

宮城県沖地震におけるプレストレストコンクリート 造建築物の被害

岡 本 伸*
野 原 英 紀**
野 沢 正***

1. ま え が き

プレストレストコンクリート構造(以下 PC 造と略記)が、建築の分野で本格的に用いられるようになったのは昭和 30 年代の前半であるが、昭和 39 年の新潟地震および昭和 43 年の十勝沖地震の時には、強い地震動を受けた地域に PC 造建築物がなかったため、PC 造建築物が大地震に対してどのような挙動を示すかを確かめる機会がなかった。

今回の宮城県沖地震では仙台市周辺に数十棟の PC 造建築物があり、これが 250~300 gal 近い地動を受けた。幸いなことに PC 造建築物の大半は無被害であったが、PC 造建築物がこのような強い地動を受けたのは、我が国においては初めての経験でもあるので、無被害建築物を含めて、以下に調査結果を記すこととする。

2. 地震による地動の概要

1978 年 6 月 12 日の 17 時 45 分頃発生した宮城県沖地震の震源位置およびそのマグニチュードは気象庁によれば次のとおりである。

震央：38°09'N, 142°13'E

深さ：30 km

マグニチュード：7.4

今回の地震による地動に関する建築研究所の調査・解析結果¹⁾を要約すると次のとおりである。

1) 東北大学工学部建設系建物の 1 階および 9 階に設置した強震記録より得られた加速度、速度、変位の最大値ならびにその生起時刻は表—1 に示すとおりである。

2) 仙台的旧市街にある比較的硬質な地盤上に建っている住友生命仙台ビル地下 2 階で得られた強震記録では、NS 方向 253 cm/sec², EW 方向 227 cm/sec², 同上地点に近い国鉄ビル 1 階で得られた強震記録では、NS

方向 240 cm/sec², 上下方向 100 cm/sec² であった。

3) 仙台市付近における最大加速度は、南北方向が東西方向より一般に大であり、その値は丘陵地で 260 cm/sec², 硬い地盤上で 200 cm/sec², 軟らかい地盤上で 320 cm/sec², また硬い岩盤上では 180 cm/sec² である。

4) 仙台市付近における東西方向および上下方向の地動の大きさは、南北方向のそれの、それぞれ 0.75 倍および 0.5~0.32 倍である。

5) 仙台市付近では 0.9~1.0 秒の加速度が卓越している。速度の応答スペクトル図は 1 秒以外に 2 秒および 3.5 秒が卓越している。

6) 初期微動が約 12~13 秒、主要動は約 20 秒、有感は約 150 秒継続した。

3. PC 造調査建築物の概要

PC 造調査建築物の概要および被害度の一覧は表—2 に、また、調査建築物の位置は図—1 に示すとおりである。

4. PC 造調査建築物の被害の概要

(1) 五ツ橋ボウル

本建築物は、旧市街地の南のはずれに位置し、地盤は、土質調査結果によれば、GL-3m 以深は N 値 50 以上の砂レキないしは泥質砂岩となっており基礎は長期地耐力 50 t/m² とした直接基礎として設計されている(写真—1・a 参照)。

本建物は図—2 に示すように平面 34m×35.7m の場所打ち一体式 PC 造部分と、その一部から突出した鉄筋コンクリート造部分からなり、PC 造部分と RC 造部分とは、床スラブのレベルが異なったラーメン構造を構成している。PC 造部分は 1 階がスパン 6.8m×5.75m ~6.5m の鉄筋コンクリート造で、2, 3 階が外周の骨組を鉄筋コンクリート造としスパン 35m の大梁を PC 造とした PC, RC 併用構造である。

本建物は、PC 造骨組に接続する RC 造骨組が、鉛直

* 建設省建築研究所第 4 研究部住宅建設研究室長

** 大成建設(株)

*** ビー・エス・コンクリート(株)

表一 東北大学建設系建物の1階および9階で得られた強震記録についての各種最大値とその発生時刻(1978年6月12日および同年2月20日の地震による)

	各成分		加 速 度		速 度		変 位	
	場 所	方 向	最大値 (cm/sec ²)	時刻(秒)	最大値 (cm/sec)	時刻(秒)	最大値 (cm)	時刻(秒)
6月12日 $M=7.4$	1 階	N-S	259.23	7.56	35.17	10.8	-14.53	10.56
		E-W	202.57	3.10	27.57	2.96	9.11	3.82
		U-D	153.04	4.18	11.92	10.44	3.18	10.02
	9 階	N-S	1039.98	15.20	150.41	14.96	-25.87	15.20
		E-W	-523.92	14.08	-72.76	14.34	16.61	3.40
		U-D	-355.56	7.32	22.92	15.48	7.09	8.18
2月20日 $M=6.7$	1 階	N-S	170.70	4.30	16.91	4.40	3.51	4.66
		E-W	-113.80	4.22	18.46	3.98	6.40	30.08
		U-D	95.03	6.14	6.68	4.26	-3.13	1.82
	9 階	N-S	421.90	9.32	50.47	8.60	6.66	7.96
		E-W	298.53	6.60	-38.21	6.48	6.71	12.30
		U-D	107.51	8.22	8.14	6.36	4.43	8.48

注) ゴシック体は世界最大記録である。

表二 PC 造調査建築物および被害度一覧

番号	建築物名称所在地	竣工年月日	層 数	構 造 概 要	基 礎 型 式	被 害 状 況	被害度
1	五ツ橋ボウル 仙台市清水小路 6-1	昭 47 年度	地上2階 地下1階	場所打ち一体式PC造 (スパン 34m)	直接基礎	付属RC造部分耐震壁にせん断ひびわれ	1
2	七十七銀行 仙台市幸町 1-1-21	昭 53 年度	地上2階	場所打ち一体式PC造 (スパン 15.5m)	杭基礎 $l=6m$	無被害	0
3	柳下精工 泉市小角字館前1	昭 52 年 11 月 30 日	地上2階	プレキャストPC造 (スパン 14.4m)	直接基礎 (一部杭基礎)	付属鉄骨階段が地盤の局部的沈下により離脱 構造体は無被害	0
4-1	管区警察学校射撃場 宮城県多賀城市笠神字丸山	昭年48~49年	平 屋	場所打ちRC造屋根のみ プレキャストRC造折板 (スパン 26m)	杭基礎 $l=10m$ 57本 $l=15m$ 6 本	プレキャストRC造折板取付け部損傷 トップライト用スチールサッシュ損傷	1
4-2	管区警察学校講堂 同 上	昭48~49年	平 屋	場所打ちRC造屋根のみ プレキャストST板 (スパン 19m)	杭基礎 $l=8m$	ST板つなぐ場所打ちPC造梁部分が1箇所圧潰	0
4-3	管区警察学校柔剣道場 同 上	昭48~49年	2 階	場所打ち一体式PC造 (スパン 16m)	杭基礎	無被害	0
5	南蒲生下水処理場管理棟 宮城県仙台市南蒲生八部字兵衛谷地	昭49~50年	地上5階 地下1階	場所打ち一体式PC造 (スパン 13.2m×2)	杭基礎	無被害	0
6	鶴谷団地 仙台市営住宅 (15棟)	昭46~48年	4階~5階	プレキャスト壁式PC造	1棟だけ地盤の局部的沈下により小破		
7	将監団地 宮城県営住宅 (5棟)		4階~5階	プレキャスト壁式PC造	1棟だけ地盤の局部的沈下により軽微な被害		

方向でずれていること、建築物が不整形であること等耐震的に不利な点があるが建築物周辺にはほとんど開口のない耐震壁がほぼ全面に配置されており、十分な耐震強度を有していたため、PC造部分は全く無被害であった。

ただし、付属の鉄筋コンクリートの y 方向の耐震壁の一部に、斜めせん断ひびわれ(ひびわれ幅 1.5~3mm)が発生し、一部タイルの剝離などが見られた(写真-1・b, c)が、十分補修可能な程度の被害であった。

なお、既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準によって求めた、一次診断による構造耐震指標 I_1 の値は1階 x 方向で 1.18, y 方向で 1.95 であった。

(2) 七十七銀行

本建築物は市街地の北のはずれに位置し地盤は、GL-4m あたりからN値 50 以上の砂レキ層となっており、基礎は長さ 6m, $\phi 300$ の PC パイルを用いた杭基礎である(写真-2・a 参照)。

平面は 図-3・a に示すように 25.6m×15.5m の長方形で南側約 1/3 が壁量の多い鉄筋コンクリート造、北側 2/3 がスパン 15.5m の PC 造大梁を有する場所打ち一体式 PC 造である。

建築物東西方向は、壁が著しく偏心配置されており、また壁の少ない部分は、スパンの大きい PC 造となっているため、1階における偏心率は約 7%, 東西方向の耐震壁の地震時負担せん断力は、設計せん断力の約 41%

