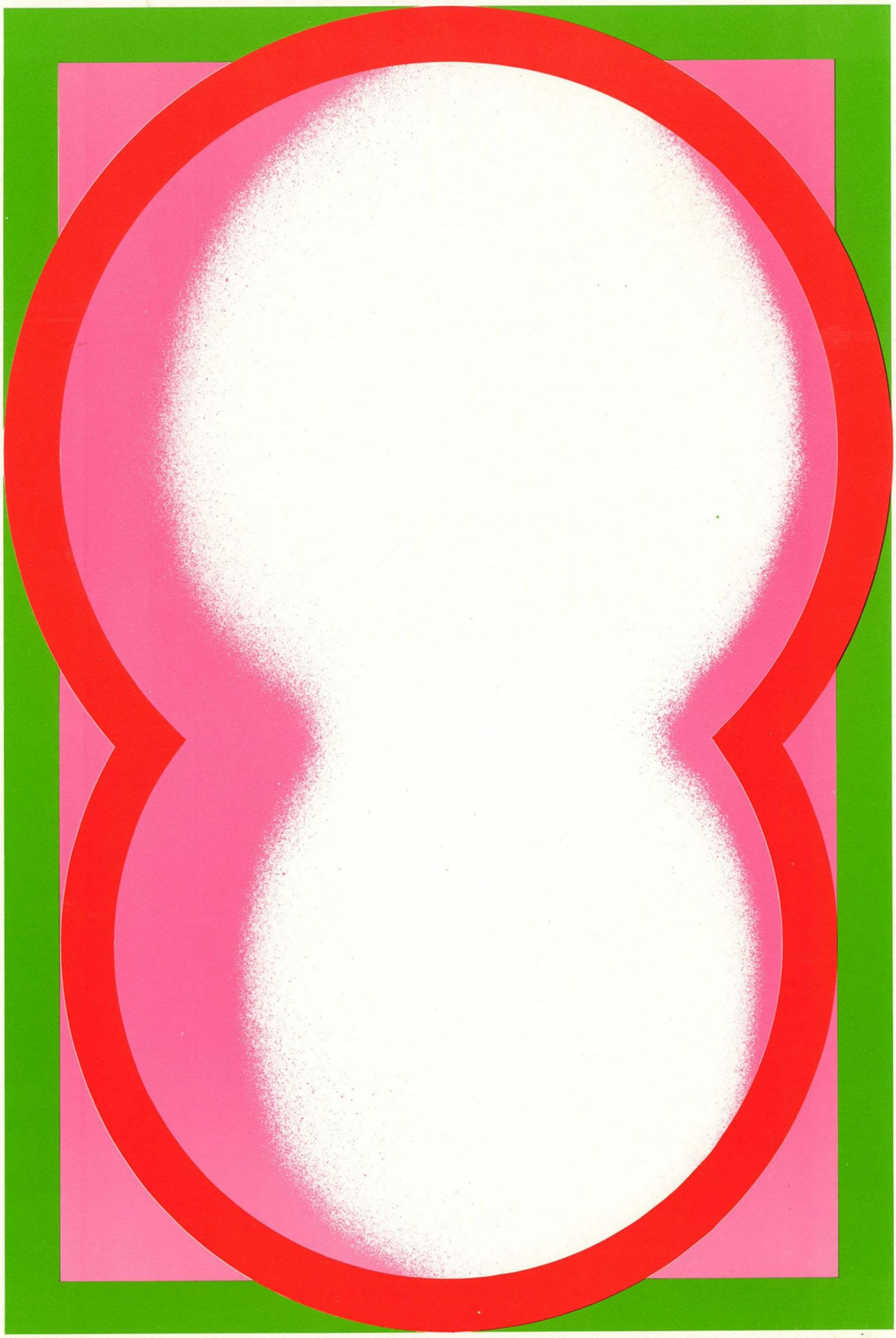
建築と社会

社団法人 日本建築協会
昭和44年 2月25日発行 第50輯第 2号
毎月 1回25日発行
昭和24年 3月19日第 3種郵便物認可

2 1969
VOL 50

鉄筋コンクリート構造耐震設計の再検討

ARCHITECTURE AND SOCIETY





高分子化学が生んだ完全防水材
（E・P・Tゴムシート）

三ツ星ベルト
ネオ・ルーフィング EB

■“万能合成ゴム”といわれるE・P・T（エチレン・プロピレン・ター ポリマー）ゴムの開発によってつくられたネオ・ルーフィング—EBは、防水の問題をいっきに解決しました

■工法は簡単に、性能は一段と向上しました。
いままでのブチルゴム系、ネオプレン系のものにくらべて耐候性、耐摩耗性、耐破断強度は特にすぐれています。

■建築物の屋根防水、地下防水、地下鉄防水、橋梁防水、など用途の広い完全防水材として好評をいただいています。

三ツ星ベルト
ネオ・ルーフィング工業会

札幌	(株)浜建	TEL (0122)26—5676代
東京	日本綜合防水(株)	TEL (03) 292—2661代
東京	高山工業(株)	TEL (03)251—0161～3 1301～2
東京	(株)三柏商会	TEL (03) 251—7517・8867
東京	(有)金岡興業	TEL (03) 363—4341
静岡	(株)三井工業所	TEL (0542)85—9151
富士	(株)三井工業所富士営業所	TEL (0545)61—1688
名古屋	中央建材工業(株)	TEL (052)251—3541
金沢	北川瀝青工業(株)	TEL (0762)41—1131代
福井	北川瀝青工業(株)福井営業所	TEL (0776)23—1134・8847
富山	北川瀝青工業(株)富山営業所	TEL (0764)21—2218・41—0391
新潟	北川瀝青工業(株)新潟営業所	TEL (0252)45—0981
大阪	(株)久保商店	TEL (06) 364—0206代
大阪	(株)木下謹三商店	TEL (06) 443—0115代
大阪	日本綜合防水(株)大阪営業所	TEL (06) 329—1023代
大阪	高山工業(株)大阪営業所	TEL (06) 364—9015
大阪	ネオ・ルーフィング防水(株)	TEL (06) 341—7608
神戸	石井建材有限会社	TEL (078) 51—5353代
広島	青盛建材(株)	TEL (0822)21—2281～6
岡山	青盛建材(株)岡山営業所	TEL (0862)23—8285～7
福岡	青盛建材(株)福岡営業所	TEL (092) 28—5566～8
福岡	(株)工材社	TEL (093) 38—1468代
松山	(株)山本商会	TEL (0899) 3—6261

三ツ星ベルト株式会社

本社　神戸市長田区浜添通4　TEL (078) 67－5071　大代表
支店　東京・神戸・名古屋・福岡・札幌・大阪・金沢

現代建築の夢 —— 画期的な内・外装材

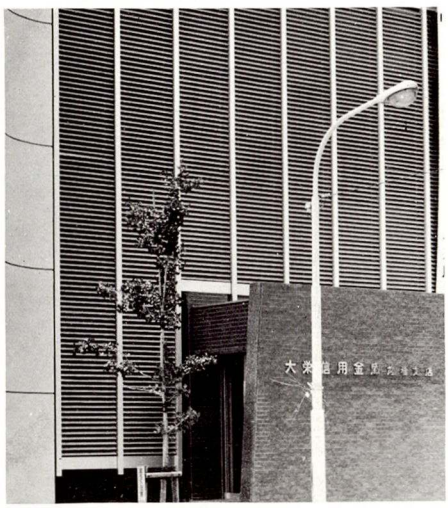
フレクサラム・サンルーバー

〔ハンター・ダグラス社 技術提携〕

製造元　三協アルミニウム工業株式会社

独得な組立法により、取付は簡単

カラー特殊アルミ合金（フレクサラム）を使用しているので、軽量で美しく、又他のアルミ合金では考えられない豊かな弾力性のためビス止めの手間がなく、取付は迅速、補修、とり替も簡単です。



レディメードが生んだローコスト

コイルから直接成形するので、長尺が可能であり、切断・接続・折り曲げ・アール加工が自由にできます。パネル標準色は15色で形状（断面）の種類も豊富、レディメード製品のため価格が安いのも特長です。



材質は最高級品を保障

完全な耐触性材料のため、断面が現われても腐蝕の心配はなく、不燃性・耐摩耗性の最高級品です。清掃も水洗いで簡単にすみ、メンテナス費用も不要です。





詳細はカタログをご請求下さい

総発売元

輝く伝統・明日への飛躍

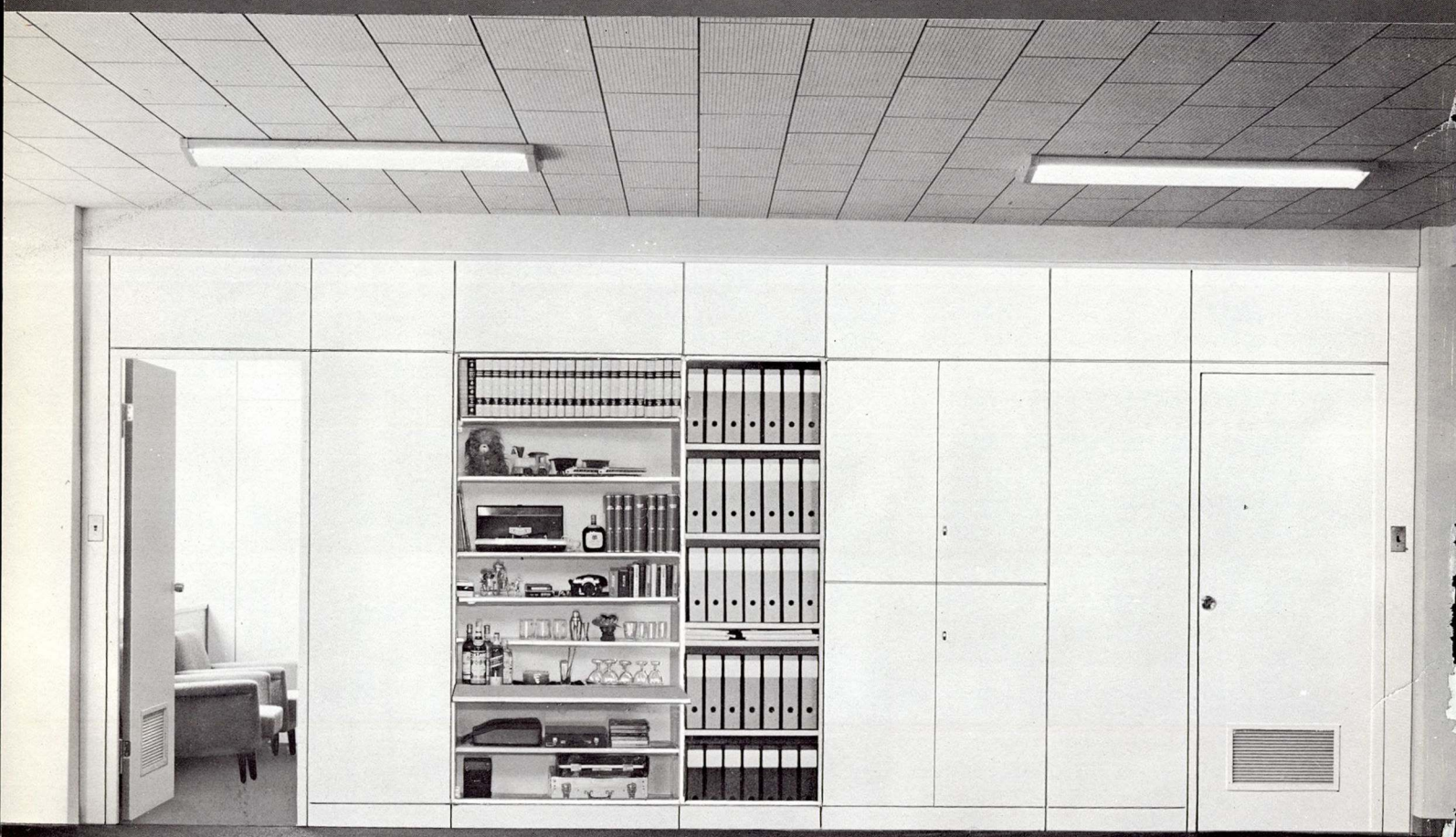
AC

安宅産業株式会社

金属建材部　■本　社　大阪市東区今橋5丁目14　電話(06)231—8461(大代表)

東京支社	東京都千代田区大手町1丁目4(大手町ビル)	電話 (03) 201—6411
札幌支店	札幌市北三条西4丁目1（日本生命ビル）	電話(0122) 23—7161
名古屋支店	名古屋市中区錦2丁目15—22（協銀ビル）	電話 (052) 201—3271
広島支店	広島市基町11の10（千代田生命ビル）	電話(0822) 28—0586
八幡支店	北九州市八幡区白川町1の1	電話 (093) 67—5131
福岡支店	福岡市綱場町2丁目2（福岡第一ビル）	電話 (092) 28—6231

建物と家具の一体化——いまや インターウォールで実現しました



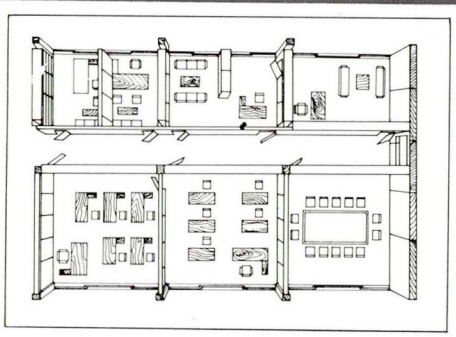
壁になる家具——家具になる壁

可動間仕切りが、そのまま家具に——

建物と家具…それは互に密接な関連をもちながら、いままでは別々のものでした。それだけに、二つが一体化されたら、どんなにムダなスペース処理が避けられるか…そのアイディアをみごとに実現させたのが、インターウォールです。部屋を間仕切ると同時に、天井まですっかり収納家具が組みこまれるのです

組み合わせひとつで使い方は無限です——

インターウォールは、完全に規格化された精密な部品で組み立てられます。その部品の数は、何と 500種類。相互の組み合わせは無限



です。建物のどんな条件にも応じ、あらゆる間取り、あらゆる家具が、組み合わせひとつで思いのまま。発想次第で、思いがけない、独創的な使い方も見つかります。もちろん、組み立て、組みかえ、分解、移動ともいずれも簡単です。

〈良い品は結局おトクです〉

オカムラ

西独ホルツエップフェル社と技術提携による

インターウォール®

建築設計家の方へ——詳しい資料をさし上げます。ご請求は　岡村製作所インテリア部・インターウォール係へ　東京都千代田区永田町2—14—2 山王グランドビル(郵便番号100) TEL (581)6013～5

◀大阪マーチャンダイズ・マート新築工事見学会

（大阪市と関西財界がつくるマンモス卸売センター）

日　時　2月20日（木）14.30（集合）→16.30（解散）
集合場所　大阪市東区天満橋松坂屋東側竹中工務店作業所南側事務所入口（目標会旗）
建築概要

所在地	大阪都市計画・天満橋特定街区 大阪市東区京橋1丁目・京阪電鉄旧天満橋駅跡
建築主	株式会社大阪マーチャンダイズ・マート
設計・施工	株式会社　竹中工務店
街区敷地面積	20,412.920㎡
建築面積	10,716.196㎡
延床面積	131,396.159㎡
構造	鉄骨鉄筋コンクリート造
階数	地下4階・地上22階
高さ・深さ	最高部　GL＋78.0m 基礎　GL－19.8m
地下工法	竹中式深礎工法・支持に構真工法を採用
外装	プレキャストコンクリート版
工期	着工昭和42年1月→竣工昭和44年7月

見学時の工事進捗状況　外装PC版取付完了・内部仕上工事中
定　員　50名
申　込　2月18日までに電話（231-9640）で事業課へ
ただし定員に達し次第〆切ります。
附　記　今回の見学会は本会だけの単独催しですが，本工事の完成する本年7月下旬には日本建築協会・大阪府建築士会・日本建築学会近畿支部の3会共催で「新建築研究ゼミナールと見学会」を開催する予定です。

◀灘の生一本酒蔵の見学会―白鶴酒造(株)工場

日　時　2月22日（土）14.30（集合）→16.30（解散）
集合場所　阪神電車神戸線御影駅下車南出口附近（目標会旗）
見学行程　御影駅より徒歩約15分にて白鶴酒造㈱3号工場着映画観賞の後，醸造工場につづいて瓶詰工場を見学，工場にて解散
定　員　50名
申　込　2月20日までに電話（231-9640）で事業課へ
ただし定員に達し次第〆切ります。

◀大阪市清掃局森之宮工場塵芥焼却施設見学会（第2回）

（共催　日本建築協会・大阪府建築士会・日本建築学会近畿支部）

日　時　3月6日（木）15.00（集合）→16.30（解散）
集合場所　国電環状線森之宮駅下車東北側徒歩約15分
（大阪城公園の東方に紅白塗の煙突が見える）
森之宮工場本館東側正面玄関前（目標会旗）
建築概要

所在地	大阪市城東区森町18―2（大阪工廠跡）
設計	㈱東畑建築事務所
施工	㈱藤田組
焼却施設	田熊汽缶製造株式会社
構造規模	SRC造・地下1階・地上5階
建築面積	3,958.41㎡　延面積　13,100.32㎡
焼却能力	焼却炉　3基　1基につき24時間に300トン計900トン
工期	着工昭和41年10月→昭和43年12月

定　員　150名
申　込　3月4日までに電話（231-9640）で事業課へ
ただし定員に達し次第〆切ります。
附　記　43年6月15日（土）に建築工事の見学会を催しましたが，同年末建物と施設一切が完成して運転を開始されておりますので，今回は施設を主とした見学会を催します。
森之宮工場の詳細は昨年会誌「建築と社会」の8月号に設計を担当された東畑設計事務所取締役設計部長佐々木保氏が記述されておりますのでご覧下さい。

◀超高層建築講演会（第2回）神戸商工貿易センタービルの設計計画と施工について

（共催　日本建築協会・大阪府建築士会・兵庫県建築士会・日本建築学会近畿支部）

日　時　昭和44年3月20日（木）13.00～17.00
会　場　大阪市東区内本町橋詰町　**大阪商工会議所地階1号会議室**
（但し市バス松屋町筋～内本町2丁目下車すぐ北西側）
定　員　200名
聴講料　300円（テキスト代共）当日会場受付にていただきます
プログラム

1.	開会の挨拶	社団法人大阪府建築士会 会長　小河吉之助氏
2.	容積制について	大阪市総合計画局計画部 再開発計画課長　近藤達夫氏
3.	設計計画について	日建設計工務㈱大阪事務所 取締役計画部長　上田恒太郎氏
4.	設備計画について	日建設計工務㈱大阪事務所 設備部長　中村　堯氏
5.	防火と避難について	京都大学 教授　工学博士　堀内三郎氏
6.	施工について	鹿島建設㈱神戸商工貿易センタービル出張所 工務部長　小島　雄氏
7.	閉会の挨拶	社団法人　日本建築学会近畿支部 支部長代理工学博士　石堂正三郎氏

申　込　44年3月15日までに電話（231-9640）で事業課へ
ただし定員に達したら申込期限前でも〆切ります。

◀実務に直結した建築工事説明会
「ＡＬＣ（高温高圧蒸気養生された軽量気泡コンクリート）について」

本説明会で総括説明をお願いする日建設計工務㈱研究室の中邨嘉幸氏は会誌「建築と社会」の技術の頁で，43年の10，11，12月号の３回にわたり本会の建材委員会のＡＬＣ担当者として研究の成果を発表されたが今回各種説明会小委員会でもこれを取上げることにしました。

ＡＬＣは従来の建材に見られない数々の特性をもった大量生産方式による画期的なプレキャスト構造部材であります。わが国のＡＬＣには現在シポレックス，ヘーベル，イトンの３種があり，各々意欲的な販売と施工を行なっています。ついては中邨氏をはじめとしこの業界では特に目覚ましい活躍をしている下記３氏による説明会は，本会員である建築家の皆様にとって見逃がせない機会であります。

日　時　3月14日（金）13.00→17.00
会　場　大阪市東区内本町橋詰町58—7
　　大阪商工会議所４階401号会議室
定　員　200名
申　込　３月11日までに電話(231-9640)で事業課へ
　　ただし定員に達したら申込期限前でも〆切ります。

プログラム

○開会の挨拶　社団法人日本建築協会理事事業委員長　政岡基次氏
○総括説明　日建設計工務株式会社研究室次長　中邨嘉幸氏
○説明題名・説明者
(1)「ＡＬＣの製造方法と物性について」
　　日本イトン工業株式会社技術課長　斉藤隆幸氏
(2)「ＡＬＣの設計と法規について」
　　旭化成工業株式会社建材事業部技術部長　三島義雄氏
(3)「ＡＬＣの施工と仕上について」
　　シポレックス販売株式会社本社技術部長　岡野忠美氏
○閉会の挨拶　社団法人日本建築協会事業副委員長　近藤義雄氏

説　明　要　旨

■「ＡＬＣの製造方法と物性について」

ＡＬＣの製造方法—ＡＬＣは石灰質原料（生石灰，消石灰，セメントなど）と，けい酸質原料（けい石，けい砂，スラグなど）の混合物を発泡剤により多孔質化し，これを高温高圧の水蒸気下で養生して作られます。これは石灰—けい酸—水系に係る水熱反応を工業的に利用したもので，同様な原理を用いたものとしてヨーロッパ諸国で広く作られているけい灰煉瓦があります。

ＡＬＣの物性—ＡＬＣの特長を１口でいえば軽量性，断熱性，耐火性を兼ね備えたプレハブ構造材といえます。したがって比重，熱伝導率，収縮性などについては優れた特性値をもっているが，反面多孔質であるため吸水性，遮音性など弱点をもっています。

■「ＡＬＣの設計と法規について」

ＡＬＣ版を生かすも殺すも設計者の手腕にかかっておりますので，今回の説明会においては設計に採用される場合の諸々の疑問点，問題点がすべて解決できるような説明をしたいのです。

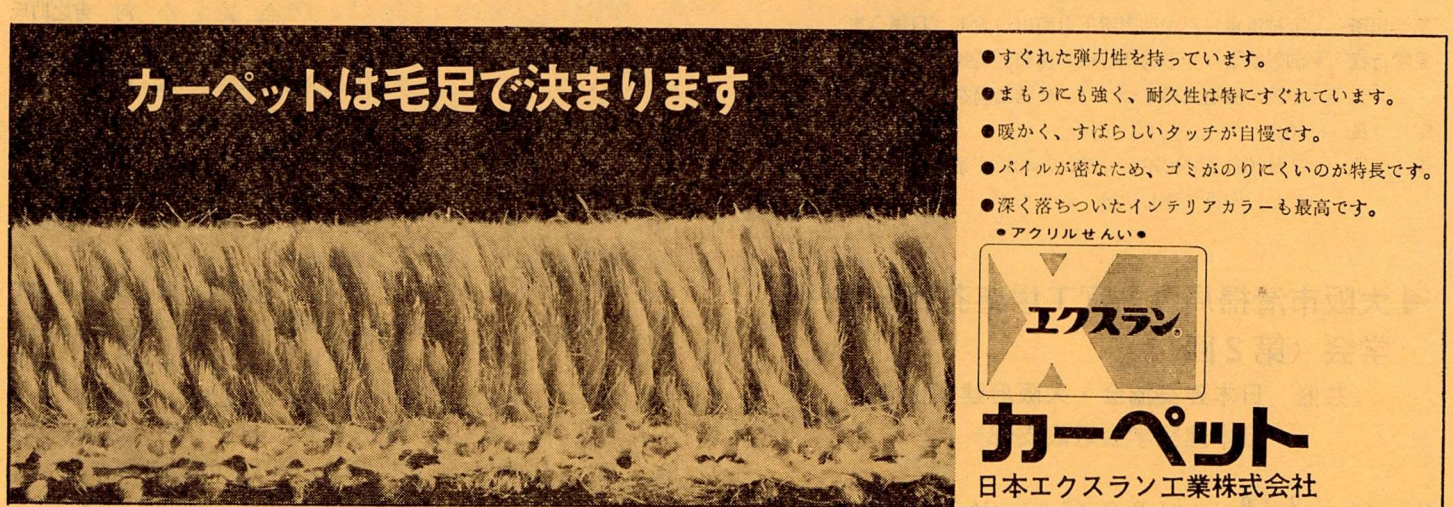
設計について
1. ＡＬＣ版の種類および形状について
2. ＡＬＣ版の適性，用途および利点について
3. ＡＬＣ版の弱点および注意事項とその対策について

法規について
1. 構造に関する法規として建設省の認定によるＡＬＣ構造設計基準について
2. 耐火に関する法規として屋根，床，外壁，間仕切および鉄骨柱，梁の耐火被覆について

■「ＡＬＣの施工と仕上について」

日本の建築界でＡＬＣをご利用いただくようになって早くも６年を経過しました。その間プレキャスト材としての研究開発はもちろんのこと，その工法，仕上にわたって実際の経験に基づいて研究開発を行なってきました。日本では特にきびしい地震，台風などの悪条件のもとで，理論と実際を通じての率直な報告を基に経済的および技術的両面での，より効率の高い，間違いのないご利用とご協力をいただくために施工と仕上について説明をしたいと思います。

○また３人の説明者からそれぞれの製品について特長を承ることになっております。説明は受付で配布しますカタログと映画またはスライドにより行ないます。会場には見本品を展示しますからご覧下さい。



ここにも生きている
ビニロイド防水



屋根と室内にビニロイド防水を施工した霞ヶ関ビル

どんな地域でも　どんな構造の建物をつくっても完全な防水ができたら――それを実用化してすでに 250万 m^2 の施工実績を示しているのが**〈ビニロイド２号〉**です

防水下地にキレツができても破れず　寒冷地の冬にも丈夫で　どんな場所に使っても腐りません　それは弊社が合成繊維による不織布の独特な方法で加工した　技術の成果です　霞ヶ関ビルにも**ビニロイド２号**による防水工事をご採用いただきました

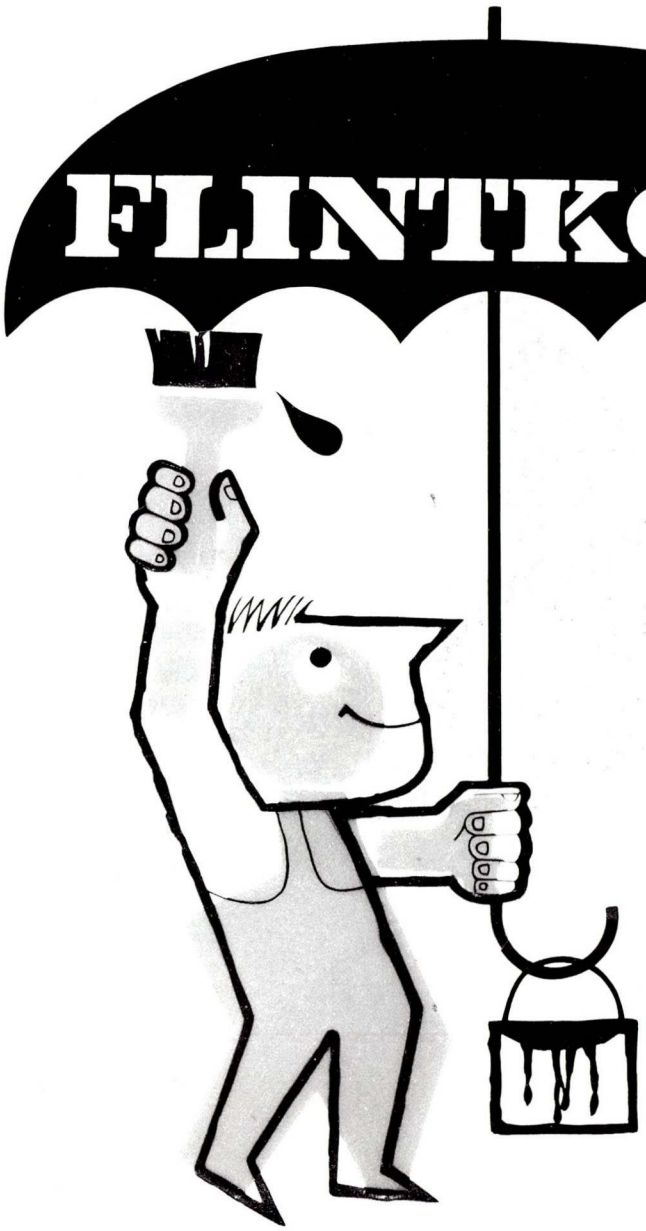
営業品目

●ビニロイド防水工事　●アスファルト防水工事
●三星ソフトンタイル貼工事　●保温・保冷工事
●三星プラスオール　●三星コーキン販売・工事
●シポレックス工事

三星産業株式会社

東京都千代田区岩本町３－11－13
ＴＥＬ〈866〉0271～６・6121～９
出張所／札幌〈72〉6031　仙台〈21〉5366－7　名古屋〈941〉3751
〈971〉4574　大阪〈443〉9721－３　福岡〈76〉2076〈75〉0298

常温で使えるアスファルトの
フリントコート



屋根防水工事に

世界各地で40年間の実績があり、その安全性には定評があります。

床工事に

セメント、砂、砕石と混合した独特の床で、一例をあげると各地日本専売公社の倉庫の床に採用されております。

■施工特約店

（北）高梨組　札幌（56）3217
陽光建設　仙台（22）6273
東京（268）4929
シエル石油大阪発売所　東京（562）4646
大阪（303）7131
福岡（77）1961
名建商会　名古屋（261）3671
日建工材　福岡（75）7752

シエル石油土木建設部

東京都千代田区霞ケ関3—2—5 TEL（580）0111大代表

SHELL
シエル石油

法令コーナー

18

日本建築協会法規委員会

質疑などの投稿をお待ちしております

◇ 法 冷 相 談

（問）大阪においても近く容積地区が指定されると聞いておりますが，容積地区の法令上の制限および容積地区の指定がない場合と比較して，どんなメリット（利点）があるのか説明して下さい。

（答）容積地区について（その1）

1. 容積地区の種別について

容積地区に関する規定は，建築基準法第59条の2に8項にわたって規定されています。まず容積地区には次の表のとおり10種の種別があり建設大臣が市町村の申出に基づいて，都市計画上または土地利用上必要があると認める場合に，都市計画法上の手続により指定します。

容積地区の種別	容積率（延べ面積の敷地面積に対する割合）
第1種 容積地区	10分の10 以下
第2種 容積地区	10分の20 以下
第3種 容積地区	10分の30 以下
第4種 容積地区	10分の40 以下
第5種 容積地区	10分の50 以下
第6種 容積地区	10分の60 以下
第7種 容積地区	10分の70 以下
第8種 容積地区	10分の80 以下
第9種 容積地区	10分の90 以下
第10種 容積地区	10分の100以下

以上の容積地区は，必ずしも全部の種別にわたり指定されるとは限りません。東京都においてはすでに昭和40年1月から容積制が施行され，第2種から第10種までの容積地区が指定されています。（法59条の2（1）項）

2. 容積地区内の制限について

容積地区内の建築物の高さおよび容積に関する制限は，次のようになります。

（1）容積率の制限（新規）

（1）の1. 容積地区の種別による容積率の制限

（1）の2. 前面道路幅員による容積率の制限

（2）建ぺい率の制限（指定前と変らない）

（3）前面道路対側境界線からの斜線制限（指定前と変らない）

（4）隣地境界線からの斜線制限（新規）

（5）既存建築物の増築または改築の制限（新規）

以下これらについて説明します。

（1）の1　容積地区の種別による容積率の制限

容積地区内においては，建築物の延べ面積の敷地面積に対する割合（容積率）は，上記1の表に掲げる限度以下としなければなりません。すなわち，第1種容積地区では，延べ面積は敷地面積と同面積までとなり，第10種容積地区では，敷地面積の10倍の面積が延べ面積の限度になります。（法59条の2（2）項）

（1）の2　前面道路幅員による容積率の制限

前面道路幅員が12m未満である場合には，前項の容積制限の他に，前面道路幅員のメートルの数値に10分の6を乗じた数値を容積率の限度とする制限を受けます。たとえば第6種の容積地区であっても，前面道路幅員が8mであれば，$8\times\frac{6}{10}=\frac{84}{10}$ となり，敷地面積の4.8倍が容積率の限度となります。なお，前面道路が2以上あるときは，その幅員の最大な前面道路について適用することになっています。（法59条の2（2）項）

（2）建ぺい率の制限

容積地区指定後も残される規定です。内容は従来どおりですので説明は省略します。（法55条）

（3）前面道路対側境界線からの斜線制限

容積地区指定後も存続する制限です。内容は従来どおりですので省略します。（法58条（1）項（1）号）

その他の高さ制限，すなわち，（ア）用途地域による絶対高制限（住居地域内20m，住居地域外31mの制限―法57条（1）項）および，（イ）前面道路幅員による最高高制限（住居地域内：前面道路幅員×1.25倍＋8m，住居地域外：前面道路幅員×1.5倍＋8m ―法58条（1）項（2）号）は容積地区内においては適用除外になります。

（4）隣地境界線からの斜線制限

容積地区内においては，次のような隣地境界線からの斜線制限があり，建築物の各部分の高さは，この斜線制限以下にしなければなりません。（法59条の2（5）項）

（ア）住居地域内の場合

20m＋（隣地境界線からの水平距離）×1.25

（イ）住居地域外の場合

31m＋（隣地境界線までの水平距離）×2.5

（参考図参照）

（5）既存建築物の増築および改築の制限

容積地区指定時にすでに存在している建築物の増築または改築については，容積率に余裕のある場合には当然制限値までの増改築は可能ですが，すでに容積率の限度をこえているものについては原則として増改築はできません。容積率を制限範囲まで低減して増改築する場合を除き，増改築できる範囲は次の条件に適合する場合に限られます。（同137条の5）

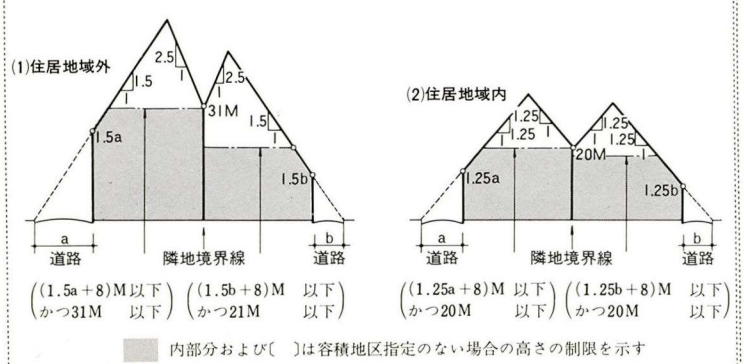
（ア）増築または改築に係る部分が，同第2条1項4号に規定する自動車車庫その他のもっぱら自動車の停留または駐車のための施設（誘導車路，操車場所および乗降場を含む。）の用途に供する部分（以下「自動車車庫等」という。）であること。

（イ）自動車車庫など以外の用途に供する部分の床面積が容積地区指定後増加されていないこと。

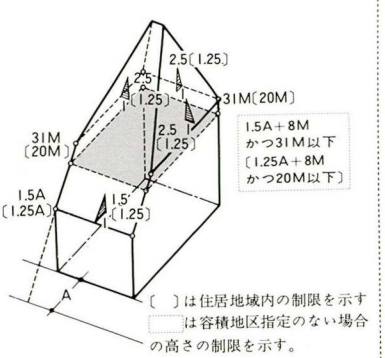
（ウ）増築または改築後の自動車車庫などの床面積の合計が，増築または改築後の建築物の延べ面積の5分の1以下であること。ただし，改築の場合で，自動車車庫などの床面積の合計が容積地区指定時にすでにこの規模をこえているときは，従来の範囲まで認められます。

なお，既存建築物の修繕または模様替については制限がありません。（同137条の8）

図―1 容積地区内斜線制限図



図―2 斜線および高さ制限図



（備　考）

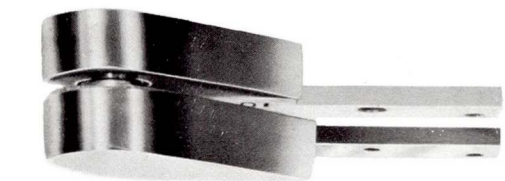
次号法令相談・容積地区について（その2）の内容は次のとおりです。

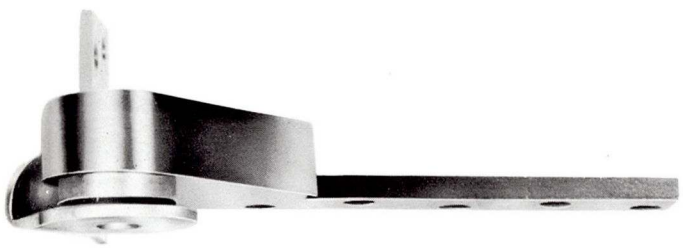
3. 容積地区内の制限の緩和などの取扱いについて
   (1)建築物の延べ面積から除かれる部分
   (2)計画道路を前面道路とみなす取扱い
   (3)隣地が公園，広場，水面などである場合の隣地斜線制限の緩和
   (4)隣地斜線制限について地盤高を緩和する取扱い
   (5)敷地が2以上の容積地区にわたる場合の取扱い
4. 延べ面積の割増し許可について
5. 容積地区の指定がない場合との比較表

（大阪市建築局建築部指導課
原　桂一郎）
（大阪市建築局建築部審査課
平塚　哲朗）

サンエイ 立枠付 ピボットヒンジ

●回転軸部にナイロンベアリングを採用した耐久品





■ 本品は特に各部品の材料を吟味し、表面が錆びないようボンデライジング加工を施した上に**防錆塗装**をしております。

■ 焼付塗装仕上製品の他に、他の持出し吊の腕部（吊込後扉から露出する部分）にＳＵＳ27（18.8）**ステンレス製ヘアーライン仕上**の化粧カバーを付けてあります。

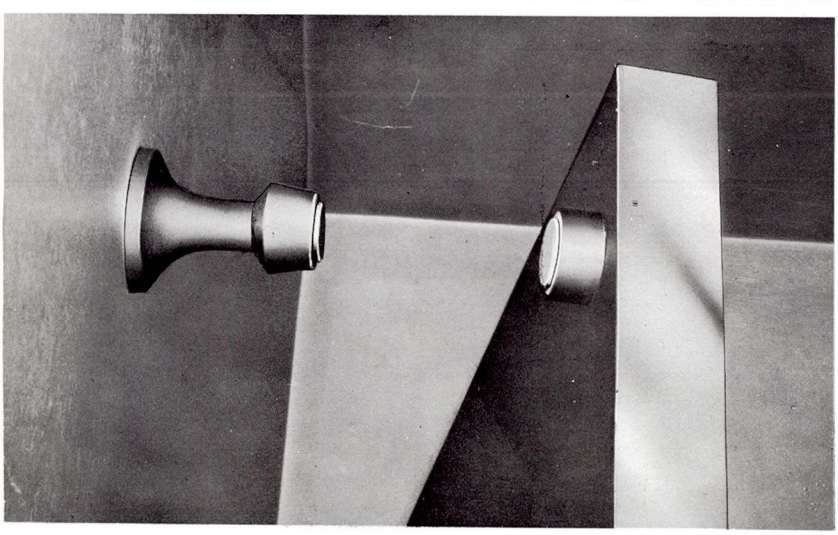
■ 回転部分にナイロンベアリング及びスラストベアリングを嵌入してあります。

■ 別製の設計製作をも歓迎致します。

■弊社製立枠付ピボットヒンジは……
実用新案登録第517316号の立枠には何んら抵触致しておりません。

住友の永久磁石を使った〈新しいドアー・ホルダー〉

サンエイ マグダー



＊軽快なワンタッチ

従来のゴム戸当りと違って、ワンタッチで軽く接触するだけで、ホールドします。

＊強い磁気力

磁気力が強力なため、風力などであふられて離れるようなことは全然ありません。

●設備場所を床にお求めの場合、**床用デザイン**のものも用意しております。

555

三榮建材工業株式会社

大阪市生野区巽矢柄町一五一番地
大阪（751）　３６５３～５

読者の頁

投稿をおまちしております。掲載の分には規定の稿料を差上げます。

□ …… 橋梁，鉄骨の大手メーカに勤める自分である。元来，鉄骨における製品の精度は橋梁におよばなかった，またそれであっても，現場からの苦情は少なかったように思う。しかし今日高層建築の影響でもあるまいが，鉄骨製品は，橋梁物と変わらぬ製品，またある部分においては橋梁物以上に精度が求められだしたことは，大変喜ばしい次第である。でも，このようなことはもっと早く認識されても良い大事なことだと考える。（松尾橋梁KK検査　植田　豪）

□ …… 昭和43年10月７日から10日まで米国シヤトル市で開かれたＰＣＩ（プリストレスト・コンクリート，インスチィチュート）の大会に参加しました。日本ではプリストレスト・Ｃは土木用が95％で，建築用は５％にすぎないが，米国では建築用の方が多い位。そしてポストテンションよりプリテンションの方が多い。表彰作品10件中，建築物が７件を占めている。アメリカで普及しているダブルＴ，シングルＴのＰＣが何故日本でのびないかは今後の研究課題である。シヤトル市，ホノルル市内所見としては自走式のパーキングビルの建設が盛に行なわれていた。

（日本シルバークールKK社長　諫早　信夫）

□ …… 12月13日号週間朝日に「現代人の欲求不満アンケート『これ，いっぺん言ってみたい！』特集が載っていた。なかなか面白い。実際われわれの胸の底にそうした欲求不満というか，いいたくてもいえないことが随分とある。日常ささいなことで，なかなか言えなくて心の中によどんでいることをずばり言えるということ。こんなコーナーが"建築と社会"の隅にあってもよいのではないだろうか，共感を呼ぶと想うがな！設計担当者に一言，工事監理者に遠慮なくいわしてもらいたいと考えている人も随分あると思う，如何？

