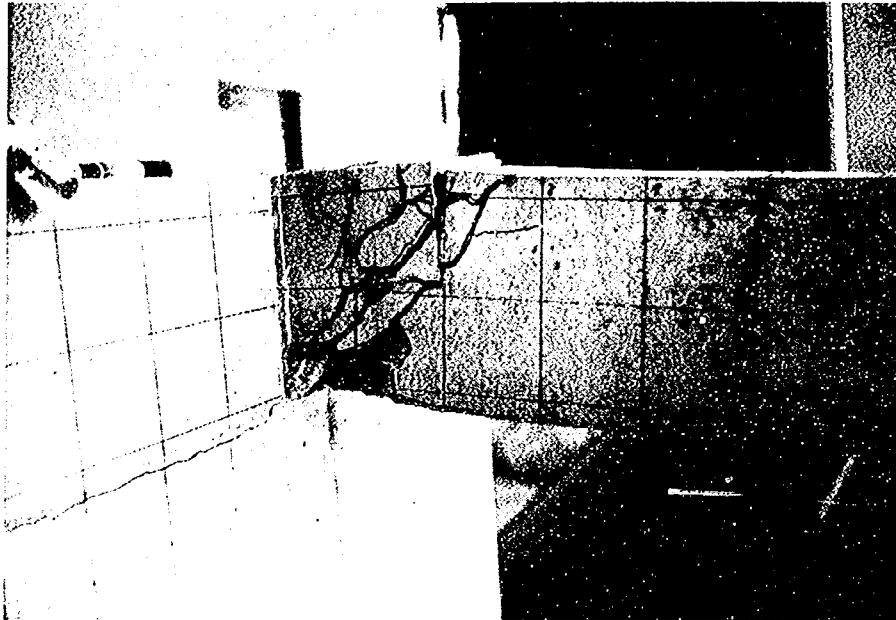


写真-付11 山側剛接部 (C-4K、H=2.5m)



写真-付12 山側剛接部 (C-4K、H=3.5m)



写真-付13 主梁中央部 (C-4K、H=3.5m)