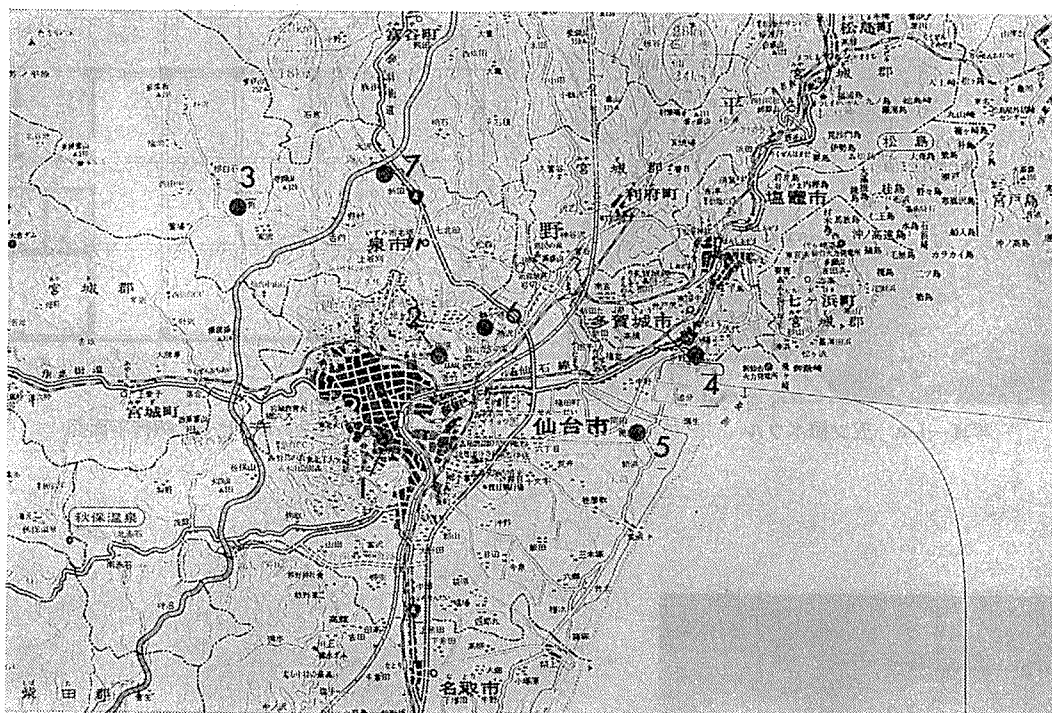


図-1 PC造調査建築物位置

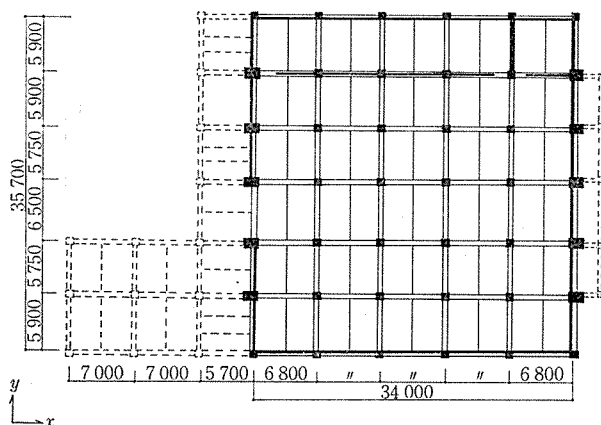


図-2・a 五ツ橋ボウル B1 平面図

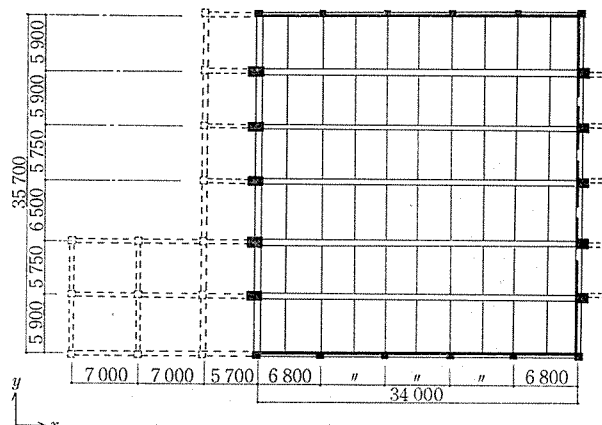


図-2・b 五ツ橋ボール 2F 梁伏図

(耐震壁のD値の算定にあたっては曲げ回転による剛性低下率を 0.3, せん断剛性低下率を 0.15 と仮定している)である。一次診断による1階の I_s 指標は、南北方向で 3.34, 東西方向で 1.31 であった。

建築物の被害は、写真-2・b に示すように天井にはめ込まれた照明器具, 仕上げモルタルなどに数箇所軽微な被害があっただけで、全体的には無被害といってもよい。

(3) 柳下精工 (写真-3・a~c)

本建築物は著しい被害を受けた県立泉高校から約 6km 西に離れたところに位置し、地盤は比較的良好で、建築物基礎は大半が直接基礎であるが、建築

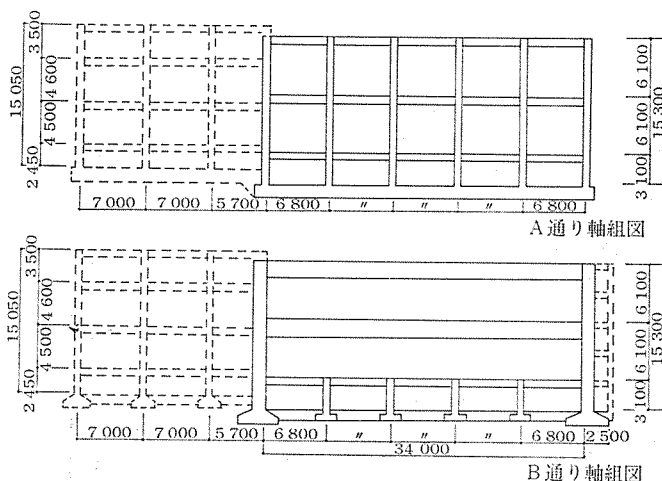
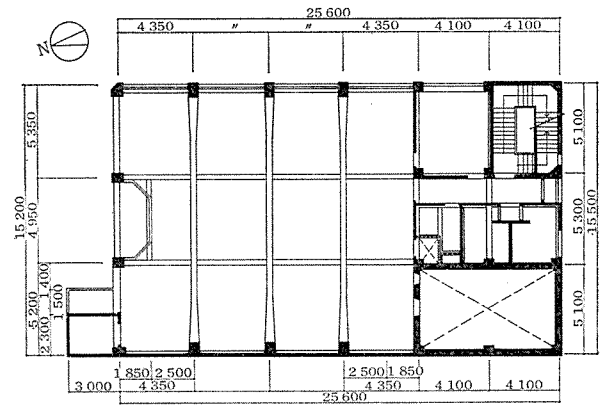


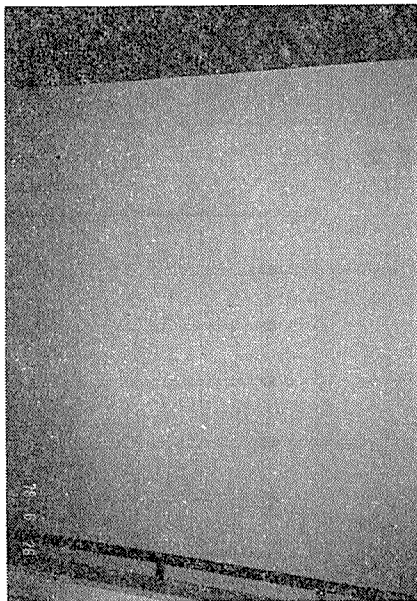
図-2・c 五ツ橋ボウル断面図



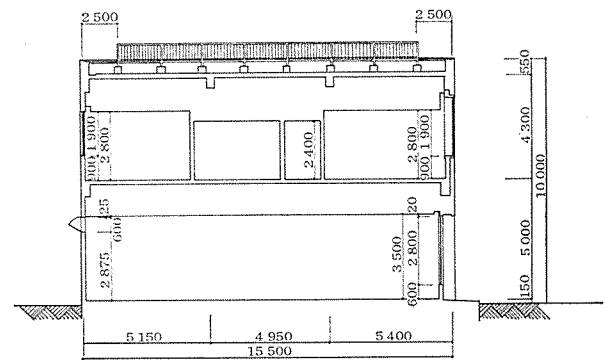
写真—1・a 五ツ橋ボウル



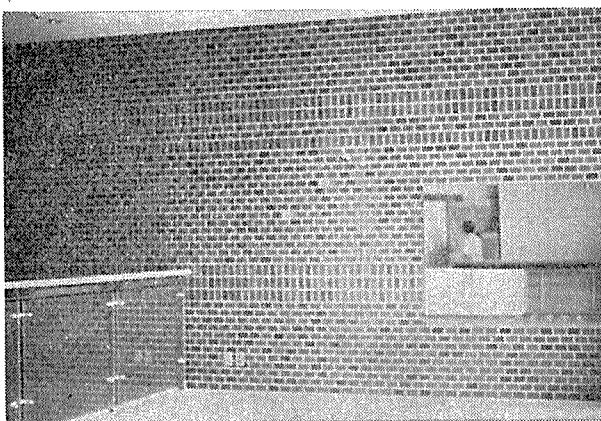
図—3・a 七十七銀行平面図



写真—1・b 五ツ橋ボウル耐震壁の被害



図—3・b 七十七銀行断面図



写真—1・c 五ツ橋ボウル耐震壁の被害



写真—2・a 七十七銀行



写真—2・b 七十七銀行天井の被害

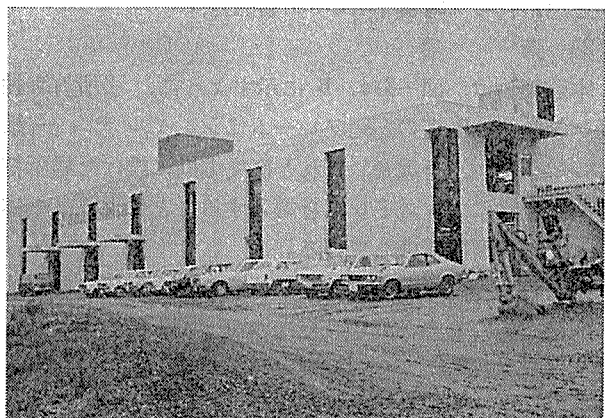


写真—2・c 七十七銀行1階室内

物長手方向に地盤が傾斜していたため、建築物東端の4スパンが、杭基礎となっている。

本建築物は図—4・a, b に示すように、スパン 14.4m、全長 72m の細長い建築物である。柱、梁、床ともプレキャストコンクリートによる組立て工法である。

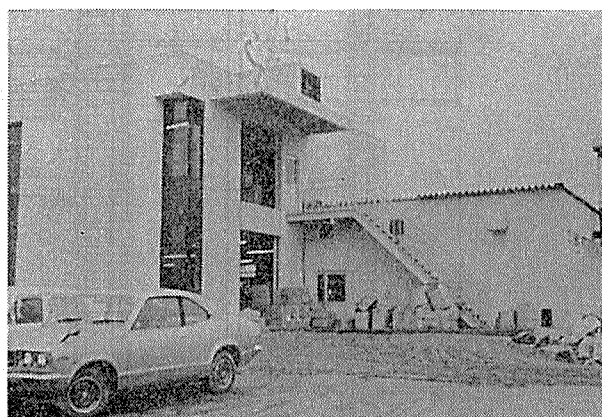
柱は2層分の長さのプレキャスト鉄筋コンクリート造で、これを基礎に設けた、柱径の約 1.6 倍の深さを有する穴に建て込み、周囲にモルタルを充填した、いわゆる掘立て式の構造となっている。設計上は柱脚を半固定



写真—3・a 柳下精工全景

とみなしている。長手方向の大梁は、プレキャストの柱部材から突出させた鉄筋を利用した場所打ち鉄筋コンクリート造である。梁間方向のスパン 14.4m の大梁はT形断面をしたプレキャスト・PC 造で、2階床梁は柱の側面に、R階床梁は柱の上面に圧着接合されている。

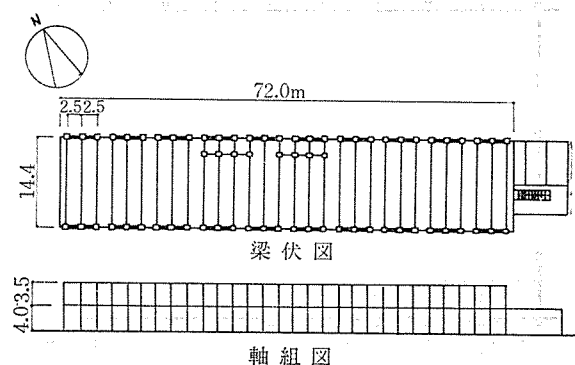
建物全体は、二次部材を含め全く無被害であった。ただし、建物東端部の鉄骨付属棟のベースに大きなクラックが入り、本棟のベースとほぼ完全に切断されていた。