（日根苦礼亭一言居士）

□ …… われわれ設計業務にたづさわっているものはいつも，建ペイ率，採光などの規制により，施主からの注文を満足できず頭を悩ますものである。今春には基準法の改正があると報道されているが，合理的に改正してもらいたいものである。（設計，積算課　阪本　良二）

□ …… 「建築と社会」は建築協会の機関紙ということであれば「建築雑誌」と同性格のものである。しかし内容的には雑な編集方針で計画性がない。恒成氏の写真は芸術かも知れないが，限られた紙数で全く無駄である。私は「建築雑誌」「建築技術」「施工管理」と本紙を毎月読んでいるが，読後またの機会に読返すような内容は本紙にはない。「新建築」のように編集方針をまとめる必要はないが（機関紙なるがゆえに）関西の建築でも，もっともっと内容充実の資料はある。この内容では大阪近辺の限られた人しか会員は獲保できないし，また離れてゆく人があるだろうと思う。

（大阪鉄道管理局施設部営繕課　柳本　正治）

□ 感性の場で

洋画でも邦画でもアパートの場面がよくでてくる。印象が随分違う。洋画の場合，いろんなアパートがでてきても画一的な感じを与えない。住人の個性と住居が交感しあっている，生活は，そのときどきに，そこで，よく生活するには如何すればよいかというふうに悩まれ闘われている。人々は獲ちとった物を充実させるために工夫し，工夫したその内実の発展の上で新たな物を獲ち得ていく。ところが，邦画のアパート風景をみているとなんともやりきれなく，陰湿な感じを与える。住居は人々が獲ちえたものではなく，人々に与えられた物の如くに感ずる――獲得は，現実の場の充実という形で追求されるのではなく，より大きな住居，より美しい住居という絶えざる幻想の形で進行する。この，獲得と喪失の裏返し――。西洋と日本とでは住宅事情が違うのだといっても始まらない。住宅難はどこの国でも大同小異だし，アパートである限り画一的なのも基本的には同じだ。「鉄道員」という映画に出てくる場面は日本の公営住宅よりみすぼらしい，それでも人々はそこで共同の生活を創りあげている。

こういう違いは，思想的に絶えず問題になっているように，根本的には自我の確立を基礎として発展した西洋市民社会と，社会および個人の内部構造の変革を抜きにして権力による上からの開化を強力に推進してきた日本の市民社会の相違に基因するといえよう。一般的にいえばそういうことになるが，市民社会の構造は伝統的な感情，思考世界と独特の関係にあるのだから，問題は，こういう思想的課題を生活過程のなかで生々しく感じ，現実的に解決していくことにある。住居は生活意識と感性の外化としてあらわれているがゆえに，建築家は必然的にこういう問題に投げこまれている。斬新なデザインがうみだされる，技術の直線的発展の上に未来論が花咲く，思想的課題は理論と理論そのものの矛盾の操作に力を注ぐ。だが，建築家が与え，住人が与えられるという意識の関係を堀り崩さない限り，漱石のいう「我々日本人は永久にすべっていかざるをえない」情況を克服できはしまい。日本の社会構造の論理的未分化は，われわれの感性の未秩序に対応する。感性の構造の内部に立ち入らないあらゆる思想的追求も技術的進歩も泡沫にすぎない。華やかな未来論などは社会構造の非論理化の上でそれを論理だと思いこみ論理を構築する。パロディにすぎない。体制的思考だけをいうのではない，反体制的思考でも同じだ，これは戦前のプロレタリア運動が身をもって示した教訓である。

建築家は自己の生活の場で，自己の生活意識と感性の場で，凝っと立止まって苦闘すべきである。（T）

□明治建築土木史年表・関西篇（その25）（明治11年９月29日～至10月２日）□

明治

11年９月29日　大阪道頓堀中の芝居で，百覧会開場。１時間づつの手踊で人を入替たが，１限毎に千五百余名入り，三銭の「縦覧切手」八百余枚売れた。後の七百人位が「デンポウ」（無線，つまり無銭入場）だとある。

〃　〃　〃　名古屋城の金の鯱鉾を東京から返そうとして，三菱会社の社寮丸の引重転木が折れ出航見合せ。引重転木をやはり鯱木と呼んでいたという。何故名古屋の金鯱が東京にきていたかは不明だが，前年の博覧会にでも出品されていたか。

〃　10月１日　海軍軍人の社交機関水交社は衰頽中なので，芝山内（公園）に社屋を新築して，連月演説会を催すことなどを決める。

〃　〃　２日　元老院第二読会。洋式船の水先案内免許規則改正の儀，布告案上程審議。

〃　〃　〃　午後２時。北陸御巡幸中の天皇一行，金沢着。

〃　〃　〃　「賛言変報」第４号発行。新潟から出ていた雑誌である。

〃　〃　〃　名古屋呉服町通り針屋町の真宗乗西寺の住職某が，長年の懲役場，囚獄場での教誨事業を止めたら，これまでの聴集の中で釈放されていた者四十余人が同寺の檀家になっていたとある。石井研堂の「明治事物起原」中「囚徒教誨の始」の項には２例あり，その１つには明治５年７月「日要新聞」36号の記事を引いて，名古屋東桜町浄念寺末寺浄信寺徒弟啓漂の例を挙げてある。先の乗西寺住職と，此の浄信寺啓漂との間には何か関係がありそうな気がするが今のところ不明である。

〃　〃　〃　鹿児島近況記事。「酒屋遊女場も殊の外賑ひ」「追々東京風に成ると」ある。

（東京都北区神谷２ノ22ノ13　須藤欣二）

〈新発売〉三星プラスタイル"M"

日本の感覚"M"タイル——気品と風格のあふれる床



風格あるビルづくりに——いままでにない、〝気品のある床材〟みなさまには初お目見えの色と模様です。いつまでもアキのこないのが特長です。風格あるビルづくりにぜひ欠かせません。

優れた品質と性能で——ますます高級化する最近のインテリア・デザインが求めていた床材。プラスチック床材でいちばん経験の深い田島応用化工。その優れた技術と経験でついに登場させました。

●色と模様は12種類—豪華な見本帖を用意しております。ハガキにてお申し込みください。

三星プラスタイルPの

田島応用化工株式会社

東京／千代田区岩本町3—11　TEL 866—6101(代)　大阪／西区京町堀1—74　TEL 441—5951(代)

建築と社会 ニュース

ニュース原稿をお送りください。

■1969年第10回〝建築業協会賞〟（通称ＢＣＳ賞）を募集

建築業協会では，第10回〝建築業協会賞〟を募集しているので，以下規定要旨を紹介する。

選考委員氏名（五十音順）

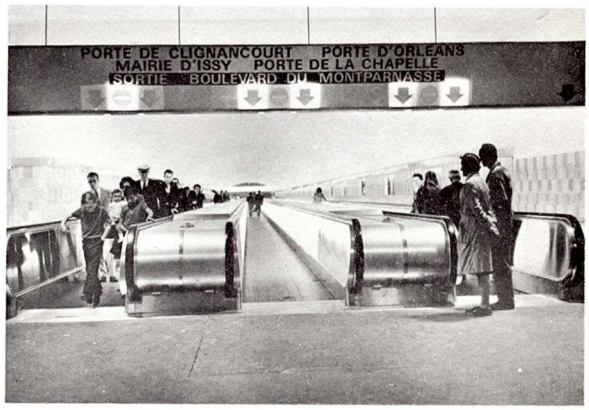
安東勝男氏	伴野三千良氏
加藤六美氏	成田春人氏
窪田祐氏	西沢文隆氏
越山欽平氏	彦谷邦一氏
勝田高司氏	平田重雄氏
土岐達人氏	藤井正一郎氏

〝ＢＣＳ賞〟規定要旨

1. 目的　協会は，毎年優良建築物を表彰し，建築設計，施工，その他建築技術の進歩向上を図り，もって，建築生産の近代化，わが国文化の進展に寄与することを目的とする。
2. 募集期間　昭和44年２月28日まで
3. 選考の範囲　近年中に国内において竣工した建築物のうち，その種類，規模にかかわらず，優良建築作品10点内外を選考する。ただし，昭和43年４月30日までに竣工したもの。
4. 募集の手続　(1)応募作品の申込は，原則として建築主，設計者，施工者とし，その他の者も応募できる。ただし，応募者は，あらかじめ建築関係者相互の了解を得て応募するものとする。(2)提出する書類は，申込書（別記様式）に，応募作品の説明書，図面（平面，立面，断面とし縮尺は適宜とする。）および写真集(カビネ版以上)その他参考となる資料を添付し，協会に提出する。ただし，協会は，これらの資料作成に要した費用は負担しない。(3)(2)の資料は，選考終了後，希望により返還する。
5. 選考の方法および決定　(1)応募作品の選考は原則として，提出された資料および現地調査等により行う。(2)選考にあたっては，施工技術に重点をおく。(3)当選作品は，協会内に設置する「建築業協会賞選考委員会（委員氏名別記）」において合議により昭和44年６月これを決定する。
6. 表彰等　(1)当選作品は，当該作品の建築主，設計者および施工者（以下「受賞者」という。）に通知するとともに，建築に関係のある新聞，雑誌等に公表する。(2)表彰は，受賞者に対し，当選作品を対象に，それぞれ表彰状を贈るほか，次のとおり表彰パネルおよび賞牌を贈呈する。㋑建築主には，当選作品に取付け得るブロンズ製の表彰パネル。㋺設計者および施工者には賞牌。(3)表彰式は，当選作品集の発刊をまって，昭和44年10月に行う。
7. 当選作品の紹介　(1)協会は，当選作品をわが国の代表的建築物として，広く内外に紹介する。(2)受賞者は，協会が当選作品の関係資料を掲載，展示等する場合は，無償で使用することを認めるものとする。
8. 提出先　財団法人　建築業協会
   東京都中央区西八丁堀２の16
   東京建設会館内　電話㊀1118番（代表）

■ヨーロッパ最大の〝動く歩道〟完成
パリ地下鉄にサンドビック・ムーベータ

１年間にのべ5,000万人の人々が，このほどオープンしたパリ地下鉄の新しい〝動く歩道〟を利用するものと予想されている。これはパリ地下鉄がモンパルナス・ビヤンブニュ駅に設けたヨーロッパ最新かつ最大の歩行者用コンベヤである。この設備はそれぞれの長さが182mのサンドビック〝ムーベータ〟３台から成り；パリ地下鉄でもっとも大きく乗換乗客の多い駅構内の混雑を解消する目的で設置されたもので，設備の設計及び設置はサンドビックのフランス支社が施行した。



この歩行者用コンベヤはパリ交通局が購入したもので，同局では1964年以来シャトレ乗換駅でムーベータ２台を採用している。この２台は設置以来約1億2,000万人を運び，その成績が極めて良好であった為，交通局はモンパルナス・ビヤンブニュ駅の乗換連絡地下道の改修計画に伴ない更に３台のムーベータを発注したものである。この設備は工費約７億円であるが，これはパリ市内の都市計画予算のごく一部に過ぎない。

新しいムーベータは，モンパルナス・ビヤンブニュ接続駅に集まる４本の地下鉄線と国鉄のモンパルナス駅を結んでいる。３台のムーベータは並行して設置され，個々に制御を行なっているので，ラッシュ時の乗客の流れと混雑に合わせてそれぞれの走行方向を切換えられるが，これは歩行者用コンベヤの持つ多くの長所のうちの一つに過ぎない。ムーベータ１台は毎分50mの速度で毎時12,000人を運ぶことができ，ベルトの幅は1.2mあるので大きな手荷物も載せることができる。このベルト幅は歩行者が２列に並んでも充分余裕があり，先を急ぐ乗客はベルトの上を歩くことができる。

最近，とくに短距離の各種輸送方式の必要が急速に高まっている。たとえば大手の航空会社では，快適な超高速の空の旅に加えて，空港やターミナルでの乗客とその手回り品の輸送設備の問題に直面しているが，サンドビックのムーベータ設置によってこれらの問題も解決する道が開かれている。アリタリア航空では最近ミラノ空港にムーベータ２台を設置して乗客へのサービスを始めたし，また米国のダラス空港ではアメリカン・エアラインズ会社が80mのムーベータ２台を設置中である。

■新年交礼会（建築６団体合同）盛大に催される

恒例の建築６団体合同新年交礼会が１月４日内本町のコクサイホテルで盛大に開かれた。この日の参加者は450余名。会場は新年の熱気に溢れた。

交礼会は本協会の東畑会長の挨拶にはじまり次いで昨年中に建設関係功労者として顕彰された生存叙勲者・褒章受章者の栄誉を祝した後，白杉嘉明三氏の音頭で万歳を三唱した。その後佐藤知事の挨拶をうけ，知事は，万国博を控えて本年は建築界の飛躍の年であることを強調されて，万場の拍手を浴びた。

■「兵庫北摂ニュータウン」の建設構想
―本年度から調査及び用地買収に着手―

兵庫北摂ニュータウンは，計画によると国鉄福知山線の三田，広野，相野の各駅西側丘陵地1,450haを開発する。このうち住宅団地が1,050ha，工業団地150ha，残り300haは開発用地とする。このことでわかるように，このニュータウン計画は工場・研究センターを含んだ新しい町づくりだといえよう。

住宅４万戸のうち，住宅公団が約７割，県・公社が３割を受け持ち，45年度から着手，55年に完成予定であるが，完成すると人口15万人の県下最大のニュータウンになる。工場団地は公団により開発，公害の少ない電子工学，精密機械などの企業を誘致する。

開発に伴なう交通機関の問題は，福知山線の複線化，私鉄の乗り入れ，県道の新設などが計画されている。また青野ダムを造って水不足に対処する。

このニュータウン計画は，阪神地区の既成市街地の過密化を防ぎ，丹波後背地の発展を促進させると共に，単なるベッドタウンから抜け出して独立した町造りを目指すものといえよう。

すぐれた居住性を創造する

軽量気泡コンクリート

シポレックス



内外衣料製品株式会社

設計　日建設計工務株式会社
施工　前田建設工業株式会社
使用場所　壁、間仕切

軽　　量（比重 0.5コンクリート½の重量）

断　　熱（コンクリートの１０倍の断熱性）

耐　　火（法　定　耐　火　材　料）

◆シポレックスは工場、住宅から超高層ビルまで
あらゆる建物の屋根・床・壁・間仕切・耐火被
覆に使用されますが次の建物には特に最適です

1　工期短縮を要するすべての建物
2　空調を要する工場・倉庫事務所住宅等
3　鉄骨大張間の工場・体育館等
4　軽量化を要する高層建築物・軟弱地盤の建物
5　鉄骨耐火構造の建物

SIPOREX

シポレックス販売株式会社

本　　社　東京都千代田区岩本町２ノ１ノ16(森川ビル)
　　電話　東　京（861）代　表　７　２　４　１
大阪支店　大阪市西区京町堀通１ノ125(東洋ビル)
　　電話　大　阪（443）代　表　７　７　４　１
名古屋支店　名古屋市中村区広小路西通３ノ２(大商ビル)
　　電話　名古屋（581）代　表　７　４　２　１

□ 写真と概要をどしどしお送りください。
凡例：a．所在地　b．建築面積　c．延面積　d．構造規模　e．工　期



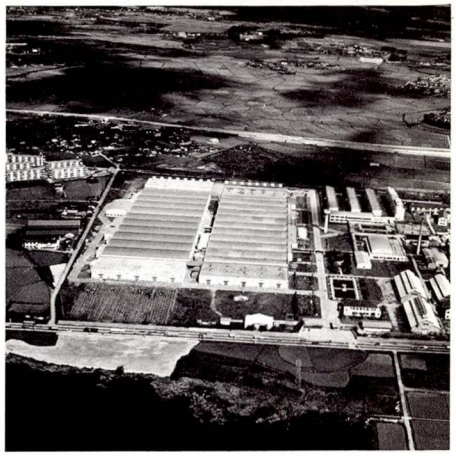
397.　松　下　電　器　歴　史　館

設計施工：株式会社　大　林　組
a．門真市門真町１００６
c．　1,418m²
d．　SRC造，２F
e．昭和42年３月～昭和42年11月



398.　松下興産摂津マンション

設計施工：株式会社　竹中工務店
a．高槻市大字西五百住
b．　1,080m²
c．　7,611m²
d．　SRC造，８F
e．昭和42年10月～昭和43年８月



399.　日本製麻兵庫工場及び加古川団地

設計：中島建築設計事務所
施工：株式会社　浅沼組
a．兵庫県加古川市平岡町新在家
c．　14,280.139m²
d．　SRC造(平家)及び
RC造(４階建)
e．昭和43年７月～昭和43年10月



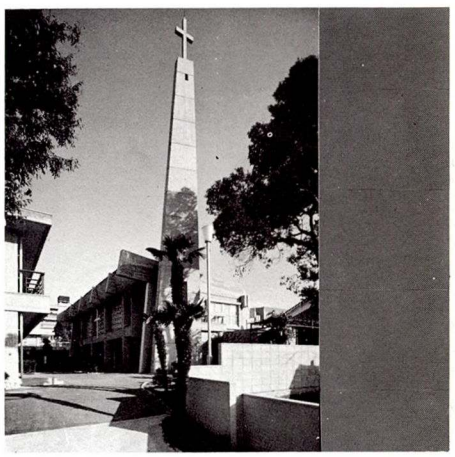
400.　不二サッシ高槻工場

設計施工：株式会社　浅　沼　組
a．高槻市下田部１８０番地
c．　44,020.2m²
d．　S造，平家及び３F
e．昭和41年２月～昭和43年10月



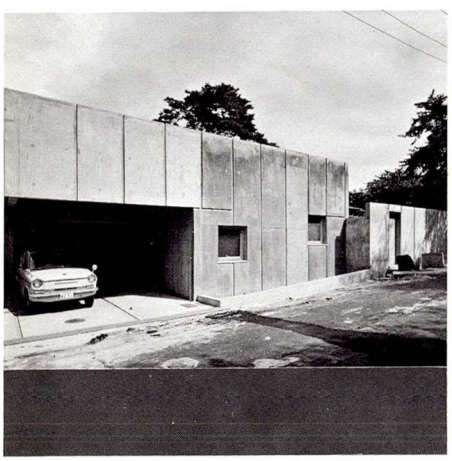
401.　新武庫川病院（増築）

設計：西林建築設計事務所
施工：大日本土木株式会社大阪支店
a．西宮市武庫川町３－１４
b．　1,081.83m²
c．　5,735.13m²
d．　RC造，五階建，PH２階
屋上作業場１棟
e．昭和42年12月～昭和43年10月



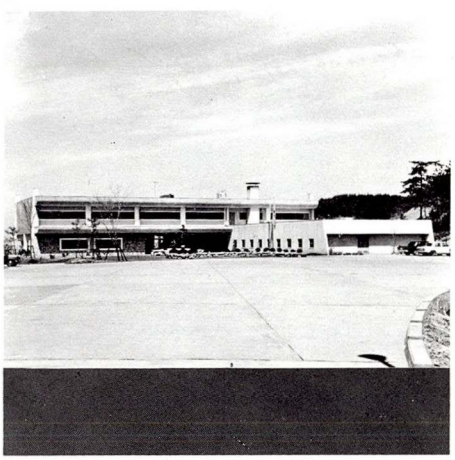
402.　奈良カトリック教会聖堂修道院

設計：長谷川建築設計事務所
施工：株式会社　浅　沼　組
a．奈良市登大路町３６の１
c．　1,909.06m²
d．　RC造，２F４棟
e．昭和42年11月～昭和43年７月



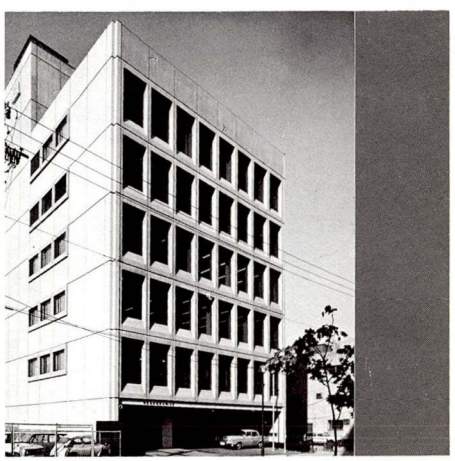
403.　中　　村　　邸

設計：(株)設計事務所ゲンプラン
施工：村　上　工　務　店
a．宝塚市寿楽荘４番１７号
b．　124m²
d．　RC造，平家１部中２F
e．昭和42年７月～昭和43年８月



404.　奈良万葉カンツリークラブ

設計施工：株式会社　浅　沼　組
a．奈　良　市　八　島　町
c．　1,740.32m²
d．　RC造
e．昭和42年４月～昭和42年10月



405.　名　古　屋　大　林　ビ　ル

設計施工：株式会社　大　林　組
a．名古屋市東区武平町４－３
c．　4,978m²
d．　RC造，６F，B１
e．昭和42年９月～昭和43年９月

衛生設備器具は

すまい設計での大切なポイントです

「明るく清潔な住い」をテーマに50年、東洋陶器は、洗面所・お台所・トイレ・浴室など、毎日たくさんの水を使い、「明るく、清潔」なことが最も強く要求される衛生設備器具について、数多くの優れた製品を生み出してまいりました。

※さわやかな朝に……

洗面器・メディシンキャビネット化粧鏡

※快適な「水洗式トイレ」に……

腰掛便器・和風便器・小便器・手洗器

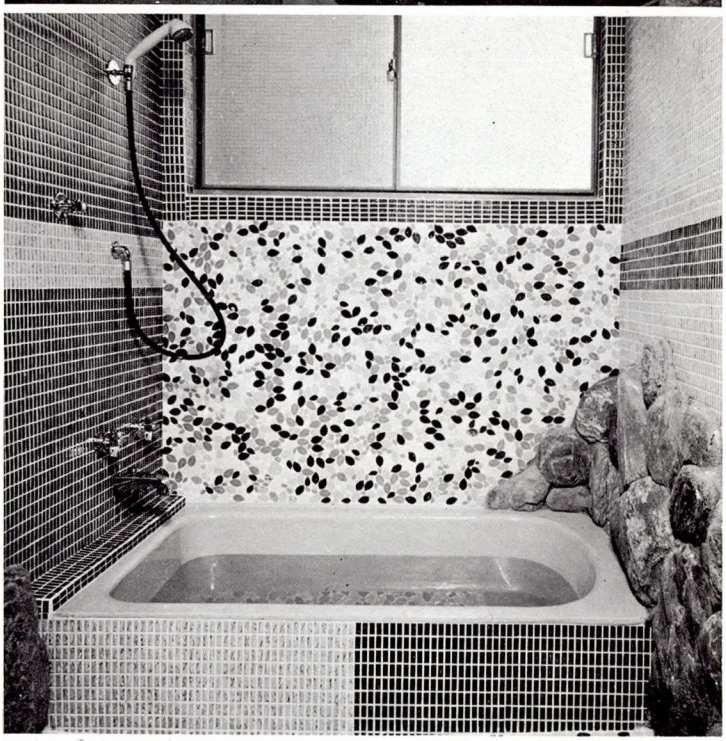
※一日の疲れをいやすお風呂に……

トートライトバス・ホーローバス・外焚用・内焚用ガス釜

など、暮しを豊かにする「住いの衛生設備器具」のことなら、すべて東洋陶器におまかせください。







衛生設備器具総合メーカー

Toyotoki

洗面所／トイレ／浴室用の衛生設備器具について
詳しくはお近くの営業所・取扱店でご相談下さい。

東洋陶器

本　社　北九州市小倉区篠崎町458　TEL (093) 53−5151

営業所　東京・大阪・名古屋・北九州・広島・高松
札幌・仙台・富山



クラスメート

45　［旧大阪市立都島工業学校　昭和６年卒］

（前列左より・敬称略）
矢澤　治八
（矢澤一級建築士事務所長）
田中　新臣
（田中臣一級建築士事務所長）
島谷　稔
（ＫＫ専精工務店代表取締役）
（後列左より・敬称略）
鍬崎　孝三
（堂島ステンレスＫＫ代表取締役）
天池嘉平治
（ＫＫ竹中工務店大阪本店作業所長）
川島　宙次
（ＫＫ大林組本店住宅部次長）
後藤　光一
（豊中市建築部建築指導課長）
中島　正治
（甲南建設ＫＫ取締役工事部長）
（昭和44年１月11日新大阪ビル屋上にて）

昭和６年都島工業学校建築科卒の同窓は、不景気のどん底に社会にほおり出されたといっても過言ではない。それほど世の中は不景気な時代であった。当時の卒業生でまともに就職した者は半分もなかったと思う。37年の星霜を経た今日医師、薬剤師、教員、映画館主等多彩な職業についているが、どうにか建築に関係している者を召集したところ在阪の次の８名が集った。何れも頭髪に霜をいただいた者ばかりである。

天池　卒業後ただちに竹中工務店に入社、今日まで終始一貫して真面目に勤めている温厚な人柄である。最近朝日新聞社の新築工事の責任者として大いに腕を振るい無事故で表彰をうけた。今後の活躍を期待する。このごろは趣味としてゴルフを始めている。

田中　卒業後ＫＫ木村組、阿部建設ＫＫ等を経て現在建築事務所を自営している。デザインにかけてはクラス中一流の部類に属する。終戦直後の道頓堀の中座は彼の設計である。

鍬崎　卒業後建築とは満更縁の無い事もない、協会の大先輩阪口芳三郎氏経営の工材社に入社、建材の勉強をして現在ステンレス専門の会社を経営している。趣味はゴルフ、小唄で何れも10年以上のキャリアをもっている。

矢澤　在学時代は運動部の応援団長として鳴らしたものだ。卒業後一時大林組に勤務していたが、現在は建築事務所及び測量事務所を自営し豊中市役所の固定資産評価審査委員その他の名誉職を兼ねている。最近はゴルフを始めたようである。

島谷　卒業後ただちに竹中工務店に入社したが終戦後退社し、現在ＫＫ専精工務店代表取締役として活躍している。趣味は考古学の研究と古代の瓦や土器等の蒐集である。

川島　卒業後ただちに大林組に入社、爾来住宅設計の仕事を一筋にやってきたベテランである。若い時は登山などもやったが最近では、旅行の傍わら草深い土地に古い民家を訪ねるのを趣味としている。

中島　卒業後工務店に勤めていたが、支那事変勃発直後北支の福昌公司に入社し、天津、北京等各地で工場建設に活躍したが、終戦後内地に帰還して現在は甲南建設ＫＫ取締役工事部長として敏腕を振るっている。趣味として16年間海釣を楽しんでいる。

後藤　卒業後師団経理部の軍属、東京物理学校を経て支那事変、大東亜戦争に従軍し北支、中支、満州、台湾等各地を転戦、終戦後は教員、戦災復興院、大阪府庁等を経て現在は豊中市役所に勤務、建築行政の第一線で働いている。趣味は都山流尺八、ゴルフ、古銭蒐集等である。

（後藤記）



豊富な品種・デザイン
経済性・安全性はもちろん
鍵一本にまで
〈ユーザーのために〉を
モットーに、54年の歴史と
実績を誇るゴール錠(ロック)は
今日も鍵(カギ)りなく前進します。

建設省・日本住宅公団・各府県市庁・有名建築設計事務所ご指定

ゴール ドアー ロック

● この看板のあるお店でご相談下さい。

株式会社 ゴール

本　社／大阪市東淀川区三津屋北通四―三〇 ☎(三〇二)一七七一
工　場／大阪・佐賀・米子・徳島・台湾
営業所／東京・札幌・仙台・新潟・横浜・静岡・富山・金沢・名古屋・岐阜
京都・和歌山・神戸・岡山・広島・高松・北九州・福岡・熊本

建築の眼

白石博三
京都工芸繊維大学教授・工博

徳永正三
三座建築事務所長

七尾健三
K.K.銭高組　取締役設計部長

岡野忠美
シポレックス販売KK　技術部長

この四つの主張のそれぞれに対して，会員読者より，ご感想・ご意見を求めます。読者の頁欄に収録します（薄謝呈上）

（一月号より六月号まで上記の四人の執筆者で担当してもらいます。）

建築法規について思う

机上にある建築関係法規集の厚みを測ってみたら、10センチある。A6版で2,500頁ほどである。これが全部、何らかの意味で、建築に関係があるとは、怖しい話である。そこで思う。何度も言い古されたことに違いないが、建築物そのものに関する法規でも、建築基準法以外のあちこちにバラバラ規定されているのを、どうしてひとつにまとめられないのか。とかくの言い分はあろうが、実は役人の縄張り根性以外の何ものでもないのではないか。役人の間で、話し合いがつかないのなら、それは彼等だけの都合で、国民を忘れた行政である証拠ではないか。

さらに施行令などに、根拠薄弱な条項が、いつまでも残っているのは、良い加減に削除してもらいたい。無いよりましだろうぐらいのことで、あれもこれも規定し、やたらに条文をふやすことは、止めてもらいたい。これでは、とても守り切れないばかりか、むしろ法規全体の権威を損うことになるではないか。　（S）

チリもつもれば山となる
せめて山野に木の生えるまで

つい4～5日前カンボヂヤから知人が帰国して、お土産をもらった中にマッチがあった。日本でもよく見かけるあの普通の型のものである。

ところがよく見るとそのマッチには封がしてあって、封を破らなければ使用できない仕組みになっている。で早速私は封を切って使ってみた。

中味のマッチは木の軸に黒いくすりが頭についている極ありふれたものであった。

私達日本では、どこの店でも宣伝用にマッチをくれるし、3つ4つのマッチがポケットの中にごろごろしているのも普通の事だし、およそマッチに不自由をしない。むしろ無神経なほどマッチを意識しないのである。ところが我が国では戦中戦后の木材の乱伐から、山には木材がなくなり、多くの建築用材は輸入にまつ実情になっているほか、植林をしても木材の成長には相当な長年月を要する。皆様御存じ通りの実情である。

カンボヂヤのマッチのみならず、欧州旅行の節にも美しい化粧箱入りのお土産用の封をしたマッチや極細の短いマッチを沢山見かけた。北米では殆どが紙マッチである。そこで私は提案したい。皆様日本ではもっとマッチを大切にいたしましょう——　せめて山野に木の生えるまで、と。　（T）

新しい街づくり

戦後の都心地は一部に大資本による併合はあったものの大体に於て細分化されてきた。だがそこに建つ建物が木造の間はさ程気にならなかったが、昨今乱杭歯のように耐火建築化してきている。三階から四階位のマッチ箱を横に立てたようなビルを見ると、これはいけないぞと思い出した。防災建築街区造成法が施行されて数年になる。街区単位の共同建築が良いことは解っていながら、それぞれの違ったお家の事情のためその事業は遅々として進まない。しかし今にして市街地の再開発を推進しなければ増々その困難さを加えることは明らかだ。新しく都市計画法もできた。都市再開発法、建築基準法の改良等が生れようとしている。私達建築にたずさわる者も単に個々の建物の要求を満すだけでなく、視野を広くして住みよい街造りの観点から真剣に取りくむべきことだと思う。　（N）

“新建材„（その1）

週間雑誌に紹介されている個人住宅を時折り見かける。“設計には新建材を充分使用して云々„と言った記事が添えられているのが目立つが、内容はプリント合板、メラミン化粧板、ハードボードの類いを意味している場合が多い。これらの類いが新建材とは思えないのは、筆者のみではあるまい。建材店の店先きで大工さんが入手でき、また従来のベニヤ合板と同様に、使われ出して5,6年にもなり、機能、工法共に充分に馴まれた商品であって、メーカーの販売努力に裏付けられているとはいうものの、三役中の大工職にとっては接着剤なるものの発達の差こそあれ、明治以前の木工技術でこなせるわけである。新工法、ひいては新技能職を必要とする建材こそ、全くの新建材と言えないだろうか。

その意味では、コンクリートブロックは、法令、学会規準、JIS等が確立されて既に久しいが、未だに新建材と考えられる要素がある。各処に規準に反する使われ方が見られる事も多い（間仕切り壁に多い）。また、職人は勿論、監督者もブロックの上面下面の使い分けすら怪しい場合が間々あるようなことでは、未だ新建材と言わざるを得ない。育成発展に努力を振われた行政、学界関係の諸賢に申しわけないことである。

新職種を伴う建材の成長は大変である。　（O）

住宅



きんき

● 400,000枚の生産実績を誇る

プレスドア

防火ドアー



住宅用として開発

きんき アルミサッシ

〔KJ指定メーカー〕

製造元 **近畿車輛株式会社**

本社建材工場　大阪府布施市橋本1番地の1　電話大阪(782)1231代表
所沢建材工場　埼玉県所沢市大字所沢1415番地　電話所沢(22)5101代表

販売元 **近畿工業株式会社**

本社　大阪市北区梅ケ枝町108番地　新梅ケ枝町ビル　電話大阪(363)3371代表
東京支店　東京都千代田区神田松永町19　東京近鉄ビル　電話東京(255)8271代表
名古屋支店　名古屋市中村区平池町4丁目48番地2　電話名古屋(551)2522
福岡事務所　福岡市大名町2丁目9番地　上野ビル　電話福岡(76)3556

御一報次第カタログ拝送します。

建築と社会

特集
鉄筋コンクリート構造耐震設計の再検討

1969. VOL. 50. 2

会　　告　大阪マーチャンダイズ・マート新築工事見学会・超高層建築講演会
実務に直結した建築工事別説明会…… 3
法令コーナー　法令相談―容積地区について（その1）…… 7
読者の頁　感性の場で（T）・明治建築土木史年表関西篇（その25）…… 9
建築と社会ニュース　第10回"建築業協会賞"を募集・ヨーロッパ最大の"動く歩道"
完成・「兵庫北摂ニュータウン」の建設構想…… 11
スケッチブック　最近竣工の新建築9点（№397～405）…… 13
クラスメート　45. 旧大阪市立都島工業学校　昭和6年卒
（天地嘉平治・川島宙次・後藤光一ほか5名）…… 15
建築の眼　担当：白石博三・徳永正三・七尾健三・岡野忠美…… 17
海外写真　煉瓦は石にとって代り得るか　（ローマ，トライアヌスのマーケット）
……撮影と文：福田　晴虔… 21
作品作風　関西テレビ放送蓬莱山の家　設計施工　株式会社竹中工務店… 22

特集＝＝鉄筋コンクリート構造耐震設計の再検討

A．鉄筋コンクリート構造耐震設計上の問題点……六車　熙…26
―1968年十勝沖地震被害の教訓―
1. わが国における耐震設計研究の歴史……26
2. 鉄筋コンクリート柱のせん断耐力とじん性……27
3. 不均等剛性分布の問題……30
4. コンクリート強度の不足および施工の不備……32
5. その他の問題点……34
写真：地震による構造物被害……37
B．十勝沖地震の調査報告とRC構造の耐震対策講演会……41
1. RC造震害の原因とその対策はどうあるべきか……東　洋一…41
―腰壁・たれ壁をどう評価するか―
2. 震害パネルディスカッション　(1)敷地地盤と震害……46
(2)建物の構造形式と震害……47
(3)RC構造と震害……48
(4)建築物の震害対策……51
C．コンクリート構造の耐震性状に関する研究概況……富永　惠…53

技術の頁　77. 構造部門：超高層建築のゆれ方……井上　豊… 55
月報　日本建築協会月間の動き（昭和43年12月分）…… 58

編集人　松井昭光
印刷　昭和44年2月20日
発行　昭和44年2月25日
発行人　福中定三郎
発行所　(社)日本建築協会
大阪市東区北浜3―37
電 大阪231―9648
振替口座 大阪39975

印刷者　網野栄
印刷所　(株)研文社
大阪市北区堂山町66
電 大阪361―2091
売価　1部　300円・送料共

表紙デザイン：表紙デザイン小委員会 & 山田崇雄

KENTIKU TO SHAKAI No.2 Vol.50, February 1969

(Architecture and Society)

A Journal of "The Architectural Association of Japan"

Cover design: T. Yamada

Editor: *Akimitsu Matsui*
Publisher: *Teisaburo Fukunaka*
Published by
The Architectural Association of Japan.
37, 3-chome, Kitahama, Higashi-ku, Osaka, Japan
Price: *single copy price ¥300*

CONTENTS

Column for Laws & Ordinances about Architecture 7
Column for Readers 9
News for Architecture and Society 11
Column of New Buildings 13
Class-mates 15
Essayes ("Kentiku no Me") ..... 17 — by *Hirozo Shiraishi, Masami Tokunaga, Kenzo Nanao, Tadami Okano*

Photograph: Shall Brick Supersede Stone (Market in Trajal, Rome) ..... 21 — photo: *Seiken Fukuda*

WORKS OF NEW ARCHITECTURE ASSESSED

Kansai Television, Horai-Yama-no-ie ..... 22 — Design & Construction: Takenaka Construction Co., Ltd.

SPECIAL FEATURES ON RECONSIDERATION OF EARTHQUAKE-PROOF DESIGNED REINFORCED CONCRETE STRUCTURE

A. Problems of Earthquake-proof Design on Reinforced Concrete Structure Edification by 1968 Tokachi Offshore Earthquake Damage. ..... 26 — by *H.Muguruma*
1. History of Earthquake-proof design study in our Country
2. Shearing Stress and Plasticity on Reinforced Concrete Column.
3. Problems of Asymmetrical Stiffness Distribution.
4. Lack of Concrete Strength and Defect of Construction.
5. Other Problems.