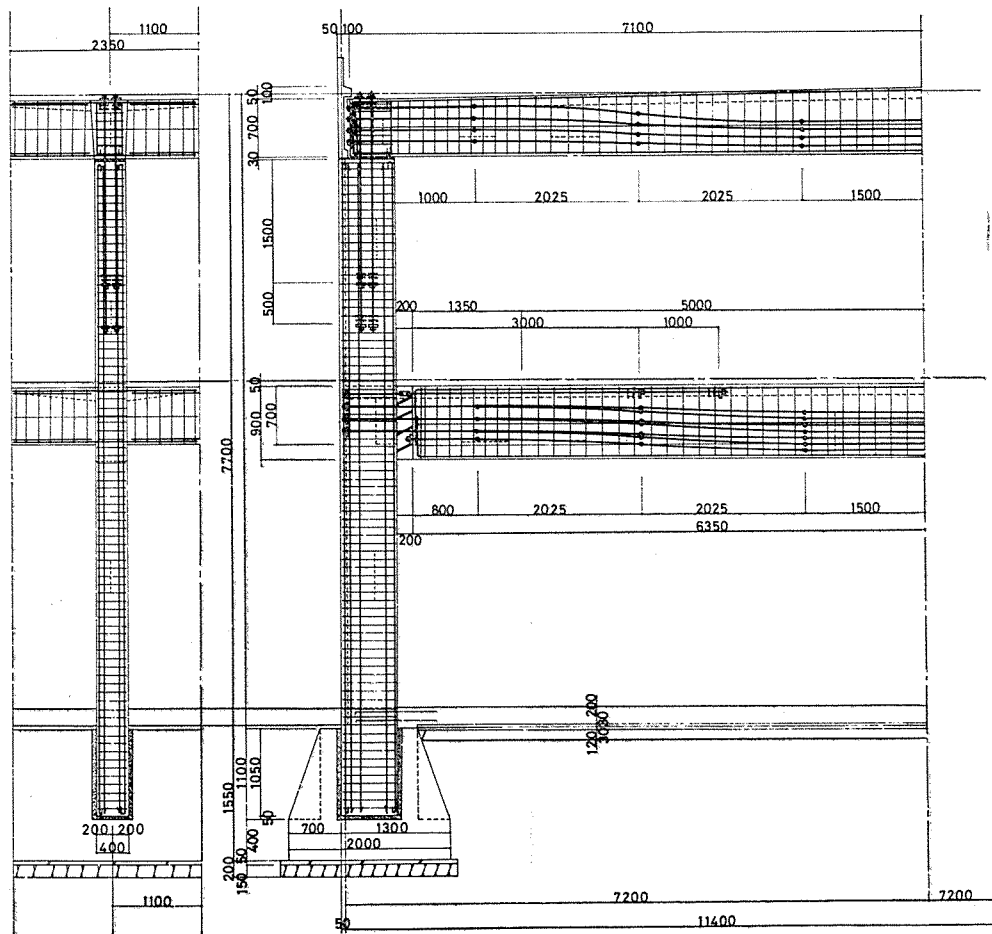
写真—3・b 柳下精工付属鉄骨階段の被害



写真—3・c 柳下精工鉄骨階段取付け部



図—4・a 柳下精工構造概要



図—4・b 柳下精工梁間方向架構配筋図

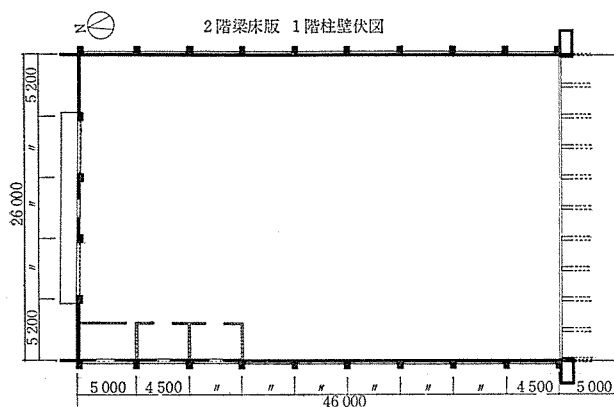
それにともない鉄骨造非常階段の上部の取付け用アンカー・ボルトが切断されていた。

(4) 管区警察学校施設

本施設は仙台市の東方約 12 km の多賀城市にある。いずれの建築物も長さ約 10 m 前後の杭基礎である。

1) 射 撃 場

本建築物は図—5・a に示すように、無開口の耐震壁を有する場所打ち鉄筋コンクリート造の周辺フレームに図



図—5・a 東北管区警察学校射撃場平面

—5・b に示すような折板状のプレキャスト・プレストレストコンクリート部材を載せ、部材端部に設けられた端板と壁とを、2-φ9 のボルトで接合したものである。折板相互の間には、トップライト用のスチールサッシュが取り付けられている。

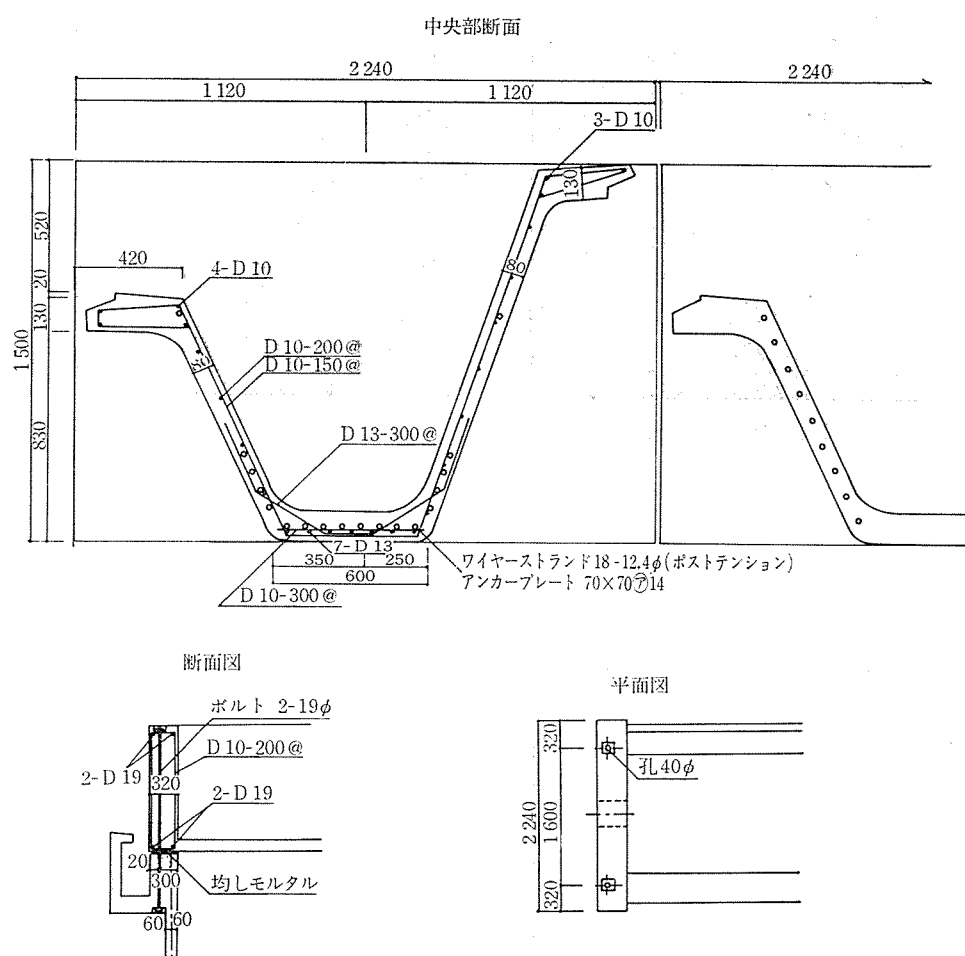
今回の地震では、トップライト窓ガラスの約半数が破損した。これは折板相互の接合がないために、屋根の面剛性がとれず、個々の折板が勝手に動いたことが、原因かと思われる（写真—4・a～c 参照）。

2) 講 堂

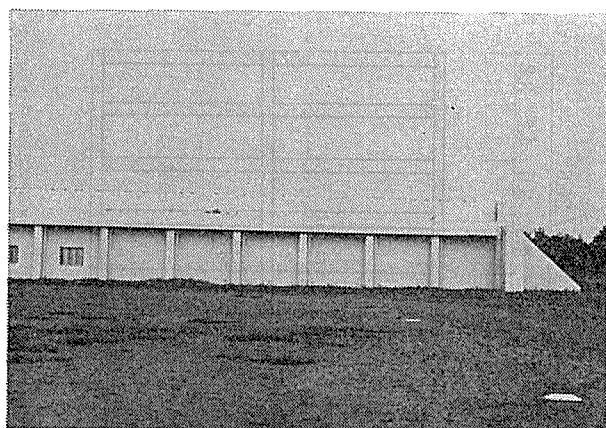
本建築物は、図—6・a, b に示すように、場所打ち鉄筋コンクリート造の周辺フレームにシングルティー板（スパン 19 m）を載せ、これと直交方向に設けた場所打ちつなぎ梁にプレストレスを導入することにより、一体化して屋根面を構成している。

場所打ちつなぎ梁下端コンクリートが1箇所、局部的に圧壊しているのが見られたほかは、RC 部分を含めて被害は見られなかった（写真—5・a, b 参照）。

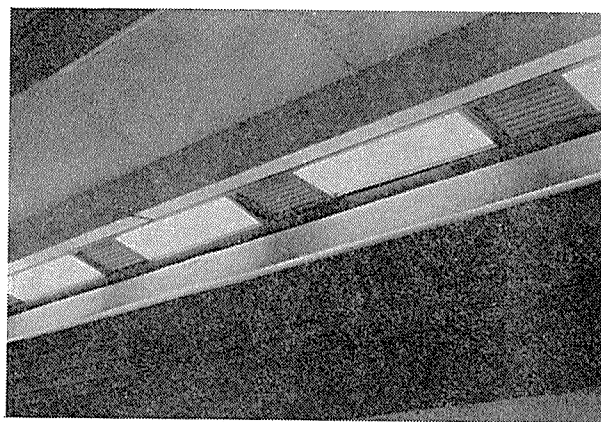
(5) 南蒲生下水処理場管理棟（図—7・a～d および写真—6・a, b 参照）



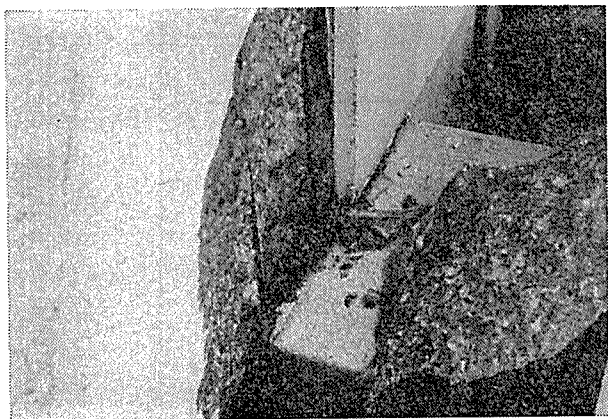
図—5・b 東北管区警察学校射撃場折板取付け部詳細



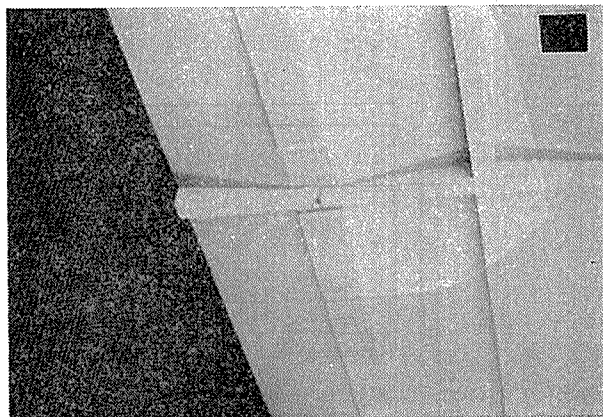
写真—4・a 警察学校射撃場



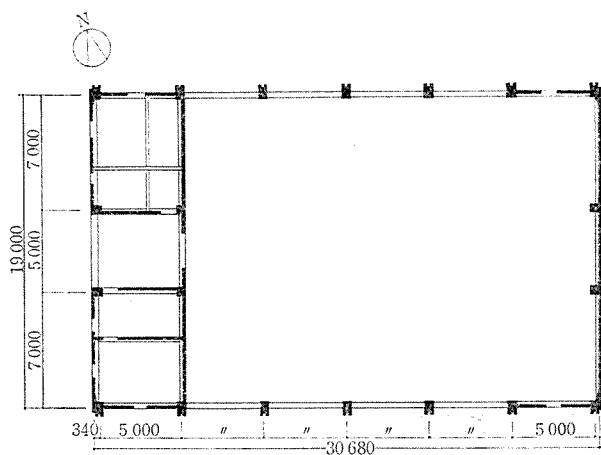
写真—4・b 警察学校射撃場トップライト部の被害



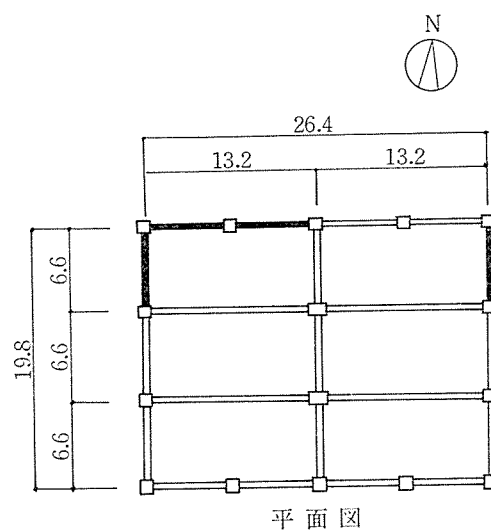
写真—4・c 警察学校射撃場折板取付け部の被害



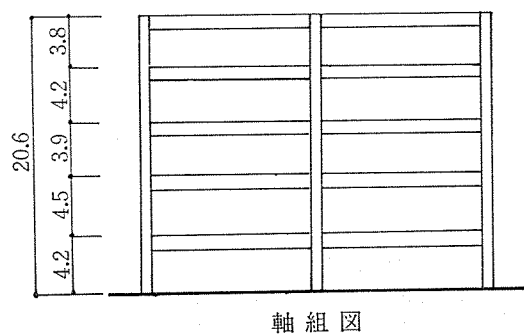
写真—5・b 警察学校講堂内部



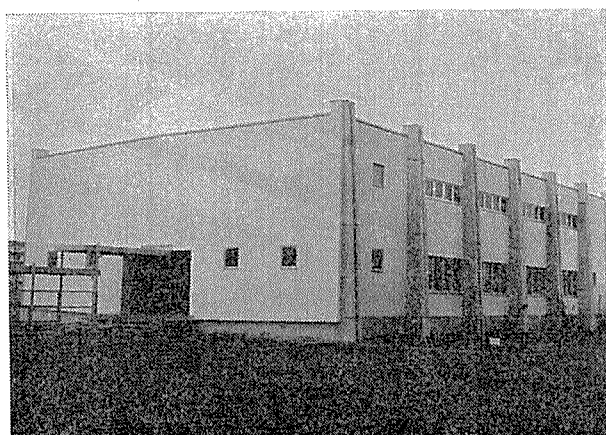
図—6・a 東北管区警察学校講堂平面図



平面図



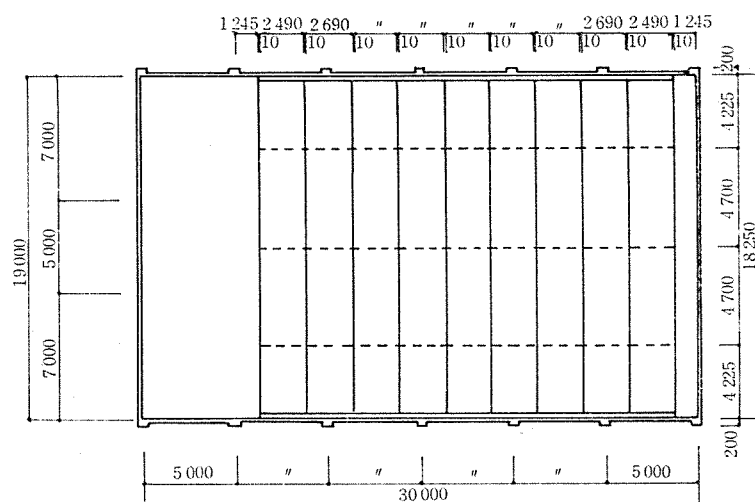
軸組図



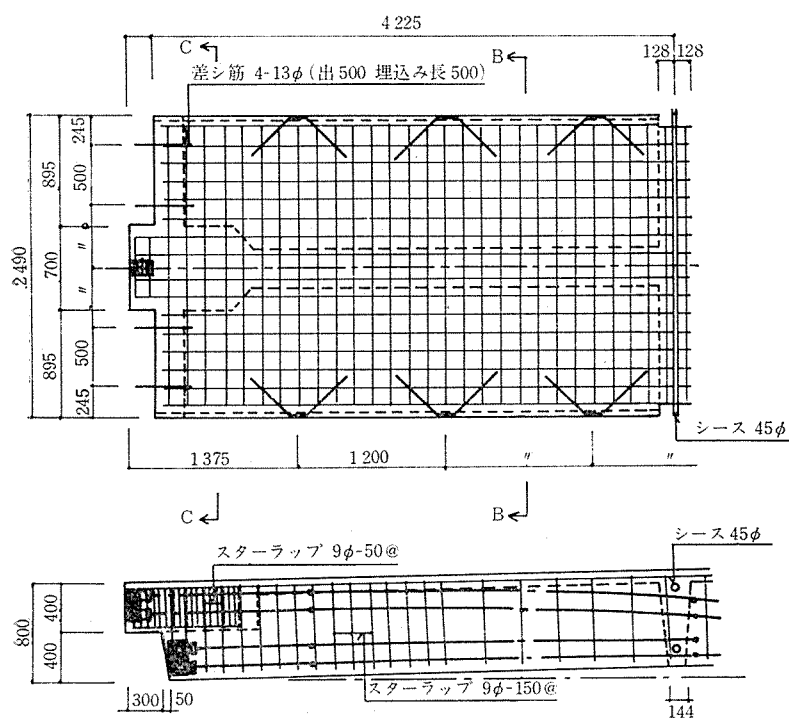
写真—5・a 警察学校講堂

図—7・a 南蒲生下水処理場管理棟構造概要

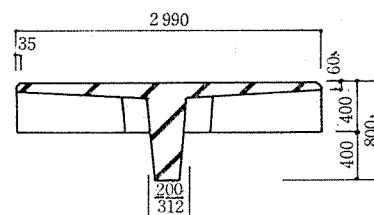
割付図



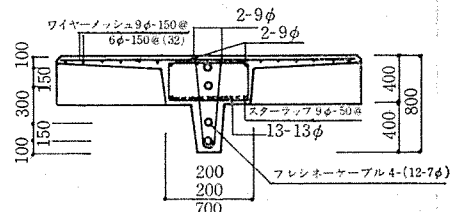
格子梁接合部詳細図



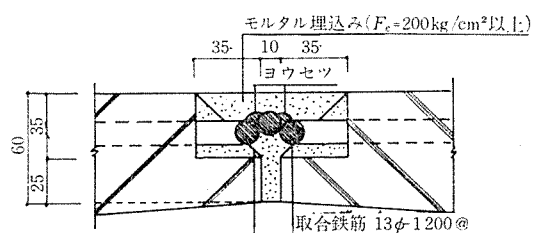
B-B 断面图



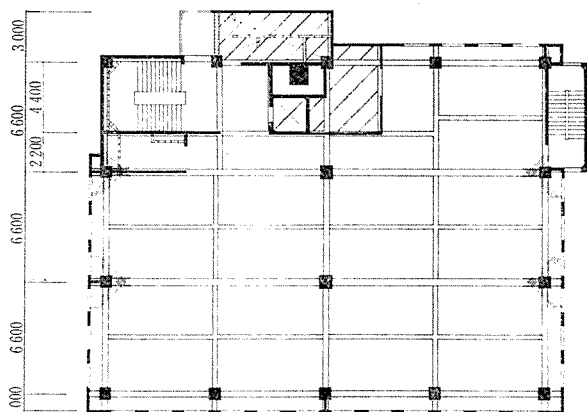
C-C 断面图



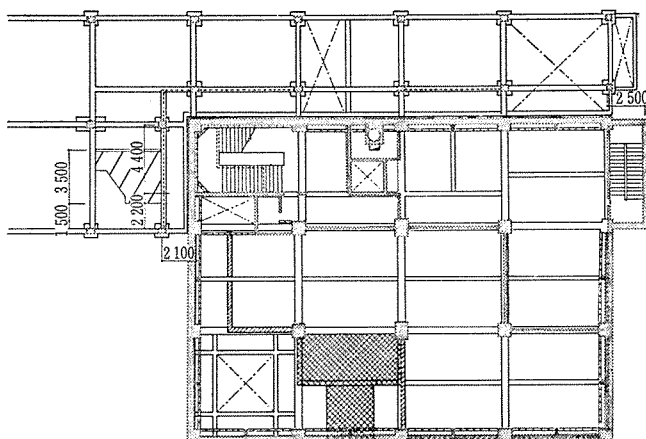
ST 板相互取舍图



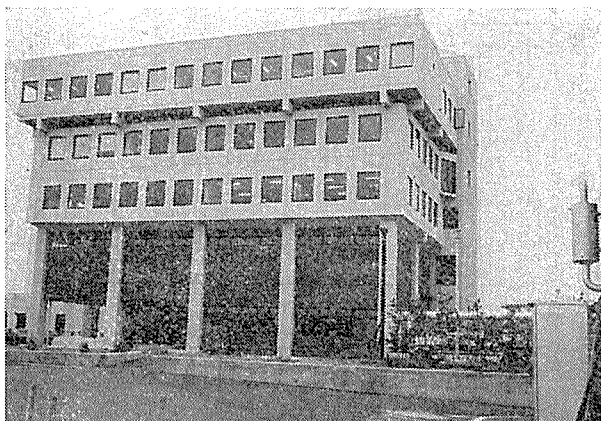
図一6・b 東北管区警察学校講堂 ST 板取付け詳細



図—7・b 南蒲下水道処理場管理棟 4階床伏図



図—7・c 南蒲下水道処理場管理棟基礎 1階床伏図



写真—6・a 南蒲下水道処理場



写真—6・b 南蒲下水道処理場 6階内部

場所打ち一体式 PC 造地上 5 階地下 1 階の建築物で、基礎は杭基礎である 図—7・a～c に、建築物の概要を示す。

本建築物は全く無被害であった。

(6) 鶴谷団地 仙台市営住宅 (PS 工法)

本団地には、建築研究所とプレハブ建築協会とが共同で開発したポストテンション工法を用いたプレキャスト壁式構造の 4～5 層の集合住宅 (通称 PS 工法) が仙台市営住宅として 14 棟建設されている。

平面型は、建設年度により 図—8・a, b に示す 2 種類のタイプがあり、このうち 68 年型の 1 棟 (4 B-8 棟) が小破に近い被害を受けている。

被害状況は、図—8・c および 写真—7・a～c に示す。

4 B-8 棟は、図—8・d に示すようにレベル差が約 15 m ある傾斜地の一部を掘削、一部を盛土して 図—8・e に示すような断面の敷地に建てられたものであり、基礎は地山の低い方から、杭基礎、ラップルコンクリート基礎、直接基礎の 3 種が混用されている。

周辺地盤は、建築物中間部 図—8・c の 3 通りで 25 cm 以上沈下しておりそれとともなって、基礎梁に最大 1 mm 程度の鉛直方向ひびわれが多数発生している。上部構造の被害も地盤が局部的に沈下した部分が著しい。