Photo: Structural Damage by Earthquake. 37

B. Survey Reports on Tokachi Offshore Earthquake and Earthquake-proof Countermeasure Lecture Meeting on Reinforced Concrete Structure. ..... 41 — by *Y.Higashi*
1. Overall Condition and Countermeasure of Reinforced Concrete Structure Damage. 41
2. Panel Discussion: 46
   (1) Foundation and Earthquake Damage
   (2) Structure Shape and Earthquake Damage
   (3) Reinforced Concrete Strucure and Earthquake Damage
   (4) Earthquake Damage Countermeasure of a Structure

C. Bibliography Concerning Earthquake-proof Properties of Concrete Structure. ..... 53 — by *M.Tominaga*

COLUMN OF ENGINEERING

77. Swaying Form of High Rise Structure. ..... 55 — by *Yutaka Inoue*

BULLETIN 3, 58



海外写真

撮影と文
福田晴虔

煉瓦は石にとって代り得るか――ローマ・トライアヌスのマーケット

帝政時代にはさしものローマも大理石が欠乏したらしい。永遠の都は実は近寄ってみると巨大な煉瓦の塊である。しかしこの建物のように煉瓦を堂々と外装にまで用いたものはめずらしい。建築家アポロドーロスが故郷のシリアの煉瓦技法をもち込んだものでもあろうか。微妙なプロポーションの感覚が、石の構成を見事に緊迫した煉瓦のそれへと転身させる。ヨーロッパは果してこのような過去の水準を回復することが出来たであろうか。





関西テレビ放送
蓬莱山の家

設計施工	株式会社竹中工務店
位　置	滋賀県滋賀郡志賀町大字八屋戸
敷　地	5,603.33m²
建　物	ＲＣ　２Ｆ　　延559.26m²
工　期	昭和43年５月23日 昭和43年12月５日

名神ハイウェー大津インターチェンジを出て、琵琶湖の西岸を北へとり約30分、江若鉄道蓬莱駅を過ぎたあたりを左へ折れると、湖が眼前に拡がるゆるやかな傾斜地に出る。

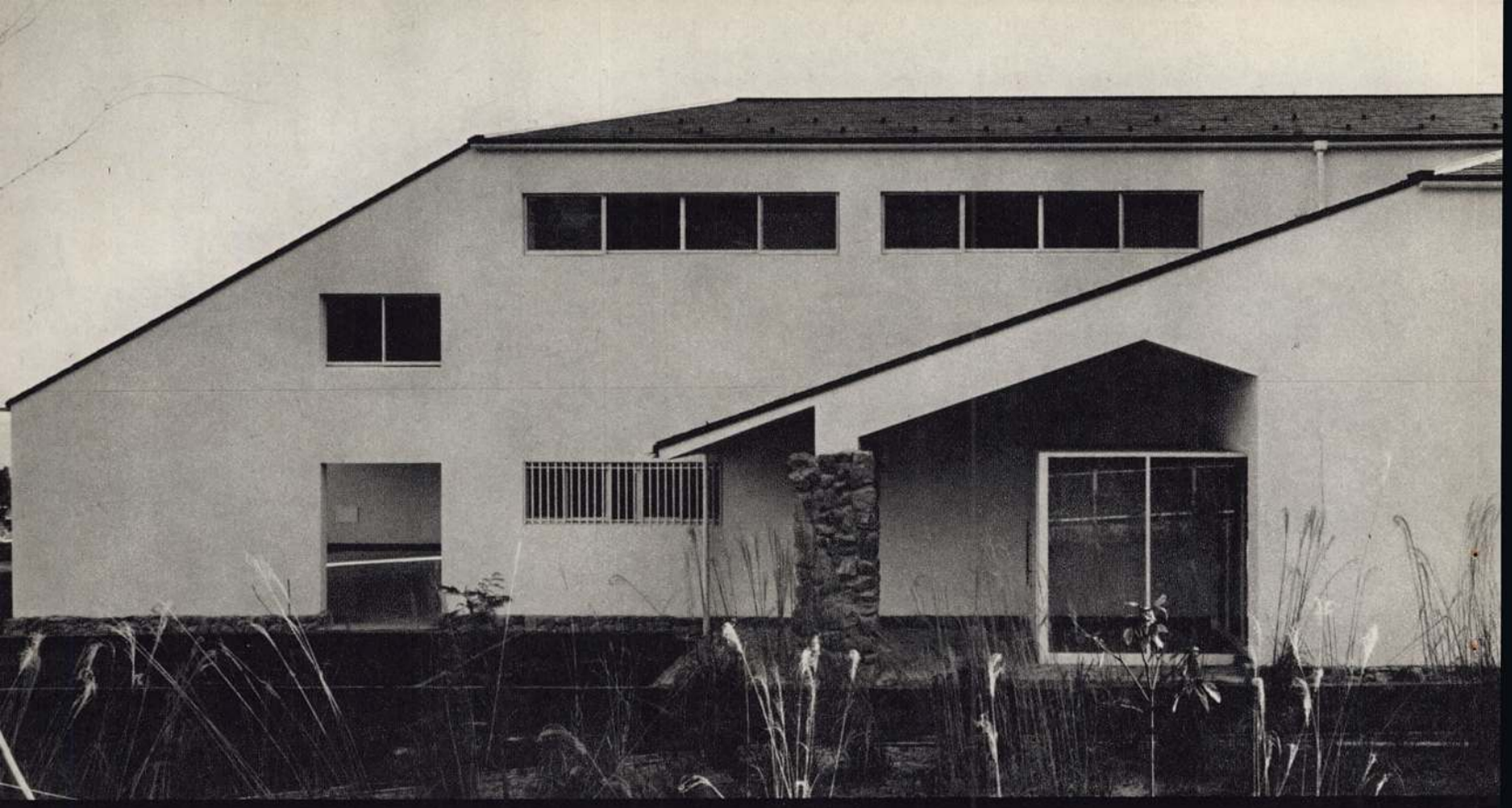
開局十周年記念事業の一つとして計画されたこの建物は、四季を通じて、登山やスキー、また水浴の拠点として利用され、週末等には、社員の研修会にも利用される。

黒々とした比良の山肌をバックにして、端正な面と、鋭い直線の構成、白、グレー、黒のモノクロームな色合いとともに素材のテクスチャアーを活かした此の建物は、不要なエレメントを省くことによって、やわらかな感じの中にも清潔さを抱かすことが出来、計画当初から頭に想い浮べていた姿にほぼ近いものが出来上った。動きのある大きな屋根、此処で採れる石積壁の灰色、突き出した白いバルコニーは壁と連続して陰を作り彫を深くしている。

国道161号線のアプローチから、宿泊室迄、視覚的な変化に依る味わいを検討し、移り変る時間空間を意識して造形し、内部からは、窓の視界の限定や、人間の心理、外から差し込む光の量や陰を計算に入れて壁面のデザインや空間の構成に心掛けた。内部仕上げでは暖かい楢材の木肌と調和をとる粗面の壁は、純白であり、談話室のカーペット、家具も白で統一した。建物周辺は緑の芝生で敷地全面をおおい、自然の景観との調和を計りながら冬に吹く厳しい比良おろしにかん然と対抗して、集い来る人々に安らぎと団欒の場を与えることが出来た。

黒い屋根に真白い雪がすっぽりとおおう頃、現代の都市生活でともすれば忘れられがちな故郷の灯を求めて、また一度おとずれたいと思っている。

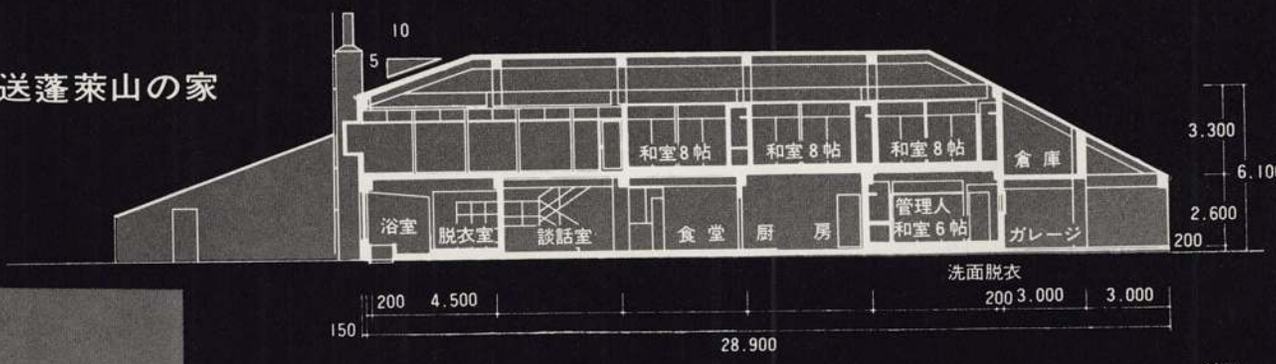
（寺嶋　繁久）



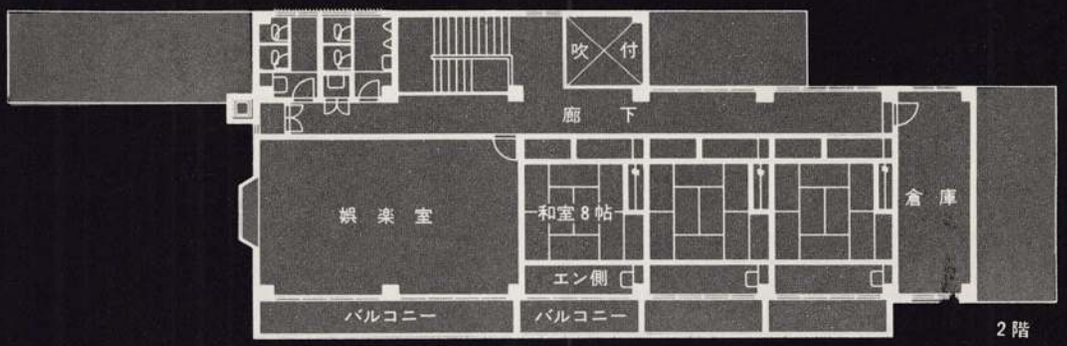
関西テレビ放送蓬莱山の家



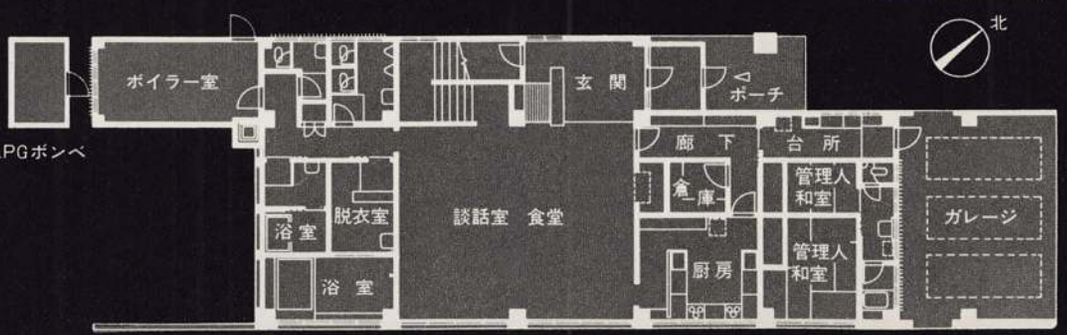




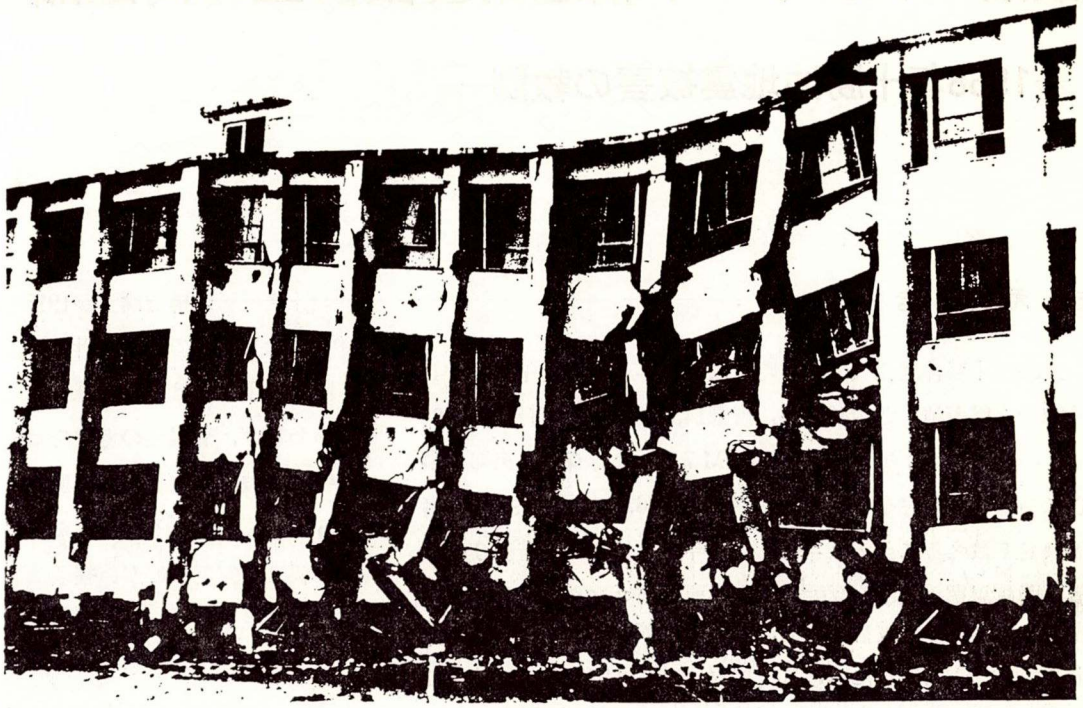
断面



2階



1階



特集：鉄筋コンクリート構造耐震設計の再検討

昨年5月の十勝沖地震は，鉄筋コンクリート構造の耐震性について，再検討をうながした。第一に，従来，構造設計においてあまり考慮を払わなかった腰壁・たれ壁などが，柱のせん断剛性を異常にまで増し，せん断の影響を相対的に大きくしたということである。その結果生じた柱のせん断破壊による被害が一番大きな特徴といえる。これは，柱の帯筋が少ないという関係もあったろう。こうした柱のせん断耐力の問題をどういう風に考えるべきか，柱のじん性を強めるにはどうすればよいか。第二に，異常な集中応力をうけるような設計の建物，たとえば屋上突出物をつけた建物などに被害が多かったことも特徴である。この剛性の急変ないし，不均等分布についてどう対処していけばよいか。第三に，コンクリート強度の不足や，配筋法の不備による被害も特徴的である。断手部，定着部の不良のための被害などがこれである。これをどうするか。

これらの技術的な再検討のほかに社会的な問題もある。鉄筋コンクリート構造は，一般に住人にとっては地震には，一番安全な構造とみられていた。しかるに，この被害である。その場合，設計者に責任があるのか，施工者に責任があるのか，あるいは行政者に責任があるのか。この責任の所在はいまのところあいまいのようである。こうした責任の所在の明確化，その責任の処理の仕方，その形態はどうあるべきか，その損害補償の制度はどうかといった社会的ルールの問題までゆきつかなければ，結着はつかないであろう。

しかし，本特集はそこまで範囲を拡げるわけにいかないので，問題を鉄筋コンクリート構造の耐震設計上の再検討にしぼった。構造設計者はもちろんのこと，一般設計者，行政者ら各界の方々に広く注意をうながしたいとの意図のもとに編集をこころみたものだが，たまたま，「十勝沖地震の調査報告とＲＣ構造の耐震対策講演会」が開かれた機会に，その討論記録をも合せ集録することにした。まず六車熙先生の耐震設計研究の歩みもふくめた，全般的な所見から拝見していくことにしょう。つづいて，講演会での東洋一先生の話やディスカッションの模様から，鉄筋コンクリート構造の耐震上の問題点について十勝沖地震が与えた教訓をくみとっていくことにしょう。

最後に耐震性状に関する文献紹介を，富永恵先生につけてもらったので参考にしていただければ幸いである。なお「技術の頁」欄に「超高層建築のゆれ方」について所論があるので，興味のある方はあわせ読まれたし。　(M)

鉄筋コンクリート構造耐震設計上の問題点

——1968年十勝沖地震被害の教訓——

ま え が き

1968年十勝沖地震（発生日時；昭和43年5月16日午前9時49分33秒，震源地；北緯40.7度，東経143.7度，八戸市東方約180キロ，震源深さ；約40㎞，規模；M 7.8）は青森県北東部を中心にかなりの被害をもたらし，家屋全壊676，同半壊2,994，死者50余名を数えるに至った。とくに，今回の地震では階数3～4階の固有周期が短かく剛性にとむ低層鉄筋コンクリート建物の幾つかがかなりの被害を受け，わが国の鉄筋コンクリートの歴史の中で，上部構造における典型的な地震被害としては始めてのものとして注目されている。それだけに耐震設計上，施工上の諸問題を多く提供しており，鉄筋コンクリート構造の耐震性の再検討が痛感される。これらの諸問題の中には，たとえば，設計震度は0.2でよいのかといった根本問題もあるが，柱のせん断補強は現行の設計規準通りではあまりにも少なすぎるではないか，コンクリートはスランプが大きく法規上の圧縮強度最小要求値も低いために，充分な締固めが行なわれないといった，従来から強く叫ばれていたにもかかわらず依然として改められていない諸点も数多い。鉄筋コンクリート構造は経済性，耐火性の点で他の構造よりもはるかにすぐれ，最もポピュラーな構造として使用されているだけに，今回の地震被害の教訓を生かした早急な耐震性確保の方策をたてることが当面の重大事と考える。設計震度を如何にとるべきかといった根本問題については早急な回答は望むべくもないが，少なくとも今回の地震被害から推論される鉄筋コンクリート構造物の耐震設計および施工上の諸問題を指摘し，その改良方策を実用上の観点からのべることは極めて意義あることと考える。

1．わが国における耐震設計研究の歴史

世界有数の地震国であるわが国は，古来，数多くの大地震におそわれ，多くの被害を出して来た。近代建築技術の黎明期であった明治初期においては，充分な耐震性の考慮なしに石造，煉瓦造建物が建設されたが，1891年の濃尾地震を契機に，耐震設計の重要性が認識され，研究が開始された。1906年のサンフランシスコ地震では，数多くの建物が崩壊した中で鉄筋コンクリート造建物がすぐれた耐震性を発揮したことから，にわかに注目をあび，わが国では鉄筋コンクリート構造が耐震構造の主流として発展普及してきた。一方，耐震設計の面では佐野博士の「家屋耐震構造論」が1915年に発表され，いわゆる震度という概念を示して耐震設計の必要性と方策とを示した。1923年の関東大震災では石造，煉瓦造の建物が80%以上被災したにもかかわらず，耐震性の考慮をはらってあった鉄筋コンクリート建物では被害棟数約11%程度にとどまり，耐震設計の重要性がはっきり認識されるに至った。

関東大震災のにがい経験は翌1924年の市街地建築物法の改正の中に生かされ，設計震度0.1以上という世界で始めての耐震規定が生まれた。鉄筋コンクリート構造については1933年に日本建築学会標準仕様調査委員会において「鉄筋コンクリート構造計算規準」を制定し，市街地建築物法の耐震規定をとり入れて，耐震設計の方策を示した。以来，戦時中の臨時日本標準規格，戦後のＪＥＳ3001「建築物の構造計算」などで材料許容応力度の引き上げがなされ，同時に設計震度も0.2以上に改められ，これらが1950年に制定された建築基準法の中にとり入れられて今日に至っている。

この間，耐震設計の研究は止っていたわけではない。関東大震災以来，鉄筋コンクリート構造で代表される剛構造をよしとする思想に対し，地震のような動的外力に対しては固有周期の長い柔構造の方が有利であるとするいわゆる柔構造論が棚橋博士らによって提唱され，剛構造—柔構造の論戦が行なわれたことはあまりにも有名である。柔構造論は今日の高層建築物の動的設計研究の基本となったことはいうまでもない。動的解析の研究が進むにつれ，1952年以来強震観測網も整備されて強震記録も集積され，これらの記録や応答解析結果から，高層建築物のような長周期の構造物では，固有周期の大きさに対応して設計震度を低減するという形をとるに至ったが，鉄筋コンクリート構造物のように短周期のものでは，降伏以前に作用する震度が地盤震度の数倍にもなり得るといった研究結果があるにもかかわらず，図1に示すように設計震度は0.2で頭打ちにされている[1)]。戦後の大地震としては，1948年の福井地震，1964年の新潟地震などで鉄筋コンクリート建物が被害を受けたが，前者では今日の水平震度0.2による実用的耐震設計法の再検討をせまられる程の大震災ではなく，後者では主として地盤の流動化による特異な被害が主であった。これに対して今回の十勝沖地震被害は上部構造の受けた典型的な地震被害として注目されるものであり，短周期の低層鉄筋コンクリート構造に対する設計

震度として0.2をとるのが妥当かどうかを問われる所以もこの辺にある。しかし，単に設計震度を大きくとることが耐震性をます最良の方策とはいえない。事実，鉄筋コンクリート建物の載荷試験においては，構造設計には考慮されていない腰壁や間仕切壁が著しく耐力増大に寄与し，実際上は水平震度0.3または0.4といったかなり大きな水平力に耐えている[3)2)]。今回の被害のほとんどが，柱のせん断耐力不足によるものと判断されるのは，このような構造設計には考慮しなかった腰壁などが柱のせん断剛性を異常にまし，せん断の影響がこれによって相対的に増大した結果と考えられ，柱フープは出来るだけ多量に入れることがせん断エネルギーの吸収能力を高める鉄則であるという基本的配慮の欠除こそまず第一にせめられて然るべきと考える。

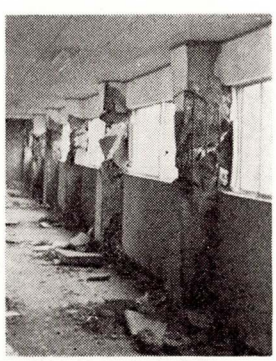
2. 鉄筋コンクリート柱のせん断耐力とじん性

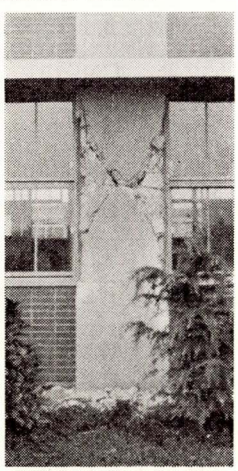
十勝沖地震での鉄筋コンクリート構造物の被害は**表1**に示すように調査建物数200に対し，大破建物数13（6.5%），中破建物数24（12%）に達している[4)]。被害の状況の主なものを列記すると**表2**のようになる。なお，参考として関東大震災における建物被害数を**表3**に示す[5)]。

これらの被害の中で最も顕著に表われたものは柱のせん断耐力不足である。**写真1**はその1例であって，曲げ耐力よりもせん断耐力の方が小さい柱に大きな地震力が作用して柱にせん断

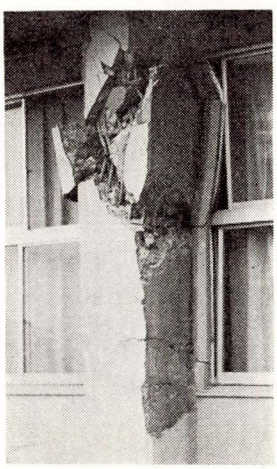


（a）八戸高専校舎の柱せん断破壊状況
（右は外部，左は内部）





（b）典形的な柱×型ひびわれ
（三沢商業高校）



（c）窓サッシ横桟の影響とみられる被害
（八戸高専）

写真1　柱せん断ひびわれおよび破壊の被害例（六車撮影）

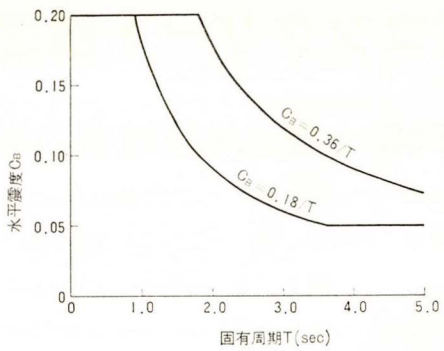


図1　建築学会高層建築技術指針の設計震度

表1　1968年十勝沖地震RC建築被害棟数（日本建築学会）

地域	調査建物数	大破以上	中破	小破	無被害
八戸市中心部RC建物（除学校）	68	4	5	7	52
八戸市中心部以外RC建物(除学校)	30	1	0	8	21
八戸市RC学校建物	23	2	1	6	14
三戸郡五戸町内RC建物	4	0	1	0	3
十和田市内RC建物	35	1	6	3	25
三沢市内RC建物	14	1	4	2	7
上北郡六戸町内RC建物	6	1	3	1	1
上北郡上北町内RC建物	2	1	0	0	1
上北郡野辺地町内RC建物	6	1	3	1	1
むつ市内RC建物	12	1	1	1	9
合計	200	13	24	29	134
北海道内（道南）RC建物	72	2	6	64	

表2　1968年十勝沖地震RC建物被害状況分類（日本建築学会）

倒壊（全壊または半壊）	外観　柱・耐力壁などが崩壊し，建物の全体または一部が倒壊した。少なくとも倒壊した部分は取りこわす必要がある。
大破（準半壊）	外観　①柱が曲げまたはせん断により破壊し，建物の一部が鉛直荷重に対する耐力を失っている。 ②建物の全体または大部分にわたって柱・耐力壁にせん断破壊が生じ，水平耐力の大部分を失っている。取りこわし，または大規模，全面的な補強工事を必要とする。
中破	外観　①部分的に柱・耐力壁のせん断破壊または柱の曲げ圧縮破壊をおこしているが，建物全体としては鉛直・水平とも耐力の低下は著しくない。 ②Expansion joint，渡り廊下，避難階段，煙突，塔屋など，建物の付属部分に局部的な構造体の破壊を生じている。部分的な構造体の補強または補修工事を必要とする。
小破	外観　①構造体，とくにはり，柱に肉眼で容易に見える曲げまたはせん断ひび割れを生じている。 ②ブロック，間仕切など非構造材に破壊が生じている。そのままでも構造耐力上支障はないが，耐久性の面から仕上材の補修工事が必要である。
無被害	外観　よく見ればひび割れがあるかもしれない。 補修工事不要

表3　関東大震災における東京旧市内建物構造別被害率

構造別	被害棟数	全棟数	被害率(%)
木造	35,802	326,231	11.0
鉄筋コンクリート造	67	589	11.2
鉄骨造	10	74	13.5
煉瓦造	398	485	82.1
石造	1,414	1,693	83.5

ひびわれが生じ，地震力の繰返し作用によって破壊が進行し，鉛直荷重にも耐え切れなくなったものである。加うるに柱のせん断ひびわれは何れも腰壁とたれ壁とにはさまる開口部分に於ておこり，腰壁，たれ壁が柱の変形を阻止して実際上は高さの低い（せん断スパンの短い）柱として挙動するために，みかけ上のせん断耐力が低下していることにもなる。たとえば，八戸高専を例にとると，**図2**に示すように階高3.6mに対して腰壁，たれ壁部分を除いた柱有効高さは0.9～2.1mであり，柱幅40～50cmに対する比（せん断スパン高さ比）は2～5程度になっている。このような腰壁，たれ壁の影響を如実に示す例としては，**写真2**にみるような腰壁ブロックの高さが他のスパンよりも高くなっている両脇の柱にのみせん断ひびわれが発生したものがある。この例では腰壁が高いためにこの部分の両側にある柱の変形が他の柱の変形についていけずにせん断ひびわれを発生したとみるべきであるが，何れにしても構造耐力上の余力をあたえるものとして考えられていた腰壁，たれ壁が，柱の有効高さを短かくしてせん断耐力を阻害したことには相違ない。多くの鉄筋コンクリート構造物がこのような腰壁，たれ壁の影響に考慮をはらうことなく設計されている現状では，今後の地震において再び今回と同様な被害を受けるであろうことが予測される。なお，窓サッシ横桟が突張って柱の有効高さを短かくして，せん断破壊を誘発したと思われるものもある。**写真1(C)**はその1例である。

このような柱のせん断破壊を防止するためには，柱有効高さとせん断耐力の関係を知ることがまず必要である。しかし，この方面の研究は今の所ほとんど行なわれておらず，わずかに今言えることは出来るだけ多くのフープを配置せよという事だけである。フープはせん断耐力の増加に有効であることは誰しも知っているが，どの程度にきくかという点では充分な研究はない。**図3**はその1例[6]であって，せん断を受ける柱有効高さは断面幅の2倍といった極端な場合であるが，フープ筋φ6mmを間隔4cmで配置した場合(フープ筋容積比1.76%)には，曲げ破壊耐力理論値をほぼ満足する終局耐力を得ている。また，フープ量をましてもせん断ひびわれ耐力はそれほど上らないが，せん断ひびわれ以後の塑性変形量(じん性)が大幅に増加し，いわゆるせん断破壊といった突発的な脆性破壊がさけられることを示している。現行規準ではフープ間隔は30cm以下，材の最小径以下，かつ，主筋直径の15倍以下と規定され，ほとんどの場合がφ9mm鉄筋を25～30cm間隔に配置しているにすぎない。この程度のフープではせん断破壊を防止し，じん性のある柱とすることはまず不可能であり，図3に示した例も併せ考えれば，少なくともφ9mm鉄筋を10～15cm前後の間隔で配置することが必要と考える。これを容積比で表わすと断面50×50cmの柱で0.5%程度となる。

腰壁，たれ壁による剛域を考慮して架構応力を算定することは簡単であるし，また，動的解析を行なって腰壁，たれ壁による柱剛性の増大が地震時せん断力をどの程度増大させるかを推定することも或程度はできる。しかし，これらの方法を使って設計を進めるには計算手数が複雑で今すぐ実用化することはできない。そこで，ここでは腰壁，たれ壁の影響を考えない通常の架構応力から得られる柱設計用せん断力Qを簡単に修正して，柱せん断補強筋設計用せん断力Q'を求める方法を提案しておく。すなわち，**図4**に示すように腰壁，たれ壁の影響を無視した柱有効高さ(床面よりはり下端までの高さ)をℓ，腰壁，たれ壁部分は剛域と考えた柱有効高さをℓ'とするとき，

$$Q'=Q\ell/\ell' \quad \cdots\cdots (1)$$

とする。この式は図4右側に示すように高さℓに対しておこる層間変位δを，高さℓ'の柱についておこさせるのに必要なせん断力をあたえるものである。図4に示す例（八戸工業高等専門学校の場合）では，通常の設計用せん断力は$Q=9.9$tonであるが，割まし後のせん断力は$\ell=2.8$m，$\ell'=0.9$mを代入して$Q=30.8$tonとなる。ちなみに東京都立大，東博士の剛域を考慮した場合の架構応力計算結果[4]では$Q=24.0$tonであり，オーダーとしては上記略算値はよくあっている。

もちろん，上記のせん断力割ましによる検討以外に，柱断面を大きくしてせん断応力そのものを低減するのもせん断破壊をさける本質的方法といえよう。東北大，志賀博士らは今回の地震で被害を受けたものの壁率A_w/A_f（A_w：壁断面積の総和，A_f：支持床総面積）と壁および柱を合わせた単位水平断面積あたりの重量$W/(A_c+A_w)$（W：単位面積荷重を1t/m²としたときの支持床面重量，A_c：柱断面積の総和）との関係を求め，**図5**をあたえている[7]。これによると柱せん断破壊の被害を生じた建物は$W/(A_c+A_w)>15$kg/cm²の場合であって，同図からは少なくとも

$$W/(A_c+A_w) \leq 10\text{kg/cm}^2 \quad \cdots\cdots (2)$$

程度におさえるのが好ましいといえよう。上記の値はWとして単位床面あたりの重量を1t/m²としてあり，せん断に対してはベースシヤー係数1.0としたときの支持全断面積に対する平均せん断応力を表わすことになる。水平震度0.2とすれば$W/(A_c+A_w) \leq 2$ kg/cm²程度におさえなければならないことになる。何れにしても図5は設計者にとって大いに参考となるものと考える。

もちろん，柱のせん断破壊を本質的にさけるには，柱の有効高さを柱幅にくらべてできるだけ長くし，相対的にいって曲げ破壊を先行させることである。神大，山田博士らの実験[8]では少なくとも柱幅の4倍の有効高さがないとせん断破壊が曲げ破壊に先行し，破壊耐力が著しく低下することを示している。これはフープ筋を入れない柱の実験結果であって，フープ筋を入れれば結果はかわると思われるが，何れにしても通常の鉄筋コンクリート建物では柱幅の4倍以上の有効高さにすることは困

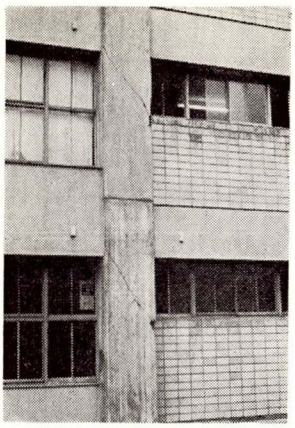


写真2　腰壁が一部のスパンで高くなっているために，柱にせん断ひびわれが発生した例。
一方向のみのひびわれしか発生していないことがこれを裏書きしている。
（野辺地高校）（六車撮影）

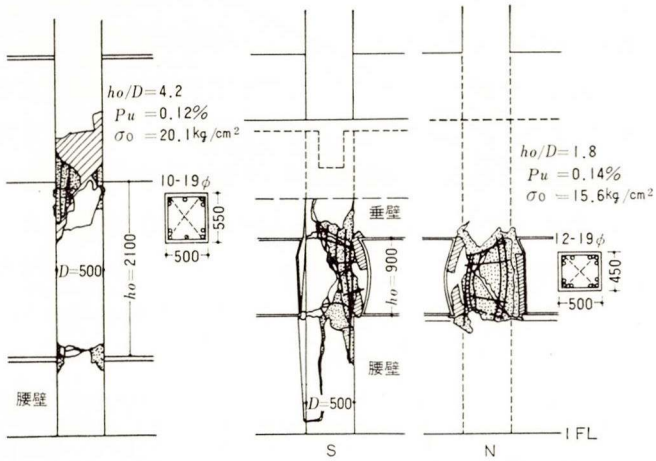
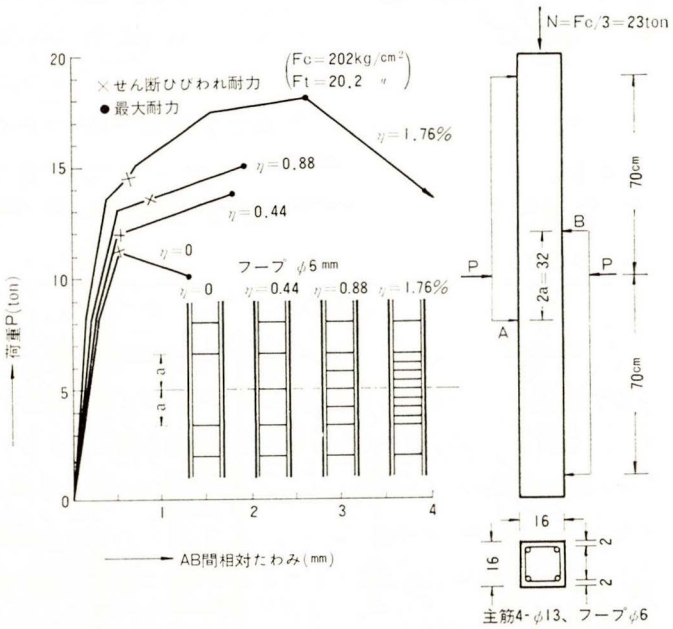


図2　腰壁，たれ壁による柱せん断耐力低下による被害例左側は柱有効高さが高く曲げ的な破壊に近いが，右側は完全なせん断破壊である。（八戸高専の例）（東京都立大東博士）



供試体	フープ (mm)	フープ*筋容積比 n (%)	曲げひびわれ耐力 (ton)	せん断ひびわれ耐力 (ton)	最大耐力** (ton)	破壊の状況
No. 1	φ6-ⓐ40	1.76	11.5	14.5	18.0 (0.997)	せん断開口
No. 2	φ6-ⓐ80	0.88	10.5	13.5	15.0 (0.831)	せん断ハカイ
No. 3	φ6-ⓐ160	0.44	8.5	11.9	13.8 (0.763)	同　上
No. 4	な　し	0	8.5	11.2	11.2 (0.619)	同　上

＊　n=（4 as/bc）×100（%），as：フープ断面積，b：断面幅，c：フープ間隔
＊＊曲げ破壊耐力計算値に対する比をカッコ内に示す。

図3　フープ筋量とせん断耐力および変形量の関係を示す実験例（神大，山田博士）

難な場合が多い。腰壁，たれ壁を柱から切り離しては如何という意見もあるが，今後検討すべき問題であろう。

なお，フープを多く配置することの効用，単にせん断耐力を増加さすばかりでなく，コンクリートのみかけの圧縮耐力および圧縮変形能力を大幅に増加し，曲げに対しても耐力および変形能力の増大を期待でき，今回の被害建物の一部にみられた柱の曲げ破壊をさけるためにも有効なものと考える。参考のためにフープ使用量とコンクリートの圧縮耐力および圧縮変形能力の増加の関係を示す実験結果例を**図6**に示す[9)10)]。

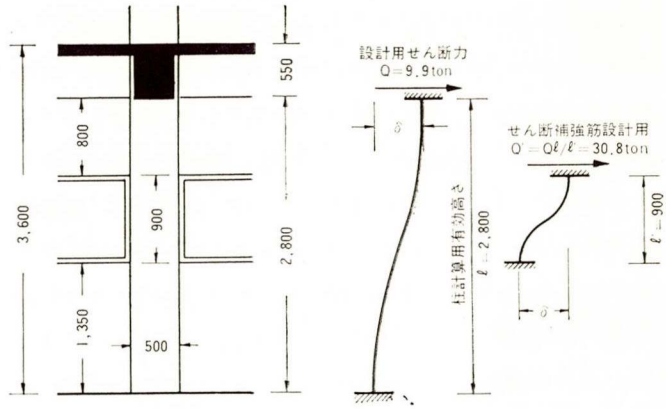


図4　腰壁，たれ壁によるせん断補強筋設計用せん断力の割増

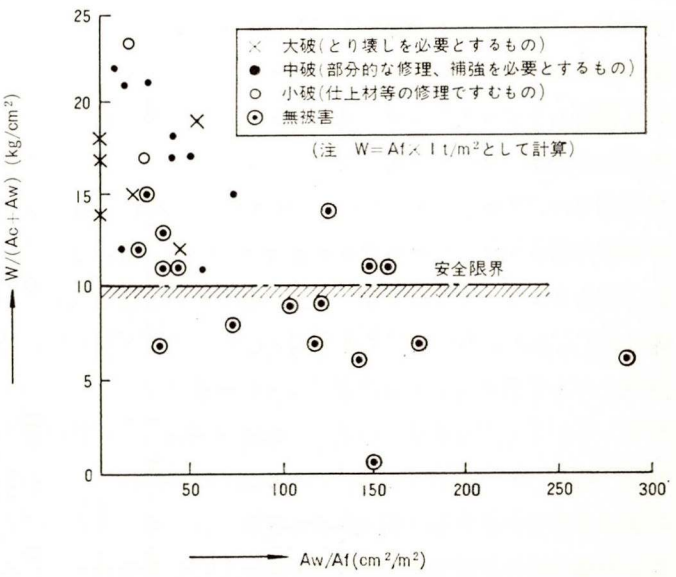


図5　壁量と単位水平断面積あたりの重量との関係（志賀博士ら）

3. 不均等剛性分布の問題

建物重心と剛心とが一致していないときには，地震力によってねじれの生ずることはよく知らている。とくに弾性域をこえる場合にはねじれによって大きく振られる部分が先に塑性域にはいって剛性の偏在が大きくなるため，弾性範囲の振動によるねじれよりも大きくねじれ被害を大きくする。今回の地震被害の中にはねじれ振動によると考えられる被害がある。**図7**は八戸市立図書館（単層ラーメン構造）の残留ねじれ変形実測結果(東大，田中博士ら)を例として示したものである[4]。この建物は図の右側に片寄って厚さ12cmの鉄筋コンクリート壁があり，他はすべて無壁の独立柱によるラーメン構造である。シュミットハンマーによるコンクリート圧縮強度は少なくとも270kg/cm²程度はあったと報告されており(東大，梅村研究室実測)，強度の点では設計強度を下廻ることはないと考えられるが，各柱の柱頭または柱脚で曲げとねじりとを同時に受けて**図8**に示すようなはげしい局部破壊をおこしている。**図9**(a)は壁の偏在を考慮してねじり補正を行った各ラーメンせん断力分布，**同図**(b)は振動解析によって得られた1次振動形を示したもので，何れも壁から遠くはなれたラーメン程大きな水平力を受けることがわかる。八戸港で得られた強震計（SMAC）の記録の応答スペクトラム（東工大，小林博士による）との比較検討結果では，最外端ラーメンは少なくとも震度0.4～0.6の水平力を受ける可能性があるものと判断されている[4]。

ペントハウス，煙突などの屋上突出物のある場合には，重量および剛性が突出物付根で急変し，付根付近に異常な応力集中のおこることは周知である。今回の地震においても屋上突出物の被害がかなり多かった。**写真3**はその1例を示すものである。建築基準法では屋上突出物に対しては震度0.3以上と定めているが，場合によっては地盤震度の数倍にもおよぶ地震力を受けることも予想される。このような大きな応力集中に対して安全であるように設計することは，通常の場合，著しく困難なことが多い。むしろ，大きな応力集中をさける方策を考える方が妥当と思われる。たとえば，煙突など必ずしも建物本屋に付属していなくてもよいものは切り離して独立に立てるとか，出来るだけ重量の軽い粘りのある構造にするといったことである。

なお，高さ方向重量の分布がそれ程かわらなくても剛性の急変する構造は屋上突出物と同様に剛性急変個所で大きな応力集中を受ける。**写真4**はむつ市役所の被害状況であるが，3階右部分の柱が完全に破壊して屋根がくづれ落ちている。この建物の平面は概略**図10**に示す通りであり，1階にははり間方向に4枚，2階には2枚の耐震壁を設け，3階には全く耐震壁を設けない純ラーメン構造であり，上部にいく程剛性が急激に減少している。梅村，青山両博士の解析[4][11]によると，3階の標準的な柱1本あたりの終局せん断耐力はは

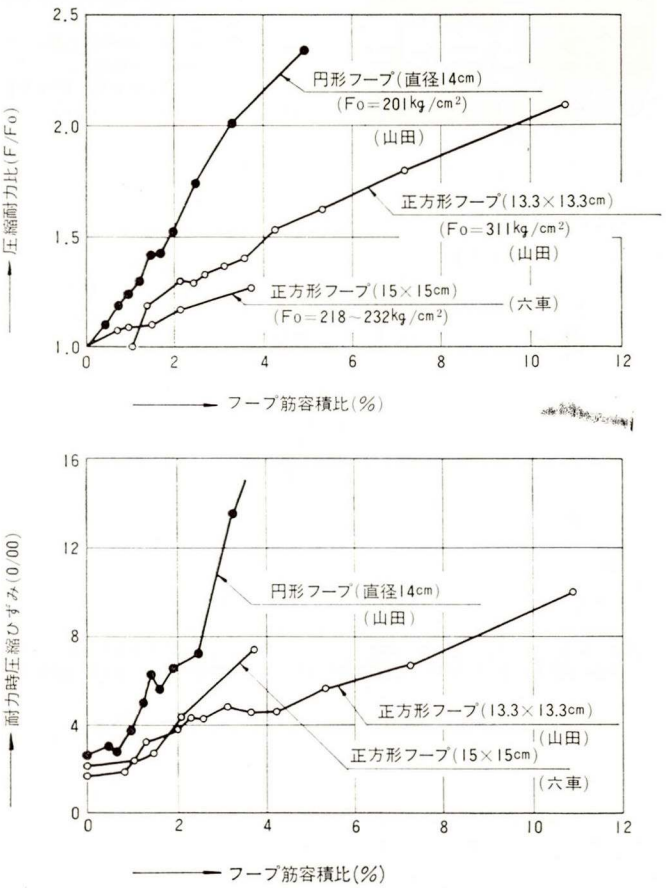
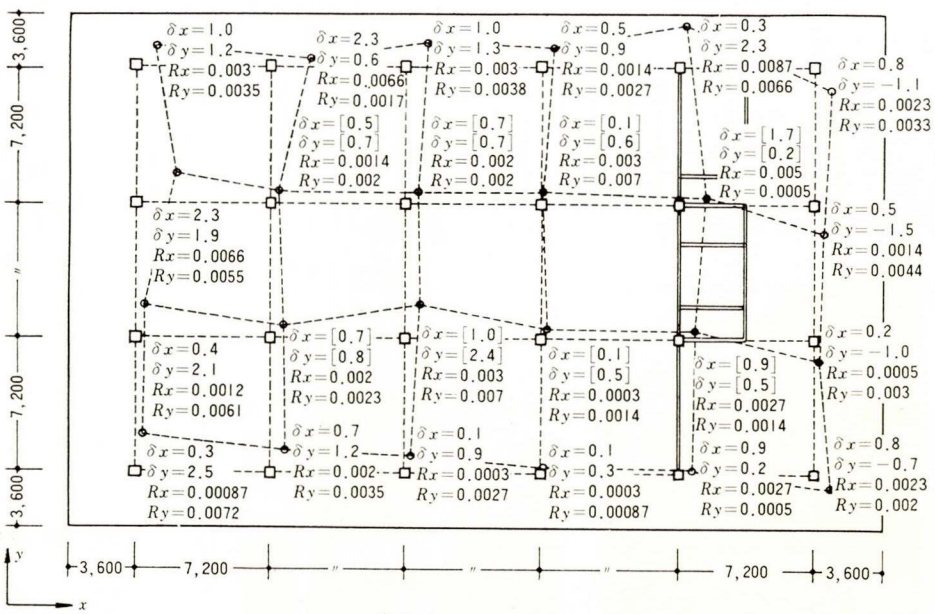