上部構造の被害は主として階段室を構成するそで壁、梁部分に集中している。本工法は、図—8・a に示したように、L 形および T 形の立体状の耐力壁部材と梁部材とを、PC 鋼棒を用いて鉛直方向に圧着したものである。住戸部分を構成する梁部材は、3 構面ありそれぞれ両端が 2 本の PC 鋼棒により接合されているが、鉛直方向ひびわれが多数発生している。階段室部分では南北の 2 構面しか梁が設けられておらず、しかも両端それぞれ 1 本の PC 鋼棒で接合されているだけで、ピン接合に近い状態になっている。地震による水平方向の繰返し荷重、ならびに局部的地盤沈下により梁端が回転し、そのためにこのようなひびわれを生じたものと思われる。

これに隣接する 4 B-6 棟 (図—8・d No. 6 棟) は同一平面の建築物であるが、階段室を繋ぐ梁部材端部のひびわれは、きれつ幅 0.1 mm 以下のヘアークラック程度の軽微なものであった。

4 B-6 棟は 図—8・e に示したように地山を削り取った部分に建てられており、4 B-8 棟のような地盤の局部的な不同沈下は見られない。

なお、本団地内に 4 B-8 棟と同じ 68 年型の平面の

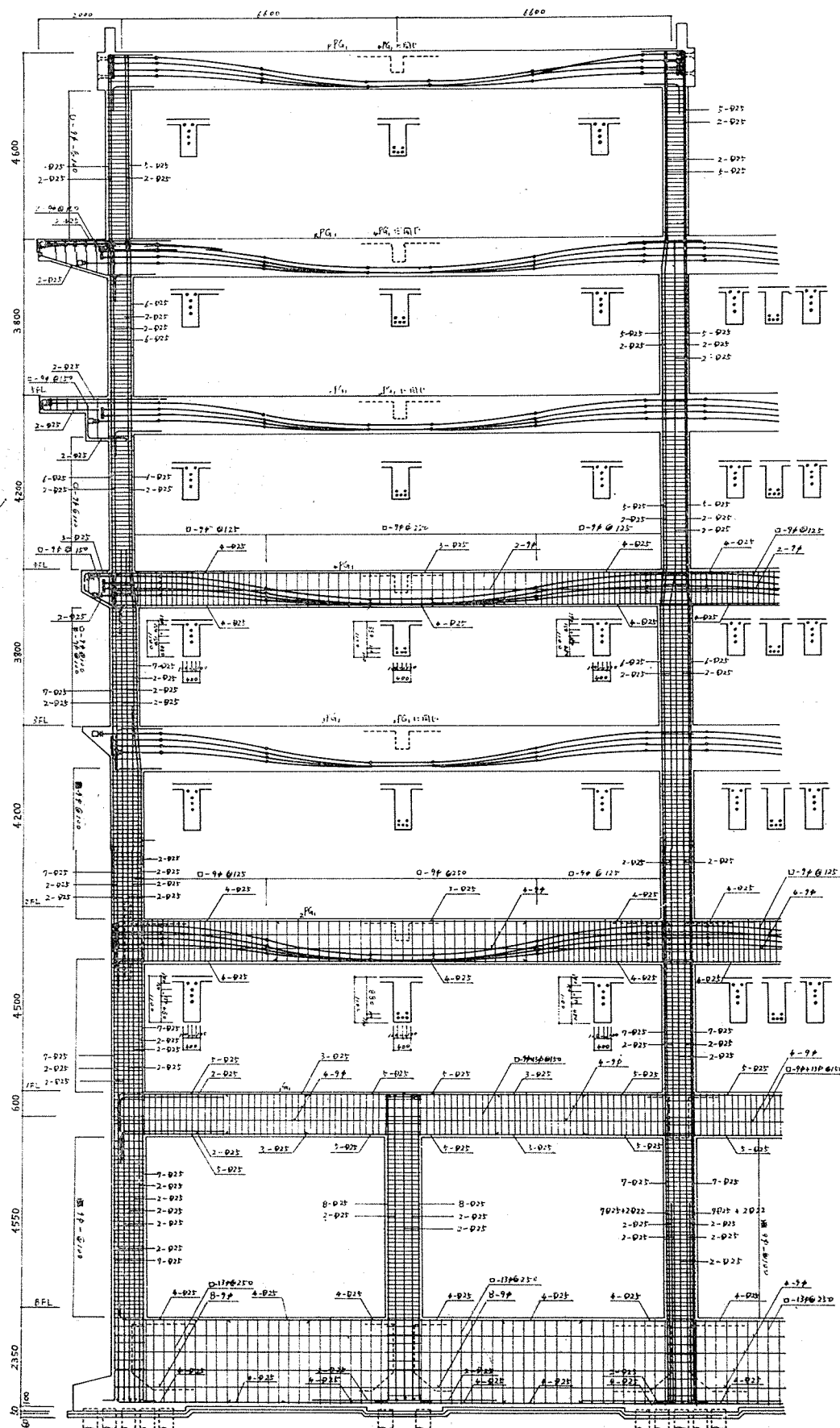
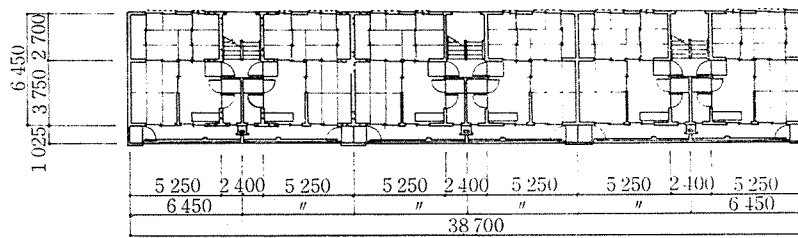
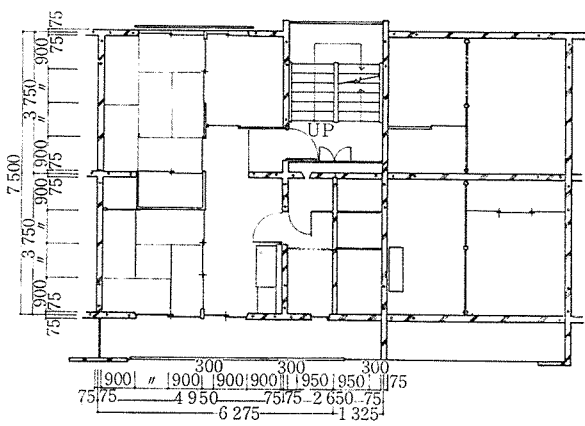