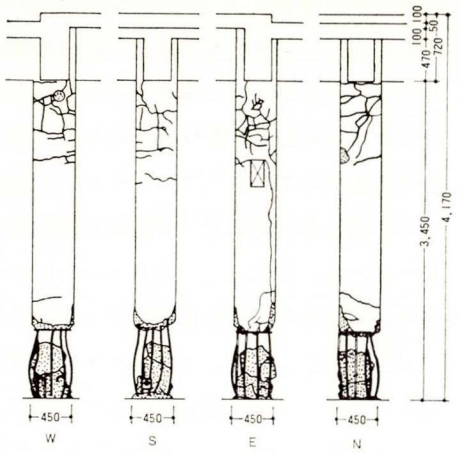
図6　フープ筋量とコンクリートのみかけの圧縮耐力および圧縮ひずみの関係（神大，山田博士，筆者）



備考 1) δx, δy：柱頭の水平変位(cm)
(天井高300cmのところは345cmに換算して[ ]で記入)
2) Rx, Ry：部材角(ho=300cmまたは345cm)

図7　八戸市立図書館残留変形実測結果（東大，田中博士ら）

柱頭部分：曲げとせん断の入りまじった複雑なひび割れが生じ，コンクリートのはく離がみられる。
柱脚部分：コンクリートが80cmにわたって完全に圧壊し，鉄筋はすべて座屈している。



柱頭部分：コンクリートは，100cmにわたって完全に圧壊している。かぶりコンクリートは，すべてはく落した。
柱脚部分：大きな被害はなく，曲げひび割れが少しみられる。

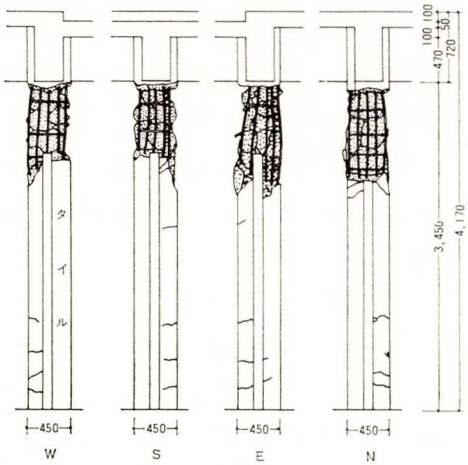
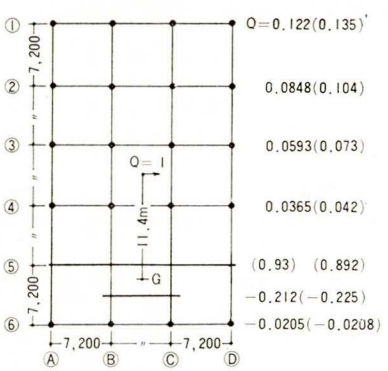
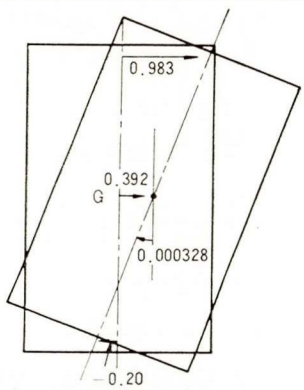


図8　八戸市立図書館の柱被害況（東大，田中博士ら）



(a) ラーメン横力分担比

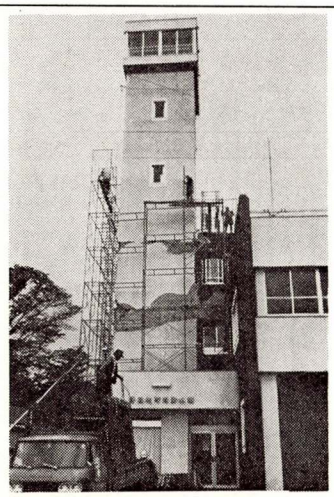


(b)弾性1次振動形

図9　八戸市立図書館ラーメン横力分担比および弾性振動形解析結果（東大，田中博士ら）



(a)屋上突出煙突の倒壊（八戸東高校）

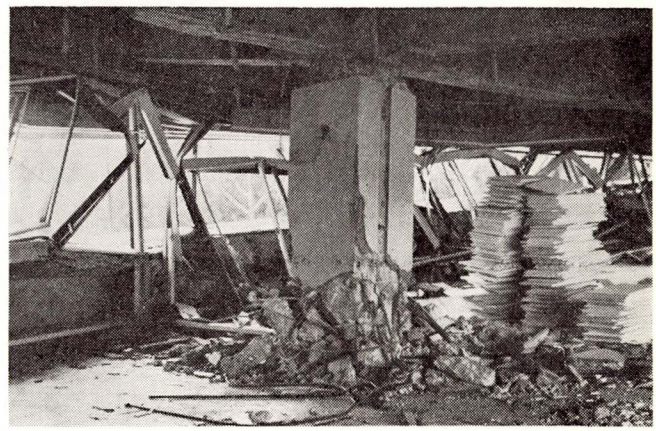


(b)望楼の被害（野辺地消防署）

写真3　屋上突出物の被害（六車撮影）



(a) 3階部分柱圧壊によって屋階床が落下



(b) 3階柱の被害状況

写真4　むつ市役所の被害（六車撮影）

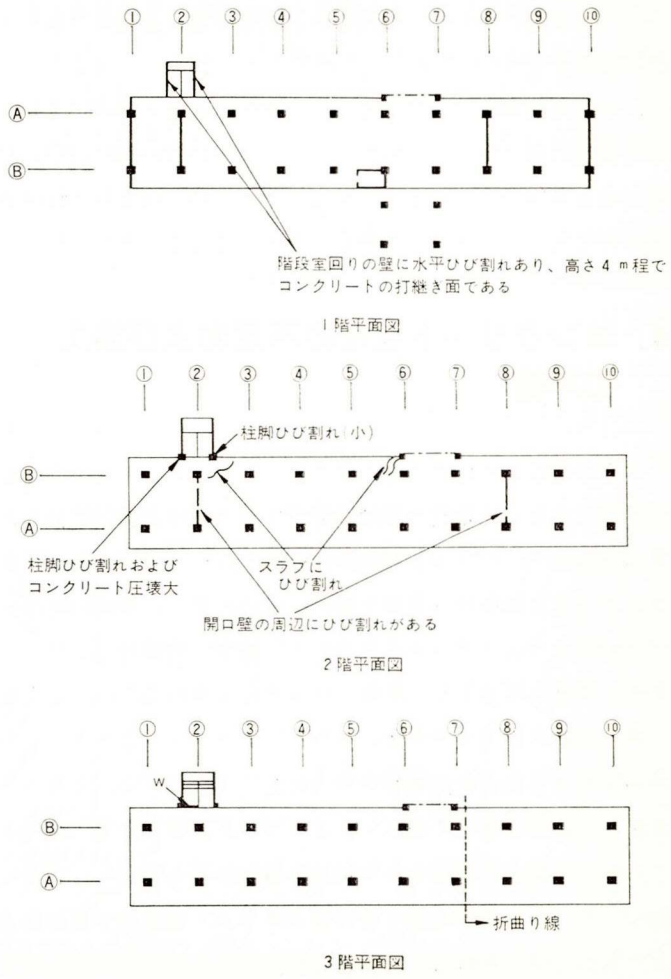


図10　むつ市役所平面略図

弾性応答では，はり間方向で上記せん断力の5.5倍，けた行方向では3.8倍という異常な大きさであった。加うるに**図8**の各平面左上部にある階段室による剛性の平面的不均等もあって，とくに3階右部分の柱が耐力以上の著しい地震力を受け崩壊に至ったものと両博士は推論している。もちろん，この建物のコンクリート強度推定値は100～200kg/cm²（筆者研究室調査による）であってばらつき多く，かつ，異常に小さいと思われる部分もあって，地震動による大きな曲げのくり返し作用によって柱頭，柱脚のコンクリートの圧潰崩壊が漸進的におこったとも考えられ，コンクリート強度不足も崩壊に至った主要原因の1つとみなされる。

上記の例でみられるような不均等剛性分布による過大地震力の作用は従来から指摘されていたことであって，静的弾性計算法または動的解析法などでどの程度ねじれたり応力集中がおこるかを或る程度は知ることができる。したがって，剛性の急変や不均等分布する場合には，これら既往の知識を用いてチェックをすることが望ましいが，それより以前の問題としてできるだけ剛性の不均等分布するのをさけるよう構造計画を行なうことも大切である。超高層建築物では構造計画にあたって耐震架構を均等に配置し，剛性の急変または不均等分布になるのをさけるのが一般的であるが，このような考慮は低層の鉄筋コンクリートではほとんどはらわれず，唯柱間隔を6～8m程度におさえて平面形に合わせて配置し，耐震壁を設ける場合でも平面の部屋割に合わせて壁として使用できる部分に入れるといった，安易な計画を行っているのが大部分である。筆者はこのような構造計画の安易さ(構造計画とはいえないかも知れぬ)が今回の地震被害の遠因の1つであると考え，単に構造設計技術者ばかりでなくデザイナーに対しても大いに注意を喚起したい。

4. コンクリート強度の不足および施工の不備

今回の地震被害建物でとくに目立ったのはコンクリート強度の不足である。青森県や函館地方ではここ数年来優良骨材の入手が困難となっており，粗骨材は死石の多い軟質のものである。加うるに細骨材は非常に細かいものが多く，通常の配合比では粘稠なコンクリートとなるため，極度に粗骨材を少なくしてモルタル分を多くし，所要のワーカビリチが得られるようにしたものが多いようである。さらにはレディミックストコンクリートもごく最近供給網が完備されたにすぎず，コンクリート事情そのものが著しく悪かったようである。また，寒冷地であるが故に冬期のコンクリート打設や養生が不充分にならざるを得ないといった事情も重って，コンクリート強度の不足が目立ったものと考えられる。**写真5**は函館大学本校舎の災害の状況であるが，この建物のコンクリート圧縮強度推定値は北大，柴田博士らの実測によると80～200kg/cm²（平均151kg/cm²）であり[4]，設計規準強度C180とくらべるとかなり低く，かつ，ばらつきが大きい。この建物は写真5でみるように建物桁行方向のほぼ中央付近の1階柱がほぼ全面崩壊しており，この崩壊部分では**図11**に示すようにコンクリート強度がかなり小さいようである。筆者の実測では崩壊部分では100kg/cm²を下廻る結果となっている。また，この部分のコンクリート比重は2.2ton/m³前後（北海道立寒地建築研究所の実測結果）で通常の場合よりもやや小さく，強度が小さいことを裏書きしている[4]。崩壊したコンクリート片を詳細に観察した所では充分混練されていないものもあり，施工上の不備が指摘されるが，何れにしてもコンクリート強度の不足が最大の原因といわざるを得ない。前項でのべたむつ市役所3階柱についても同様の施工不備が指摘されている。

このようなコンクリートの混練ぜや締固めを充分行なわないといった，全く初歩的な施工不備は地震被害を種々の観点から考察する以前の問題として論外といわざるを得ないが，筆者はスランプ20cmといった著しく軟かいコンクリートの使用を許し，かつ，要求設計最低強度が135kg/cm²といった実験室的には作り得ないような低強度のコンクリートまで認めるという，建築用コンクリートの慣例が長年の間にこのような施工上の不備不注意を生む原因となっているものと考える。低強度コンクリートはせん断破壊のような脆性破壊に対しては，強度が低くなっただけ耐力がおちるといっただけにとどまらず，コンクリートの粘りが相対的にみて一層不足して崩壊を早めるといった欠点を持ち，被害が大きくなる原因にもつながる。本来のコンクリートとは少なくとも強度は250kg/cm²程度以上，スランプでいえば15cm以下の中練りのものであって，現在の軟練りコンクリートはコンクリートとはいい難い。中練りまたはかた練りのコンクリートを使用せざるを得なくなれば，練混ぜ，締固めといった本来の施工をおろそかにしては打設できないので，施工の不備による粗悪コンクリートは自然に姿を消すものと考えられ，早急な改革，指導が根本的に必要と考える。地方によっては，また，業者によっては高い強度を要求しても打設できないから，最低強度は現実に合わせて決めるべきだとする考え方は，進歩を阻害するものと知るべきである。ちなみに，関東大震災に耐えた建物のコンクリートはかた練りのものを充分締固めるといった丁寧な施工を行っており，帝国ホテル旧館とりこわしに際しては著しくかたいコンクリートであったことがこれを裏付けている。最近は労働力不足からポンプ打設が盛んであるが，スランプ23～24cmといった骨材分離をおこすこと確実と思われるコンクリートを使用する傾向がある。ポンプを用いてもせいぜいスランプ15cmのコンクリートであれば充分打設できるものであり，また，この方がかえって打ち易い場合さえある。もちろん，強度の高い中練りのコンクリートとする場合に

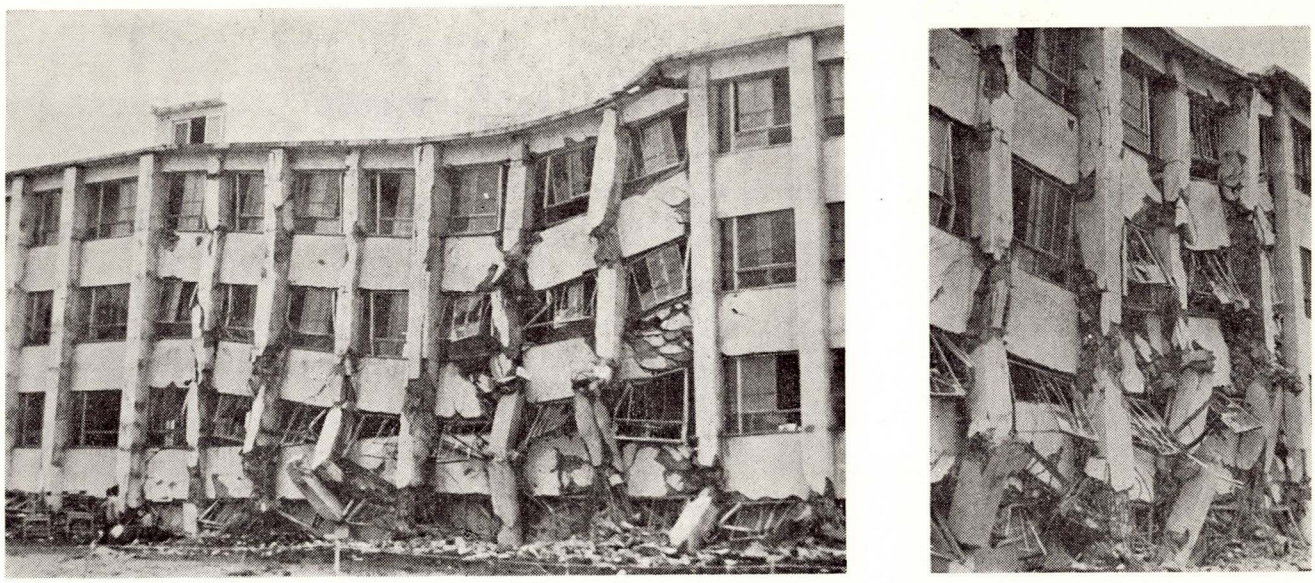


写真5　函館大学本校舎被災状況（六車撮影）

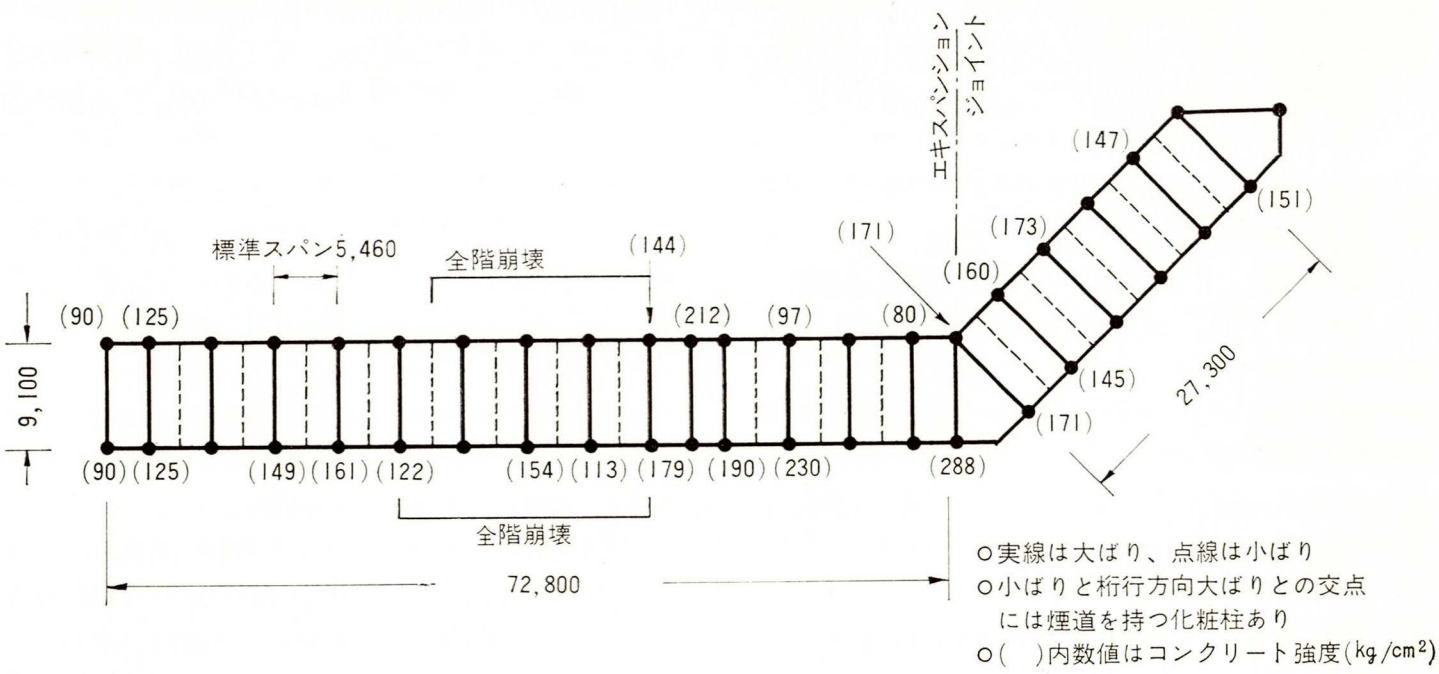


図11　函館大学本校舎柱コンクリート強度（北大，柴田博士らの実測による）

は型わく，締固め法，場合によっては配筋方法などを改めなければならないが，これらによってコンクリート工事単価が上ることはいうまでもない。土木構造物ではこのような良品質のコンクリートを打設しているが，これにくらべると建築のコンクリート工事費はあまりにも安すぎる。

なお，今回の地震災害で配筋法の不備による被害が各所にあった。**図12**(a)は上階の柱幅が下階よりもしぼられている場合によくみられる主筋の通し配筋法であるが，曲げ作用時には上階柱脚部で主筋

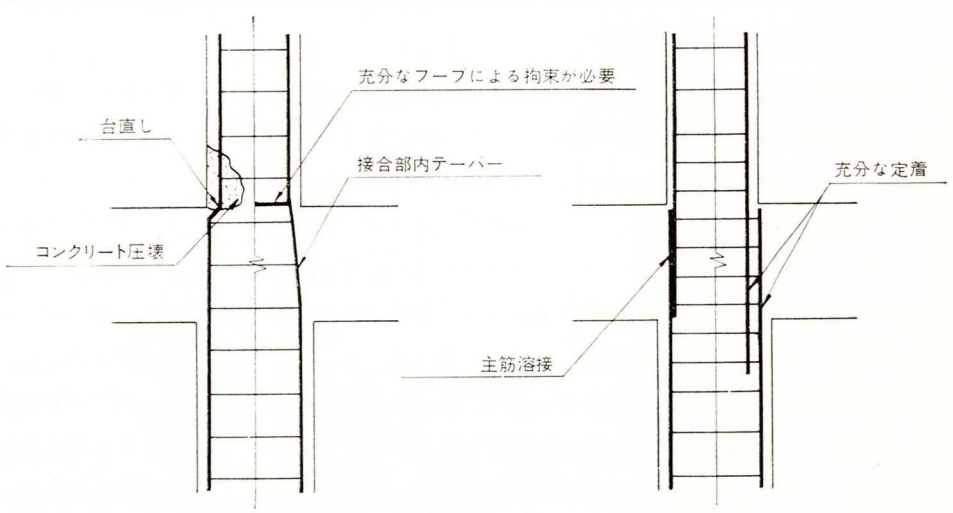


図12　柱通し配筋従来法とその改良

のききが圧縮に対しても引張に対しても悪くなり，柱脚部曲げ耐力を阻害する。とくに，**同図**(a)左半分に示す主筋の台直しは，施工上の不注意から基礎版からの1階柱主筋立上り位置が不正確となったため，折曲げて正確な位置に主筋をもどすといった，基礎と1階柱脚との接合部においてしばしばみられる所であって，曲げに対しては主筋が伸び切るまで全くきかず，いわば無筋コンクリート部分が柱脚にあるのと同じとなる。地震力のようなくり返し作用する力に対してはコンクリートの圧壊はさけ難くなり，柱脚崩壊の原因となること必至である。**写真6**は台直しが原因でコンクリートが圧潰した1例であって，今回の地震被害ではしばしばみられたものである。**図12**(a)右半分に示すような主筋にテーパーを付けて上階柱脚にしぼり上げる方法は，上階柱脚断面での主筋折れ曲り部において図示のように充分なフープを緊結して主筋を約束することが大切である。同図(b)は上下階主筋を重ね溶接して接合するか，主筋をそれぞれ独立に定着するなどして，同図(a)の場合をさける方法を図示したものである。これらの方法は基本的には可能であるが，施工上の問題とあわせ考えてさらに検討することが大切であろう。

柱，はり主筋の重ね継手や定着部長さの不足，継手部，定着部の位置不良のための被害もある。**写真7**(a)は柱筋継手位置がせん断ひびわれの発生する個所に集中しているために，継手フック位置においてコンクリートが著るしく崩落しているもので，この位置に継手フックが集中してあったためにせん断ひびわれの発生が早められたと考えられる。このような被害は新潟地震の際にもみられたものである。比較のために新潟地震の際の被害例を**写真7**(b)にあわせて示しておく。せん断破壊をおこしやすい腰壁またはたれ壁つき柱の主筋は，1個所に継手フックが集中しないよう配慮が必要であろう。また，フックを使わなくてもよい異形鉄筋の使用や，ガス圧接継手の利用はこのような不測の被害を防ぐのに有効であろう。

写真8は避難階段の建物本体への鉄筋アンカーが不充分であったためにこれが倒壊し，避難階段の役に立たなかった例である。構造的に完全な結合が必要である。

写真9ははり端下端筋および壁ばり主筋が接合部内に全く定着されていない函館大学本校舎の例である。これが倒壊の直接原因とはいい難いが，往々にして被災建物にはこのような非常識ともいえる配筋がしばしばみられるものである。工事費の適正を欠くための産物ともいえるが，鉄筋コンクリート建物施工の長年の慣れからくるずさんな施工管理によるものといわざるを得ない。

鉄筋定着で最も問題にしなければならないのは柱フープである。JASSでは**図13**(a)のようにフープ筋端末を135°に折り曲げて主筋に定着するのであるが，通常は手作業によって柱主筋に巻付け折り曲げる。そのため定着部の折り曲げが不完全になり，フープ内コンクリートを横方向に拘束する効果が著しく減少する。**写真10**(a)および(b)は今回の地震災害でみられた定着不足によるフープ筋の典型的なばらけ状態を示したものであって，コンクリートのはらみ出しを防ぎ，かつ，主筋のざくつを防いでじん性の増大をはかるというフープ筋本来の役割は全く果されていないことがわかる。このようなフープ筋の横方向拘束の不足が柱のせん断耐力を低下させるばかりか，地震力くり返し作用によるフープ内コンクリートの著しい圧潰を早めた主原因の1つといえよう。もちろん，フープ量の不足が決定的主原因であることはいなめないが，3項でのべたようにフープを充分配置しても，フープ端末の定着がこのように不完全であっては，せっかく密に配置したフープが役立たない。**写真10**(c)は今回の地震による某被災建物の復旧工事中の柱配筋状況の1例であるが，フープ間隔は密にはなっているがフープ端末定着は全く不充分であり，これでは何のためにフープを充分入れたのかわからない。**写真10**(a)および(b)からみるとフープ筋端末を折り曲げて定着してもせん断破壊のようなはげしい脆性破壊に対しては充分な拘束効果は期待できないと思われ，**図13**(b)に示すように端末を直角に折り曲げてフープ内コンクリート中に定着するか，または，フープ末端を溶接して閉形のフープとするといった方法をとるべきであろう。フープ筋を連続してスパイラル状に巻くのが最も理想であるが，現場施工では今の所実際に行なうことが困難と思われる。

5. その他の問題点

コンクリートの打継ぎ部分や建物継足し部分はコンクリートの充分な接着が期待できず欠点となり易い。前掲**写真3**(b)は打継ぎ部分で壁が水平に割れた例である。

建物継足し部分での被害例は既に**写真8**に示したが，特に継足しで問題となるのはエキスパンションジョイント部の処理である。今回の地震被害ではエキスパンションジョイント部で両側の建物が衝突して被害を大きくした例が幾つかあった。**写真11**(a)は三沢商業高校でみられたはげしい被害の1例であって，右側のマスの大きい建物に左側の継足し部分が衝突して左方に押され，1階柱がせん断ひびわれ面で大きく左側にすべつて傾斜している。**同写真**(b)および(c)はエキスパンションジョイント部分および中間ラーメン部分1階柱の破壊状況である。衝突による被害であることは，柱に発生しているせん断ひびわれが何れも右上方より左下方に向かう一方向のみであり，他の多くの被災建物にみられる×印のせん断ひびわれがみられないことから明白である。エキスパンションジョイント部分での建物の衝突は建物の振動をより複雑にするので，両側建物を一体にしておくならば充分剛強に緊結しておくべきであるし，また，別々に切りはなしておくのであれば，充分な隙間をとって衝突のおこらないようにしておくべきであろう。どの程度の隙間を必要とするかは静的な変形計算を行っても充分見当がつけられる。

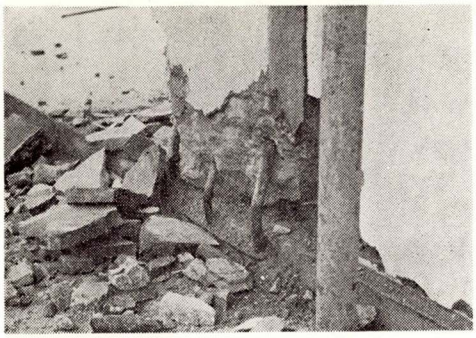
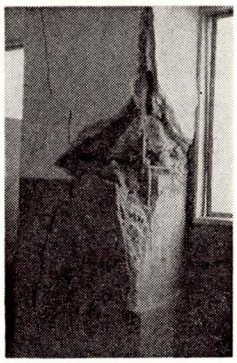
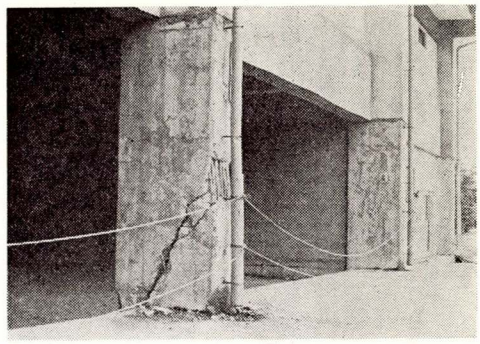


写真6　鉄筋台直しによる柱脚コンクリートの圧壊
（野辺地中学校）（六車撮影）



（a）八戸高専における例

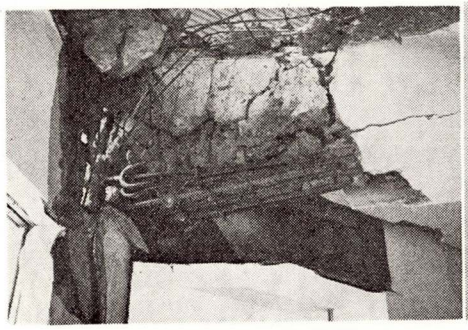


（b）新潟地震においてみられた例。柱中央部付近に主筋継手フックが定着されている。
（県立新潟高校体育館）

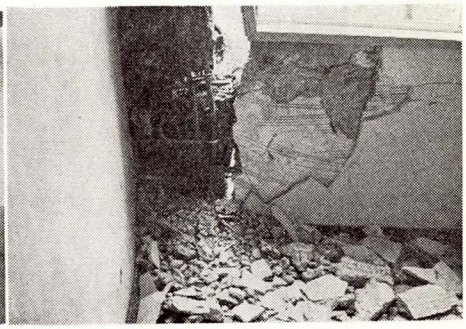
写真7　柱主筋継手位置とせん断ひびわれ被害（六車撮影）



写真8　鉄筋アンカー不足のため，打継ぎ避難階段が倒壊
（岡三沢小学校）（六車撮影）

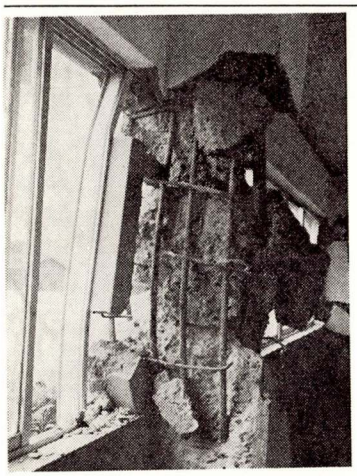


（a）梁間方向大ばり主筋の定着不足

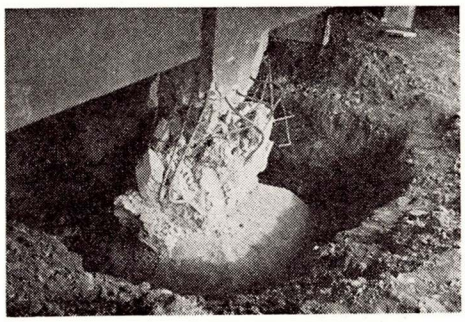


（b）壁ばり主筋の定着不足

写真9　はり主筋の定着不足例（函館大学本校舎）（六車撮影）

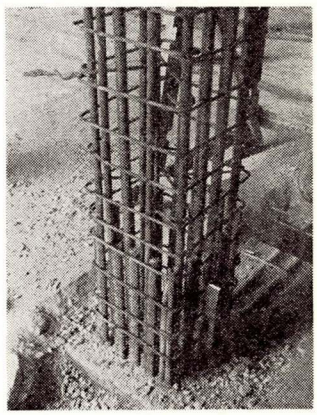


（a）八戸高専の例

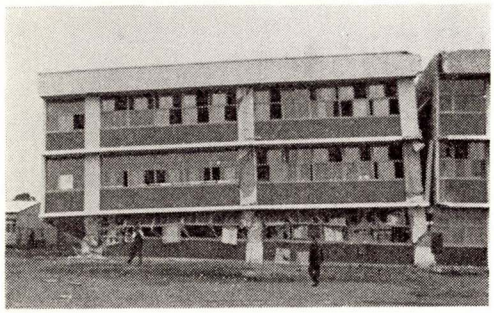


（b）八戸東高校基礎立上り部短柱の例

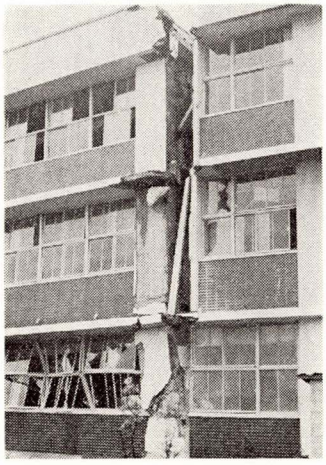
写真10　フープ筋端末の定着不足（六車撮影）



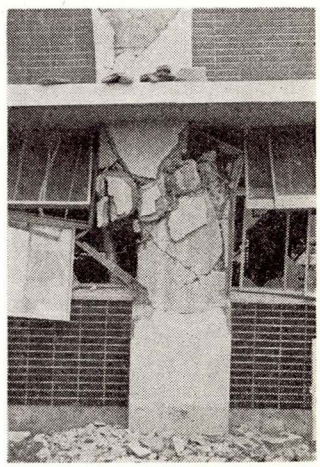
（c）某被害建物復旧工事で見られたフープ筋端末定着不足の例



（a）大被害部分全景



（b）エキスパンションジョイント部分被害状況



（c）中間柱の被害状況

写真11　エキスパンションジョイント部における建物衝突により大被害をおこした例
（三沢商業高校）（六車撮影）

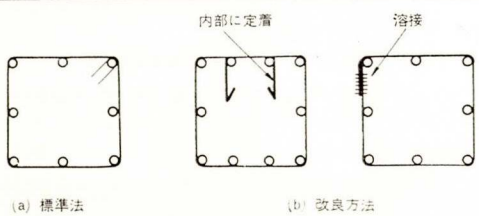


図13　フープ施工の標準法とその改良の1方法

建物の隅柱はxおよびy軸の2方向から曲げおよびせん断を同時に受けることはいうまでもない。今回の被害の中にも隅柱が2方向曲げを受けたことを示すひびわれまたは破壊がかなり多くあった。**写真12**はその1例を示したもので，外隅柱が45度方向に曲げを受けたことがわかる。設計の完全を期する意味からは2方向曲げに対する断面耐力安全率を検査しておくことが必要であろう。

6. むすび

以上のべてきたように，1968年十勝沖地震による鉄筋コンクリート構造の被害は，われわれに多くの教訓を残したものとして貴重な経験といえよう。実用設計における震度の妥当なとり方，腰壁，たれ壁の柱せん断耐力に対する悪影響とこれの評価の方法，せん断補強筋の合理的設計法の確立など，今後の研究によって補っていかなければならない根本的問題が数多くある。

表4　鉄筋コンクリート構造物の耐震性確保のための当面の対策および注意

項　　目	対策および注意事項
柱フープ筋の配置とせん断破壊防止	①フープは少なくともφ9mm@10～15cm程度に入れること。 ②腰壁，たれ壁のある場合には，(1)式によって設計用せん断力の割増しをしてチェックするのも一方法である。 ③柱せん断応力を少なくするために，柱断面を増加させることも良策である。その際，(2)式の条件$W/(A_C+A_W)\leq 10\text{kg/cm}^2$を目安とするとよい。また，柱有効高さをできるだけ大きくして（一説には見付幅の4倍程度）せん断破壊をさけるのも良策である。
適正な剛性分布	①安易な平面計画による剛性の偏在はできるだけさけること。 ②高さ方向剛性の急変はさけること。水平せん断力分布にほぼ比例する剛性分布が望ましい。屋上突出物のように止むを得ず高さ方向剛性の急変する場合には，応力集中に注意し必要あれば動的解析を行って応力集中の度合を適確につかむこと。
コンクリートの品質向上	①圧縮強度250kg/cm²以上，スランプ15cm以下のコンクリートを打設すること（プレストレストコンクリート建築物では現場施工で強度400kg/cm²程度のコンクリートを柱，壁などの鉄筋コンクリート部分にも打設している）。 ②一足とびには高強度になし得ないと考えるので漸定的にはC180をC210にするといった従来慣用の強度をもう一段上の強度のものにして，施工に慣れていく方策を講ずること。
適正な配筋	①フープ筋アンカーは従来法ではきかないので，溶接するのがよい。溶接部の品質を確保するためには，将来は工場で溶接した閉形フープの使用が望ましい。 ②柱主筋の継手は1個所に集中するのをできるだけさけること。とくに，定着フックが不要な異形鉄筋の使用や，ガス圧接の利用を考えるべきである。
エキスパンションジョイント等の処理	①エキスパンションジョイントは衝突しないよう充分な間隙をつくるか，さもなくば完全に結合して一体化すること。 ②建物継足し部は鉄筋の定着を充分に行ない，一体化をはかること。

しかし，一方においては鉄筋コンクリート構造が最もポピュラーなものであって数多くの建物が鉄筋コンクリートで建設されつつある現状からいって，これら根本問題の解決をまっているわけにはいかない。この意味から現行の実用設計方法をそのまま踏襲するとした場合，とりあえず打つべき手段といったものを中心に述べた。**表4**にこれを整理再録して参考に供したい。

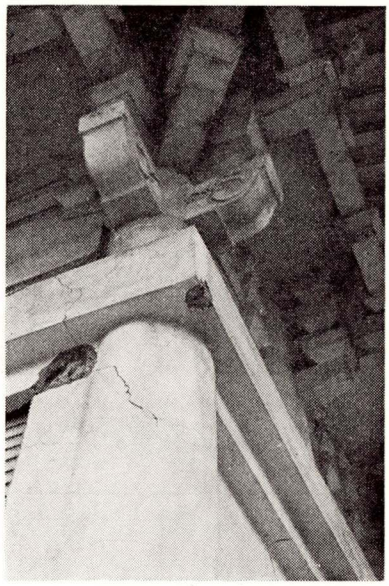


写真12　2方向曲げによる柱頭付近の被害例
（八戸市来迎寺本堂）（六車撮影）

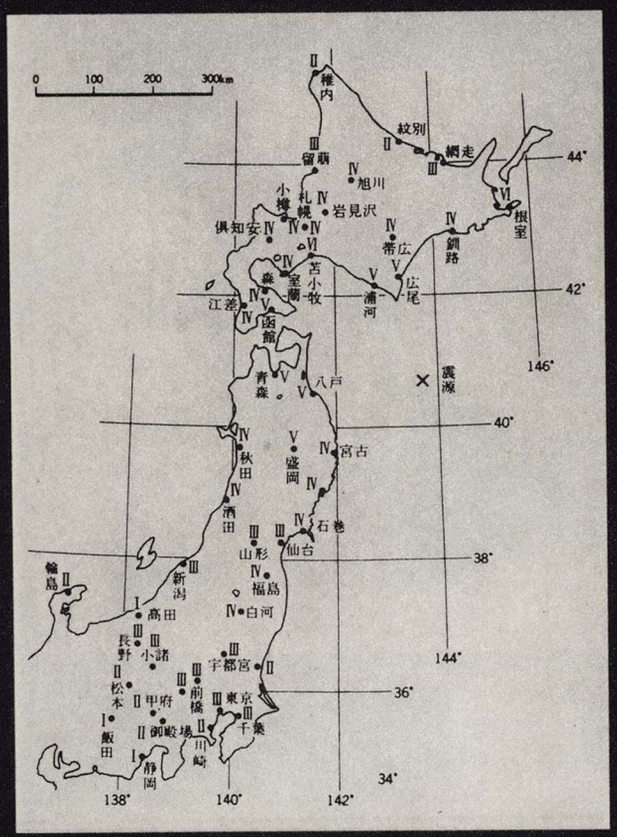
なお，はりについては今回の地震被害では直接被災した例はほとんどないが，これは柱のせん断ひびわれまたは破壊が先におこったため，はりには応力が伝達されなくなり，柱にばかり被害が集中したものと思われる。柱耐力およびじん性が充分確保されている場合には，はりには場合によっては曲げひびわれが発生したり，とくに材長が短かいはりではせん断破壊をおこすことも考えられるが，一般にははりに被害がおこっても部分的であって，架構の崩壊など使用不能になることはまれである。はりの耐力およびじん性の確保は比較的容易に行ない得るが，詳細は巻末文献[12)13)]を参照されたい

（京大教授・工博　六車　熙）

（参考文献）

1）日本建築学会編，高層建築技術指針，昭39.3
2）井原，上田，田村，小野，旧浜松鉄道病院建物破壊試験，鉄道技術研究所速報，No.63，昭38.4
3）広沢，水平加力を受けた鉄筋コンクリート実在6層建物の破壊性状（1）～（5），建築技術No.164～No.168，昭40.3～7
4）日本建築学会編，1968年十勝沖地震災害調査報告，昭43.12
5）坂静雄，鉄筋コンクリート学教程，昭23.2
6）山田，降井，軸圧を受ける鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に関する研究Ⅱ，日本建築学会近畿支部研究報告集，昭42.4
7）志賀，柴田，高橋，鉄筋コンクリート造建物の震害と壁率，1968年十勝沖地震災害対策委員会参考資料
8）山田，降井，軸圧を受ける鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に関する研究，I，Shear-Span Ratioについて，日本建築学会論文報告集，号外，昭41.10
9）山田，古谷，コンクリートの塑性変形能力におよぼすフープの効果に関する研究，日本建築学会近畿支部研究報告集，昭42.4
10）山田，菊地，コンクリートの塑性変形能力におよぼすフープ効果に関する研究（Ⅱ，短形フープ），日本建築学会近畿支部研究報告集，昭43.5
11）梅村，青山他2名，むつ市庁舎被害調査報告，学会震害対策委員会資料
12）J.A. Blume, N.M. Newmark &.L.H. Corning, Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions, Portland Cement Association, 1961
13）六車，コンクリート構造物の耐震性，耐震設計に関する講習会テキスト，日本材料学会，昭42.2

地震による構造物被害



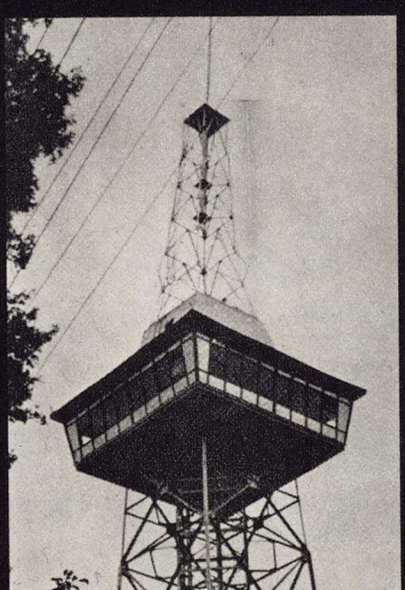
1968年十勝沖地震
発震時：1968年５月16日、午前９時48分55秒
震源：北緯40.7°、東経143.7°
深さ：20㎞
規模：M＝7.8
震度：上図のとおり。



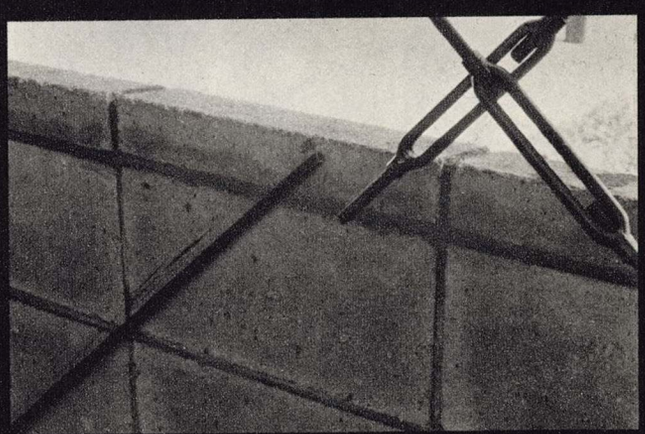
1968年十勝沖地震による函館大学の被害



函館大学被害棟から約100㎞離れた無被害棟

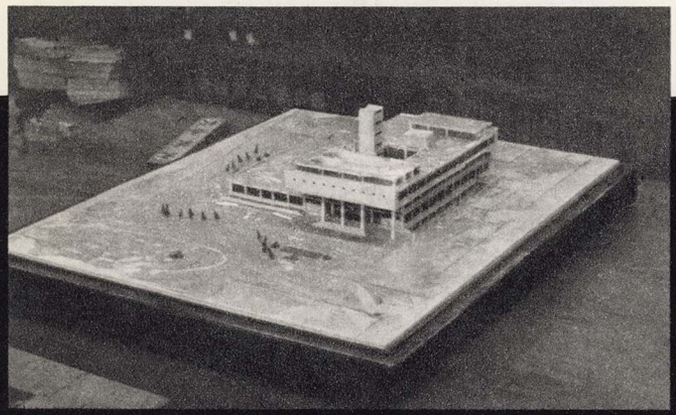


1968年十勝沖地震による八戸タワーの被害（鉄骨の座屈）



1968年十勝沖地震による青森少年院渡廊下ブレースの破断

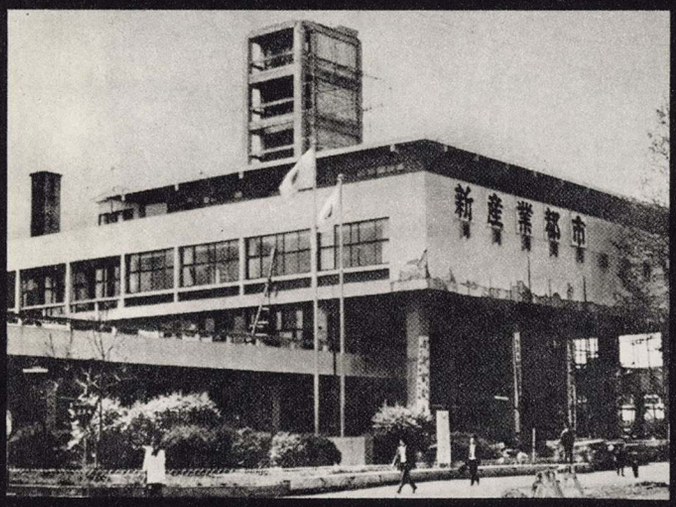
地震による構造物被害



八戸市庁舎模型全景。



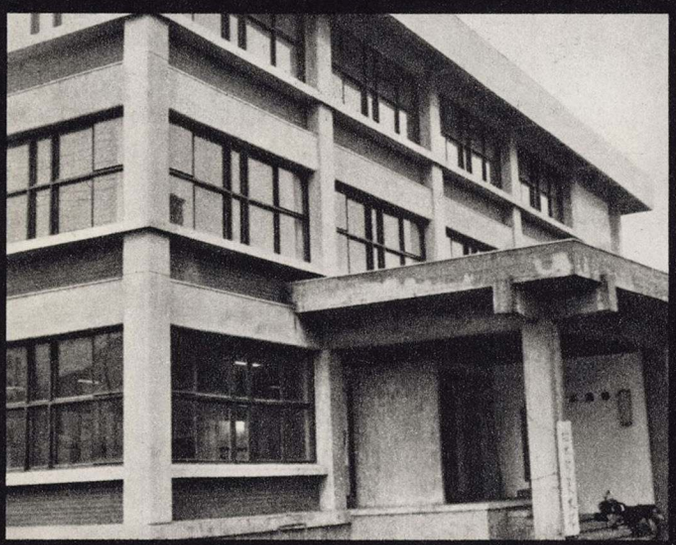
1968年十勝沖地震による三沢商業高校増築棟東端より２番目１階柱の被害。



1968年十勝沖地震による八戸市庁舎の被害。塔屋最上階が完全に崩壊。正面アプローチ周りの２階柱にせん断破壊。



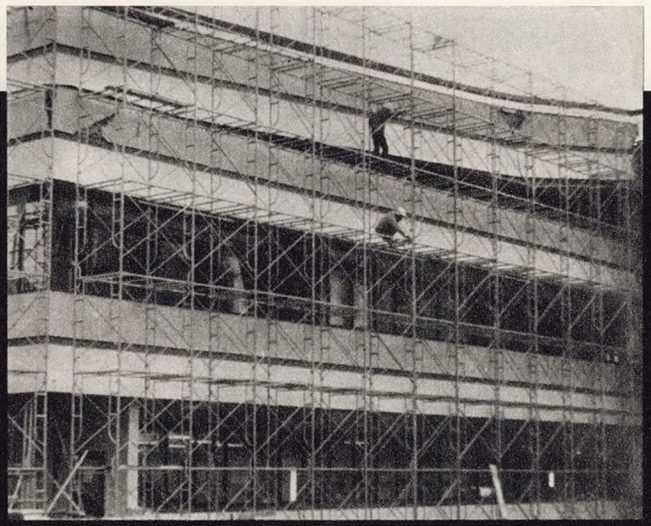
三沢商業高校増築棟東端１階柱の被害、フープのアンカーがはずれかゝっているのに注意。



八戸市庁舎近くの八戸市水道局。八戸市庁舎と同様の形式であるが、構造が非常に整形であるところが被害のなかった理由であろうか。



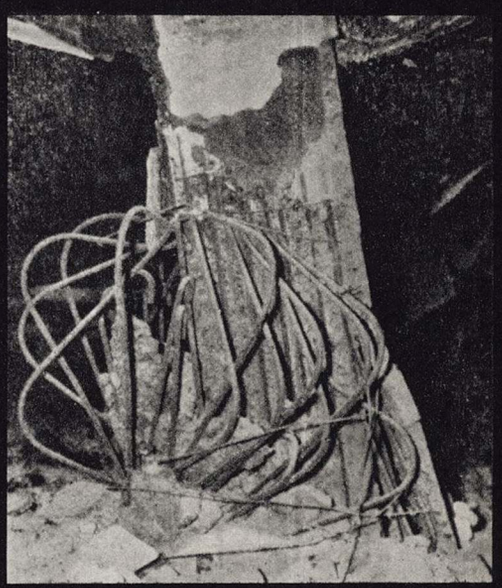
福井地震（1948年６月28日）による大和百貨店（福井市内）の被害状況。



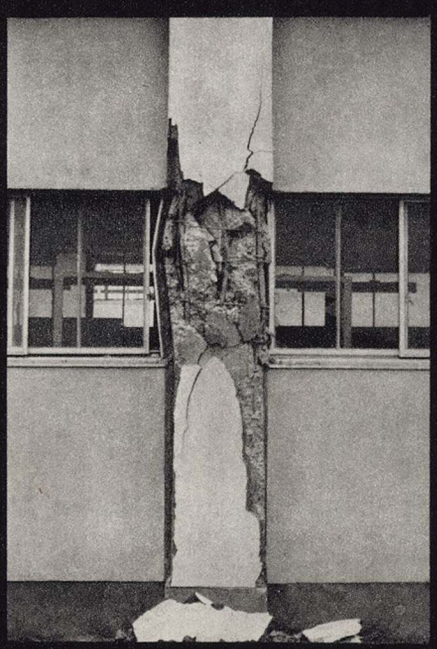
1968年十勝沖地震による陸奥市庁舎の被害。



陸奥市庁舎３階柱の破壊状況。



大和百貨店の柱の破壊状況。



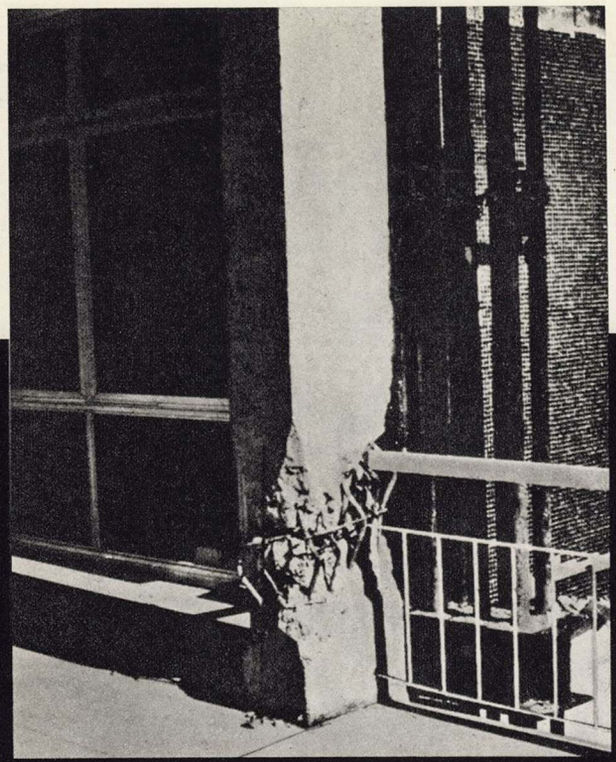
1968年十勝沖地震による八戸国立高専教室棟の被害。垂壁、腰壁間での破壊。



1968年十勝沖地震による国鉄野辺地駅（平屋ラーメン構造）の隅柱の破壊。框部まで積み上げたブロック壁の上て破壊が生じている。

地震による構造物被害

（写真説明：京大工　富永　惠）



1967年7月29日 Caracas（Venezuela） 地震による Mene grande building（16階建 office building） の1階隅柱の圧縮破壊。



Caracas地震による Macuto sheraton building（10階建）の3階柱の破損。この柱の上から壁があり、剛性が急変している。



Caracas地震による Petunia II building（約12m　四方のプランで21階建）の1階柱の破損。軸圧、曲げ、剪断およびディテールの良否にも原因があろう。



Caracas地震による Caromay buildihg（30m×9mプランの19階建アパート）の地階柱の圧縮破壊。

（註）参考文献; Meta. A. Sozen, The Caracas Earthquake of July 29, 1967, ACI Journal May/1968

RC造震害の原因とその対策はどうあるべきか

—腰壁・たれ壁をどう評価するか—

去る43年11月28日，大阪科学技術センターで，「十勝沖地震の調査報告とRC構造の耐震対策講演会」が開かれた。まず大沢胖先生が「地震と建物の概要」について，六車熙先生が「RC造被害状況の特徴とその問題点」について，それぞれスライドによる説明があった後，東洋一先生の「RC造被害の全般的状況とその対策」の話があった。以下，東先生の話をここに集録する。先に掲載した六車先生の原稿と若干重復するところがあるが，それも理解をより深めるためのものと思って読んでいただきたい。これによって，腰壁・たれ壁の剛性評価も含めて，RC造の耐震性について理解を深めてほしい。

ただいまご紹介にあずかりました東でございます。梅村先生が東大紛争のために出られませんで，ピンチヒッターとしてかり出されましたので，あるいは準備が不十分な点があるかと思います。いま建築学会で，鉄筋コンクリート構造震害対策の特別委員会というのをつくりまして，十勝沖地震による鉄筋コンクリート建物の震害の原因や対策などを研究しております。いずれ，まとまりましたら，学会誌あたりに発表になると思いますが，まだまとまっておりませんので，多少個人的な意見も出るかと思いますけれども原案作成の際問題となった点などをお話し申し上げたいと思います。

鉄筋コンクリート構造物を耐震的にするための方策は，関東地震の経験以来，数回の地震の経験をもとにしまして，建築基準法とかその施行令とか，あるいは建築学会の構造計算規準あたりで耐震的な規定がいろいろと設けられております。また昭和41年には建築学会で「耐震建築構造要項」という単行本を発表いたしまして，耐震化するためのいろんな注意事項を述べております。ところが，だんだん数式が重んぜられまして，そこの背景をなしている根本精神がどうも忘れられているんじゃないかという点が，今度の震害などから痛感させられるわけであります。

最近，超高層建築の普及につれまして，動的解析など，耐震的な構造計算がずいぶん発達いたしましたけれども，まだまだわれわれとしては考えなければならない点が多いことを痛感いたした次第であります。

特に今度の十勝沖地震におきましては，鉄筋コンクリート構造の被害が小きれつを含めますと未被害の建物に比べまして10%ぐらい起っております。幸いにしまして，鉄筋コンクリートの建物が倒れたために死者が，出たというようなことはないんですが，六車先生のスライドでありましたような，ずいぶん多くの建物の柱が圧壊したり，あるいは鉄筋が露出し座屈して，使用できなくなりました。それだけでなく建物の大部または一部が倒壊し，人命にも一種の危険感や不安感を与えた例までありました。

RC造の被害

青森県下での鉄筋コンクリート建物の被害戸数

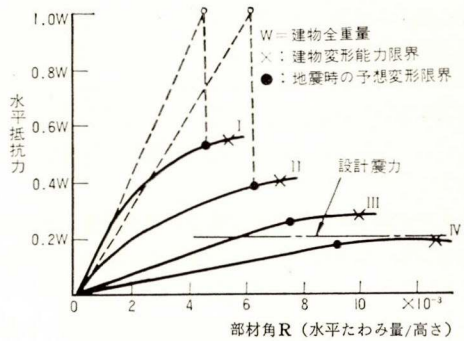
地域	被害の有無を調査した建物数		中破以上の被害建物数	
	全体	学校	全体	学校
八戸市内	121	23	13	3
十和田市内	33	3	5	2
三沢市内	14	8	5	3
むつ市内（近隣町村を含む）	12	5	2	0
五戸，六戸，七戸，百石上北，野辺地町内	20	8	10	5
計	200	47	35	13

上表は青森県下での鉄筋コンクリート建物の被害戸数を未被害戸数の建物と比べまして示したのですが，調べました建物200棟のうちの35棟が中破以上の被害を受けている。特に公共建築の被害が多くて，たとえば学校建築だけ見ますと，47棟のうちの13棟というようなことで，比較してみますと一般建物では15%から，学校建築では25%をこすような被害を受けているというようなことになっております。もっともこれには調査もれになっている健全な建物が相当数ありますために，全体として被害率は1割以下であるともいわれています。とにかく鉄筋コンクリート造の建物の被害が非常に目についたわけであります。

こういう大地震に対しましてどういうような対策を講じたらいいか。われわれが設計に使っております震度0.2という，あれは一つの目安でありまして，先ほどの大沢先生のお話しにありましたように，動的解析によりますと短周期の建物の弾性応答加速度は，その3倍とかそれ以上の場合もあります。

こういう大地震に対しまして安全な設計をするためには，まず強度的に設計震度に対して十分な余剰強度を持ってるということと，第2に，もしそれ以上の地震力が入ってきた場合，その場合が十分考えられるが，その場合には構造各部が降伏したあとの十分な粘りを持たせるということが非常に重要である，というふうに考えられます。

建物の強度と靱性



建物の強度と靱性（模式図）

現在，設計されている鉄筋の建物の耐震性をいろいろ分類して考えてみますと，「建物の強度と靱性」の図のようになります。縦軸に建物の水平抵抗力を取りまして，横軸に部材角R，すなわちその建物の水平たわみ量を建物高さで割った値を取ります。このI型の建物というのは耐震壁が多い建物でありまして，設計震度にかかわらず終局耐力の非常に高い建物。ですから設計震度の数倍の地震力が入ってきても，強度的に十分耐える建物であります。こういう建物ですと変形までチェックしなくても，十分強度だけでもつと思われます。実際に今度の地震でも壁式の構造で倒壊したものはありませんし，亀裂の入ったものも少なかったようです。で十分健全であると考えられた建物に入ります。

ここの×印とあるのは，健全に設計された建物がここまで変形し得るという限界で，●印は，地震時には一番ゆれる場合でもこれ以内にしかゆれないという限界です。

IIの種類は普通のラーメン式鉄筋コンクリートの建物で，ある程度の耐震壁を持っているというものです。ここに破線で書いてあるのは，弾性で応答した場合です。降伏耐力があまり低くない建物では弾塑性応答変形量は，完全弾性体として応答させた場合の変形量と大体等しいということがいままでの動的解析でわかっております。予想される地震力をたとえば地盤上で0.33Wとし，弾性応答を3倍とすると，約1.0Wの地震力が予想されますので，そのときの弾性応答の変形量以上の塑性変形限界を持つ構造にすればいいわけです。

ところが今度の地震の被害で一番多かったのはこの型の建物，（II）

のうち耐震壁が十分でないもの，あるいは粘りが十分でないというもので，倒壊したり大亀裂を起した建物がこの型にだいぶありました。

それからⅢの型と申しますのは，ほとんど純ラーメンに近い，壁が非常に少ない建物で，部材に曲げ降伏がおこり大きな塑性変形を起しても，粘りが十分にあれば崩壊に到りません。しかしあまりにも剛性が小さいときは，終局時の変形が骨組としての変形能力をこすおそれがあります。今回の地震でも柱が圧壊して倒壊したり，あるいは柱頭，柱脚のコンクリートが内部まで破壊脱落した例が数件ありました。ですから，こういうものも設計的には注意しなければならない例です。

最後のⅣの型は超高層建築の場合。この場合は入力が小さいので，水平耐力0.2W以下で設計しても安全なものが建てられるのじゃないかというふうに考えております。

十勝沖地震RC建物震害の原因

1）コンクリート強度が設計基準強度をかなり大きく下回る
2）コンクリートの打ち方，配筋法の不備
3）基礎の不同沈下
4）柱のせん断力に対する耐力，靱性の不足
5）隅柱の2方向応力に対する配慮の不足
6）ねじれに対する考慮の不足
7）屋上突出物（煙突，ペントハウス，タワー等）に加わる地震力の過小評価
8）継ぎたし部分あるいはエキスパンション・ジョイントの設計，施工の不備
9）地震動の性質

次に，今回の地震でRC建物がどういう原因でこわれたかというのをいろいろと検討いたしました。総括的に分類して見ますと，上欄にも書きましたように

1. コンクリート強度が設計基準強度をかなり大きく下回る

この原因としては先ほど六車先生からお話しがありましたように，この地方の特殊性があります。骨材の中に軟石が非常に多かったということ。このような場合は，どうしてもその土地で取れなければよそから持ってくるというようなことでも考えて，良質な骨材を使用してもらいたかったと思います。

第2番目に，地域的な寒冷条件を考慮しなかった。そのために調合とか養生が不十分な点があったようです。特に公共建築はどうしても予算の関係で寒冷期に施工しなければならない場合が多いんですが，寒冷施工に関する注意が非常に重要ではないかと思われます。

2. コンクリートの打ち方，配筋法の不備

特に柱脚，あるいは柱と梁との接合部分などには著しい豆板がところどころ見られました。

それから打継ぎ部分の施工が非常に悪かったという例も先ほどのスライドでありました。

配筋法につきましては梁筋が定着不十分であるという例とか，あるいは帯筋の端部のフックの折り曲げが不十分である，あるいは柱筋の位置が不良である，台直しがずいぶんあったというようなことが指摘されます。

3. 基礎の不同沈下

たとえば八戸の東高校だとかその他数例ありましたが，今回は新潟地震のときほど目立ちませんでした。しかし木造の建物ではずいぶんたくさんこの例が見られております。

4. 柱のせん断力に対する耐力，靱性の不足

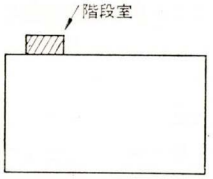
今回の地震では鉄筋コンクリート建物の柱のせん断破壊が非常に目立ちました。これは六車先生からずいぶん詳しいご説明がありましたが，あとでまた別の面から説明申し上げたいと思います。

5. 隅柱の二方向応力に対する配慮の不足

これも六車先生のスライドで説明がありましたが，工専とか三沢の商業高等学校とか，その他来迎寺など隅柱の被害が特に目立ちました。通常の設計では便宜上地震力を二方向にわけて別々に計算していますが，柱は実際には二方向の応力を同時にうけるはずでして，そのため危険になる可能性もあります。特に上層にのみ耐震壁がありますと，その下の柱には軸力が非常に大きくなります。で二方向の軸力が合成されますとそれだけでまいってしまうというような場合もありますので，特に注意していただきたいと思います。

6. ねじれに対する考慮の不足

これも先ほどのスライドで，図書館とかその他の例がありました。



それからむつの市役所，こういうプランを持っておりまして，一番左上に階段室がくっついてる。あそこを切ってあればよかったんですが，一体に打たれているために，剛心すなわち抵抗の中心が左へ寄ってくるためにこういうねじれ振動を起しまして，そのために3階の東(右)半分の柱の応力が大きくなってつぶれた。それが一つの原因に考えられております。

われわれの実験室で鉄筋コンクリート立体骨組の振動実験をやっておりますが，骨組みを対称につくりましても，全体ねじれを起します。特にある一つの部材が降伏しますと，非常にねじれ振動が大きくなる。ですから最初から耐震壁が偏在していたり，あるいは荷重が非常に偏在しているというような平面計画ですと，ねじれによる応力というのは非常に大きくなるんだということを痛感させられます。構造計画的な面で非常に注意していただきたい点であります。

7. 屋上突出物（煙突，ペントハウス，タワーなど）に加わる地震力の過小評価

屋上突出物，たとえば煙突，これは先ほどスライドで例が出ておりましたが，八戸の東高等学校とか，十和田市の病院，北里大学とか，その他煙突が建物から突出している部分で被害が見られました。そこのところは打継ぎになりやすいという点もあると思いますし，また非常に応力の集中するところでありますから，設計震度をふやすとともに，計算以上の余力――余分の鉄筋を入れるとか，断面をふやすというような考慮がほしいと思います。

それから八戸の市役所のペントハウスとか野辺地消防署の望楼など大きな亀裂が入ったり，あるいは塔が落っこちたやつもあるわけです。それからタワーで曲ったのもありました。

また屋上突出物ではありませんけれども，先ほど説明申しあげたむつの市役所の3階だけがつぶれた。1階，2階は耐震壁が割合多く入っていますけれども，3階はほとんど耐震壁はない。そういうふうに断面が，あるいは剛性が急に変りますと，そこで屋上突出物と同じように鞭打ち現象ですか，ホイッピングを起す。超高層建築の場合でも，上層になると，鞭を振るように，上の方が非常によく振れます。そういう現象によるものだと思います。こういう部分はたとえば慎重にやるのは動的解析などを行ないまして，設計震度を大きくとり十分安全な設計をしていただきたいと思います。

8. 継ぎたし部分あるいはエキスパンション・ジョイントの設計，施工の不備

打継ぎの部分は六車先生からずいぶんご注意がありました。それからエキスパンションの設計ですが，三沢の商業高等学校がエキスパンションが不十分なために，増築部分が本棟にぶつかって倒されたと思われます。

エキスパンションをつくるならば，十分に離して設計していただきたい。一応スタティックでもいいですから，各層の水平変位の計算はできるわけです。両方がぶつからないだけの間隔で設計されると，ああいう事態はなかったと思われます。

また，建物全体が非常に不規則な形をしておりますと，その不規則な

部分に応力が集中しやすい。たとえばコの字型とかL型とかT型。その接合部分ではいろんな応力集中が見られました。たとえば白菊学園というのはコの字型をしておりまして，交わる部分の柱・壁などにだけ被害が見られた。五戸小学校あたりもそういう例であります。

そういう場合は，建物全体のゆれかたを考えて設計していただければ，ある程度は対策は立てられるのじゃないかと思います。やむを得なければエキスパンション・ジョイントをつくっていただく。

そういうジョイントの施工が悪いという点もずいぶん見られます。先ほどのスライドで避難階段が倒れた例がありましたけれども，あれは独立するように設計されておりません，鉄筋が不十分であります。しかも本体とも接合が不十分で，簡単な鉄筋を差し込んだだけだというような，非常にお粗末な避難階段でありますが，あれじゃ避難階段の役をなさないだけでなくて，かえって危険であります。

9. 地震動の性質

最後に今回の地震動の性質を考えてみます。鉄筋コンクリートの2，3階の建物の一次固有周期は弾性ですと0.15から0.2秒ぐらいなんですけれども，亀裂が入ると0.3秒ぐらいにのびまして，今度の地震動に非常に共鳴しやすい状態になります。しかもそういう波が割合に長い間続いて，100回近くまで繰り返されたのじゃないかといわれております。そうしますと，小さなせん断亀裂が入りましても，それがだんだん大きくなって，最後にはその柱の崩壊にまで至ったんではないか，というようなことが考えられるわけでありまして，今度の地震は，別に特殊な地震ではないんでありますので，今後もああいう地震がくるということを考えて，対策を考えておく必要があるということです。

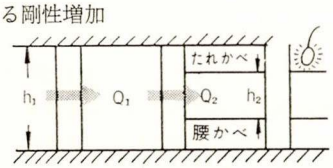
柱のせん断力に対する靱性を与える対策

1. 柱のせん断力をあまり大きくしない
   - a．耐震壁の利用
   - b．柱断面を増す
   - c．柱1本の負担面積をへらす
2. たれ壁，腰壁などを応力計算の中にとり入れる
   柱内法高さの減少による剛性増加

$$Q_1=\frac{12EI\delta}{h_1^3}a_1$$

$$Q_2=\frac{12EI\delta}{h_2^3}a_2$$

$$\therefore \frac{Q_2}{Q_1}=\frac{a_2}{a_1}\frac{h_1^3}{h_2^3}$$



また，短柱では部材角が大きい

$$R_1=\frac{\delta}{h_1}<R_2=\frac{\delta}{h_2}$$

3. せん断補強筋量を多くし，補強筋を有効に配筋する
   - a．帯筋間隔をせまくし，帯筋量を増す
   - b．帯筋端部の135°曲げ，または溶接，またはスパイラルフープ
   - c．柱の上下端が曲げ降伏するときのせん断力に耐えるだけのせん断補強筋を入れる方法もある

そこで先ほどの，柱のせん断力に対する耐力や靱性を与える対策としまして，ここに3つ書きました。

1. 柱のせん断力をあまり大きくしない

それには耐震壁を利用するということ。これも先ほど申しましたように偏在しないで，縦横二方向に均等に入れていただきたい。柱断面をふやす。柱1本の負担面積を減らす。

それには柱の数をふやすのが第一であろうと思います。今度の学校建築がずいぶん被害を受けておりますけれども，被害の大きい建物と少ない建物を見ますと，やはり少ない建物，あるいは全然ない建物というのは，柱の数が多いようであります。最近は建築をスマートにしたいために，柱の断面を減らしたり，数を減らしたりする傾向がありますけれども，非常に問題ではないかと思います。

2. たれ壁，腰壁などを応力計算の中に取り入れて，剛性評価をしていただきたい

これも六車先生からご注意があった通りでありまして，たとえばこの図面に，同じ階高で，全然腰壁・たれ壁のない柱の高さをh_1として，その分担せん断力をQ_1とします。その次の柱は腰壁やたれ壁があるために内法寸法が減りましてh_2となる。そうしますと分担するせん断力も大きくなってQ_2になるとします。柱が等しい断面で，しかも床位置で同じ変位をしたといたしますと，長い柱の分担するせん断力はこういう式で，h_1^3に逆比例します。それから短い柱はh_2^3に逆比例いたします。結局短い柱と長い柱，腰壁，たれ壁がある場合とない場合と比較いたしますと，梁と柱の剛比関係によってきまる係数a_1，a_2がかかってきますけれども，おおよそせいの3乗に逆比例するぐらいの割合でせん断力が分割されます。通常の設計の場合にはたれ壁や腰壁を無視して設計される場合が多かったようでありますけれども，実際はそこの柱に応力が集中するのだということを考えていただきたいと思います。

また，これは分担する力だけでなくて，耐力という面からも問題になります。耐力というよりもむしろ変形能力の方からみますと，床位置で同じ変位をする場合，部材角は短い柱の方が大きいわけです。ですからせん断亀裂も入りやすいということになります。

この両方の面から，短い柱，たれ壁や腰壁によって内法寸法の短くなった柱は非常に不利になるということが考えられます。そういうところを構造計算の中に取り入れていただきたい。

3. せん断補強筋量を多くし，しかもその補強筋を有効に配筋することが必要である

対策としては，帯筋の間隔を狭くしたり，あるいは帯筋量をを増す。

次に，帯筋の端部の135度の曲げフックを励行する，あるいは端部を溶接する，あるいはスパイラルフープを積極的に使っていくということ。あとほど好ましいと思われます。

次に柱に粘りを持たせる方法として，柱にどの程度せん断補強筋を入れればいいかという一つの考え方ですが，柱の上下端が曲げ降伏するときのせん断力がその柱にとって最大ですから，これに耐えるだけのせん断補強筋を入れる方法が考えられます。

せん断補強の入れ方

柱の上下端が曲げ降伏する時のせん断応力度

$$\tau_{max}=M_y/aB_j=\cdots\sigma_y(P_t+0.3N/BD\sigma_y)\frac{D}{a}\quad\cdots(9)$$

ACIのせん断応力度終局強度式

$$\tau_u=(3+0.2\sigma_B)+(P_w\cdot\sigma_y)\quad\cdots(11)$$

柱端が曲げ降伏する時のせん断力に耐えるだけの必要せん断補強筋量［(9)=(11)より］

τ_{max}（オ1行）とP_w（オ2行）の数表

a/D P_t	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4
1	6.0 0	12.0 0.16	18.0 0.36	24.0 0.56	30.0 0.76	36.0 0.96	42.0 1.16
1.5	4.0 0	8.0 0.03	12.0 0.16	16.0 0.29	20.0 0.43	24.0 0.56	28.0 0.69
2	3.0 0	6.0 0	9.0 0.06	12.0 0.16	15.0 0.26	18.0 0.36	21.0 0.46
2.5	2.4 0	4.8 0	7.2 0	9.6 0.08	12.0 0.16	14.4 0.24	16.8 0.32
3	2.0 0	4.0 0	6.0 0	8.0 0.03	10.0 0.09	12.0 0.16	14.0 0.23

註 σ_y=3000kg/cm², σ_B=210kg/cm², Dは柱断面のせい，aは柱のせん断スパン
PTは実際のPtとの差の軸応力度による影響を加算した見かけのPt（読み替えない）

せん断補強筋の入れ方は六車先生がいわれたように，今後の研究問題ですけれども，こういう考え方で一応補強筋量を計算してみますと，柱の上・下端が曲げ降伏するときの柱のせん断応力度は（9）式で求まります。これが表の1行目に示してあります。これは曲げ終局強度式から近似的に求めた値です。

一方，ACI，アメリカのコンクリート学会のせん断補強に関する終局強度式がこの（11）式のようにして与えられております。これも少し形を変えて書いてあります。で，この二つをひとしいとおきますと，ただいま申し上げましたように，柱端が曲げ降伏するときのせん断力に耐えるだけの必要せん断補強筋比が出てまいります。せん断補強筋比 P_w は1組の帯筋断面積を柱幅と帯筋間隔の積で割った値です。これが表の2行目に示してあります。

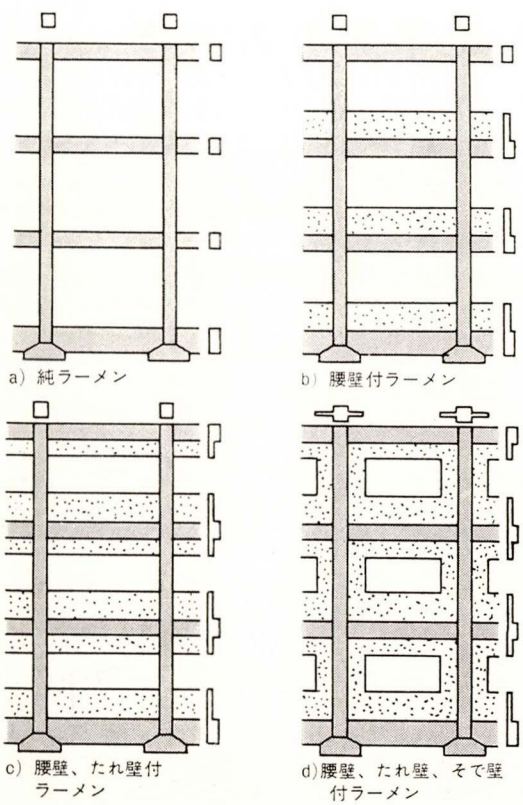
*P_t というのは柱の軸方向引張鉄筋比です。ただし柱に軸方向圧縮力がある場合には，圧縮力 10kg/cm²につき P_t に0.1%加えるというふうに考えます。

次に a/D。a というのはシア・スパンといいまして，反曲点から柱端までの距離です。もし反曲点が柱の中央であるとすると，a というのは柱の長さの半分になります。それと柱のせいの比が a/D です。

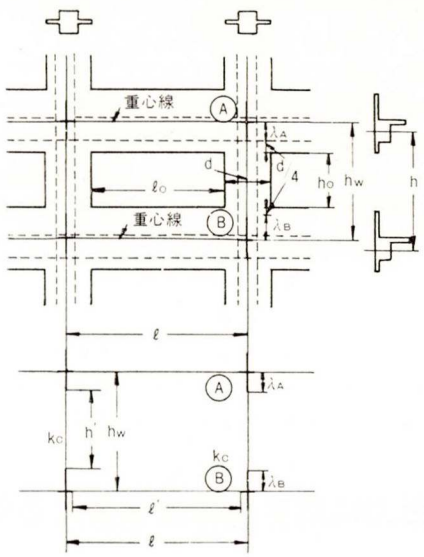
この表をみますと等しい断面，軸方向筋比，軸方向力をもつ柱でも，短い柱は長い柱に比べせん断応力度および必要帯筋比がふえます。たとえば*P_tが1.0の列をみますと，a/Dが2の場合に比べ1の場合はせん断応力度で2倍，必要帯筋比で3倍となります。

次に同じ断面と長さをもつ柱で比較しますと，柱の軸方向鉄筋が多いほど，また軸圧が大きいほど帯筋もふやさなければいけない。いままでの柱の設計を見ますと，柱の軸方向鉄筋に比べまして帯筋があまりにも少ない。たとえば軸方向鉄筋は0.5%とか1%とかいいますけれども，帯筋量は0.1%前後しかないんですね。わずか五分の一とか十分の一という量で，非常にアンバランスであります。それで各柱のせん断応力度がこの太線のあたり以下になるよう構造設計を行なうとともに，太線から上以上の帯筋を入れてほしい。まあ一つの参考資料になるかと思います。

腰壁・たれ壁をどう扱うか



先ほどの，腰壁やたれ壁があったときにどういうふうに扱ったらいいだろうかという問題。a）図の純ラーメン構造ですと，ほとんどが曲げできまり剪断でこわれるところはありませんから，割合粘りのある構造にすることはできるわけです。c）図のように腰壁がついた，あるいはd）図のように上にたれ壁がつきますと，柱の内法高さは減りますのでこの部分に応力は集中しやすくなります。この一つの対策として，あるいはd）図のようにそで壁をつけますと，この開口が小さくなれば耐震壁になる。それも一つの方法かもしれません。まだこの辺は検討の余地があります。いずれにいたしても，そで壁，腰壁，たれ壁がある場合には，それを剛性に評価して応力計算をすることが必要であります。



$$D=a\cdot kc\left(\frac{12EK_0}{h^2}\right)\quad\text{〔純ラーメン〕}\qquad(3-1)$$

$$D=a\cdot kce\left(\frac{12EK_0}{h^2}\right)\left(\frac{h}{hw}\right)\quad\text{〔腰壁・たれ壁・そで壁付ラーメン〕}\qquad(3-2)$$

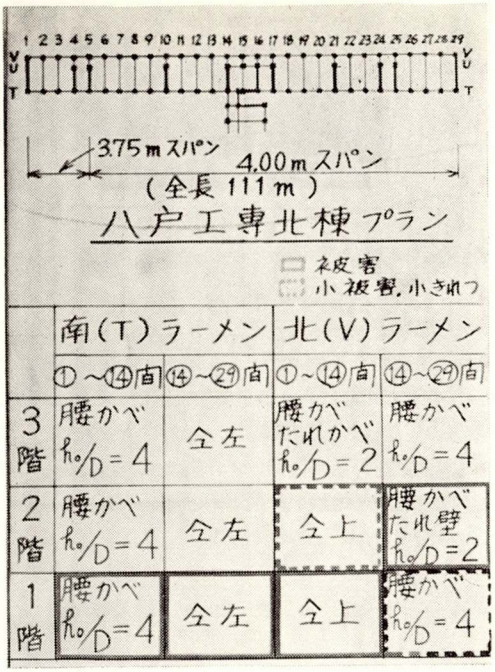
そこで建築学会の鉄筋コンクリートの計算基準にも書いてあるんですが，断面の重心線を通ってラーメンに置きかえた場合に，この図のように剛域を考えなさいということです。剛域の取り方は一応この接合部からd/4入った点で考えてみます。そうしますと，ここに取り出したように，普通の線材ラーメンの接合部分に剛域を持ったラーメン，しかもこの材の内法長さが短かくなりますと，曲げ変形の他に剪断変形まで考えてやらないといけないかもしれません。

武藤先生の略算法いわゆるD法ですと，純ラーメンに対して（3－1）式の分布係数を考えるのに対しまして，剛域と剪断変形を考えた場合には（3－2）式で扱かわなければなりません。で，Dの値が純ラーメンに比べて2倍とか3倍とかふえてくるのが普通であります。こういう扱かい方は武藤先生の「建築学大系第14巻」とか，あるいは「耐震建築シリーズ第1巻」などに表が出ておりますので，そういうのを利用してでも，とにかく計算に入れていただきたいと思います。

構造解析例：純ラーメンと腰壁付ラーメン等との比較

八戸工業専門学校のあの建物の一番北側の棟だけ取り出しまして，構造解析を私の研究室で行なった結果，純ラーメンとしてやった場合と，腰壁，たれ壁を考えた場合とどう違うかという点を比較してお話ししたいと思います。

非常に長くて，スパンは9メートル，全長は111メートルもある。おのおの柱の間隔は4メートル。



一番北側の柱，これは廊下側でありまして，腰壁とたれ壁がついております。南側の方は教室側でありますから腰壁しかない。南のラーメンの3階，2階，1階にあります腰壁付きの柱は，内法高さを柱のせいで割りますと，4という値が出ます。これは全部4です。

北側のラーメンの西半分は（①～⑭間）腰壁・たれ壁がありますのでh₀/D＝2と，南側ラーメンの柱の半分しかない短い柱になってしまいました。

それから東側半分の（⑭～㉙間）ラーメンは3階と1階が4で，2階だけが短い柱になっております。

ここに被害状況を太いワクで書きましたが，実線で書いている1階のこの三つは大被害，h₀/Dが4の柱は曲げと剪断破壊，h₀/Dの短かい柱は純粋の剪断破壊，また2階のこの短かい柱も剪断でやられております。それからこの破線で書いたのは小被害，あるいは亀裂が小さいものでありまして，1階でありますけれども北東側の長い柱，それから2階の短かい柱です。こういうように，2階であっても短かい柱がやられているというのがわかります。

この棟を北側から見ますと，1階から2階にずっと亀裂が移っておりまして，何か波をうっているような感じがいたしますので，非常におもしろいと思いましたが，こういうふうに内法で短かくなった柱ということから説明がつくわけです。

ラーメンの震力分担率

	階	南(T)ラーメン	中(U)ラーメン	北(V)ラーメン
腰壁・たれ壁を無視	3	50.7%	0	49.3%
	2	50.9	0	49.1
	1	50.7	0	49.3
腰壁・たれ腰を考慮	3	38.0	1.0%	61.0%
	2	35.5	1.0	63.5
	1	37.5	1.0	61.5
備　考		腰壁付きラーメン	純ラーメン	腰壁，たれ壁付きラーメン

ラーメンの震力分担率をさきほどのD法で計算すると，腰壁・たれ壁を無視した場合は1，2，3階とも南側のラーメンと北側ラーメンはほとんど同じぐらいに分担しております。

ところが腰壁・たれ壁を考慮して剛域を考えて計算し直しますと，南側の方が減りまして，35%前後になる。北側の方は分担がふえまして，65%近くまでふえております。

柱のせん断応力度　$T_s=Q/B_J$〔kg/cm²〕

	階	腰壁付き柱 h₀/D＝4	腰壁，たれ壁付き柱 h₀/D＝2
腰壁・たれ壁を無視	3	1.7	1.5
	2	3.3	2.8
	1	4.8	4.2
腰壁・たれ壁を考慮（静的 k＝0.2）	3	1.2	3.7 (Fc*/38)
	2	1.8	6.1 (Fc*/23)
	1	2.9 (Fc*/49)	10.2 (Fc*/14)
動的弾性応答（地動 180gal）	3	2.4 (Fc*/59) 〔2.02〕	7.1 (Fc*/20) 〔1.93〕
	2	3.8 (Fc*/37) 〔2.12〕	12.7 (Fc*/11) 〔2.08〕
	1	5.9 (Fc*/24) 〔2.04〕	19.4 (Fc*/7.3) 〔1.90〕

■Fc*＝143kg/cm²（シュミットハンマーによる平均値）
■〔　〕は静的計算に対する応答倍率

震力分担だけですと15%前後の移動があったわけですが，それを剪断応力度で比較しますと，この表の一番上が腰壁・たれ壁を無視した場合。その下は考慮した場合。それから一番下に書いているのは，先ほど大沢先生のスライドでありました八戸港湾で取れた地震動の東西方向の波の記録を用いまして動的弾性応答させた結果です。