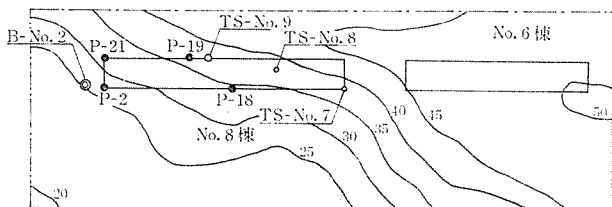
図-7.d 南蒲生下水処理場管理棟軸組配筋図



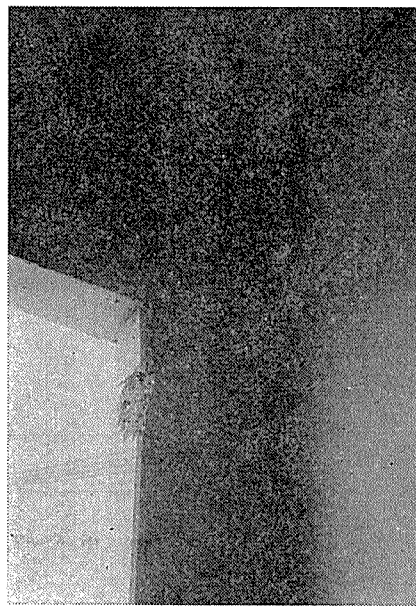
图—8·a 68年型 PS 工法集合住宅平面图



图—8·b 72年型 PS 工法平面图



図—8.d 68年型 PS 工法集合住宅 4B・6～8
棟敷地等高線図



写真—7·b

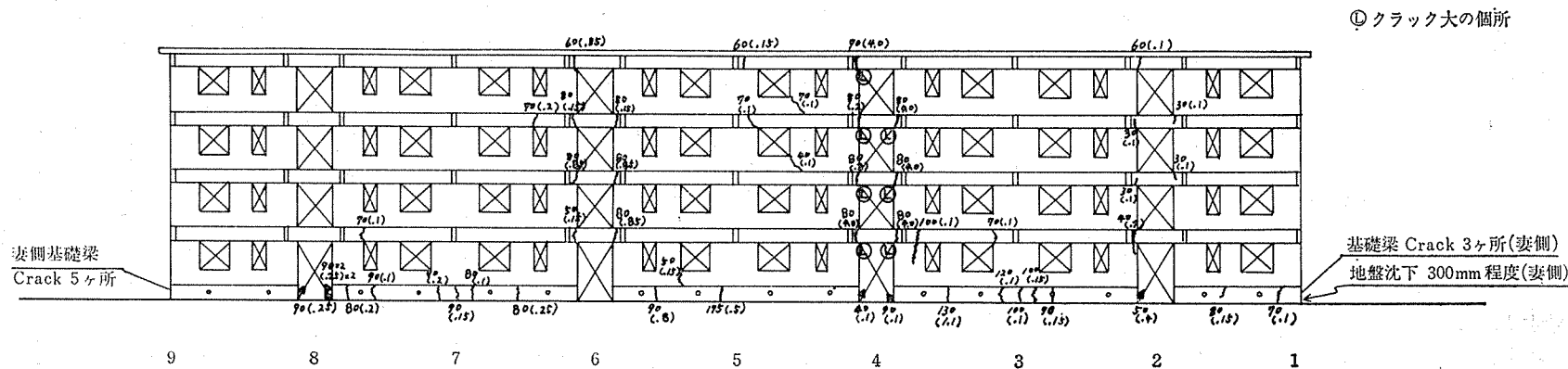


写真—7·a

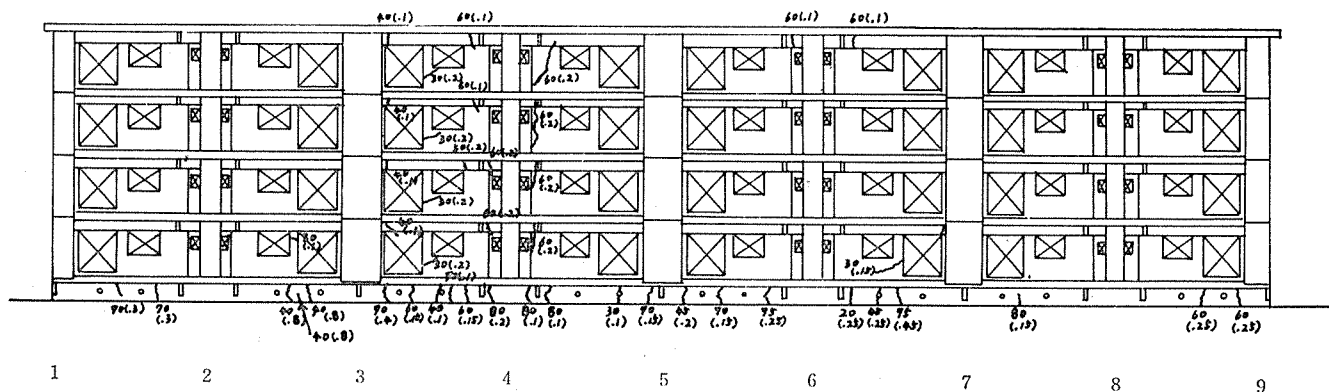


写真—7・c

背面図（階段室側）



正面図（バルコニー側）



東側面図

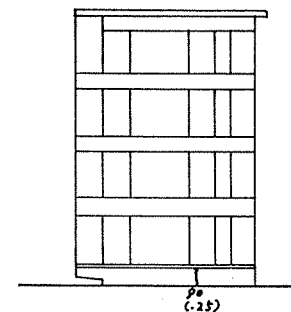


図-8・c 68 年型 PS 工法集合住宅 (4B・8 棟) ひびわれ図

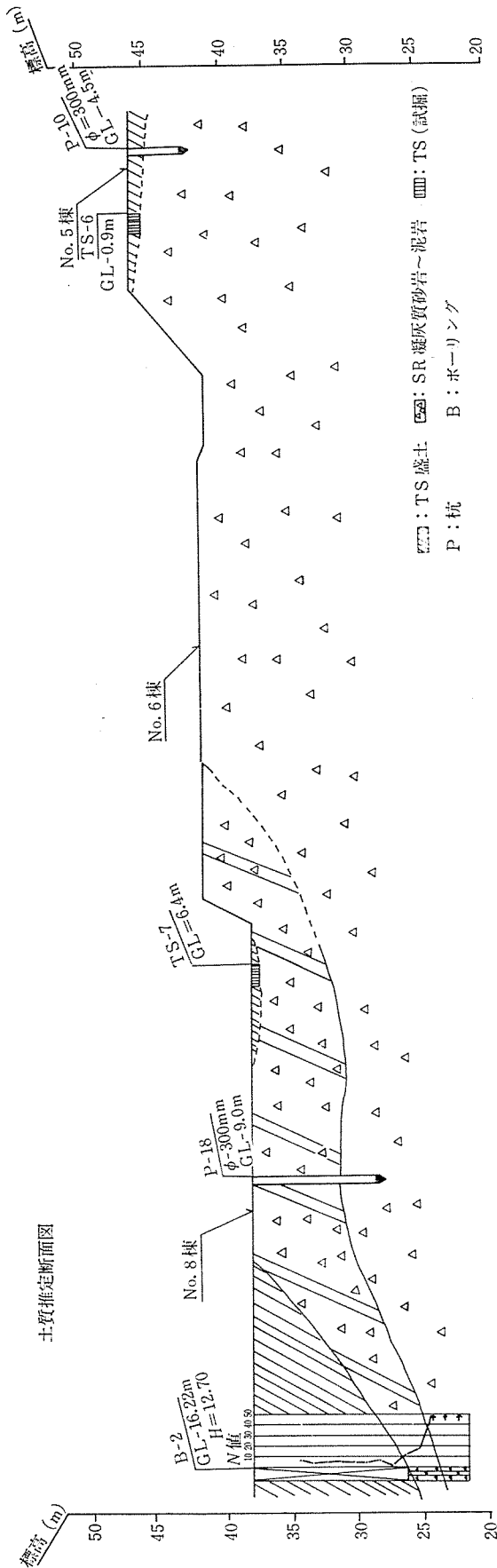


図-8-e 68 年型 PC 工法集合住宅 (4B・6~8 棟) 敷地土質推定断面図

建築物が数棟あったが、いずれも階段室をつなぐ梁部材端部はヘアークラックではあるが同様なひびわれを生じていた。68年型の建築物は、階段室部分では、南北の2構面のみがピン接合の梁で結ばれているだけで、この部分の剛性が、居室部分に比べて著しく低く、大地震時には、この部分に被害が集中しやすい構造となっている。これに対して、72年型の建築物では、階段室廻りがより剛に固められており、このような被害は見られなかった。

(7) 将監団地 宮城県営住宅 (PS 工法)

本団地には、PS 工法による 4~5 層の集合住宅が、宮城県営 (一部住宅公団) 住宅として 5 棟建設されている。

このうち、5 階建 1 棟の室内長手方向の梁に収縮ひびわれが地震動で開口したと思われるヘアークラック (ひびわれ幅 0.1mm 以下) が数箇所見られた。また、同じ建築物の南側基礎梁、およびバルコニーを受けるために突出している片持梁の先端に数箇所上下動によると思われるひびわれが認められた。

本建築物の基礎は直接基礎と杭基礎が混用されており、この建築物だけが、軽微な被害ではあるが、被害を受けたのは、このような異種基礎の混用によるものと思われる。

5. 本地震による PC 造建築物の動的応答性状

前述した調査建物のうち低層で壁の多い五ツ橋ボウルと高層で純ラーメンに近い南蒲生下水処理場管理棟 (以後前者を建物 A、後者を建物 B と呼ぶ) の 2 棟を選び、本地震によって得られた加速度記録をもとに弾塑性応答解析を行い、本地震による PC 造建築物の動的応答性状の考察を試みた。

5.1 入力地震波

- TOHOKU UNIV. 1 FL-NS 258.2 gal
- TOHOKU UNIV. 1 FL-EW 202.6 gal
- OROSHIMACHI G.SUR-NS 316.5 gal
- HARD SOIL-NS 194 gal

上記 a, b は東北大学工学部建設系建物 1 階で得られた加速度記録によるものであり、図-9 および 図-10 にその加速度応答スペクトルを示す。NS と EW では周期特性が異なり、NS 方向では周期 1 秒前後の加速度波が特に著しく卓越しているが、EW では 0.5 秒前後に卓越周期がある。

c および d は、TOHOKU 1 FL-NS をもとに、それぞれ卸町に代表される仙台の軟弱地盤および硬質地盤を想定して作成された加速度記録であり、そのトリパータイプスペクトル図を 図-11 に示す。

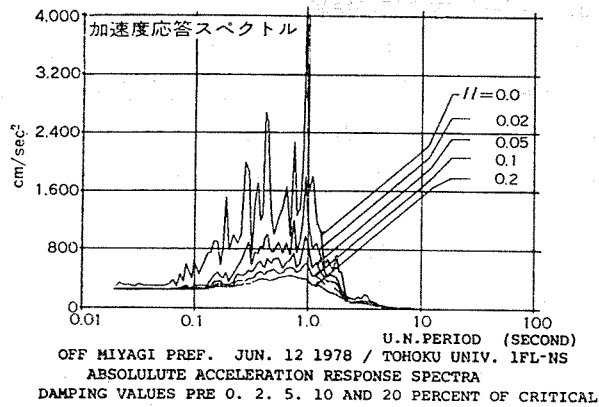


図-9 東北大学1階 NS 方向加速度応答スペクトル

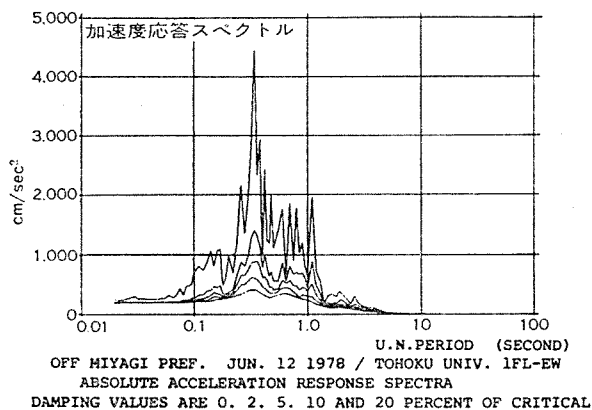


図-10 東北大学1階 EW 方向加速度応答スペクトル

なお、これらデジタル化されたデータ、スペクトル図等は、すべて建築研究所第3研究部長の渡部博士の提供によるものであり、その詳細は、文献 1)~4) に述べられているので参照して頂きたい。

5.2 建物のモデル化

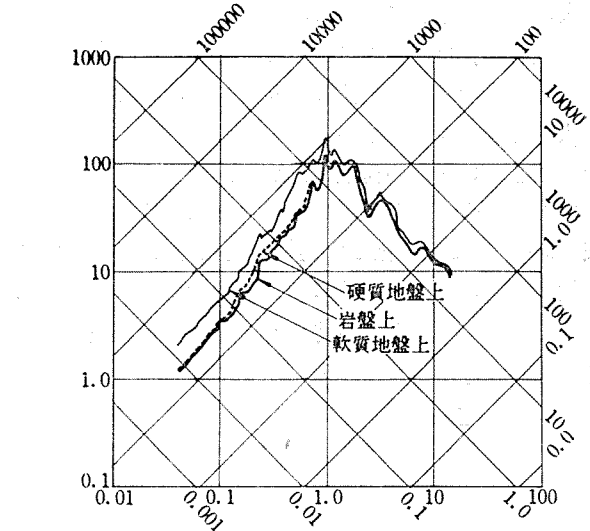


図-11 各種地盤上の NS 方向の応答スペクトル
(減衰常数は 0.05)

建物A (図-2・a~c 参照) は、付属の鉄筋コンクリート造部分を除いた 34 m スパンの PC 梁 (PG₁) を含む架構方向について、耐震壁を考慮した場合および中央部の PC 梁を含む単一構面をとり出した場合の二つのケースについて、それぞれ3 質点系にモデル化して応答解析を行った。

建物Bの場合も PC 梁を含む東西方向フレームについて、耐震壁を無視した場合と考慮した場合の二つのケースについて、それぞれ5 質点系にモデル化して応答解析を行った。

5.3 復元力特性

架構としての復元力特性は、いずれの場合も Degrading-tri-linear 型とした。復元力特性のスケルトンカー

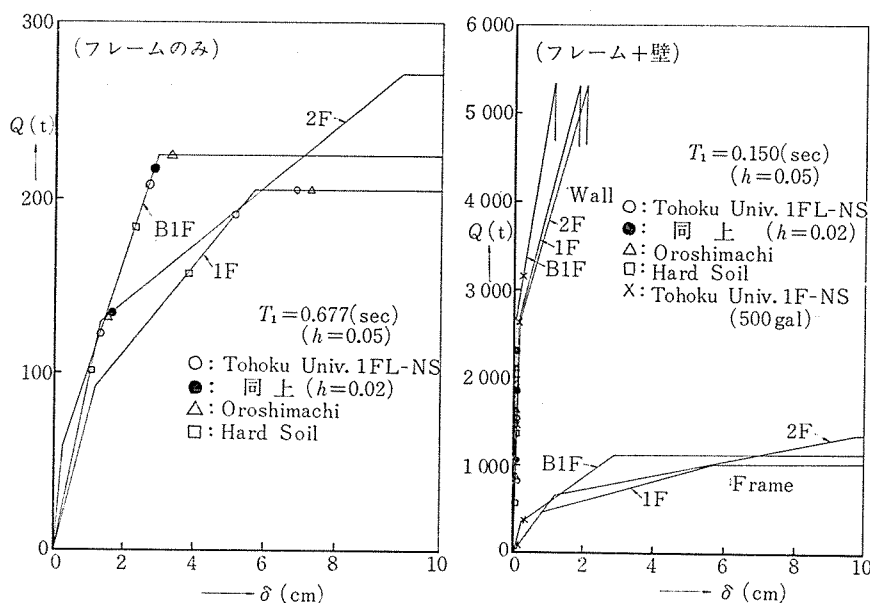


図-12 五ツ橋ボウル弾塑性応答解析結果

ブは次のような方法によった。

i) 壁およびフレームについてそれぞれ文献 5) および 6) に示された方法により、ひびわれ時および降伏時変位・荷重を求める。

ii) 壁とフレームの荷重-変位曲線を重ね合わせるにより架構のスケルトンカーブを求める。

表—3~4 にモデル化した建物の復元力特性に関する諸定数を示す。なお、建物 A の応答解析には、1 質点に二つの D-Tri 型の復元力特性を有するばねを並列に入れることができるプログラムを用いている。

なお、減衰定数は 0.05 としたが、一部比較のために 0.02 とした。

5.4 弾塑性応答解析結果

表—5 および表—6 にそれぞれ建物 A および B について 5.1~5.3 の仮定のもとに行った弾塑性応答解析結果より得られた層せん断力、層間変位、層間変位角、加速度、速度等の値を示す。また、図—12 および図—13 には、仮定した復元力特性のスケルトンカーブ上に応答解析結果をプロットしたものを示す。