左側の列は（腰壁付き柱）腰壁だけがある，比較的長い方の柱です。右側は腰壁・たれ壁のある短かい方の柱です。

静的計算の場合，腰壁・たれ壁を考慮しますと，たとえば1階で見ますと，長い柱の方は4.8から2.9に減っております。ところが短かい方の柱は4.2から10.2と，約2.5倍ぐらいにふえるわけです。

さらに弾性応答をやりますと，1階の長い柱は5.9，短かい方の柱は，19.4というふうになり，剛域を考慮した静的計算値に比べてさらに2倍ほどにふえます。

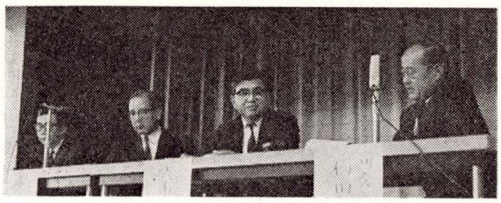
コンクリートの圧縮強度を143kg/cm²と仮定して，これはシュミットハンマーで測った結果ですが，倍率を出しますと，このカッコの中にあるような値になります。たとえばFcの10の1ないし30分の1，平均15分の1で亀裂が入るといたしますと，1階および2階の短い柱は当然入ってもいいわけです。これらは腰壁・たれ壁を無視した計算では全然亀裂も入らないはずですが，剛域を考えると亀裂の可能性があるということがわかる。さらに弾性応答をやりますと，短い柱だけでなく，1階の長い柱，h₀/Dが4の柱にもきれつが起りうるというふうなことになってまいりまして，今度の破壊の原因が説明できるような感じがいたします。

なお，3階の短い柱にきれつが入らなかったのは，下階の柱が塑性に入ったため，弾性応答だけのせん断応力度にならなかったためと思われます。ですから当然腰壁・たれ壁を考慮して計算すると同時に，各部材に対してはこの数値だけを信用しないで，それに対して粘りを持たせる方法が，特にせん断に対しては必要であるということを感じた次第であります。

一応私の説明はこれで終らしていただきたいと思います（拍手）

（東京都立大学教授・工博　**東　洋一**）

震害パネルディスカッション



左より，大沢，東，六車，石田の各講師

「十勝沖地震の調査報告とＲＣ構造の耐震対策講演会」において，講演の後でつぎの四氏によるパネルディスカッションが行なわれたので，ここに集録する。なお，聴衆者の質問なども入れている。

大　沢　　胖（東京大学教授・工博）
東　　洋　一（東京都立大学教授・工博）
六　車　　熙（京都大学教授・工博）
石　田　　正（竹中工務店技術研究所主任研究員）

石田（司会） 十勝沖地震のことに関係いたしまして，1. 敷地地盤と震害，2. 建物の構造形式と震害，3. ＲＣ構造と震害，4. 建築物の震害対策の四つのテーマにわけてパネルディスカッションを行ないたいと思います。

こういう司会をやりますのは初めてでありまして，果してうまくいくかどうか，自信はないんですが，ともかくここの壇上の先生方とそれから会場の皆さん方と，なごやかな気分で，楽な気持で，自由に討論をしたいと思います。あまり四角ばらずに。

ただいま，大沢（東大），六車（京大），東（東京都立大）３先生からお話しがありましたように，十勝沖地震で鉄筋コンクリートの建物がかなり被害を受け，中には崩壊してしまった建物も数棟あるようであります。われわれ長い間，鉄筋コンクリートの建物の設計をいたしておりまして，鉄筋コンクリートの建物は地震には倒れないんだ，基準法にもとずいて構造計算をやった建物は絶対大丈夫だと信じておりましたし，世間一般の人もそういうふうに信じておったと思います。それが著しい地震被害を受けまして，非常に自信を失なった，ショックを受けたのでありますが，きょう３先生のお話しを聞きまして，つぶれた建物にはそれぞれつぶれるだけの理由が何かあったような気がしまして，やや愁眉を開いた感がいたします。それでも何か基準法にもとづいたいままでのやり方，あれでいいのかといった心配も残ります。現在の耐震設計震度は0.2ですが，武藤先生が，名古屋の学会で，諸外国の耐震基準を比べてみると非常にまちまちで，日本の震度は大き過ぎる，というようなことをおっしゃっておりましたが，そういう大きい**震度0.2で耐震設計した建物がうっかりすると今回のような被害を受ける。果して現在の基準法の震度は妥当なのかどうか**，あるいはわれわれがいまやっている弾性計算で設計することは，耐震設計法として間違ってないかとか，構造設計をしますときにＸＹの二方向に力を分けて，それぞれ両方向無関係に設計をしていますが，果してこれでいいんかどうかとか，許容応力度の問題とか，いろいろ問題があるように考えます。そこで，本日おいでになりました皆さん方が日ごろお考えになっております耐震設計上・施工上の問題点や考え方といったものを遠慮なしに出していただきまして，３先生と共に互いに議論しあいたいと思います。

敷地地盤と震害

一番最初の問題は「地盤と震害」ですが，地盤の性質と建物被害とは非常に深い関係があると思います。たいへん大きなテーマで問題は複雑であり，それだけにはっきりした結論を得ることはむつかしいと思いますが，この問題についてもう少し皆さん何か伺ってみたいと思うようなことがございましたら，どうぞご遠慮なしにおっしゃっていただきたいと思います。

質問　**地盤の卓越周期と建物の振動周期**ですか，それを今回の震害を受けたものを対象にしまして，どのような状態になったのか，という点について教えていただきたいと思います。

大沢　この問題につきまして，いままで私の知っております限りでは，建築学会にいろいろ報告があったり，あるいは震害対策連絡会議で話題になったりしたことですけれども，いろいろなところで常時微動の測定や余震の観測をして，これが本震にどれほど関係があるか，いろいろ問題もございますけれども，とにかくこれらの同時観測で，地盤の震動状態の違いを比較する，比較して違いを見つける，というようなこともやっているわけです。

それでいままで発表されておりますものでは，地震研究所でやったものを例にとりますと，たとえば八戸市内におきまして幾つかの測定記録がありますが，先ほど被害写真のでておりました八戸高等工業専門学校では地盤の卓越周期が0.4秒です。これは非常にシャープな特性でありまして，0.4秒付近に非常に高い山が出るようなものになっております。一方，建物の方の周期はこれは実はよくわからないんですが，東先生の方で計算された弾性固有周期は0.15秒ぐらいです。したがって建物の弾性時の計算上の固有周期と地盤の卓越周期とは合っておりません。ただ，そこから先は推測ですが，ある程度被害が起りますと，建物の周期は弾性からのびていきますから，したがって0.4秒そのものじゃないけれども，0.4秒にかなり近くなるということは考えられます。したがって，初めの方はある程度のひびが入った程度まではそれほど大した応答倍率ではなかったにしても，振動が続いている間に建物周期がのびて，0.4秒あるいはそれに近い波に追い打ちをかけられたといいますか，だんだん大きく被害を進行させたというような考えは成り立つかと思います。実は今度の地震のあとでは余震が非常にたくさんございましたので，あとすぐ行って常時微動で卓越周期を見つけるというのはかなりむずかしゅうございまして，どうしても余震の小さいものが記録の中に入ってきてしまいます。したがって地盤の特性であるか，余震の特性であるかということの見分けがはなはだつきにくい例が多いんですが，いま言いました八戸工専ではそんなところです。

それからもう一つ，八戸の市庁舎ですが，これもかなり被害がありまして，地盤には0.4秒と0.8秒のあたりにかなり顕著なピークが見られます。これは余震も入れての話で，むしろ余震から出てきておるとも言えます。建物の周期は大体弾性範囲内の完全なものは出ておりませんが，0.3秒ぐらいのようで，0.4秒という地盤の卓越周期にはかなり近いということです。

私の知っているおもなものはそんなところで，総括的あるいは全般的な考察は，まだこれからいろいろ調べて関係をつけるというような段階でございますので，断片的ですが，こんなところでございます。

司会　0.4秒といいますとちょっと周期が長いみたいですね，地盤があいうところですから悪いんですかね。

大沢　いま申し上げようと思っておったのですが，今度の地震でちょっと話題が出ておりますのは，〝丘の上〟と俗に言っておりますが，小高い丘の上に建った建物がかなり被害を受けているということです。これもまだ丘の上で被害のないものとか，あるいは丘の上でなくて被害があるものとか，これをいろいろ統計的に調べませんとはっきりしたことは言えませんし，また，一つ一つにそれぞれ他の原因があるかとも思いますので，その辺を識別していかなければいけませんが，たとえば函館大学，これはそのすぐそばに，丘に上にありながらさっきの六車先生のスライドのように被害のないものがありました。それから三沢商業高校もやや丘の上，それから一番典型的なのはいまの話の0.4秒の地盤卓越周期の八戸工専，そういったものが丘の上に建つ被害建物の代表です。

それからもう一つは崖のきわにあるものとしては，ねじれで被害の起りました図書館。それから八戸の市庁舎も。これは崖地じゃないんですが，傾斜地に近いようなところで，そういったような地形との関係というのはかなり注目されております。

いま司会の方からお話しの出ました地盤の卓越周期が0.4秒というのが，ただ地盤が悪いというのじゃなくて，このような地形的な要素も入っているのじゃないかというふうに言われております。

司会　関東大地震のときには山手の方はレンガ造とか土蔵造り，低層の

鉄筋コンクリートの建物が案外被害が大きく，下町の方では木造の建物とかあるいは6階，7階の鉄筋コンクリートの高層建物が若干被害があったと聞いております。かたい地盤にはやわらかい建物がいい，やわらかい地盤にはかたい建物がいいというような傾向があるとよく言われておりますが，今度の震害をごらんになりまして，やはりそういう傾向はうかがわれますか。

大沢　今度は関東地震のときの東京の下町と山の手ほど，はっきりした地盤の違いというのはどうもないように思われます。まあ一般に，非常に地震がいいというわけでもないんですけれども，また非常に地盤が徹底的に悪いというところも非常に少ない。八戸東高校というのは例外ですけれども，他は大体あのくらいの2階，3階，4階ぐらいのものを建てるのにはそう悪い地盤ではなかったと思われます。その辺の違いははっきりは出ていないと思います。

もう一つ，それで思い出したんですが，関東震災のときの地盤と建物の被害程度の関係ですが，木造と土蔵に関しては被害の程度が非常にはっきりしておりまして，木造は下町が非常に被害率が高く，土蔵は山の手の方が高い。ところが鉄筋コンクリートに関しては最近大崎さんがいろいろ調べ直しをされておりますが，そうきわ立った差はないというような……これはもちろん被害程度との関係，どのくらいの被害までを被害と見るかによって違いますけれども，あまり大きな差はないというような結論だったようです。

司会　木造の建物は地震の震動によって直接崩壊するんじゃなしに，地盤が悪くて，**地盤の変動，地すべりとか地割れあるいは不同沈下とかといったものの影響によって被害を受ける**ケースが多いとよく言われておりますが，そういうこともやはり当てはまっておりますか。

大沢　今度の場合は非常にそれが当てはまっていると思います。最近私どもで昨年までの松代地震，それから今年に入りましてえびの地震，十勝沖地震で木造の被害をおもに調べてみたんですが，ある程度実験なんかもしてみました。引っぱったり，振動周期試験とかいろいろやってみましたが，どうもやはり大被害，倒壊あるいはそれに近い被害をおこすためには，ともかく上部構造の変形量がかなり大きくおこることがどうしても必要になる。これは前からその方面の方は言っておられることなんですけれども。それをレスポンスというような形で見ますと，木造の建物はもともと周期がある程度長くて，それにかなり長い地動が来て，レスポンスとしての変形が大きくなり，しかも屋根が重いとかいったことでないとなかなか大傾斜するとか倒壊するというところまではいかない。今度の十勝沖の被害地域で，だいぶ鉄筋コンクリート造はやられたけれども木造はやられてないというので，鉄筋コンクリート造が木造に負けたというような表現になっておりますけれども，全国的な視野で見ましても，耐震的には十勝沖地震災害地域の木造は平均よりずっと強いと思います。だから振動でこわれるのはなかなか大へんなことで，逆に言うと地すべりとか何とかがあって，初めてああいうふうな被害が出たので，振動ではなかなかこれるものじゃない。屋根が軽くて，つまりもともと剛性が高くて，それから地動も……今度の場合は，地動は相当長い周期のものも含んでおりましたけれども，とにかくもともと周期が非常に短いものですから，まああの程度の地動ではなかなかこわれるところまではいかないのだという気がいたしました。

司会　何か他にございませんか。

質問　大沢先生にお聞きしたいんですが，**八戸で取れた地震記録**はくいの上に置いてあったという話でした。それから**広尾で取れた地震計**はどんな地盤にあったのか私は知らないのですが，青森県下で被害のあった地域はおもに火山灰の上が多いと聞いております。そういう被害の状況と，**その取れた二つの地震波の適応性**といったものはどの程度でしょうか。そういう取れた地震波に支障はないかといった問題をお聞きしたいのです。

大沢　この問題はどうもむずかしくて，私もなるべくそういうご質問にお答えできるように，いろんな解析とか勉強を進めていますが，なかなか結論まではいかない。それから他の先生方とか研究者の方もいろいろな方面から研究しておられますが。まあ少なくともさっきも申し上げましたようにある程度まで大きい余震，これは震度3――一番大きくて3のちょっと強い方ですが――この程度の余震を同じタイプの地震計を2カ所または3カ所に置いておきまして，同時記録を取ってそれを比較してみますとかなり違っております。

これは変位記録で取っておりますので，加速度といたしますとまたちょっと違いますが，とにかく変位記録の面で見ますと，目で見ただけではっきり違っておりまして，たとえば八戸の市役所と八戸港湾の強震計の置いてある場所に置いた地震計の記録とではかなり違っております。たとえば卓越周期が八戸港湾の方は0.3秒，それから0.6秒がやや卓越している。それから市役所の方は0.4秒，それから0.85秒が卓越しています。また，最大振幅の比率ですが，これは大体2，3割ないし5割ぐらい市庁舎の方が大きくなっている。それから八戸工専はさっき申し上げたように0.4秒が非常に卓越しておりまして，この倍率がたしか港湾の倍ぐらいになっております。もちろん最大振幅を与える周期が違っておりますから，加速度にするとそれほどの差はないんですけれども，とにかく相当の差がある。したがってその辺の適用，どれがどこに適用できるかということは大へんむずかしい。少なくともかなりといいますか，相当にといいますか，違うということはいえると思います。したがって，八戸港湾の強震記録をもって八戸市内のいろんな鉄筋コンクリート建物の被害の起ったところの地動であったとみなすことはできない，無理がある，というふうに思います。

質問　広尾の地盤は……

大沢　広尾のことは私あまりよく知らないんですが，少なくとも地盤は八戸と違って非常によろしい。何か卓越周期と地盤……ちょっとこれははっきりしておりませんが，常時微動なんかでも非常に短い周期が出てくるところだというふうに聞いております。

司会　もう一つ伺いましょうか。八戸の加速度の波が取れました港湾の辺では，被害のある建物はそうないんですか？

大沢　あの辺は私も行ってみましたが，普通の住家というようなものはほとんどありません。まあ港湾の事務所のようなものがあり，これは木造であったと思います。それから港湾でなくて自衛隊関係の建物が多少あったかと思いますが，こういうものは私のちょっと見た範囲ではほとんど被害はございません。

司会　あの波を見てますと，二百数十galありまして，それから卓越周期も1秒ぐらいとか2，数秒のところにも大きなピークがあるようでございますし，相当地震に対しては悪い影響を及ぼしそうな波のように思うんですが，案外被害はなかったわけですね。

大沢　そうですね……それでさっきちょっと申し上げましたように，木造家屋に関する限りはわれわれ相当さがしたんですが，周期が長くて，すぐフニャッとなるような――まあそういうものがあればもちろん倒れてるわけですが，このようなものはほとんど見当らない。それで，これは仮定ですけれども，もし今年の二月に地震のありましたえびの地方にあったような建物があの辺にあれば，これは相当大被害であったんじゃないかと思います。あの辺のは大体周期が0.6秒から0.8秒の間ぐらいです。それで八戸港湾の地震記録をつかって地動を与えますと，数cmあるいは少し塑性域にはいって変形が大きくなるとすると，やはり10cmぐらいの相対変形になりそうなんですが，その辺までいけば木造家屋はまあ倒壊はいたしませんけれども相当大被害がある。

ところが0.2秒から0.3秒ぐらいの周期のものですと，せいぜい3cmとかいった非常にわずかな相対変形しか起しませんから，地盤に変動がない限りはさっきも申し上げましたように被害がなくても当然と言えば当然です。

建物の構造形式と震害

司会　それでは「敷地地盤と震害」という第一のテーマはこれぐらいにして，二番目に移らしていただきまして，「構造形式と震害との関係」。先ほど東先生からいろいろご説明がありましたけれども，その点につき

まして何かご質問ありましたらおっしゃっていただきたいと思います。ございませんか。これはテーマが漠然としておりまして，何をいわんとしているのかわからないという点もあるのかも知れませんが，鉄骨と鉄筋コンクリートとに分けまして，**鉄骨造は案外被害が少なかったように報告されておりますけれども，あれはどういうことでしょうかね。**

大沢　私も鉄骨はよくは見てないんですけれども，とにかくさっき六車先生のスライドにもありましたように，鉄骨のバックリングとか切断といった被害はずいぶんたくさんあったようです。ただ，鉄筋コンクリートのように自重が重いものとくらべて，まあブレースのようなものは切れても自重でつぶれてしまうということはあり得ないわけですから，そういうことで目立ったはでな被害はなかったということで，被害額としてはたしてどのぐらいのものかは私よく知りません。人によっては，間仕切り壁や仕上げの部分がいたんでおりますから，相当な額になっておるんだという話もありますが，しかしあのくらいの大地震ならそれでもいいじゃないかという考えも成り立つと思います。この理屈は破壊のメカニズムが一応ブリトウルではない，全体としてダクタイルといっていいかと思いますが，そういうことではないかと思います。

司会　地震のときに切れるようなブレースだったら，極論すれば最初から入れなくてもよかったのではないかということをいう人もございますけれども。

六車　台風のときにはブレースがないと不安ですね。風の強い日に被害調査に行ったことがありますが，鉄骨造体育館なんかですとスパンも大きいですから，そのほとんどのブレースがやられているといったものになりますと，もうあぶなくて入れないですね。それからブレースが1カ所や2カ所やられていてもさして危険とはいえませんが，かなりやられてまいりますと，当然のことですがそれに伴ってリベット穴の付近でがたがおこり，破壊寸前というようなものが相当見受けられました。これはペンキが塗ってありますので非常によくわかるわけですが，地震によってリベットやボルトの部分でペンキがはげ落ちて，ガセットプレートなどが相当変形しておる。まあこの程度でおさまったものの，リベットやボルトが剪断で飛んだら，たいへんなことだったろう，というようなものもございました。そういうような被害はかなりあるんです。手直しはできるでしょうが。

ただ，鉄骨で引っくり返ったのを一棟見ましたが，これは明らかに地盤が悪い。足元をすくわれたという形で引っくり返っているもので，地盤のほうがおかしくならないでやられたというのは，先ほどから何度も出ておりますブレースのバックリングあるいは切断といった部分的な被害がほとんどございます。その倒壊した鉄骨建物は，埋め立て地に建っておりまして，しかも同じものが2棟建てられた。古い方のものは，埋立地ですので地盤改良をされてお建てになった。ところが次のものは埋立後の年数もかなり経過しているので，もういいだろうということで，地盤改良されないで，同じ設計で同じ建物をすぐ隣にお建てになった。そうしたら地盤改良されたほうはその改良された部分だけが地盤がやられておらず，建物も健全であったが，そのあたりの地盤は相当ひどくやられており，したがって地盤改良しないで建てた新しい方の建物はペシャンコにこわれておる，というような状況でして，これは足元をすくわれたので，しかたがない。逆にいいますと，地盤につきましてはやはりもう少し慎重に考えるべきであったということにもなるかと思いますが，鉄骨の被害で私の見ましたものはそれが最大のものだったと思います。

司会　屋根の軽い構造物が大多数だったわけですね，あの辺は。それを逆に見ますというとおかしいですが，鉄骨のブレースにしても変形能力が少ないものですから，大地震のときには切れやすい。切れたあとでもブレースなしに耐えられるだけの構造的な性質を柱や梁に与えておかんといかん，というようなことがいえるわけですね。

六車　やはり**一番根本は柱・梁のコネクション**ですね，これが地震でゆれている間にゆるんできたらどうなるか。プラスの面もあるかと思いますし，また，見方によってはあぶなかったなというような見方もできるのじゃないかと。かなり微妙な問題になってくるように思いますが，いずれにしても鉄骨の主要メンバーに関しては，ブレース以外の柱・梁のコネクションが一番大切だということを，目の前にまざまざ見せられたような感じがいたします。

RC造と震害

司会　鉄骨はそれぐらいにして，鉄筋コンクリート構造のことにつきまして何かございませんか。

屋上の突出物，煙突とかタワーとか，そういうものがみな崩壊したり，被害を受けておりますが，ああいうところには地震時に大きな慣性力が働くことは昔からいわれておるわけですが，それに対して現在われわれがやっております基準法の外力の取り方では，震度を少し大きくして0・3程度しかとってないんですが，**これは将来適正な設計外力というものが示されるわけですか。**この辺は東先生どうでございますか。何かいまのようにしてやっておけば，いっまでたっても同じことを繰り返しそうな感じがするんですけれども。

東　……。

大沢　振動的な問題としましては昔からよくいわれておるのは，建物のほうが3倍としますと，その建物の上に載ってるものはさらに3倍。つまり3倍の3倍で，つまり9倍ですけれども。それぐらい振動が大きくなるということがいわれておる。

それで少なくとも，建築学会振動分科会では屋上突出物というのはこれはいろいろありますけれども，パラペットなどは比較的大きな力で設計しようとしたって簡単にできるというので，まあ最終的に高層建築の設計指針の中に最終的にどうだったかはっきり覚えておりませんが，議論してた途中では1Gぐらい与えて設計するようにしろ，というような意見も有力だったわけです。確かにそういうものは弾性応答をやりますと，下の9倍というのはやや極端な例ですが，数倍ぐらいは簡単に大きくなります。今度の極端な例では八戸の市庁舎のペントハウス，これは3階建ての上に5層のペントハウスがありまして，4層までは壁がまわりに回ってるんですが，一番上だけはラーメン構造になっております。そのラーメンが飛んでしまった。これは概略計算しましても，大体応答解析で1G以上の加速度が上に働いておる，というようなことが出ておりました。

ただ，私ども考えておりましたのは，そういうペントハウスみたいなものもかなり壁が多いわけですから，相当の振動を与えて設計することも経済的に十分成り立つと思っておったんです。ところが今度の場合は八戸の市庁舎がそういう極端なことになった。そう思って見直してみますと，私東京へ帰りまして驚いたんですが，ペントハウスの上にラーメンだけでのっているというのがかなり多いんです。壁だけで上がってるというのももちろん多いですけれども，そうでなくて，結局一番上が火の見櫓みたいなものになってたり，あるいは展望台的なものになってたり。そういうことでちょっと驚いて，そういうことをもう少し本気で考えないといけないと思ってるところなんですが，実際今度の被害はそういう意味で計算上というか，応答解析上出てきた答がそのままそのもので解釈できるような被害だったというふうに思っております。とにかく動的な計算などを適用してつじつまの合った応力を求める。それをあとどうするかというのは東先生から……。（笑声）

東　いま大沢先生からご説明がありましたように，屋上突出物の震度が大きくなるということはわかっていたんですけれども，振動屋さんもわりあいその辺，たいして問題になることはないんじゃないかということでほっておかれたらしいのです。それで今度いろいろ問題になってきましたので，多少腰を据えてやろうかというところがだいぶ出ております。今度の災害対策委員会でも大築さんあたりから多少提案はあるんですけれども，そこでみんな意見が固まってるわけじゃないし，ここで発表するのもどうかと思われますが，いずれ動的解析をしなくても済むような方法も提案されると思いますけれども，いまのところはまだこれというはっきりした提案式はないんじゃないかと思います。

司会　今度の被害を受けた建物を見てみますと，ねじりの影響を受けてつぶれておるのが多いんですが，この点について何か注意事項，東先生どうでございますか。

われわれの現場の構造設計屋がよくやりますことは，市街地で建物を設計しますときに，壁をつり合いよく配置するということはなかなか心がけてもできない場合が多いわけなんです，片方に壁が寄ってしまうという場合は。そういう場合にねじりの影響を考えるのがめんどうくさいものですから，壁の効果は全部無視して，耐力には入れない，地震に対する抵抗はラーメンだけでもつようにする。ただそれだけによって，実際は壁がついておるにもかかわらず，それは重量に入れるだけで，構造設計では無視してしまってやることが多いんですが，そういうことがいろいろ問題があるんじゃないかと思います。**何かねじりをチェックする方法といいますか，そういう基準をこしらえようというような動きはございませんですか。**現状でもあることはあるわけなんですが。

東　現在の学会の計算基準の解説書に一応扱い方は出ておりますね。ですから剛性の偏心が非常に大きいときにはやはり考えなければいけないと思うのです。特にむつ市役所の，先ほど黒板に書きましたような階段室と本体をくっつけるというようなところは，たとえば切り離すといった方法が構造設計のほうでできるのじゃないと思います。あれを入れてやると，ちょっと設計できない場合もあるんですね，あまりひどい場合は。ですから構造計算の以前の問題として何か処理をされたほうがいいと思います。

それから図書館の場合も確かにねじれはあったんですけれども，実際の計算ではいま石田先生がおっしゃったように，耐震壁の効果はゼロとしてラーメンだけで計算されたようです。それと耐震壁を入れてねじれを考えた静的な計算とはそう変わらないらしいのです。ですからいまおっしゃったような方法も一つの方法としてはあるかもしれないんですけれども，これは壁の偏在がわずかな場合には許されるのじゃないかと思っています。

六車　ねじれの影響がかなりあるだろうと思われるようなこわれ方といいますか，ひびの入り方といいますか，そういうひびわれはかなりどの建物でもどこかにあるようです。それがはたして建物全体がねじれてそうなったのか，そうじゃなくて，どこかいたんで，そのいたんだことによってねじれがその柱になら柱にだけかかってきたというような形になったのかということは，こわれてからあとのことですので，非常に判定がむずかしいと思います。いずれにいたしましても，やはりこわれてるところの何がしかのものにはねじれの影響は確かにあるとみなされるものがあるわけです。もちろんねじれたからこわれたということはいえないと思います。ねじれの影響よりも，柱の場合でしたら，先ほどからスライドにたくさん出てきましたような，要するに**せん断ひび割れ，横力の繰り返し作用によってだんだんと被害が大きくなっていく。軸力も作用していますので，その軸力によってコンクリートがつぶれていく，**というようなことになって，ひどいのになると柱が1階分なくなったというような大被害になった。ですからその過程においてねじれが入ってくるということはございますけれども，決してねじれが破壊の原因になったというように考えられるものはあまり私は気がつかなかったのです。それで，何がしかねじれがあるということは一種のせん断ひびわれを起こすファクターになりますので，やはり設計の中にねじれを考慮すべきでしょうが，これは非常にむずかしいので，通常のやり方でせん断補強筋を設計して充分に入れておく。もちろん，せん断補強筋の設計方法そのものがむずかしい問題ですが，とにかく合理的な設計方法を確立するところまでは持っていかなければいかんのじゃないかと思います。これが確立されればそれにもとづいたせん断補強筋をかりに何がしか入れておけば，ねじれが多少来ましても充分耐えてくれる。こういうふうになってくれることを私は望んでおりますが，どうでしょうか。

東　やっぱり一番重要なのは部材に粘りを持たせる方法ですね，補強筋を入れるということ。

司会　壇の上だけでしゃべるようなことになりましたけれども（笑声）何かございませんですか。

質問　今度の地震の場合は柱に非常に被害が多くて，梁に全然被害を見受けられなかったという点でふしぎに思うのですが，**梁と柱の地震力に対する抵抗力というんですか，そういう関係はどうなんですか。梁が全然指摘されなかったんですけれどね。**

六車　柱に被害が出たということは，これは私個人の推定でございますが，梁のほうは普通は比較的曲げが大きくせん断はわづかしか働きませんから，粘りがあるわけです，鉄筋コンクリートとしましてですね。それから柱のほうは腰壁やたれ壁があって剪断に対しては非常に弱い形になっておる。その状態で地動が来ましたときに，まあ1回や2回ゆれたって柱はやられるものじゃございませんが，数回これが繰り返して作用しますと，一種の疲労，わかりやすいことばでいいますと，疲労による斜めひび割れが起こる。まあ斜めひび割れが起こっても，フープさえしっかり巻いてあれば，別にどうということはないわけなんですが，そのフープ量が足らないため，あるいはフープが充分に入っておりましてもアンカーがしっかりしてないというようなことで，フープの役目をはたさない，というようなことが重なりまして，何回かゆれておる間にその被害――傷口がだんだん大きくなっていく。同時に，柱ですから軸力が働いておる。そうなってきますともう梁のほうには応力の伝達が行なわれなくなって柱にばかり集中して地震力がかかってくるという形になりまして，それで極端にいいますと×印のせん断ひびわれが発生しますから，×印ひびわれの交点で軸力を受けなければならないことになる。非常に極端ないい方ですが。このような状態で圧壊がおこっていったというふうに私は考えております。もし柱のほうのフープがしっかり入ってって，少々の斜めひびわれが入ってもなおフープがひびわれの開口まおたはひびわれ面でのすべりを阻止してそういうようなこわれ方はしないという条件であったなら，梁もやられるものが出たのではなかろうか，というふうに思います。

質問　スラブは全然問題にならなかったんですけれども，**スラブ関係は被害はなかったわけですか？**

六車　ほとんど目につくような被害はございませんでしたね。もちろん支持する柱がやられてスラブが崩壊または破損したものはたくさんありましたが，スラブ自身がやられているというのはありませんですね。東先生のほうがご専門ですから，そのほうに……。

東　補足させていただきますと，最初の，梁に被害がなかったというのは，いまの補足になりますけれども，わりあい短い梁がなかったということですね。柱はさっきお話にありましたように腰壁やたれ壁があった場合に，短柱になってせん断破壊を起こしやすい状態にあるわけですけれども，梁の場合そういう短いのがなかったということと，それからスラブが協力しますから，まあ曲げにもききます。私のところでずいぶん実験をやっておりますけれども，コンクリートに亀裂が入ったあとでもスラブ筋は相当協力します。

それからせん断にはもちろん断面がふえますからT梁として計算しますと，ずいぶんせん断亀裂は入りにくいわけです。柱のほうが入りやすい。で一度入ると，先ほどご説明がありましたように，繰り返しの力を受けるとそのひびわれの幅はだんだん大きくなりまして，それで崩壊にいたる。最近，神戸大学あるいは東大あたりでも，柱と同様に軸力をかけて剪断の繰り返しをやりますと，最初の亀裂は非常に小さいんですけれども，だんだんそれが大きくなって，最後に爆裂状態で破壊するという実験があるんですけれども，そういう状態になったんではないかというふうに考えられています。そういう意味で，柱にはわれわれの設計に対する安全率がわりあい低かったということは考えられます。

第二のご質問のスラブの被害というのは，ごく特殊な場合にしかありませんでした。先ほど五戸小学校で，あれはコの字型平面をしておりますけれども，その接合部分，階段室の両側に接続している廊下の床にだいぶひびわれが入っていました。妙な力がかかっている場合に起こるわけです。それからこの建物は地盤も流動を起こしまして，1階の床が盛り上がったりあるいは沈下したりして亀裂が起こっておりました。これ

は鉄筋コンクリートスラブしゃないですから，問題はないんですけれども。

八戸市の市役所の階段のスラブが曲げ的な何か妙なひびわれを起こしておりましたね，鉄筋が見えている場合に筋かい的な作用をし，それに曲げが加わって起こったのじゃないかと思われますが。まあそんなところが私の気のついたスラブの被害で，全体としてはたいしたことはなかったといえると思います。

大沢　補足の補足をいたします。（笑声）いまのと多少関係があると思いますが。

今度の地震の被害には，というお話でしたが，ご承知のように，いままでの鉄筋コンクリートの最近の被害の中には，梁がずいぶん被害を受けたというのがいくつかある。私直接見ただけでも，昭和39年，4年前ですが，アラスカ地震の際にアンカレッジで14階建ての壁式構造といいますか，壁式ラーメンといいますか，壁梁，壁柱。これは壁梁の部分にずっとかなり上階のほうまで達する斜めせん断ひび割れがありまして，柱のほうはわりあいに被害は少ない。1階にちょっとありましたけれども。それからことしの(1968年)8月にありましたマニラの地震，これも10建ての壁式ラーメンのものがやはり同じように，下のほうではわずかに1階の柱のせん断でやられましたけれども，やはり壁梁・壁柱式で，壁梁のほうはずっと上のほうまでせん断のひびが入っておる。結局そういったような壁式ラーメン的なものが今度は被害地域にはなかったか，あるいはあっても他に壁がたくさんあって被害を受けるようなところまでいかなかったか，ということだと思いますが。

そういったような柱がやられると，たとえば1階の柱がやられるとかなりそこへ力が集中して，上のほうへはいきにくいとか，それから梁がやられると上のほうまでいって，上階の梁までやられる。いままで多少弾塑性応答解析などをやってるうちにもそういう性質が出てきておりますので，その点はこれらの被害などの様相と一致しておると思います。

司会　こじつけのようですが，梁に対しては二方向外力の影響が少ない。ねじりの影響を受ける場合もありますけれども，まず一方向の影響しか受けないと考えてよい。柱に対しては実際は二方向外乱の影響を必ず受けておる。そういう点に現在の設計法のちょっと実情に合わないところがありますが，そういう影響は出てないですか。

東　確かにいまおっしゃった点も原因の一つにあげられると思います。隅柱で被害が多く，隅柱から順番に中の柱がやられていったということなど考えれば，二方向，これから考えていかないといけないのかもしれません。

司会　どうもありがとうございました。知らん間に三番目のテーマの中に食い込んでしまっておりますが（笑声）三番目も含めまして，何か他にございませんですか。

質問　函館の大学ではコンクリート外壁が施工の不備で崩壊したということを聞きましたが，その他，八戸市役所とか三沢商業ですか，**あの辺のコンクリートはたとえば寒中コンクリートでそういうことになったのか，それとも骨材が弱くてそういうことになったのか，その辺のところはどうですか。**そしてまっ正面には先ほどスライドにありましたけれどもバットレスがありまして非常に丈夫そうに見えまして，事実こわれてない建物もある。この辺との差はどういうふうなことが条件でそれだけの差がついたかということを調べれば，いろいろないとがわかるのじゃないかと思うわけですが。

それと**あの地震が関東または関西地区で起きても同じような被害が出ていたかどうか**ということですが，そういうことを聞きたいのです。

司会　これも順番に尋ねていきましょうか，問題が大きいですから。六車先生お願いいたします。

六車　コンクリートの品質は各被害建物について千差万別でございますが，函館大学と八戸工専，あるいは八戸市役所などを比較してみますと，あまり声を大にしていうのも何かと思いますが，ここだけの話にしておいていただきたいと思いますが，先ほどもお話しいたしましたように，ちょっと比較にならないほど函館大学のほうの被害を受けておる個所のコンクリートが粗悪で，あまりにもわれわれが考えておるコンクリートの常識からかけ離れたものなんです。その他のところは調合その他からいろいろ判断してみまして，まあこのくらいのものだろう，というような強度が出ております。

それから寒中コンクリートといいますか，冬期に施工されることが非常に多い。先ほどもちょっと雑談しておりましてそういう話が出ておったわけですが，これの影響は確かにあると思います。特に被害が目立った官庁関係の仕事というのは，どうも冬場に，11月，12月，あるいは1月にかかってコンクリートを打たなきゃいかんというようなことが非常に多いわけです。しかし施工業者のほうでは，かなりそれを避けようという努力はされておったというふうに聞いております。寒中に打たれたという影響があったかどうか，というようなことまでははっきりいまのところつかんでおりません。ただ函館大学の場合は明らかに，これは練り方が足らんということがはっきりわかります。これは砂をかんでおりますから，一ぺんにわかるわけです。

それから残った建物を調べたら，というお話がございましたが，これ，大沢先生のご専門とも関係があると思いますけれども，地盤の微妙な違いというものですね。それから地盤がかりに全く同じ性状を持ったものであったとしましても，建物自身の固有周期その他の微妙な違いというようなものがかなり関係してくると思います。それで地盤が全く同じで，建物の形式あるいは力学的な特性が違うというようなものがあると非常にうまいんですが，どうもそれに地盤がからんできますと，なかなか判断がつきにくい面があるかと思いますが，おっしゃるように，現在建っておる建物，どうして地震に耐えたかということを検討することも一つの方法だと思いまして，現在各方面でやっておられます。まだ結論は出ませんですけれども，とにかく被害を受けた建物で一番目立ちましたのは何度もいっておりますフープの問題，今回の地震では明らかにこれが欠陥になったわけなんでそういうことを気をつけていただきたいとここで申し上げるほかに今は方法はないわけです。

それから，関西地区で今回のような地震があったらどうかということですが，おそらく倒れるのも出てくるだろうといわざるを得ないわけですが。(笑声) 新潟地震と今回の地震とでは様子がかなり違う。はっきり申し上げて，新潟地震では地盤が液状化したために建物自身が傾斜した，というような被害が非常に多いわけなんですが，それでも詳細に見ていきますと，波を受けてやられておるといった被害はかなりございます。そういうようなものでも地盤の状況が違いますので，つまり建物の受ける波の性質も変わってきますので，はっきりした比較はできないと思いますが，やられ方としてはやはり今回の地震と同じようなやられ方をしておるのがあるのです。そういうところから見ますと，おそらく大阪でも同じようなやられ方を起こす建物が出てくるのじゃないかというふうに思います。ですから，やはり新潟地震で得た教訓，あるいは，今回の地震で得た教訓というものは，どこの地域でもやっぱり生かされるべきではなかろうか，というふうに私は考えております。まあご返事になったかどうかわかりませんが，むしろご専門の先生がおられますので，そちらのほうからひとつ……。

司会　東先生，補足事項がございましたら。

東　寒中に打ったコンクリートは，われわれの実験室などでやる場合でも，夏に打ったコンクリートに比べて養生などの問題で，やはり強度は出にくいし，それからいろんな面で悪条件にあるようですね。特に割裂強度は圧縮などに比べて何か弱いような感じがします。それで骨材が弱かったためか寒中施工のためかどちらかというと，やっぱり両方の影響が入っておるのじゃないかと思います。函館大学などは明らかに骨材が悪い，コンクリートの打ち方も悪い，練り方も悪いということはわかりますけれども。こわれた建物はやはりそれぞれに，何となくコンクリートが弱い，骨材が悪いというのが多いようです。

三沢の商業高校も死石がだいぶありましたし，それからよく見ますと，骨材だけでなくてやはり調合が悪いのか，あるいは寒中施工であるためなのか，とにかくコンクリートそのものが実験室などでみるコンク

リートと比べて非常に悪いという感じがいたします。

それでコンクリートの強度の面から，被害建物と無被害建物を多少調べてはいるんですが，シュミットハンマーでやっているので，はっきりといえない面もあるわけですけれども，確かに悪いのもあるし，それから同じような程度で被害があるのとないのとがある。だからコンクリートの強度が一番大きな被害のファクターにはなってるとは思いますが，それだけでない場合もありますし，なかなかその辺むずかしいと思います。全体に被害建物と無被害建物を同じ近の上で，たとえば八戸工専の教室の棟は被害を受けてるんですが，寄宿舎はすぐそばにありまして，それは全然無被害です。大体構造は似てるけれども，開口はちょっと少ない……いや，窓はちょっと小さいという感じはするんですが。

それからその南に白菊学園というのがありまして，これもほとんど無被害。コの字型をして，その継ぎ目の部分のところに複雑な応力による亀裂が出ているだけなんです。同じ丘の上にありながらこういうふうに違うというのも問題で，現在東大とわれわれのほうで分かれて比較検討しておりますけれども，地盤から考えるとむしろ教室の被害のあったところはカットされた地盤で，寄宿舎のほうはその土で多少埋め立てているということを聞きました。表層の地盤だけの差というのはあまりたいしたことはないんじゃないかという感じを持っているんですけれども。

それから三沢でも三沢商高は被害を受けましたが，その隣の丘の上に学校は全然無被害です。

それから八戸の市立一中というのは昔沼だったところを埋め立てまして，まあ杭は打ってるんですけれども，その学校は全然被害はありません。だから地盤と建物というのは非常にむずかしいということを今度感じたわけです。まあいろんな学校や研究所でそういう建物，無被害のものと被害のものとの比較検討，それから解析までやっておられますので，だんだんその結果が出てくるのじゃないかと思います。

建築物の耐震対策

司会　どうもありがとうございました。だんだん時間がなくなってまいりましたのですが，四番目に移りまして，「建築物の耐震対策」。これは一番重要な問題でありますが，なかなか一朝一夕には結論は出ないと思います。きょうの六車先生とか東先生のお話に，相当われわれの改めなければならないような対策事項を説明していただきまして，その他に何か，こういうことを聞いてみたいとお思いの方はございませんですか。

質問　神戸大学の山田稔でございます。実は先ほど石田さんから，愁眉をいささか開いたというお話でございましたが，私ちょっと疑問に思いますのです。と申しますのは，いろいろ原因をご指摘ございましたが，私も実は地震が終わってさっそく調査にいきまして，たとえば例の岡三沢小学校の階段が倒れた。ああいうふうなものは，倒れるべくして倒れているんだと。むしろ三沢商業高校，あるいは八戸工業高専。三沢にしぼりましても，あれを見ますとたとえばコンクリート強度そのものを私シュミットハンマーでしか調べておりませんが，少なくとも平均値は270kg/cm²以上，かなり平均してある。しかも図面計算書を手に入れておりませんので，正確なことは申し上げられませんし，ただ2，3の方々のご報告の中間報告のようなものを見せていただきますと，何といいますか，どうもあの程度のものなら十分にその辺にあり得ると思うのです。その点で私はいささか疑問に思っていることがありますのでちょっと時間を拝借させて申し上げさせていただきます。

私のほうでは実は鉄筋コンクリートの柱の繰り返し曲げ実験などを数年前から行なっておりまして，これは実験・解析とも学会の論文集に出したのですが，そのときに問題はかなりそれでもダクタイルである，もっと危険なケースがあるということに気がつきまして，これがせん断だと。で数年前から実験を繰り返して，およそ一昨々年からレポートしておりますが，これをやってみますと非常に危険だと，ダクティリティが全くない，と。たとえば曲げで柱が終局耐力に達するときの変形量よりはるかに少ないところで完全に爆裂してしまう。そういう条件があるということがわかりました。それで2，3年前から学会にレポートを出して，危険ですということは報告しておったんですが，実はその点で，何が一体危険なのかといいますと，先ほど少しご指摘がありましたが，**シア・スパン比とわれわれはは申しておりますが，柱の幅と高さの比というものが非常に関係がある。これが実は幅と高さの比でいきますと1：4という値を境にして，完全に違う破壊のしかたをする。**これが一つ。これより小さいもの，すなわち先ほどのスライドにございましたが，たとえばあそこにありました三沢商業高校というものをとりますと，あれはちょうどその比が1：2.5というようになっております。非常に激しい。これに対して実はフープをどう入れたらいいか。実際設計なさる方にはそれが一番問題だと思いますが，その前に，そういう条件があるということ。それ以上になりますと実は曲げ破壊を起こしまして，非常にダクタイルなものです。

それからもう一つ，たとえばそれ以下のものがウォールガーダーを使うと非常に多い。ほとんどそのケースになっております。その場合には必ずせん断爆裂を起こす。こいつを防ぐのにフープを入れなければならん。で，フープを入れるにどのくらい入れたらいいか。この報告は1967年の春の学会に出しました。この辺をまとめまして，ちょうど1968年の秋の広島の学会の大会のときに，一応すでにすべて出したデーターだったのですが，ちょうでたまたま十勝の地震が5月16日に起こりまして，6月1日が学会の論文締め切りだったものですから，一応いままで出したものをもう一度参考にしていただくために出したわけです。

実は私は二つ提案しておるわけです。対策はどう考えるべきかという私の私案を出しておりますが，**一つはシア・スパン比に十分に注意いただきたい，**破壊モードが全然違ってしまう。**それともう一つは，肋筋をどの程度入れればこれが防げるかということ**がもう一つあります。その点で先ほど実は六車先生，東先生からお話があったんですが，肋筋を十分入れるということは六車先生も強調されましたが，実はここでお伺いしたいのはたとえばどの程度入れるべきかということをお伺いしたいわけです。先ほどスライドを拝見しますと，私どもの実験室のと非常によく似ているんですがちょっと数値が違うようですし，あるいは独特のお考えがあるのかもしれませんが。それで，実は私は1968年秋の学会では，少なくとも私の実験によりますと，0.5％以上はどうも入れんとだめらしいということがわかりまして，提案しているわけです。六車先生，どの程度のお考えか。先ほど，「ここでたくさん」とおっしゃってましたが，量のお話はまだございませんので。実際設計するときはこれが非常に大事かと思います。

もう一つ，東先生が先ほど，具体的にフープをたとえば柱の終局耐力に相当する剪断力まで入れるというご提案があったわけですが，あの図を私こちらから見てまして，どうもよく数値がわからなかったのですが，私が正確にチェックしないとわかりませんが，私の実験の範囲ではとても足らんように私は思うのです。これはいずれ正確な計算をして見ないとわかりませんが，私どもの実験しております範囲では，かなり要ると。実際いいますと，0.5％などというのは，おそらくその辺の工事では相当むずかしい肋筋じゃないかと思います。その辺ちょっと……私はそういうふうに，シア・スパン比がいまの場合2ですね，東先生がおっしゃった反曲点から柱端までの距離としますと2，あるいは柱の目付幅対開口部の比でいきますと4という数字以下で注意するべきだ。それ以上になると，たとえ肋筋が入ってなくてもせん断爆裂は起こらない，曲げ破壊が起こってかなりダクタイルになる。その辺が私はポイントだと思います。もしお入り用なら，私その実験のスライドをきょう持ってきておりますので，あるいはお見せしてもいいかと思います。それとたまたま16ミリの映画も持っておりますので，時間がございましたらお目にかけたいと思いますが，その二点。実は私はその二点が主要な点かと思います。そういう点で，はたして現行のものをそのままで考えていいのかどうか。私，愁眉を開くとおっしゃいましたが，ちょっとその辺非常に心配なんです。その心配なるがゆえに，レポートしておったわけです。その辺，実際に設計する場合にはこれが一番重要な問題かと思いま

すので，お伺いしたいと思います。

司会　どうもありがとうございました。愁眉を開いたと申しますのは，われわれ新聞の写真なんかで見まして，どうしてこんなつぶれ方をしたかとびっくりしたわけですが，それを本日詳しい説明を聞きまして，ははあ，やっぱりつぶれる建物にはこういう原因があるんだ，コンクリートの部材はせん断力に対しては非常にもろいものだと，いままでのやり方では。こういう点を注意して改良していけばだんだん矯正されていく，と。そういうような，ある程度原因がわかりましたので，一応愁眉を開いたと，そういうようにいったんでございますが。

まあせん断力の問題は一番むずかしい問題でありまして，学校の先生方も方々で実験なり，研究をしておられまして，だんだんと結論が出てくると思いますが，山田先生，ただいま非常に新しい報告をしていただきましてありがとうございました。六車先生何かございませんですか。

六車　シア・スパン比が2（柱見付幅に対する柱有効高さの比に直すと約4）以下だったらせん断破壊，2以上だったら曲げ的な破壊と，いろんなことがございますが，その数値はともかくといたしまして，実験室で行ないますわれわれの試験と，実際の構造物の受けるロードというようなものには相当の違いがございます。一番違うのはスタティックかダイナミックか。地震では力が繰り返し作用する。しかもランダムに。それでわれわれはそれをある一つの形に置きかえて，たとえば一定の荷重を繰り返してかけるだとか，あるいは一定の変形を繰り返して与えるだとか，というようなことでその性状をつかもうと，プリミティブにいいますとそういった手段で研究しているわけですが，そこには必ずへたりとか疲労というものが入ってくる。したがって実験室的にわれわれが出したデーターそのままではなお解釈できない点がございますので，山田先生のように一がいにこうこうだということは申し上げられませんが，**フープ量に関しましては容積比で0.5％ぐらい**——容積比ですか，どちらですか？

山田　私が提案申し上げましたのは容積比です。別に容積比でも面積比でも，倍にすればいいだけの話ですから。

六車　フープ量が容積比で0.5というそういう数値よりも，むしろ寸法効果がかなりありますからこれも考えなければなりません。われわれが実験室でやってるような小さな柱と，実際の建物の大きなものとでは，かなり違ってまいります。ですから容積比だけでも押えられない点があります。数値をきょうはあまり申し上げなかったわけですが，私が現在申し上げられます数値といたしましては，一般の方々にもよく理解していただくといった考慮もあって少なくともφ9mmフープを10cm間隔ぐらいに入れてほしいということだけでございます。極端に大きな柱，極端に小さな柱は別にいたしまして，通常われわれが3階，4階建て程度の建物で見ますような柱に対しまして，目付幅が50cm～60cm程度のものにおきましては，φ9mm10cm間隔ぐらいにフープを入れていただきたいということです。そうしますとかなり施工上の問題が出てきます。そのためにいろいろご勘考願わないといけない点がありますが。フープ量は学会でもかなり問題になりまして，前々から皆さん方が，フープをたくさん入れろということはいうておられたわけですが，今回の地震を機会に，何らかの形で数値をいわないといかんだろうというような話も出ておりまして，どれだけ入れなさいという結論はまだ出ておりませんが，私自身は少なくとも10cmやそこらの間隔には入れないととても間に合わんぞというふうに思います。

まあわりあい柱自身がやわらかい構造を持った，つまり先ほど山田先生のいわれたせん断スパンがわりあい長いというようなものにつきましては，そうたくさん入れなくてもよかろうと。しかし25cmとか30cmなどというのはもうないのと同じことですから，そういう場合でもやっぱり15cmぐらいの間隔にはほしいなあというような気がいたします。

そういうことで，なお考えるべき問題はたくさんあるわけでございますが，暫定的には一応そのぐらいに入れるのがよかろうと私は考えております。

容積比で示すということに関しましては，なるほど実験室でやりますと容積比でずっと話が済むわけですが，それはある限られた供試体になりますので，そういう点でなお疑問を残しておりますから，私自身としては容積比では申し上げないで，一般の方々にも実感として受取っていただくこともあわせ考えて，いまのところ，寸法，間隔で申し上げるということにしております。

東　先ほどの私の表で，横軸にありましたPtというのが，ただの主筋の鉄筋比だけでなくて，コンクリートの圧縮応力度も含めて考えるべきです。ですから実際に柱ですともっと右に寄りますから，あの数値よりはもっと高い値になると思うので，あるいは山田さんのおっしゃるように，0.5％ぐらいのところになる場合もあるかと思います。

ただ，施工的な面を考えますと，細い柱では0.5％というと入りきらん，10cm以下になるという場合，実際の施工ができないし，無理してやりますとまたジャンカができたりしてかえって悪い面も起こるかとも思うのです。

だから構造計画的な面でいくと，0.5ということで押えるのではなくて，たとえばその場合は主筋を減らして曲げ降伏のほうに持っていく形にするとか，また長い柱ですとそれだけも要らない場合もあると思います。極端な場合は0.5％まで入れさすこともできるし。その辺は少し施工とか構造計画の面を総合して対策を立てていきたいと考えております。

山田　いまボリュームと申しましたが，0.5％というのは肋筋の面積比のほうです。普通に，たしか建築学会の計算基準にもそういう表現の仕方をしてあったと思いますが，つまり面積比のほうです。ボリュームのほうですと丁度2倍。ただ，私自身は，もしやむを得なければ柱長を長くしなければならんということと，それからやむを得ず短くなったときには先ほど申し上げましたように面積比で私はやはり考えたい。これは私自身は，実際せん断というのは実はスケール率がかなり出てくるものでございまして，私自身もまだ……実際はその大きなものを実験したいのです。ただ，全然実験費がございませんでして，ここ数年来，手弁当でやってるという現状です。ただ，私，寸法で押えるというのにはいささかいま疑問を感じております。その辺のシリーズもすでに実験はやっておりますが，**むしろ肋筋比ということが問題になる**ように私は思います。実際にできるかどうかは私，大学で研究しておりますのでわかりませんが，実際はその辺になるとむずかしいだろうなと思いますが，ただ実験室でやりましたものにつきましてはそんなことです。

この話は実は1968年の9月にイリノイ大学で，この問題で講演してくれということでいきまして，かなりアメリカの連中とはディスカッションしてみたんですが，やはり肋筋比という考え方というふうに彼らは受け取っているようです。ただし，大きなものは，彼らもすぐに気がついたものですから，さっそく実験してみたいというふうにいっておりました。

司会　せん断力の問題はなかなかむずかしい問題でありまして，重要な問題でありますから，引き続いて学会の近畿支部など，あるいは本部のほうでもよく検討されまして，われわれ実務設計者はどういうふうにしたらいいか，早いところそういうご指導の基準を出していただきますことを希望するものであります。

時間が5時を過ぎまして，予定の時間を終わりましたので，この辺で打ち切りにしたいと思いますが，耐震問題と申しますのは非常にむずかしい問題でありまして，また日本で建築工事をやります以上は，どうしても最後まで地震というものとわれわれは取り組んでいかなければならない宿命を持っておるわけであります。本日のお話によりまして，建物を耐震的にするには地盤のこともよく考えなければならないとか，あるいは静的な設計だけではだめだとか，動的な効果を考えならんとか，強度設計だけではだめだとか，あるいは粘りを持たせて塑性変形を十分になし得るような構造物にしないといけないとか，いろいろ問題がわかったわけであります。結論は出ませんけれども，時間が参りましたので，大変まずい司会でございましたけれども，この辺で打ち切りたいと思います。どうも先生方ならびに聴衆の皆さんありがとうございました。

（拍手）

コンクリート構造の耐震性状に関する研究概況

はじめに，過日，本誌編集部より「耐震構造の文献紹介」を２頁程度にまとめてもらいたいという依頼をうけた。しかし，今日では耐震構造に関係のある文献は実におびただしい数になり，それらをすべて網羅することは不可能である。ちようど1968年十勝沖地震によってコンクリート構造物が多数被害をこうむり，また筆者もコンクリート構造の耐震性能の研究に数年来従事しているので，標題のように対象とする構造物を鉄筋コンクリート・プレストレストコンクリート構造に限定することにしたい。スペースの関係もあり，コンクリート構造物の耐震性に関係のある重要な研究をもれなく紹介することはできないので，多々，紹介もれがあることもお許し願いたく，また，他に有益な研究資料があれば，諸賢のご教示を仰ぎたいと思っている。

1. コンクリート構造物の震害報告

過去に生じた地震により，コンクリート構造物がどのような原因から，どのような被害を生じたかを調査することはその耐震性を考えるうえで非常に有益である。実際，過去の震災例からもたらされる極くprimitiveな教訓をとり入れておれば被害を生じなかったであろうと思われる例が，最近の震害建物に案外と多いものである。その中で比較的最近に発表されたものをとりあげる。

○大崎他１名，鉄筋コンクリート造建物の震害と地盤（関東地震による被害の再検討），建築学会論文報告集，第148号，昭和43年６月。
○梅村，地震による鉄筋コンクリート建物の破壊，カラム，第21号。
○Inomata, A report on the behaviour of structures employing prestressed concrete during Niigata earthquake, プレストレスト・コンクリート，Vol.6, No.5, Oct. 1964.
○建築学会，震害建物復旧の記録（新潟地震で被災した鉄筋コンクリート建物）。
○大沢他２名，東京海上ビル旧館の振動および破壊実験（その１，２）コンクリート・ジャーナル，Vol.6, No.5～6, 1968年，５，６月。
○Sozen, The Caracas Earthquake of July 29, 1967, ACI Journal May 1968.
○田中他１名，十勝沖地震における建築物の被害（主として八戸市の鉄筋コンクリート造建物について），東大生研報告，第20巻，第12号，1968年12月。
○建築学会，1968年十勝沖地震災害調査報告。

2. コンクリート構造の耐震性状研究に関する総括的資料

ごく最近に，内外で行なわれているコンクリート構造の耐震性能に関する研究を概観し，問題点の所在を認識するのに便利である。

○建築学会，鉄筋コンクリート構造の高層化とその問題点，材料・施工・構造連合研究協議会資料，1966.10.
○日本材料学会，耐震設計に関する講習会資料，1967.2.
○日米科学セミナー，コンクリート構造の耐震性状に関する日米の研究概況，コンクリート・ジャーナル，Vol.5, No.６～７，June～July, 1967.
○六車，鉄筋コンクリート構造物の安全性(建築学会研究協議会資料)，建築雑誌，Vol.82, No.986, 1967.9.
○武藤，最近の耐震設計の動向，建築雑誌，Vol.82, No.988, 1967.11.
○梅村他１名，静的設計から動的設計へ（鉄筋コンクリート低層建物の耐震設計），カラム，第30巻。

3. 耐震壁に関する資料

耐震壁を有する鉄筋コンクリートラーメンは従来よく用いられて来ており，これに関係のある研究報告や設計資料も非常に多い。しかし，なお，完全に解明しつくされたわけではなく，現在も，建築学会論文報告集などに多く発表されているので参照されたい。最近，海外の文献でかなり数多くみうけられる耐震壁の研究報告は，Coupled shear wallと通称される型の耐震壁の研究である。これは１列または２列の開口を高さ方向に縦に並べた耐震壁で，ちょうど２ケの独立の耐震壁を開口部で框によって接合したような形となるのでこの名がある。高層アパートなどを建てる場合に，この耐震壁を並行に並べ，桁方向剛性をなんらかの方法で与えると，力学的に明快な構造となるので最近よく用いられる。

○Rosman, R, Approximate analysis of shear walls subject to lateral loads, Jour. of ACI, Vol. 61, No.6, June, 1964
（邦訳，コンクリート・ジャーナル，Vol.2, No.6, Dec.,1964）
○Coull, A. et al., Stresses and deflections in coupled shear walls, Jour. of ACI, Vol.64, No.2, Feb., 1967.
○Schwaighofer, J., Door openings in shear walls, Jour. of ACI, Vol.64, No11, Nov.,1967.

つぎの文献は1966年４月耐震壁を有する高層建築物の性質をテーマとして開催されたシンポジウムの報告を上記Coullなどが Editorとなって単行体として出版したもので，耐震壁に関する広汎な問題を取り扱っている。

○Coull, A. et al.(Ed.), Tall Buildings, Proc. of a symposium held at the Univ. of Southampton, April,1966, Pergamon Press.

また，ＰＣ耐震壁は従来のＲＣ耐震壁に比較して，重量軽減，復元性がよい，といった非常に優れた性能を有しているが，プレストレスカを適当にえらぶことにより，その動的特性を自由にえらんで設計できるといった特質があり，米国ではLin教授などが盛んに採用している。参考のためにわが国で用いられ，非常に好成績を収めた例を紹介しておく。

○松井他２名，ＰＣ耐震壁を用いた岐阜市新庁舎，プレストレスト・コンクリート，Vol.9, No.2, April, 1967.

4. 曲げをうける部材に関する研究

ＲＣあるいはＰＣはりが曲げモーメントをうける場合の終局耐力や，変形性能に関する研究報告は，ＲＣ構造出現の時期にまでさかのぼれるほど非常に古くから数多く発表されている。しかし現在では単材の終局耐力の研究より，むしろ，架構のリミットデザイン面から問題となる，終局変形性能や，応力再分配の原因となるひびわれ発生による剛性低下の問題に中心が移ってきている。下記の文献は少し古いが，このような問題を広範囲に収録している点で推奨できる。

○ＡＳＣＥ-ＡＣＩ, Flexural mechanics of reinforced concrete, Proc. of the international symposium, Miami, Fla./Nov. 10～12,1964.

また，地震力のように非常に大きな外力がくり返し作用する場合のコンクリートおよびその構造物の挙動に関してはつぎの報告がある。

○RILEM, Effects of repeated loading of materials and structures, Proc. of the international symposium, mexico, 15～17 Sept. 1966.
○Gerstle, K.H. et al., Stress-Strain Relations for Concrete under Cyclic Loading, Jour. of ACI, Vol.61, No2, Feb.,1964.
○Gerstle, K.H. et al, The Response of Singly Reinforced Concrete Beams to Cyclic Loading, Jour. of ACI, Vol.61, No.8, Aug., 1964.
○Gerstle, K. H., Response of Doubly Reinforced Concrete Beams to Cyclic Loading, Jour. of ACI, Vol. 62, No.7, July, 1965.

5. せん断力をうける部材に関する研究

コンクリート部材がせん断力をうける場合は非常に急激な破壊を招来

し，人命の損害を生じやすいので，せん断破壊耐力の評価またはせん断補強筋をいかに配置すべきかという問題はコンクリート構造物の耐震性能研究上非常に重要なテーマである。最近，ストットガルト工科大学のLeonhardt教授とWalther博士はこの分野で曲げとせん断力を同時にうける部材の終局耐力について莫大な実験的研究を行なって，せん断破壊耐力理論をせん断スパン比と関係づけて提案した。

○Leonhardt, F. et al, Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau, Beton-und Stahlbetonbau, Dec., 1961～Mai, 1965.

Leonhardt 教授はこれらの研究結果と自身の実践からの教訓とから"鉄筋コンクリートの配筋法の要点について"と題してつぎのような重要な報告を行なった。

○Leonhardt. F., Über die Kunst des Bewehrens von Stahlbetontragwerken, Beton-und Stahlbetonbau, 60 Jr. H.8u H.9, 1965. (邦訳，コンクリート・ジャーナル，Vol.5, No.4～5, April, May, 1967.)

この報告では，鉄筋コンクリート部材中の鉄筋はその応力を確実にコンクリートに伝達されるように健全な力学的判断をもって配筋されねばならぬことを強調しており，日常の慣れと安易さに流されて次第にルーズに鉄筋を配筋し，本来発揮すべき役割を忘れてしまう傾向のあるわが国の鉄筋コンクリート構造設計，施工技術者(とくに建築の)に対する一大警鐘となり得ると思われる。ぜひ，一読をおすすめするゆえんである。

なお，曲げとせん断を同時にうける部材の終局耐力に対し，従来の研究を概観するには非常に良い下記の Review がある。

○Bresler, B. et al., Review of concrete beams failing in shear, Proc. of ASCE, ST 1, Feb., 1967.

Kaniはせん断破壊現象をせん断スパン比が1～2.5で生じる Remaining arch の圧縮破壊によるものと，2.5～5.5で生じるひびわれ間コンクリート歯型の曲げ破壊によって生じるものとして説明した。

○Kani, The riddle of shear failure and its solution, Jour. of ACI, Vol.61, No.4, April, 1964.

これに対する非常に詳細な討論が下記のように行なわれている。

○Brock, G. et al., "Discussion of the paper by G. N. J. Kani, Jour. of ACI, Vol.61, No.12, Dec. 1964. (邦訳，コンクリート・ジャーナル，Vol.3, No.4. Aug., 1965.)

鉄筋コンクリートはりのせん断耐力に対する寸法効果については下記のKani の報告と討論がある。ここではばり丈が4倍になると，耐力が半減してしまうといった例も報告されている。

○Kani, How safe are our large reinforced concrete beams?, Jour. of ACI, Vol.64, No.3, March, 1967.

○Brock, G. et al, Discussion of the paper by G. N. J. Kani, Jour. of ACI, Vol.64, No.9, September, 1967.

ＰＣ部材のせん断破壊耐力に対しても数多くの文献がある。前記Leonhardt, Walther 両氏のせん断破壊耐力理論では鉄筋応力を初緊張力だけ加算する方法によってＰＣ部材のせん断耐力にも適用できるとしている。この問題を取り扱う方法のうちで，もう一方の代表的な手法としてよく用いられるはせん断スパンの圧縮，引張へりひずみの total から変形の適合条件を求める方法の代表例として下記の文献を挙げておく。

○Neville, A.M. et al., Calculation of flexure-shear strength of prestressed concrete beams, Jour. of PCI, Vol.13, No.1, Feb., 1968.

交番曲げせん断力をうける場合のＲＣやＰＣ部材の耐力は急速に低下してしまうことが実験的に知られているが，系統的な研究成果は見当らない。

6. 軸圧と曲げをうける柱

ＲＣ柱の軸力，モーメント，曲率特性を論じた資料としてつぎの C. P. Siess の研究がある。

○Siess, C. P., Load-moment-curvature characteristics of reinforced concrete cross sections, Jour. of ACI, Vol.61, No.7, July, 1964. (邦訳，コンクリート・ジャーナル，Vol.3, No.3, June, 1965.)

帯筋がＲＣ柱におよぼす影響に対しては下記の資料があるが，柱の靱性を増大させる目的としては用いている試験体の帯筋の量が少なすぎるので，あまり役に立たない。

○Pfister, J.F., Influence of ties on the behaviour of reinforced concrete columns, Jour. of ACI, Vol.61, No.5, May 1964. (邦訳，コンクリート・ジャーナル，Vol. 3, No. 2, April, 1965.)

曲げと軸圧をうけるＰＣ柱の Interaction curve を取り扱った資料は非常に少ないが下記のものが挙げられる。

○Guillermo, E.C., Combined bending and axial load in prestressed concrete columns, Jour. of PCI, Vol.12, No.3, June, 1967.

交番繰り返し曲げをうけるＲＣ柱の曲げモーメント，曲率関係の研究は山田博士により系統的に研究されている。

○山田他1名，軸圧をうける鉄筋コンクリート部材の弾塑性曲げ変形性状に関する研究(Ⅲ)，建築学会論文報告集，第162号，昭和42年6月。

7. 軸圧とせん断力をうける柱

この種類の研究報告は非常に少なく，ようやく研究の緒についたばかりである。ＰＣはりはプレストレスが軸圧と考えられるので，この種類の外力の作用をうける部材に近い。しかし，架構の中に組み込まれた柱が水平力によって変形する場合は，柱の軸線は Double curvature を有するが，このような条件下での柱のせん断試験は，せん断曲げをうけるＰＣ単純はりの性質とは異なると考えられる。従来，このような柱の試験は，ラーメン型の試験体の一部として行なわれてきたが，独立に柱だけを対象として研究した結果の報告は断片的には下記のものがある。

○山田他1名，軸圧をうける鉄筋コンクリート部材の剪断耐力に関する研究，Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ，建築学会論文報告集号外，昭和41，42，43年10月。

8. ＰＣ組立構造の仕口

○Anderson, A. R., Design of joints and connection in precast and prestressed concrete structures, Proc. of Western Conference on Prestressed Concrete Buildings, p.125～149, 1962. (邦訳，プレストレスト・コンクリート，Vol.5, No.6, Dec. 1964.)

○PCI Committee, Connection details for precast-prestressed concrete buildings, PCI, October, 1963.

9. 架構の耐震性能

非常に数多くあるが，例示することにする。

○梅村，鉄筋コンクリートラーメンの激震に対する塑性応答，コンクリート・ジャーナル，Vol.1, No3, June. 1963.

○中野，プレストレスト・コンクリート建築構造物の特性，プレストレスト・コンクリート，Vol.5, No.5, Oct., 1963.

○伯野，ＰＣ構造物の動的考察，同，Vol.5, No3, June, 1963.

○坂他1名，ＰＣ断面の耐震設計について，同，Vol.4, No.4, August, 1962.

○Lin, T. Y., Design of prestressed concrete buildings for earthquake resistance, Jour. of PCI, Vol.9, No.6, Dec., 1964.

○PCI Seismic Committee, Principles of the design and construction of earthquake resistant prestressed concrete structures, Jour. of PCI, Vol.11, No.3, June, 1966.

その他，鉄筋コンクリート建築の耐震設計に関して系統的に指針と資料を載せているものとして，ＰＣＡ出版物の訳本がでている。

○金多，超高層鉄筋コンクリート建築の耐震設計，日本セメント技術協会。

(京都大学助教授　**富永　惠**)

超高層建築のゆれ方

井上豊

1. まえがき

わが国でも，超高層建築とまではゆかないまでも3,40階建の高層建築が出現しはじめて来て，高層建築の耐震性に対する不安が徐々に拭い去られようとしている。しかし，今まで見慣れて来た建物の数倍にもおよぶ高層建築を現実に目のあたりにすると，果して地震が来たときにどうなるのだろうかとこれらの高層建築や将来出現して来るであろう超高層建築の耐震性が話題を賑わしている。また，最近起った幾つかの地震で，新しい高層建築がこれまでの建物と違ったゆれ方をしたのかどうか，あるいは地震時の変形性状について設計時に予め加えられていた検討が正しかっただろうかという興味も持たれている。

世界的に有数の地震国であるわが国では，一般に耐震性の検討は建築物の構造設計の中心的課題であり，従来の震度0.2を用いた静的耐震設計法は，中低層建築の場合には過去のいくつかの大地震によって経験的に妥当とされて来たにもかかわらず，最近の十勝沖地震でこの設計法による典形的な鉄筋コンクリート構造に大きな被害があったことは，改めて耐震安全性の動的検討の必要性を認識させたといえよう。

もちろん，地震に対して多くの未経験の要素を含む高層建築の耐震設計に，中低層建築に用いて来た剛架構の設計方法をそのまま用いたのでは，本質的に不合理なことはいうまでもあるまい。現在の段階では，個々の高層建築について動的な立場から概括的な構造物モデルと耐震安全性の尺度を設定して，電子計算機によって地震時の応答解析を行ない，その結果，建物各部の耐震安全性の尺度で表わした地震応答が，許容値内に一様に収まるような動力学特性に修正していくという方法が取られている。このような，いわゆる動的耐震設計のやり方も応答解析の経験と，それから導かれる上に述べた意味で適正な動力学特性を，静的な手段で建物に与えるのに便利な形で表わした耐震設計資料を蓄積することによって，将来は典形的な高層建築の耐震設計については，ある程度まで静的な手段で行ない得るように設計法そのものを改変していかねばならないが，現状では地震応答解析は新しい高層建築の設計のための，重要な1過程と思わねばならないであろう。

建築物の応答解析では地震外乱の想定が重要であり，過去の強震記録などから予想される建築物の対象とすべき地震動は，その不確定の要素を考慮に入れた一群として考える必要があろう。一般に中低層建築は比較的短い基本固有周期を持つために，地震のスペクトル特性のピークと一致する傾向にあり，地動の増幅効果が大きく，強震時の応答は塑性域に入りやすいので，弾塑性応答としての性状の把握が本質的に重要であるが，建物の高層化にともなって固有周期は長くなり，地震のスペクトルのピークからはずれて来るために応答は抑制されて，通常考えている程度の強震に対しては塑性域での挙動は少ない。もちろん，いかに高層建築といえども動的耐震設計の立場からは，将来予想すべき地震外乱群に対して塑性域での挙動について全く論じないわけにはいかないが，ここでは高層ないしは超高層建築のゆれ方について，その一般的性質から弾性域での応答性状を中心として，絶えず低層あるいは中層建築の場合と比較を試みながら考察していきたい。

2. 地震動の性質

まず最初に建築物の耐震設計の対象となるような大地震の特性について考えてみる。このような強震の観測については米国において逸早く1930年代に，米国西海岸沿岸を中心に強震計が設置され，1933年のVernon地震，1934年のEl-Centro地震など，大地震の加速度波形の記録が得られている。またわが国でも1952年頃から強震加速度計が建築物や土木構造物などに設置されて，比較的大きい地震の加速度波形が着々と得られつつある。これらの波形はわれわれの対象とする強震そのものの貴重な記録であることには違いないが，周知のとうりそれぞれ非常に異なった様相をもつ不規則な波形である。

これは地震の発震機構，震源位置，地震規模などの震源における条件が多種多様であるとともに，震源から観測点までの伝播距離やその経路の媒質の相違，特に，観測点附近の地盤の十数米から数十米程度の表層地盤の地下構造や媒質の影響，さらに地震計が設置されている構造物の動力学特性の影響など，非常に多くの要素が複雑に絡み合った結果として波形が得られるためである。建物の最下階に設置した地震計の記録を地動と称するとしても，一般には建物の無いときの地盤そのものの動きと異なることはもちろんである。地盤の上に構造物が作られると，両者は互いにフィード・バックを有する連成した振動系を構成し，その構成要素の動力学特性に基づいて連成系の振動特性が定まり，これは入力である地震動に対して特有のフィルター作用を与えたものであって，その結果としての建物最下階での記録波形はいわば連成系の応答そのものといって良い。したがって同一の地震でも観測点が異なれば地震記録は異なった波形を示すし，同じ観測点で記録されたいくつかの波形もそれぞれ異なるものであって，ひとつの地震記録はある特定の地震による非常に複雑な動力学系の特殊な応答例にすぎないのである。

以上のように記録された地震波形は一般に複雑で不規則な形をしたものであるが，その不規則な波形のもつ性質を定性的，定量的に表わすために普通パワースペクトル密度や応答スペクトルが用いられる。種々の周波数をもつ調和波に種々の振幅と位相を与えて非常に数多く重ね合わせると不規則な波形が得られるが，パワースペクトル密度は逆に不規則な波が種々の周波数をもつ波をどのような割合で重ね合わせられたものかを振幅の面から分析した結果で，無限の継続時間を有し，かつ連続的なスペクトルを持つ定常不規則波の，時間に関する平均パワーに対する各周波数成分の寄与を周波数について密度の形で表わしたもので，数学的には自己相関関数のフーリェ変換，あるいは波形のフーリェ変換の絶対値の2乗の時間平均の極限として示される。このようにパワースペクトル密度は元来地震波のような，ある時刻から始まって振幅が急に大きくなりその後徐々に小さくなるという非定常な不規則波に対して定義されたものではなく，時間に関して確率統計的な性質の変らない定常不規則波を対象としたものであるが，継続時間が比較的長く，かつ非定常性の弱い地震波形に対しては，近似的に波形の確率統計的性質を表わす尺度として同様なパワースクトルの概念を用いることができよう。

また応答スペクトルは種々の固有周期と減衰比をもつ線形1質点系を考えて，不規則な波形である地震記録を入力としたときの応答を求め，その絶対値の時間に関する最大値を系の固有周期を横軸にとって表わしたもので，対象とする応答にしたがって変位応答スペクトル，速度応答スペクトル，加速度応答スペクトル，せん断力応答スペクトルなどと呼ばれる。特に，減衰の無い系の速度応答スペクトルは入力の地震加速度のフーリェ変換と密接な関係にあるように，応答スペクトルも不規則な波に対して，比較的鋭いピークをもつ線形のフィルターを通して得られ

る出力の絶対値の最大値を周期の関数として表わしたもので，入力地震波形の一種の周波数解析であり，それが非定常不規則波形による弾性構造物の最大応答を，いわゆるモーダルアナリシスによって推定するのに非常に便利な形のものであることは周知のとうりである。

このような2種の方法を用いて過去の強震加速度記録を解析すると，いづれにしてもスペクトルは地震記録によってそれぞれ異なった形をしているが，一般的にいって0.3ないし0.5秒から1秒程度までの周期，また振動数でいえば1%sから2ないし3%sまでの間にスペクトルの最大値を有することが多く，長周期側で小さく短周期側では変動しながらも徐々に小さくなっている。最大値の生ずる周期や最大値の大きさ，スペクトルの形など詳細な点については，前述のように震源や伝播経路の影響，観測点の動力学的な性質の影響などによって左右される。すなわち，同一の地震が異なった点で観測された場合には，それらの地震記録のスペクトルには類似点も見られるが観測点による相違もかなり顕著であり，同様に同一の地点で観測された異った地震記録のスペクトルには，類似性とともに相違する傾向も認められるのが普通である。

一方，同一の地点で建築物の耐震設計の対象となるような強震記録を数多く得ようとすることはほとんど期待薄であろう。したがって現在，将来生起するであろう地震として，その地点附近で観測された地震記録やただ単に過去の大地震の記録が用いられるのであるが，以上に述べた地震波の本質的ともいえる不確定的な性質を考えれば，耐震設計の立場からはこのような地震記録をそのまま用いることは不適当であり，設計しようとする建物に予想される動力学特性や建設地の地盤の動特性を考慮しながら，過去の強震記録に共通な性質，たとえば，加速度記録で最大振幅が200ないし400gal 程度であり，卓越する周期が0.3ないし0.5秒から1秒程度のランダム波であるなどの性質に基づいて，相当程度の幅をもたせた一群の不規則地震波外乱群を想定するのが現在の段階では妥当と思われる。

3. 建物の動力学特性と地震応答特性

前節では動的耐震設計の立場から地震動の特性について考えてみたが，一方，建物の方はどのような動的な性質を持っているのであろうか。設計された建物の動力学モデルとして，床位置に集中する質量と梁・柱で構成される架構，あるいはこれに壁，筋違を含めたときの準静的な荷重変形関係から定められる復元力特性および動的な効果を等価的な意味で粘性減衰として考えた多自由度振動系とし，一方，基礎は固定とするか状況に応じて基礎地盤を適当な動力学モデルに置換して，建物と地盤の連成系モデルを考え，最も代表的な動的特性の指数としての基本固有周期の計算を行なうと，普通の建物の場合は大体において，1階当り0.05秒から0.08秒，長い場合で0.1秒程度となるようである。もっとも固有周期は建物の形や設計法によって異なるものであり，またこのようにして計算される固有周期は動力学モデルの簡略化などのための仮定がある程度置かれているので，実際の建物の固有周期と比較する場合にかなりの差異が生じるのが普通である。もちろん，これから設計する建物の地震時に問題となるような大振幅時の固有周期の推定という立場からもそのバラツキを与える種々の要因があるので，建物の固有周期にはかなりの幅を考えなければならないのは当然である。

建物の各次の固有周期や臨界減衰比を求めるための比較的簡単な実験として，実在建築物の起振器試験は古く関東地震の頃から行なわれて来たが，特に最近建物の動的解析が重要視されてきて以来種々の建物について起振器試験の結果が報告されている。また，基本周期とこれに対応する臨界減衰比を求めるため，ワイヤー・ロープやジャッキなどを用いて建物に自由振動を起こさせることも行なわれている。あるいは，構造物の常時微動計測からそのスペクトル密度を求めてこれらを定めることも可能であり，減衰の比較的小さい建物の場合には有用な方法である。さらにまた建物内のいくつかの位置や周辺地盤に地震計を設置して自然地震による各部の応答を観測し，その解析結果から建物と地盤の連成系の動力学特性を求めることも行なわれている。

このような実在の構造物の動的な実験の結果からも地盤の影響を無視することができない場合が多く，比較的低層の剛な構造物の場合には地盤の弾性的な性質が建物と地盤の連成系の復元力ならびに減衰特性に及ぼす影響が大きく，特に軟弱な地盤やロッキング振動を生じやすい基礎地業を持つ構造物ではこの連成効果が顕著で，基礎固定とした構造物の固有周期よりも数倍も長くなることも有り得る。また，比較的小さい振幅の範囲を考えても地盤の特性については勿論であるが上部の構造物についても完全な弾性的性質を有することはなく，一般にソフト・スプリング形の復元力が予想されるために，動的な試験を行なってもその荷重振幅の大きさによって現われてくる特性は漸次異なってくる。特に関心の深い大地震時には構造物や地盤内で局部的には弾性領域から弾塑性領域へ移ることが予想され，弾性時とは大きく異なった復元力特性を示すことになるので，建物の動力学特性としては非常に複雑になってくる。

大局的に見れば，もちろん，微小変形による実在建物の動的試験の結果から求めた固有周期も計算から推定されるものと大体において一致しているようであり，従来の十数階までの高さをもつ中低層の建物は高々1秒程度の基本固有周期を持っていて，それは大略地震加速度の一般的特性として示される卓越した周期範囲にあるものといえよう。

建物がさらに高くなって高層ないし超高層建築を考えると，その基本固有周期は高くなるにつれて長くなる。建物が高くなるとその基部も横の拡がりをもつのが普通であり，また大きな地下室部分を有しかつ堅固な基礎地業が行なわれるために地盤の影響は小さくなる傾向に進むと思われる。高層建築の場合一応地盤の影響を無視して，適当な動的耐震設計を考慮した結果予想される基本固有周期は高さの$\frac{1}{2}$～1乗に比例して長くなると考えられる。したがって，中低層建築が地震加速度の卓越した周期範囲に一致する基本固有周期をもつことから，高層ないし超高層建築の基本固有周期はこれをはずれた長周期側に移り，同調するような地震加速度の周期成分は長周期になるにしたがって少くなってくる。このように中低層建築と高層ないし超高層建築とでは，その基本固有周期と地震加速度の卓越する周期範囲との関係が大いに異なってくることは重要な点である。

振動系の固有周期と入力の周期の関係によって系の応答がどのような現われ方をするかについて，典型的な一自由度の振動系である地震計を例にとって考えてみる。比較的小さい臨界減衰比をもった地震計で考えて，その固有周期が入力の周期より充分長いときには，地震計の振子は近似的に不動点となり，振子についているペン先の描く波形は不動点とその設置された点の相対変位すなわち地動の変位を示すので，このような地震計は変位形地震計と呼ばれている。逆に入力の周期よりも充分短いときには，相対変位は地動の加速度に比例することになり加速度形地震計と呼ばれる。固有周期と入力の周期が一致する領域では，充分大きな臨界減衰比を用いると相対変位が地動の速度に比例することになり速度形地震計となる。

建物は地震計のような単純な振動系ではなく，また地震動のスペクト

ル性状も卓越する周期範囲はあるというものの，一般には低層建築から超高層建築の基本固有周期の範囲を覆う広い周波数帯域を有するものであるが，地震時の応答性状に特に大きい影響をもつ基本固有振動のみと理想化して，地震動の卓越周期領域について見れば，大体先に述べた地震計と類似した振動性状を示すと考えられ，中低層建築のようにその基本固有周期が入力となる地震動の卓越した周期範囲に入るか，あるいはそれより短いときには，速度形ないし加速度形の地震計のように，地動に対する相対変位は地動の速度ないし加速度に関連が大きく，加速度や速度の大きい地震に対して相対変位が大きくなる傾向を有する。一方，高層ないし超高層建築では速度形が変位形の地震計に近く，地震の加速度よりもむしろ速度や変位に関連して相対変位が決まることになる。つまり，建物の基本固有周期が短い方から長い方に移るにしたがって，その最大変位に関係する入力の尺度は最大加速度から速度，変位と変っていくという定性的な傾向が指摘できる。

もちろん，加速度形，速度形地震計の場合，地震計の利得は周期の2乗および1乗に比例するので，相対変位応答は同一の地動加速度，速度であっても周期が長くなると大きくなるのは当然である。地震計の場合，臨界減衰比は比較的大きく，特に速度計の場合は1以上の充分に大きな値になっているが，これに対して建物の基本固有振動に関する臨界減衰比は大体0.1以下であることは大きな相違である。したがって，建物は鋭いピークをもつフィルター特性を有することになり，地震動のスペクトルが広帯域にわたって比較的平坦な場合には，中低層建築から高層ないし超高層建築に共通に，建物の応答に大きな影響を与えるのは卓越周期領域のスペクトル成分よりも，むしろ，基本固有周期と大体同じ周期域の地動のスペクトル成分であることが多い。過去の強震記録の速度応答スペクトルが適当な臨界減衰比を考えれば，長周期側で大体平担になることは，地動加速度のスペクトル密度がその領域で大略周波数に逆比例することを示すが，このことはまた，高層ないし超高層建築の固有周期が高さの½～1乗に比例することを考えれば，弾性応答を対象とする限りにおいてその層間相対変位の最大値が，建物が高くなるにしたがって減少する傾向にあることを示し，また，絶対加速度応答またはせん断力係数応答の最大値が高さの増大とともに周期に逆比例して減少することを示している。