建物 A は、仙台旧市街の南端の比較的良好な地盤上に直接基礎として建てられている。PC 梁を含むフレームは、ほぼ東西方向に位置している。本建物の場合、周辺の耐震壁を考慮した場合の保有耐力係数は、1 階で 1.45 (B1 では 1.1) と非常に大きな値を示す。

表—3 建物 A 応答解析用データ

a) PC フレーム+壁

	$W_i(t)$	$\Sigma W_i(t)$	$H_i(\text{cm})$		$K_1(\text{t/cm})$	$K_y(\text{t/cm})$	K_y/K_1	$K_2(\text{t/cm})$	K_2/K_1	$Q_{cr}(t)$	$Q_u(t)$	Q_{cr}/Q_u	$Q_u/\Sigma W$	$\delta_{cr}(\text{cm})$	$\delta_y(\text{cm})$
2	2150	2150	610	F	483	138	0.285	84	0.173	644	1355	0.475	0.630	1.33	9.85
				W	12679	2623	0.207	1463	0.115	2663	5325	0.500	2.476	0.21	2.03
1	2055	4205	550	F	533	180	0.338	117	0.219	466	1029	0.452	0.245	0.87	5.72
				W	14792	2910	0.197	1614	0.109	2663	5325	0.500	1.266	0.18	1.83
B1	1608	5813	340	F	1250	390	0.312	310	0.248	308	1125	0.274	0.194	0.25	2.89
				W	24205	4713	0.195	2610	0.108	2663	5325	0.500	0.916	0.11	1.13

$T_1=0.150$ 秒

b) PC フレームのみ

	$W_i(t)$	$\Sigma W_i(t)$	$H_i(\text{cm})$		$K_1(\text{t/cm})$	$K_y(\text{t/cm})$	K_y/K_1	$K_2(\text{t/cm})$	K_2/K_1	$Q_{cr}(t)$	$Q_u(t)$	Q_{cr}/Q_u	$Q_u/\Sigma W$	$\delta_{cr}(\text{cm})$	$\delta_y(\text{cm})$
2	347	347	610	F	96.6	27.5	0.285	16.7	0.173	128.8	271.0	0.475	0.781	1.33	9.85
1	318	665	550	F	106.5	36.0	0.338	23.3	0.219	93.1	205.8	0.452	0.309	0.87	5.72
B1	244	909	340	F	250.0	77.9	0.312	61.9	0.248	61.6	225.0	0.274	0.248	0.25	2.89

$T_1=0.677$ 秒

表—4 建物 B 応答解析用データ

a) PC フレーム+壁

	$W_i(t)$	$H_i(\text{cm})$	$W(t)$	ラ　ー　メ　ン　＋　耐　震　壁									
				K_1	K_2	K_3	K_4	K_5	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_4/W
5	966.1	380	966.1	695.3	200.8	48.2	0	—	230.9	342.8	611.4	—	0.633
4	745.4	420	1711.5	990.5	198.8	56.7	44.5	0	395.5	492.0	592.8	720.7	0.421
3	732.4	390	2443.9	1039.4	322.4	95.6	61.1	0	414.7	648.4	77.7	1040.4	0.426
2	722.8	420	3166.7	1451.1	372.6	105.4	62.6	0	481.2	728.4	874.7	1085.2	0.343
1	663.9	380	3830.6	2137.0	730.0	196.3	121.1	0	527.2	858.6	1100.1	1448.7	0.378

$T_1=0.535$ 秒

b) PC フレームのみ

	$W_i(t)$	$\Sigma W_i(t)$	$H_i(\text{cm})$	$K_1(\text{t/cm})$	$K_y(\text{t/cm})$	K_y/K_1	$K_2(\text{t/cm})$	K_2/K_1	$Q_{cr}(t)$	$Q_u(t)$	$Q_u/\Sigma W$	$\delta_{cr}(\text{cm})$	$\delta_u(\text{cm})$
5	966.1	966.1	380	242.5	84.0	0.346	58.2	0.240	210.8	521.2	0.539	0.8693	6.206
4	745.4	1711.5	420	225.8	81.4	0.360	53.9	0.239	186.6	420.4	0.246	0.8254	5.167
3	732.4	2433.9	390	348.0	116.5	0.335	73.9	0.212	340.4	733.0	0.300	0.9782	6.292
2	722.8	3166.7	420	397.3	129.6	0.326	75.4	0.190	370.8	718.2	0.227	0.9333	5.542
1	663.9	3830.6	380	795.3	239.6	0.302	147.2	0.185	533.6	1125.0	0.294	0.6709	4.689

$T_1=1.013$ 秒

表-5 建物 A 弾塑性応答解析結果

a) PC フレーム+壁

地震波		TOHOKU UNIV. 1FL-NS ($h=0.05$) 258.2 gal	TOHOKU UNIV. 1FL-NS ($h=0.02$) 258.2 gal	OROSHIMACHI ($h=0.05$) 316.5 gal	HARD SOIL ($h=0.05$) 194.2 gal	TOHOKU UNIV. 1FL-NS ($h=0.05$) 500 gal	TOHOKU UNIV. 1FL-EW ($h=0.05$) 202.6 gal
せん断力 (t)	2	31.2	39.0	33.1	21.7	56.3	33.7
	R	814.9	1022.5	867.9	569.1	1477.8	884.9
	1	54.8	67.1	58.3	38.6	94.8	57.1
	W	1522.3	1863.4	1619.5	1072.1	2633.0	1585.0
	B 1	100.4	120.0	107.5	72.0	328.2	99.8
	W	1944.4	2323.0	2080.7	1393.4	3160.4	1932.6
層間変位 (cm)	2	0.065	0.081	0.068	0.045	0.117	0.070
	1	0.103	0.126	0.109	0.072	0.178	0.107
	B 1	0.080	0.096	0.086	0.058	0.301	0.080
層間変位角	2	1/9439	1/7564	1/8911	1/13556	1/5234	1/8740
	1	1/5344	1/4366	1/5024	1/7588	1/3090	1/5133
	B 1	1/4233	1/3543	1/3955	1/5906	1/1131	1/4258
加速度 (cm/sec ²)	2	387.2	484.3	410.9	269.8	701.8	422.2
	1	346.3	415.3	370.5	248.2	632.6	346.9
	B 1	285.5	313.3	325.6	216.1	616.4	237.7
速度 (cm/sec)	2	5.90	7.32	4.99	3.58	13.73	7.44
	1	4.26	5.23	3.64	2.59	10.90	5.34
	B 1	1.80	2.15	1.55	1.09	6.60	2.22

b) PC フレームのみ

地震波		TOHOKU UNIV. 1FL-NS ($h=0.05$) 258.2 gal	TOHOKU UNIV. 1FL-NS ($h=0.02$) 258.2 gal	OROSHIMACHI ($h=0.05$) 316.5 gal	HARD SOIL ($h=0.05$) 194.2 gal	TOHOKU UNIV. 1FL-EW ($h=0.05$) 202.6 gal
せん断力	2	123.2	133.7	132.2	102.3	92.2
	1	191.6	205.7	205.7	159.0	153.1
	B 1	208.4	217.6	225.9	183.9	174.9
層間変位	2	1.275	1.644	1.551	1.059	0.954
	1	5.115	6.840	7.240	3.719	3.462
	B 1	2.606	2.756	3.287	2.211	2.066
部材角	2	1/478	1/371	1/393	1/576	1/639
	1	1/108	1/80	1/76	1/148	1/159
	B 1	1/130	1/123	1/103	1/154	1/165
加速度	2	356.6	379.9	386.3	291.0	263.6
	1	332.5	390.1	384.9	279.2	294.4
	B 1	299.1	375.1	345.9	264.9	249.2
速度	2	60.10	69.00	76.04	45.19	42.55
	1	56.71	67.35	74.18	40.20	33.51
	B 1	27.28	30.34	31.15	21.75	19.43

TOHOKU UNIV. 1FL-NS の最大加速度を 500 gal とした場合の応答値を除いて、いずれの地震波に対しても応答変位は、ラーメン、耐震壁ともひびわれ変位以下（層間部材角にして 1/3000 以下）におさまっている。被害調査結果でも PC フレームを含む部分には、フレーム耐震壁とも全くひびわれが認められず、地震時の実際の応答もこの程度であったと思われる。

PC フレームのみとした場合には、保有耐力係数が、1F で 0.309, B1F で 0.248 となり、最大応答変位は、TOHOKU UNIV. 1FL-NS に対して、1階に生

じ、その値は 6.84 cm、層間部材角にして 1/80、また OROSHIMACHI G.S. NS に対しては、7.24 cm、層間部材角にして 1/76 であった。

建物Bは、仙台市の東端の砂質地盤上に杭基礎で建てられている。PC 梁を含むフレームは東西方面に位置しているため、実際に作用した地震波は、TOHOKU 1F-EW が最も近いと思われる。応答解析結果によれば、この地震波に対する最大層間変位は2階に生じ1.55 cmであり、層間変位角にすると1/290である。

スケルトンカーブ上に応答変位をプロットすると、ラ

表-6 建物 B 弾塑性応答解析結果

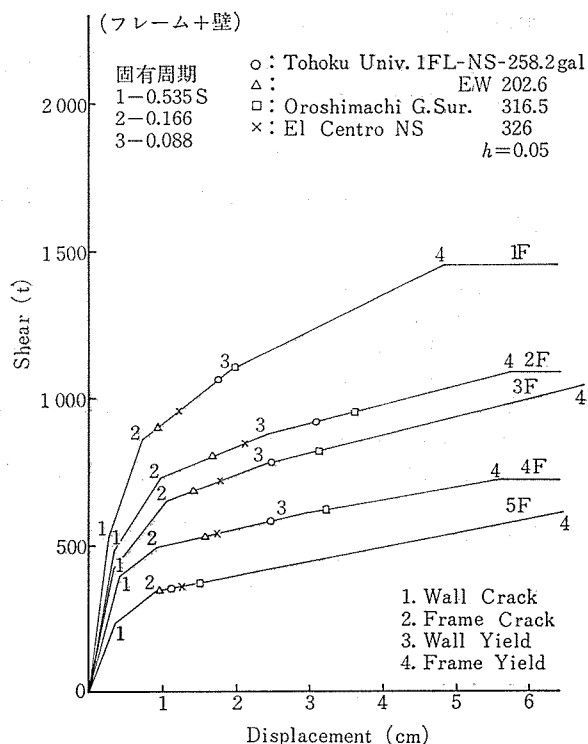
a) PC フレーム+壁

地震波		TOHOKU UNIV. 1FL-NS 258.2 gal	TOHOKU UNIV. 1FL-EW 202.6 gal	OROSHIMACHI 316.5 gal	EL CENTRO NS 326 gal
せん断力 (t)	5	354.05 (7.78)	346.14(10.76)	372.45(10.90)	359.93 (2.25)
	4	581.73(10.82)	530.09(10.80)	624.60(10.90)	540.18 (2.27)
	3	785.34 (7.80)	683.28(10.78)	845.79 (7.88)	717.94 (1.95)
	2	945.55(10.77)	797.74 (5.66)	1 000.88 (7.84)	846.04 (1.93)
	1	1 063.72(10.75)	903.60 (5.62)	1 109.48(10.82)	958.39 (1.90)
層間変位 (cm)	5	1.119 (7.78)	0.960(10.76)	1.500(10.90)	1.241 (2.25)
	4	2.464(10.82)	1.554(10.80)	3.221(10.90)	1.732 (2.27)
	3	2.473 (7.80)	1.405(10.78)	3.123 (7.88)	1.768 (1.95)
	2	3.058(10.78)	1.655 (5.66)	3.604 (7.86)	2.114 (1.93)
	1	1.744(10.75)	0.929 (5.62)	1.980(10.82)	1.208 (1.90)
層間変位角	5	1/340	1/396	1/253	1/306
	4	1/170	1/270	1/180	1/242
	3	1/158	1/278	1/125	1/221
	2	1/147	1/272	1/125	1/213
	1	1/241	1/452	1/212	1/348
加速度 (cm/sec ²)	5	380.45 (7.66)	374.67(10.72)	393.89(10.86)	411.82 (2.17)
	4	342.77 (7.75)	315.75(10.70)	387.73 (7.80)	333.84 (2.18)
	3	332.95 (7.64)	245.20 (3.90)	395.34 (7.74)	276.72 (1.81)
	2	311.28 (7.65)	211.17 (3.62)	300.77 (7.76)	253.71 (2.38)
	1	257.83(10.62)	209.56 (3.10)	308.49 (7.60)	286.51 (2.02)
速 度 (cm/sec)	5	62.943 (7.59)	46.858 (5.82)	77.048 (7.64)	70.693(2.09)
	4	55.317(11.07)	38.332 (5.80)	71.509 (7.68)	55.651(2.07)
	3	43.133 (7.61)	29.245 (5.80)	55.911 (7.68)	39.732(2.05)
	2	30.507 (7.61)	18.429 (5.78)	38.286 (7.66)	23.711(2.07)
	1	10.853(11.01)	7.760(11.00)	14.260(11.08)	9.567 (2.46)

() 内の数値は最大値の生起時刻 (sec) を示す。

b) PC フレームのみ

地震波		TOHOKU UNIV. 1FL-NS (h=0.05) 258.2 gal	TOHOKU UNIV. 1FL-EW 202.6 gal	OROSHIMACHI 316.5 gal	EL CENTRO NS D-Tri [6] (h=0.05) 326 gal
せん断力	5	315.49 (7.62)	245.08 (5.84)	320.85 (7.68)	253.87 (6.13)
	4	420.40 (3.28)	397.86 (5.84)	420.40 (3.24)	409.25 (6.14)
	3	618.50 (7.58)	460.48 (6.44)	617.61 (7.00)	471.96 (6.20)
	2	678.08 (6.96)	501.31 (5.74)	718.20 (6.98)	512.17 (6.21)
	1	725.47 (6.92)	546.14 (5.68)	775.44 (6.96)	551.84 (6.14)
層間変位	5	2.668 (7.62)	1.460 (5.84)	2.760 (7.68)	1.609 (6.13)
	4	9.469 (7.70)	4.746 (5.84)	10.202 (7.14)	4.957 (6.14)
	3	4.746 (7.58)	2.603 (6.44)	4.729 (7.00)	2.759 (6.20)
	2	5.009 (6.96)	2.664 (5.74)	5.577 (7.00)	2.809 (6.21)
	1	1.976 (6.92)	0.759 (5.68)	2.314 (6.96)	0.795 (6.14)
部材角	5	1/142	1/260	1/138	1/236
	4	1/44	1/88	1/41	1/85
	3	1/82	1/150	1/82	1/141
	2	1/90	1/169	1/81	1/160
	1	1/213	1/553	1/182	1/528
加 速 度	5	331.55 (7.56)	260.43 (5.72)	334.87 (7.64)	253.87 (6.13)
	4	322.47 (7.52)	215.91 (5.78)	318.05 (7.60)	409.25 (6.14)
	3	200.88 (7.40)	215.18 (4.26)	254.23 (7.44)	471.96 (6.20)
	2	178.81 (5.84)	194.39 (3.16)	245.38(11.16)	512.17 (6.21)
	1	227.58(10.62)	201.67(10.56)	290.34 (7.62)	551.84 (6.14)
速 度	5	105.278 (7.34)	55.208 (5.58)	116.772 (7.38)	60.682 (3.32)
	4	91.983 (7.32)	48.920 (5.58)	100.386 (7.36)	54.324 (3.32)
	3	58.913 (7.30)	28.192 (5.58)	64.554 (7.32)	33.475 (5.77)
	2	35.554 (7.28)	18.652 (5.56)	40.040 (7.26)	22.886 (2.68)
	1	9.851 (7.22)	6.212 (3.10)	12.115 (7.22)	9.285 (2.34)



図—13・a 南蒲生下水処理場管理棟弾塑性応答解析結果

ラーメンも耐震壁もこの程度の変形では、降伏点に達しておらず、計算結果からも、地震時に建物が極めて健全であったことが説明できる。しかし、OROSHIMACHI G.S. NS (最大加速度 316.5 gal) の地震波、TOHOKU UNIV. 1FL-NS (最大加速度 258.2 gal) に対する応答変位はかなり大きい。前者に対する最大層間変位は、2階に生じており、3.60 cm 変位角 1/125 である。後者に対する最大層間変位も2階に生じており、3.06 cm 層間変位角 1/147 である。したがって、地震波形、地震加

速度の違いによってはかなり大変形が生じることも予想される。

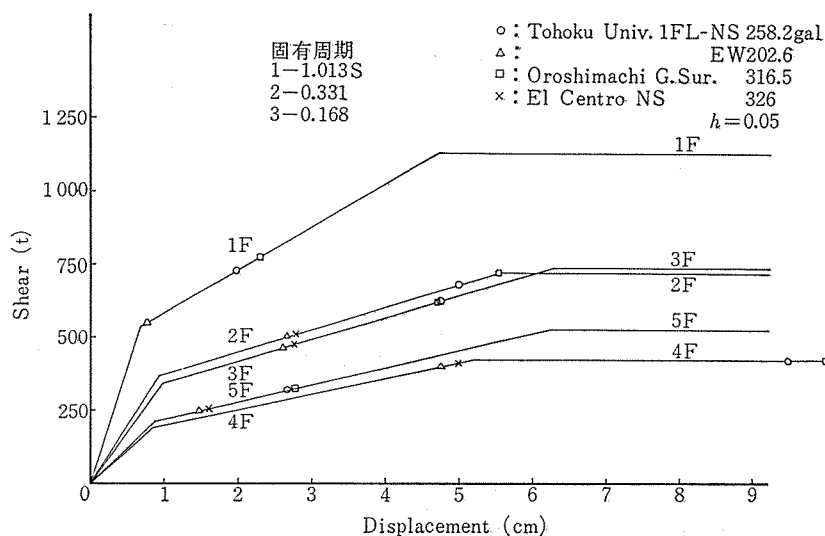
耐震壁なしの純ラーメンの応答解析によれば、ORO-SHIMACHI に対しては、4階で 10.2 cm もの変形が生じている。これは、変位角にすると 1/41 にもなる。本建物における程度の耐震壁であっても非常に効果的であり、耐震壁を入れることの重要性がわかる。

純ラーメンの一次固有周期は約 1 秒であり、NS 方向の加速度スペクトルのピークとほぼ一致している。このことも大きな応答変位が生じた原因と思われる。また、最大加速度のほぼ等しい、EL CENTRO に対しては、最大変位はやはり 4 階に生じ、その値は 4.96 cm、層間変位角にして、1/85 である。

6. 地震被害の教訓

今回の地震ではプレストレストコンクリート造建築物は比較的良好な挙動を示したがその理由としては、次のような点が指摘できよう。

1) 高強度・高品質のコンクリートが用いられているプレストレストコンクリート造の場合、所定の強度が確保されていないと、プレストレス導入時にひびわれを生じたり、あるいは常時使用時にクリープ変形が進行する等の支障が生じやすく、設計者、施工者が高品質のコンクリートを打設するように努力する。その結果、付属の鉄筋コンクリート造部分も含めて、全般的に高品質のコンクリートが打設されている。一定強度 (240 kg/cm²) 以上の密実なコンクリートが打設され、これがフープ、あるいはスターラップにより適切に横方向に拘束されていれば、少なくとも倒壊をまねくような脆性的な破壊は



図—13・b 南蒲生下水処理場管理棟弾塑性応答解析結果 (フレームのみ)

避けられるのではないだろうか。

2) 構造計画的な配慮(余剰耐力の確保、剛性の均一化)がなされている。

プレストレストコンクリート造建築物の場合、大スパン架構となることが多く、倒壊した場合の影響が大きい。ため、設計者が意識して剛性の均一化、余剰耐力の確保等の構造計画的な配慮をしたと思われる建物が多い。

例えば

- i) できるだけ均一な剛性分布とする(調査例3等)。
- ii) 立面的、平面的な剛性分が悪くなる場合には十分な、耐震壁を設けることなどにより、余剰耐力を確保する(調査例1, 2)。

また、軽微な被害ではあったが、被害を受けた建築物に共通する問題点として次のような点が指摘できよう。

1) プレキャスト部材の接合をピン接合とした場合、何らかの被害が接合部に集中しやすい。倒壊・崩壊には至らないまでも、建築物としての機能を阻害することに

なりやすい(調査例4, 1, 7)。

2) 異種基礎を混用した場合、地動により不同沈下を生じやすい(調査例3, 7)。

参 考 文 献

- 1) 広沢雅也, 杉村義広: 1978年6月12日 宮城県沖地震による建築物等の被害(その1), 建築技術 No. 326, 1978年10月
- 2) 広沢雅也, 杉村義広: 同上(その2), 建築技術 No. 327, 1978年11月
- 3) 建築研究所: 宮城県沖地震における被害の実態, カラム No. 71, 1979年1月
- 4) 建築研究所災害調査団: 1978年宮城県沖地震被害調査報告書, 建築研究報告 No. 86, 1979年2月
- 5) 日本建築学会: 地震荷重と建築構造の耐震性, 1979年1月
- 6) 日本建築学会関東支部研究委員会 PC 構造分科会: プレストレストコンクリート構造の高層建築設計例(その1~その3), プレストレストコンクリート Vol. 19, No. 4, 5, 6, 1977年8月, 10月, 12月

◀刊行物案内▶

穴あき PC 板設計施工指針・同解説

穴あき PC 板は、各種建物の床板・壁板のほか各種工作物にも広く利用されるようになりましたが、製造に関しては JIS A 6511-1976 “空胴プレストレストコンクリートパネル”として制定されたものの、設計および現場施工に関しては統一的な規準・指針がないため利用者側から不便との声がありましたので、当協会では昭和50年5月本岡順二郎氏を委員長とし、建設省・建研および国鉄・技研その他関係者による委員会を設置して設計・施工指針の制定を企画し実験結果も考えつつ、昭和52年10月指針案として公表しました。

その後関係各位のご意見を賜わり、今回付録を添付し公表するにいたったものであります。

内容は、1. 総則 2. 材料および許容応力度 3. 部材の設計 4. 構造設計 5. 接合部の設計 6. 施工(含取付・補修等)。なお付録には、床・壁それぞれの設計例・取付け例および各種の試験例、さらに耐火構造についても述べてあります。

特に最近高層建築に多く採用されるようになった“コンクリートカーテンウォール”の取付け作業にも大変参考になりますので大いにご利用願います。

体 裁: B5判 128頁 ビニール製の表紙で現場持ち歩きに便利

頒布価格: 1,800円(会員特価: 1,600円) ㊦ 400円

申 込 先: ㊦102 東京都千代田区麹町1丁目10番15号(紀の国やビル)

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

TEL 03 (261) 9 1 5 1

振替 東京 7-6 2 7 7 4