基本固有振動に対する応答としては，このように基本固有周期が長くなるにしたがって小さくなる傾向が示されたが，建物は多自由度の振動系であり，基本固有振動が優勢であるとしても入力と系の周期の関係から，一般には高次振動の影響も考慮しなければならない。多くの建物は，その動力学特性を決定する質量の分布は高さ方向に大体一様に，剛性の分布は高さ方向にやや低減する形をしているので，2次，3次……の高次の固有振動の周期はおよそ基本固有振動の½～¼，¼～⅛……に存在する。したがって高層ないし超高層建築で基本固有周期が地震加速度の卓越した周期範囲から長周期側にはずれる場合には，これらの高次振動の周期が卓越した周期範囲に一致して来る可能性が多いので，その影響が比較的大きくなることに注意しなければならない。特に建物の頂部附近の剛性が小さすぎるときには，いわゆるむち振り現象が生じてその部分の応答が非常に大きくなることがある。

基礎に対する相対変位，すなわち運動座標に関する高次振動形は，一般に建物上部に1つ以上の節点が存在し，その上下では位相が逆になる。したがって減衰の小さい場合，近似的に絶対加速度に質量を乗じて建物頂部から積分して与えられる各層のせん断力は，建物の上部では高次振動成分の影響は大きいが，建物の下部では逆位相の部分が相殺されてその影響は少なくなる傾向にある。すなわち，長周期の基本固有周期を有する高層ないし超高層建築の場合には，高次振動の影響によって建物の高さ方向の応答の分布がやや複雑となり，高さが増すにしたがって建物下部ではせん断力係数応答が小さくなるが，そのような傾向は建物上部ではやや小さくなるといえよう。

建物の基礎に対する転倒モーメントに関する応答性状もせん断力応答の場合と同様な傾向で，建物が高層になるにつれて基本固有周期が地震加速度のスペクトルの卓越する周期領域をはずれて来ることによって応答量は少なくなり，また高次振動の影響が現われて来るがそれは基礎に対しては比較的小さく，一般的な傾向として建物が高くなるにつれて質量とその基礎からの距離は比例して増すが，転倒モーメント応答は鈍い増加を示すようになろう。

4. ま と め

すでに述べてきたように基本固有周期が1秒程度までの比較的低い建物では，それが地震加速度の卓越する周期領域に入るために，基本固有振動が圧倒的に優勢となって，地動の増幅効果がはなはだしく弾塑性挙動を措いて，強震時の応答性状や動的耐震設計を論ずることはできないが，基本固有周期の長い高層ないし超高層建築の場合には，それが卓越する周期領域を逃れて，地動加速度のスペクトル密度の漸減する領域に入るので，たとえばせん断力係数応答は周期の伸長にしたがって低減され，したがって弾性域を対象としても動的耐震設計が経済的に可能となり，この場合，いわゆる設計用のベース・シャー係数を基本固有周期が長くなると低減させる形の耐震規定が，すでに諸外国においては取り入れられているし，わが国でも高層建築に適用する耐震規定はその方向にある。ただし，周期が非常に長くなって来た場合に横力によるチェックがなくなることは危険であり，不安定な架構を生じさせないために設計用ベース・シャー係数の最低値が決められている。また，高層ないし超高層建築の場合には高次振動が誘発される可能性が大きく，これに対して横力係数ないしはせん断力係数を建物頂部で大きくする対策が採られている。

以上述べてきたことは高層ないし超高層建築を対象に，主として通常考えている程度の強震に対して示される弾性域での応答性状から，一般的に指摘される傾向についての考察であるが，現在および比較的近い将来においても地震外乱群の不確定性は，建築物の耐震安全性の検討の前提とならざるを得ない。したがって，高層ないし超高層建築といえども，頻度の小さい大地震を対象としたときは外乱安全率を大きく採った動的終局耐震設計の考え方の方が合理的，かつ経済的であり，この場合には当然，弾塑性領域での応答性状を中心に考える必要があり，単に強度設計のみではなく塑性域に入ってからの変形量に対する検討も重要となろう。また，中層ないし低層建築には前にも述べたように，高層建築に比較して振動系として連成する周辺地盤の有する動特性の影響が，上部の建物の地震応答性状を大きく支配する傾向にあり，耐震安全性の合理的な検討のためには地盤連成の効果を正当に評価していかねばならない。しかる後に，これらの結果を総合することによって，中低層建築から高層ないし超高層建築に到る一貫した合理的な動的耐震設計法の定量化が可能となって来るであろう。

最後に，この原稿を書くにあたり懇切なご批判とご助言を戴きました京都大学小堀鐸二教授，南井良一郎教授に心からの感謝の意を表します。

（いのうえゆたか：京都大学防災研究所助教授）

日本建築協会 月間の動き

□昭和43年12月分□

理　事　会

17日　5時～5時半　於太閤園
出席者　東畑，塚本正副会長，越田，中原政岡，西村，尾亀，田中，横田各理事，五十嵐監事，青盛中国支部長
議事⑴通常総会開催の件
⑵建築関係団体連絡会に加入の件
⑶1月定例理事会休会の件
⑷事務局職員退職承認の件
⑸建築6団体新年交礼会次第の件
⑹入退会者承認の件
⑺報告事項

事　業　委　員　会

各種説明会小委員会
3日　5時半～7時半　於会館3階会議室
出席者　近藤副委員長ほか2委員
議事⑴第1回「可動間仕切について」の説明会開催について
⑵第2回「建築材料と火災（防火）について」の説明会開催について
⑶第3回「軽量気泡コンクリート版（ALC）について」の説明会開催について
⑷そのほか

見学会小員会
4日　5時半～7時半　於会館3階会議室
出席者　山野副委員長ほか2委員
議事⑴11月に実施した見学会について報告
⑵12月の見学企画について
⑶44年1月～3月の見学企画について
⑷そのほか

忘年懇親会小委員会
6日　5時半～7時　於会館3階会議室
出席者　岡本小委員長ほか5委員
議事⑴小委員の作業内容について
⑵進行表について
⑶寄贈品（お楽しみ袋）の確保について
⑷そのほか

委　員　会
17日　4時～4時半　於太閤園
出席者　政岡委員長，岡本，近藤，土田，山野，山本各副委員長，打浪，大橋，窪田，小泉，三宅各幹事ほか7委員
議事⑴各小委員会の事業企画について
⑵44年1月～3月の事業企画について
⑶そのほか

各種説明会打合会
20日　正午～2時　於会館集会室
出席者　近藤副委員長ほか1委員
中邨嘉幸氏ほか日本イトン，旭化成，シポレックス会社
議事　「ALC版説明会」企画について

建　材　委　員　会

委　員　会
10日　3時～5時半　於会館集会室
出席者　堀内，香取正副委員長ほか9名，ゲスト　堤兼雄氏
議事⑴人工軽量骨材について
⑵次回の議題について

出　版　委　員　会

基礎工法編集委員会
10日　6時～9時　於会館集会室
出席者　山肩委員長ほか5委員
議事⑴原稿と最終出版工程について
⑵編集幹事の選任について

鉄骨のデザイン編集幹事会
23日　5時半～8時半　於会館集会室
出席者　木田，宮川幹事
議事⑴再版の計画と方針について
⑵改訂版について

住　宅　委　員　会

見学と委員懇親会
12日　3時よりオリエンタルメタル製造株式会社の新製品シリカチール製造工程見学後本むさしに於て懇親会を開催した
出席者　黒谷，野々村副委員長ほか20名

建築データシート編集委員会

データシート座談会
12日　正午～2時　於会館集会室
出席者　多々見氏ほか4氏，中原委員長ほか5幹事
建築データシートについての意見，希望をきいた

編集Aグループ打合会
18日　正午～5時　於会館集会室
出席者　西川幹事ほか3委員
議事　第11回データシート校正作業

委　員　会
19日　5時半～7時　於大野屋
出席者　坂監修者，岡本顧問，中原委員長ほか13委員
議事⑴各編集グループの作業について
⑵座談会の記録について
⑶そのほか

編　集　委　員　会

委員会・常任幹事会
13日　4時～8時　於会館集会室
出席者　足立委員長，浅海理事ほか9名
議事⑴1月号「建築産業の構造と方向」特集経過報告
⑵2月号特集について
⑶3月号以後の特集について

見　学　会

大阪駅前市街地改造ビル第1号館新築工事
（大阪府建築士会，日本建築学会近畿支部と共催）
13日　2時～4時半
設計　株式会社　東畑建築事務所
施工　株式会社　大林組
ゼミナール
大阪駅前市街地改造事業について
大阪市建築局再開発施設課長　武田直和氏
計画設計について
東畑建築事務所大阪事務所次長　市川　宏氏
設備について
東畑建築事務所現場設備主任　河部義治氏
施工について
大林組大阪駅前工事事務所長　苅郷　実氏
参加者　114名

会員忘年懇親会

17日　6時～8時　於太閤園
恒例により会員有志より多大の賛助後援を受けて盛大に開催，寄贈景品も多数に上り，余興も盛りたくさんで盛会をきわめた。
当日の出席者　406名

在京建築6団体会長懇談会

2日　正午～2時　於鉄道会館12階ルビーホール
出席者　建設省大津留住宅局長，沢田調査官，各団体会長事務局など13名。本会より東畑会長，事務局長が出席した。
当日は第2回建築祭開催について打合せが行なわれた。

12月の入会者〔敬省略〕

〔個人会員　36名〕

有田信雄	小泉信一	東山義明
井口勝彦	小林　晋	平井節彦
石本孝雄	近藤保夫	保谷益昭
礒谷喜久一	阪田昇治	中村正吉
一色　昇	芝原保徳	西山賢次
指宿敏男	炭本　聰	松田兼治
入野洋次	田井舜二	宮後　浩
浦松久雄	高田　弘	森　啓介
大木秀実	竹内三郎	森川　浩
岡林宇一	谷口一幸	山口義夫
岡村喜和	玉岡四郎	山下　昭
木田忠博	原　禧男	山路淳史

〔准会員　43名〕（氏名省略）

信用ある技術と伝統の

アスファルト工事 専業大店

株式会社 久保商店

大阪市北区真砂町5番地　電話　大阪364代表 0206～9

室谷

内装資材専門店

室谷商事株式会社

本社　神戸市生田区北長狭通4－1　（英和ビル）
直通電話　神戸（33）0881～3
支店　大阪市北区絹笠町50(堂ビル5階 502号室)
直通電話　大阪(364) 2031～4
倉庫　神戸市葺合区八幡通1－5（電話㉒2923）

OKUYAMA-KAKOGYO
OAM
WATER-PROOF

陸屋根防水には 奥山式 特許 絶縁工法 を

カッパー防水帯

コーパータイト

パーフェクトな 冷工法 デラタイト

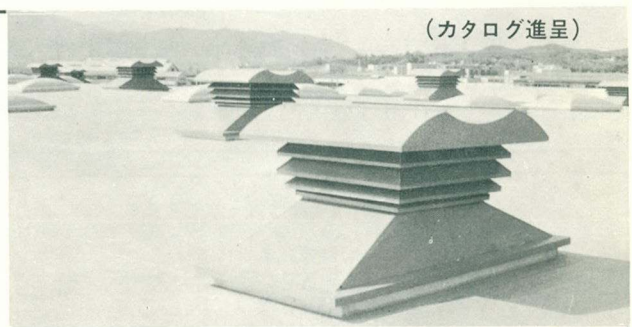
奥山化工業株式會社

東京都中央区銀座8－4－11　電話(571)2703～4・2370・4064・0264
大阪出張所　大阪市都島区都島中通り5－4　電話(921)2497・(922)7280
名古屋出張所　名古屋市南区若草町33　電話(811)3660・3104

特許　岩元式ベンチレーター
（電動式並固定型各種）

岩元式ベンチレーター　A型・B型・固定型
岩元式連塔換気装置（コンチニヤス・ベンチレーター）
新型　換気塔 NSライン　（強制換気扇付）
新型　換気塔 SFスーパー　（特殊装置による風量増幅 換気扇の能力を倍増する）
最新型　採光排気塔(風光)スーパーライン特殊増幅装置付
スカイライト工事・通風ルーパー
スチール及アルミサッシュドアー・各種シャッター製作施工
其の他　曲加工一式

（カタログ進呈）



岩元工業株式会社

大阪市東成区東今里四丁目40番地
電話（981）0616～0618

暖冷房・換気・温湿度調整・衛生諸設備
設 計 ・ 施 工

暁建設工業株式会社

代表取締役　田中 喜久雄
大阪出張所長　猪俣 英 雄

本 社　東京都中央区日本橋通３－１　電話(201) 0181(代)
出張所　大阪市北区樋ノ上町５　電話(363) 4108～９
名古屋市中村丸ノ内２－17－10　電話(231)3046・6007
福岡市東湊町３８　電話 (74) ６８６３
(75) ５４８２

創　業 暖冷房・換気・温湿度空気調和 設計
大正二年 病院諸設備・給排水衛生・水族館設備 施工

株式会社 斎藤省三商店

東京店　東京都千代田区丸の内２の２　丸ビル６７６号
電話 212(代)3751
大阪店　大阪市西区土佐堀通１の１　大同ビル６１６号
電話 443代 3361
札幌店　札幌市北十条西１８丁目３６番地　電話 61(代)4371
名古屋店　名古屋市中区栄３の５番２９号　千代田ビル５１４号
電話 261(代)0641
京都店　京都市南区西九条春日町４８番地　電話 681(代)1781

空気調和・冷暖房設備
給排水・衛生設備　設計・施工

株式会社 朝日工業社

本　店　大阪市東淀川区加島町357　電話 (302)2271～9(代)
大阪支社　同　上
東京本社　東京都港区芝浜松町2－7　電話 (434) 6171(大代)
支　店　北海道・仙台・名古屋・広島・福岡
営業所　釧路・盛岡・横浜・神戸

冷暖房
給排水、衛生水道
電気
厨房

各種サッシ
環境衛生施設
荷役運搬機械
化学鉱山機械

三機工業 株式会社 大阪支店

取締役社長　大前玉男
取締役支店長　樋口勝栄
大阪市東区北浜２丁目２２番地　電話 大阪 (202) 代表3071
本　店　東京・日比谷・三信ビル
支　店　名古屋、福岡、札幌、広島、仙台、富山
出張所　横浜、金沢、静岡、高松

電気・空調・給排水・衛生設備・設計施工

大阪電気暖房株式会社

取締役社長　菅谷知巳

本 店　大阪市西区江戸堀１－６０　電話 (441) 8231 大代
支店東京・名古屋・福岡
営業所　札幌・仙台・金沢・広島
出張所　京都・神戸・岡山・高松・熊本・横浜
新潟・富山・福井・豊田

空気調和・衛生設備
設計施工

株式会社 三晃商会

本 社　大阪市北区富田町16番地　電話(363)大代表1371
支 店　東京都千代田区神田小川町2丁目1番地　電話(292) 代表7751
広島市紙屋町１丁目２番22号　電話(47) 代表4535
福岡市大名１丁目８番12号　電話(76) 代表3795
出張所　名古屋・富山・金沢・福井・京都・松江

給排水・衛生 設計施工
暖冷房・換気

株式会社 大阪城口研究所

取締役社長　城口庸平

大阪市北区高垣町一・電話大阪371局7151(代表)
京都市東山区大和大路正面上ル 電話京都561局4945(代表)
神戸市生田区下山手通六ノ一・電話神戸34局 ５８９２

須賀工業株式会社

空気調和 衛生設備

大阪市西区土佐堀通１丁目１４　電話 441－5171
支 店－東京・大阪・名古屋・京都・神戸・福岡
営業所－広島　出張所－北九州

営業種目 ●空気調和設備 ●給排水衛生設備 ●塗装設備
●蒸気噴射式冷凍機／設計・製作・施工

空気調和のケンザイ 株式会社 建材社

本社・東京支店＝東京都中央区銀座西６－６－７　㊫(572)7411 代
大阪支店＝大阪市北区中之島２－22　㊫(203)3721 代
名古屋支店＝名古屋市中区錦２－２－13　㊫(211)1535 代
出張所＝札幌・仙台・北陸・神戸・広島・松山・九州

冷房・暖房・温湿度調整装置
換気・給排水・衛生設備
設 計 施 工

第一企業株式会社大阪支店

大阪市北区北同心町１丁目５７
電話 (351) (代表) ２８０８
本 社　東京都文京区本郷１丁目１２－５
電話 (814) (代表) ５１５１
支店出張所　名古屋・福岡・札幌・仙台・高松・広島

水道・衛生・暖冷房・其他管工事
設 計 並 施 工
(旧斎藤久孝事務所)

斎久工業株式会社大阪支店

大阪市北区常安町１１番地
電話 大阪 (443) ５０４１～５番

東京本社　東京都千代田区大手町２の８番地(日本ビル)
電話 東京 (270) ７４１１番(代表)
札幌営業所　札幌市南大通西4丁目1札幌道銀ビル　電話 札幌 22)5756
金沢営業所　金沢市高岡町２番１６号　電話 金沢 21)2074
福井出張所　福井市御幸２の１　電話 福井 24)2436
高松出張所　高松市２番丁９　電話 高松 ㉑5195
岡山出張所　岡山市大供３８０の１　電話 岡山 24)5486

温湿度調整装置、暖 房
冷房、水道、搬送機設備
設計並ニ施工

第一工業株式会社大阪支店

大阪市北区富田町３０　電話 (361) ５１７７(代)
(364) ０９７７(代)
本 社　東京都千代田区丸ノ内３－２(新東京ビル)
電話 (211) ８５１１・８５６１(代)
仙台支店　仙台市新伝馬町６０
電話 (21) ４４９１
名古屋支店　名古屋市東区東門前町３－６
電話 (971) ３６２１

暖・冷房・空気温湿度調整装置
設　計　施　工

高砂熱学

大阪支店　大阪市北区梅田8番地(新阪急ビル8階)
電話　大阪(312) 4　5　2　1 (代表)
本　社　東京都千代田区神田駿河台4丁目2番地

暖冷房・給排水・衛　生・消火設備
設　計　施　工

株式会社　**森野工務店**

本社　大阪市北区菅原町7　5　電話(361)㊊6571
支店　東京都新宿区新小川町3－32　電話(269)2833～4

Carrier
空気調和装置、各種冷凍機
設　計・製　作・施　工

東洋キヤリア工業株式会社
大阪支店

大阪市北区堂島浜通1－2　5 (新大ビル)
電話大阪(344) 1　5　1　2 (大代)
本社　東京都中央区日本橋本石町4.－2 (三井第二別館)
支店東　京・名　古　屋　出張所九　州
工場埼玉県北足立郡・東京都足立区

冷暖房・温湿度調整・水　道
衛　生・環境衛生施設
設　計　施　工

山田工業株式会社

本　社　大阪市西区京町堀1丁目6　2　電話(443)　代表8161～9
支　店　名古屋市中村区水主町1の1　2　電話(541)0966(551)1655
出張所　東京都港区赤坂2丁目3～1　2
赤坂ビークビル5階　電話(583) 1　4　6　7
神戸市生田区北長狭通7丁目1の1　電話(34) 1778・4386

MODAIR
空気調和設備
換気・除塵設備　設計施工

東洋熱工業株式会社大阪支店

大阪市西区京町堀4丁目　TEL(443) 8071
本　社　東京都中央区京橋2丁目9　TEL(562) 1351
支　店　名　古　屋・福　岡

空気調和装置・冷暖房・換気装置
ファン・ヒーター・クーラー
スチール・アルミ・サッシ・ドア・シャッター
設　計・製　作・施　工

理研鋼機株式会社

大阪支店　大阪市東区高麗橋5－4　5 (興銀ビル別館)
電　大阪　代(202) 7　7　4　5番
本社・工場　東京都北区神谷3の1　0の8
電　東京　代(901) 3　1　9　1番
支　店　東・名古屋・仙台

温湿度調整・暖冷房・換気給排水・衛生設備
設　計　並　施　工

日本管工業株式会社
代表取締役　市川繁雄

本　社　京都市南区西九条豊田町2　0番地の1
電話(681) 5　1　0　1～5・夜間専用(691) 1045
大阪営業所　大阪市北区天満橋筋1－37(天満橋北詰)
電話 (352) **3　5　0　1～3**
四日市営業所　四日市市浜田西末広町　電話㊎7431～3
津営業所　津市栄町2－1　1　1　電話㊏3　6　1　0
鳥取営業所　鳥取市品治町鳥取農協会館内　電話 (22) 4477

General Electric (G. E) 社製
冷暖房機「**ゾンナル**」「**ウェザートロン**」その他各種冷暖房機
温水ボイラー「**ハイテンプ**」(西独WEBSTO社技術提携)

西日本総販売元

岩佐物産株式会社

本　社　大阪市北区老松町3－5　6 (西天満ビル)　電話 (364) 2238(代表)
東　京　東京都中央区霊岸島1－1　0　電話 (551) 1079・1617
名古屋　名古屋市南区大磯通2－　7　電話 (821) 3　5　5　8
四　国　八幡浜市大黒町　3　電話 八幡浜 514・1　4

給・排水・衛生・消火・暖冷房設備

㈱西原衛生工業所大阪店

大阪市大淀区中津南通4丁目11　**電話大阪(458)3531番**
出　張　所　＝　京　都　・　福　岡

Carrier
冷暖房は CARRIER キャリア

東洋キヤリア工業(株)製品販売店・特約工事店
日本冷熱工産株式会社
本社及大阪営業所　大阪市西区土佐堀通1－16(石川ビル)
電話大阪 (443) 3　6　6　1～5

平山工業株式会社

衛生・空気調和設備.　設計・施工

TEL (441)㊊ 1994.(443) ㊊0331　大阪市西区江戸堀通2の2

エレベータ・リフト・カーリフト
設　計　・　製　作

日本エレベータ工業株式会社

代表取締役　長尾正大

本社　大阪市大淀区天神橋筋六(天六阪急ビル)　(351) 4927㊊
4540
大阪営業所　(351) 4927㊊　サービス事業所　(328) 0364㊊
東京営業所　(822) 0995㊊　工　場　(328) 0363㊊

各種電気工事設計施工

浅海電気株式会社

取締役社長　浅海正雄

本　社　大阪市北区老松町ノ丁目22
電話大阪(362)8701
東京支社　東京都港区赤坂1丁目5番7号
電話(481)8621代表
支店　名古屋・札幌・福岡
営業所　旭川・横浜・浜松・姫路・高松

電気設備 ε 設計施工

朝陽電気株式会社

代表取締役　山本博三

本社　大阪市北区中之島3の3　朝日ビルディング
TEL　代表　(448)1361
営業所　大阪市西区土佐堀通り4の8
TEL　代表　(448)1361
営業所　京都市中京区西ノ京東中合町43
TEL　代表　(811)9296

電気工事設計施工

工藤電気株式会社

取締役社長　西村庄市

大阪市北区野崎町六九　電話・大阪(313)代表3456
東京支店　東京都中央区西八丁堀二丁目十二
電話(553)0011代表
営業所　名古屋・神戸・岡山・倉敷・広島・北九州

電気設備工事設計施工

東光電気工事株式会社
大阪支社

支社長　姉川正男

大阪市東区高麗橋五丁目二八番地　電話大阪(202)0325～9番
本社　東京都千代田区西神田1丁目4番地5号
支社　札幌・仙台・丸ノ内・名古屋・福岡
出張所　旭川・白河・横浜・静岡・富山

電気工事・計装工事
設計施工

栗原工業株式会社

取締役社長　栗原信英

大阪市北区高垣町16番地(東阪急ビル)
電話　大阪(313)1101(大代)
支店　東京・名古屋・舞鶴・広島・九州・神戸

電気工事 中 設計・施工

中本電気株式会社

取締役社長　中本正明

本社　大阪市城東区野江東之町三丁目一五
電話大阪(931)代表7341～5
0388・2193
資材倉庫　大阪市城東区野江東之町三丁目一一　電話大阪(931)7004
奈良営業所　奈良県御所市御厨町360　電話御所2-2607・4259

電気工事設計施工

株式会社　三興社

代表取締役　林　敏夫

本社　大阪市北区絹笠町50(堂ビル7階)
電話3671(代)
支店　東京都中央区日本橋箱崎町3丁目2番地
電話(1)1478(代)
出張所　川崎・相模原・堺・福山

各種電気工事設計施工・制御盤製作

野里電気工業株式会社

取締役社長　池内文夫

本社　大阪市西淀川区柏里町1丁目110番地
電話大阪(472)代表1101～7
支店　東京都品川区西五反田6丁目25番11号(福島ビル)
電話東京(491)1746(492)0182・0350
営業所　北九州市小倉区鋳物師町23番地
電話小倉(56)5665・5818
出張所　群馬・千葉・和歌山・名古屋

電気・暖冷房・空調工事設計施工

三宝電機株式会社

取締役社長　嘉納伝三

本社　大阪市北区絹笠町五〇(堂ビル三階)
電話(364)1471(代)
支社　東京都中央区明石町6－23(辻孝ビル)
電話(542)5641
営業所　名古屋市北区城見通二丁目二〇番地
電話(991)5131～3
出張所　神戸市・堺市・高槻市・姫路市

電気工事設計施工

富士電業株式会社

取締役社長　田中実

本社　大阪市西区北堀江上通1丁目65
電話大阪(541)0564～7・7148～9
営業所　東京・名古屋・広島・福岡

電気工事・計装工事・設計施工

中央電気工業株式会社

取締役会長　今村騰
取締役社長　立石行男

本社　大阪市北区梅ヶ枝町56番地
電話　大阪　大代表(312)8881
支店　東京・名古屋・四日市・神戸・和歌山
営業所　松山・京都・草津・静岡・水島・福岡

各種電気工事設計施工

株式会社　ヤマト電気商会

取締役社長　山本永造

本　社　大阪市北区西堀川町15番地
電話大阪(364)代3056
東京支店　東京都港区新橋5－34－6　相馬ビル5階
電話　東京(434)3848・(431)8435
出張所　大阪南・札幌・名古屋・四日市・松山・徳山

奉仕感謝の店

タイル工事施工

特許申請中・完全滑止タイル

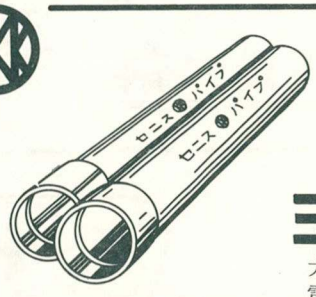
サンエス
SSS タイル新発売

（カタログ進呈）

株式会社 川岸窯業商店
大阪市西区靱本町２丁目９８　靱本町電停前
電話　大阪　（532）０４６１～４番

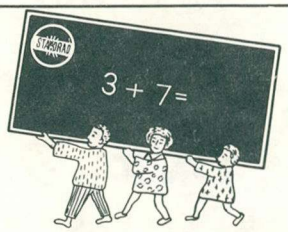
窓掛、緞帳、日際、壁紙 室内装飾 絨毯、舗床材一般
東洋リノリュームの 東リカーペット 発売元

亀井株式會社
大阪市東区南久宝寺町四丁目（心斎橋筋）
電話　大阪（251）1353（代）～６・9996
営業所　名古屋・福岡



トラフ・ヒューム管
ベンチレーター・マンホール

株式会社
三幸商會
大阪市北区与力町一ノ一〇
電話　大阪(358)　４０３１



Standard Board&Slate

フタバ黒板
大阪市東住吉区桑津町三丁目１０１番地　電話大阪(717)4561～２

営業品目
● カネボウゴーレックス防水
●化粧壁材ソリジットスタイン吹付
●樹脂砂壁エバーサンド吹付
●樹脂蛭石エバテックス吹付

合同特許建材工業株式会社
本社営業所・大阪市東住吉区駒川町３－54　電話(702)代7814～６
特約代理店・東京・名古屋・金沢・広島・今治・福岡

●法定不燃材の屋根長尺現地成型
ガスにも／熱にも
酸・薬品にも
大丈夫です
●責任施工・型録送呈

特許 ●耐酸・耐アルカリひふく鉄板
オリエンタルメタル
●永久建材の超ひふく鉄板
スーパーオリエンタルメタル (SPM)
カラースーパーオリエンタルメタル (CSPM)
●新時代にマッチした各種のカラー製品があります

オリエンタルメタル製造株式会社
本社工場　兵庫県尼崎市長州字稲川新田44　電話　大阪(481) 8085～9
大阪支店　兵庫県尼崎市長州字稲川新田44　電話　大阪(481) 8085～9
東京支店並工場　埼玉県蕨市東町２－２０－４　電話　蕨(32) 3115～7
支店・出張所　郡山・八幡・名古屋・川崎・岩国・宇部・延岡・敦賀・三原・徳島・徳山

特許　内外式　意匠登録
電動ベンチレーター
屋上強制換気装置製作のバイオニア

50年の豊富な経験と技術、研究により
1．最高の換気率
2．スマートな外観
3．雨仕舞の完全
4．価格の低廉
5．直傭工による施工の完璧
6．行届いたアフターサービス

近畿コカコーラボトリング美原工場
ＮＫ型口径 900m/m（モートル 3HP）40基

内外建材株式会社
移転仮営業所　大阪市西区江戸堀北通２の３（新坂ビル）　ＴＥＬ(441) 3983～４・4396
工　場　大阪市城東区天王田町１の１４１　ＴＥＬ(962) １１４９

内外式コンチニアスベンチレーター
筒型ベンチレーター
内外式ガラス屋根
内外式連続採光換気装置
設計施工

製造発売元・責任施工

特許ニッポン防水液
ニッポン防水液B号
ニッポン急結液壱号
ニッポン耐寒剤
ニッポン防水目地材
ビルコート

標準セメント防水剤

特許 ニッポン セメント防水剤
○国立大阪工業試験所御創製○強度増加○絶対防水○硬化促進

黒川化学のセメント防水

有限会社 黒川化学工業所
本店 工場 神戸市東灘区住吉町反高林 TEL (85) 2723

内外

責任施工
アスファルト防水工事
セメント防水工事
アスファルトモルタル床舗装工事
耐酸アスファルト（樹脂）モルタル工事

N.G.C.式

米国パブコ・アスファルトコンパウンド
米国バイヤーライト・アスファルトコンパウンド
} 販売

各種シート防工事 責任施工
新防水材リベットルーフ 責任施工

内外工業株式会社

本社 大阪市阿陪野区旭町1丁目1番地30号 電話(641)3434～6
(631)0810(夜間)
工場 大阪市東住吉区桑津町3丁目16番地

スチール
アルミ
ステンレス
／
サッシ・ドアー
カーテンウオール
シヤッター

三高式オペレーター・ドアーハンガー

TRADE MARK M.T.K.S

株式会社 三高製作所
本社・工場 尼崎市神崎五反田280番地
電話 大阪(499) 8151 代表

近代建築の要求する

＊特許 小俣式 ステンレス・アルミニウム 防火シャッター

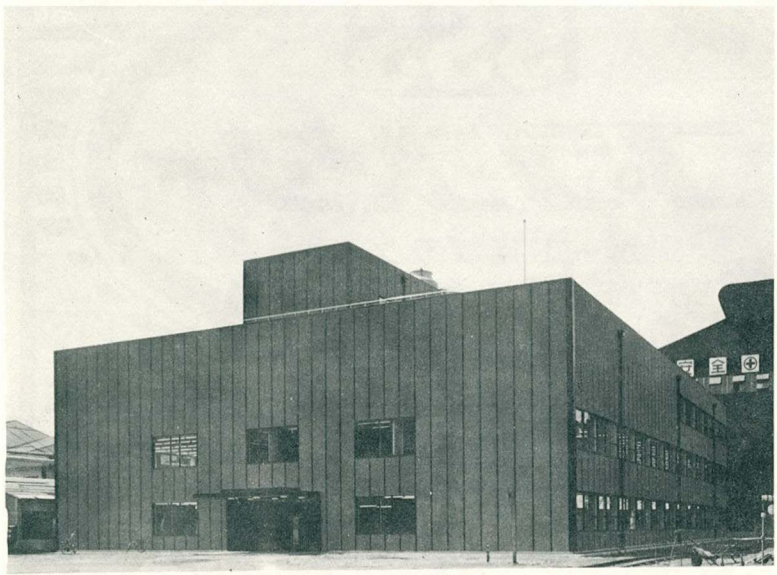
設計
製作
施工

小俣シャッター工業株式会社大阪支店

大阪支店 大阪市北区若松町30 電話大阪(364)9004・9016・4825
本社工場 東京都北区田端町1138 電話東京(893)5211～5

防火・断熱の設計には・・・・

豊富な実績、優れた品質を誇る〝旭化工板〟の製品からお選び下さい



ポーライト 〈6面プレス高級木毛セメント板〉
〈準不燃材認定1328号〉

★ポーライトをコア材とした各種積層板

ユニオンボード 〈耐火断熱板〉
耐火認定（60分Wn1021・30分Wn0027・0028）

カルトン・ブルーカルトン 〈軽量断熱板〉
実用新案（第731329号）

KCパネル 〈色彩耐火板〉
耐火認定（30分Wn0019）

アコニオン 〈防火吸音大型板〉

ベニオン 〈化粧断熱板〉

JIS表示許可工場

旭化工板製造株式会社

本社工場	尼崎市下坂部久々知前235	電話大阪06（491）6781(代)
東京営業所	東京都中央区日本橋本町3の8(本三ビル)	電話東京03（662）2588～9
福山出張所	福山市松浜町1の1の4(福山不動産ビル)	電話福山0849(23) 1491
名古屋出張所	名古屋市中区丸ノ内3の18の12(太興ビル)	電話名古屋 052（961）5940
鈴鹿工場	鈴鹿市三日市町1859の1	電話鈴鹿05938(8) 1165～6

全国で好評の……新興の内装壁材を！

新しい時代の新らしい壁
ヒル石基材の燃えぬ壁材

ダイシンコート

（特長）

耐火・耐水・耐アルカリ・防音・保温・吹付・塗付

革新塗料現る

①ソフトな感覚、優雅な味
②ペイント塗料に優る
③塗りかえ自由
④安価で塗りよい
⑤吹付施工も自由
⑥洗いも下地も自由

繊維塗料の
シンコソール

全国有名建材店又は当社へ

繊維壁材（通称）わたかべ

耐水、耐アルカリ性時代来る

（特長）
漆喰差支なし
ドロマイドプラスター
セメントモルタル下地
落ちない
塗面が強い
塗水に強い

すき・すゞか・新いすゞ・四七宝香・錦紋座・王座

●カタログお送りします

発売元

（株）新興建材工業所
大阪市西区西長堀南通1丁目5番地 TEL 大阪（538）2951～5・（541）5757～9
営業所 東京・高槻・明石・姫路・四国・中国

新興壁材工業（株）
大阪市住吉区粉浜本町4丁目26番地 TEL 大阪（672）1661～3

（株）九州新興建材工業所
福岡市上牟田八田町26の1 TEL 福岡（41）5225～6

SSS
プラスター
ボード用プラスター

SSS混合プラスター（上塗用・白色）
SSSプラスターC（セメントモルタル下地用）
SSSプラスターP（ペイント下地用・金鏝仕上）
SSSプラスターSP（発泡軽量コンクリート下地用）
建築用　美術工芸用　各種焼石膏

サンエス石膏株式会社

本　　社	姫路市神屋町4丁目77	TEL0792（22）3837～9
東京営業所	東京都新宿区東大久保町1の331	TEL 03（351）6962
中部営業所	瀬戸市苗場町113	TEL0561（82）9185
大阪営業所	大阪市北区堂島北町20　藤田ビル北館	TEL 06（344）6526
姫路営業所	姫路市神屋町4丁目77	TEL0792（22）3837～9
福岡営業所	福岡市七隅282の3	TEL092（87）6419

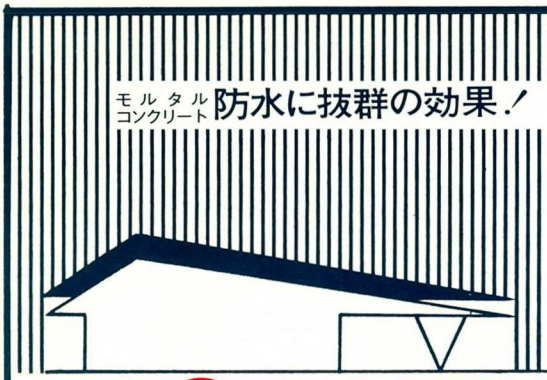
コーキングパテ

ウヅラ印

柏原瀝青株式会社

本社工場　大阪市西淀川区御幣島東2ノ5　電話大阪(471)1493～4・8267
第二工場　大阪市西淀川区御幣島西3ノ99　電話大阪(471)　0426

パテタイル



モルタル コンクリート 防水に抜群の効果！

マノール防水剤

マノール防水剤は、屋上、内外壁、地下室などのモルタルやコンクリート、ブロックの防水、防湿に最適です。
その上、亀裂予防はもちろん、作業能率も著るしくあがり、仕上り面が特にきれいな点にも人気があつまっています。

マノール製品
〈モルタル コンクリート用〉
防水剤
急結剤
早強剤
接着剤
剥離剤
防凍剤
エスコート（セメント起泡剤）
エアコール（空気連行剤）
山富貴黄華（着色剤）

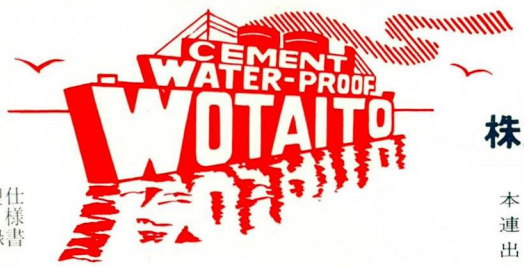
株式会社 油脂化工社
東京都品川区大井1-15-1 電東京(774)4111代表

大阪営業所 大阪市東成区西今里町2－48 電 大阪(971)4765-6
名古屋営業所 名古屋市中区門前町5－37 電 名古屋(231)5440
福島営業所 福島県信夫郡吾妻町下野寺遠原 電 福島(34)7428
盛岡営業所 盛岡市南大通3－12－50 電 盛岡(22)2204

日本建築協会優良證明

セメント増強防水剤

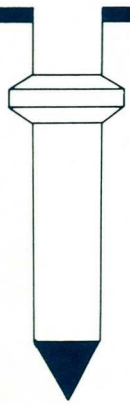
ウォータイトB号



仕様書 型録 贈呈

株式会社 日本セメント防水剤製造所

本社 大阪市東区船越町2－31（船越ビル）電話（941)2626・2628
連絡所 宝塚市高台上の池 電話 宝塚（86）2153
出張所 電話 東京(431)8648・名古屋(331)1531・仙台㉓0721・札幌⑰1111
オォータイト式防水工事代行店 電話 大三工業 高松(2)0016 安藤工事 福岡（28）5207 豊永建材 広島（61）6371



●基礎施工の悪條件を克服する

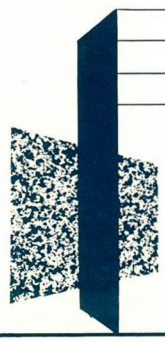
武智式 日信三角杭

特許●第233744号
特許●第250108号
実用新案●第25－10942号
実用新案●第37－36106号

株式会社 武智工務所

本社 大阪市東区高麗橋2－20（高麗新ビル）
TEL 大阪（202）3233(代)・7501(代)
名古屋営業所 名古屋市中区錦1－3－2（殖産住宅ビル）
TEL 名古屋（211）3086(代)
大阪工場 大阪市住吉区北加賀屋町5－27
TEL 大阪（672）3223・3224
名古屋工場 愛知県海部郡弥富町佐古木
TEL 弥富（7）1191・1192

日本建鉄の



PS80Aレディメードサッシ

PA60A・PA70Aサッシドア

日本建鉄株式会社

本社 東京都千代田区大手町2～8 TEL東京(270)6511(大代)
大阪支店 大阪市北区梅田町47(新阪神ビル) TEL大阪（341)4331(代)

技術の日立



分速300m
日本一の超スピード!

36階をわずか35秒——
話題を呼ぶ地上147mの霞が関ビル。
マンモス都市東京を眼下に、遠く富士を望む36階の大展望台へ——日立超高速エレベータがわずか35秒でご案内します
分速300mのエレベータの中は、スピードを感じさせない超スピードの世界。
快適な乗り心地に訪れる人々は感嘆しています。もちろんわが国では、最初に開発された超スピードのエレベータです

日本の超高層ビル時代のために——
独自の技術で切り開いた
日立超高速エレベータ

日立製作所 大阪営業所
大阪市北区梅田2番地(第一生命ビル)TEL(361)1301大代

信頼される
パイオニヤ!!

ボイラ部門
＊MPボイラ
バーナ
＊TP水管ボイラ
(日本鋼管業務提携製品)
＊MP—3Tバーナ
＊MP—メカバーナ

公害部門
大気汚染 産業廃水を
一挙に解消!

＊ガスリアクタ
(産業廃水処理装置)



MPボイラ

炉筒煙管ボイラの元祖
昭和28年に第1号缶を
東京伊勢丹百貨店に納入

株式会社 平川鉄工所

本社・工場 大阪市大淀区大淀町北1丁目11番地 電話大 阪(458)8681(代)
東京支店 東京都中央区八重洲6の7城辺橋ビル 電話東 京(272)2721(代)
名古屋営業所 名古屋市中区新栄町1の6中日ビル 電話名古屋(262)2451(代)
札 幌 26—8018 福 岡 76—3146 滋賀工場(野洲7)—1450