

第4章 アルジェリアの建築行政の現状

4-1 建築行政の概要

アルジェリアの建築行政の中核は「都市計画・建設・住宅省 (Ministère de l'urbanisme de la construction et de l'habitat)」である。この省の中で技術的な事柄を主管しているのが「建設技術管理機構 (Organisme de Contrôle Technique de la Construction)」であり通常CTCの略語で呼ばれている。技術的な意味ではCTCが最も中心的な役割りを果たしており、またアルジェリアの建築行政の現状を知る上で、CTCの概要を知ることは有益であると思われるので、以下にCTCについて述べることにする。

CTCの概要

CTCは1971年10月に設立され、建設技術関係の規準、規格の制定、建築物の設計・監理（主として公的資金による建築物）などを行っている。年間の予算は1978年において80,827,000 D. A.である。建築物の管理面の機能は次の2つに分けられる。

i) 設計の監理

建築物の構造体の設計図面を検査し、これが規準に合致しているかどうかを検べる。主要な検討点は断面寸法、配筋、構造物の挙動などである。

ii) 現場の管理

CTCの係官は随時現場において工事が適正に行なわれているかどうかを検査する。工事用材料、コンクリート打ちの検査も同時に行なわれる。地盤・地質関係の検査も行なう。

CTCの組織は所長の下に5つの部から構成されている。また支部としては、オラン、アルジェ、エルアスナム、コンスタンチヌの4つがあり更にその下部組織として県単位に25の事務所がある。本部の中の部で技術関係の部は技術部と規準情報部の2つである。前者は構造、基礎土質、電算の3部門からなり、後者は規準・情報、試験の3部門から構成されている。

CTCの人員は約600人でありそのうち約170人が技術者、50人が技能者である。

現主CTCが関与しているプロジェクトは約3,500ある。このうちの80～90%は公的資金を用いた建物である。私的資金による建物は本省の都市計画部門で担当している。

CTCの審査、検査の対象は、官公庁施設のほか公的資金による融資の対象である建築物であることはすでに述べたが、個人の住宅等も希望のあった場合には対象とする。設計図書の審査は、小規模なものでは2週間程度から大規模なものでは3年近くかかる例もある。現場検査は通常2週間に1回くらい行っている。

建築行為をする場合、一般的な建築申請は、市役所を経由して県庁に提出される。ここでは都市計画上の審査に重点が置かれるが、CTCほど厳しくはないけれども、構造技術上の判断も同時に加えられる。この場合、技術的に難しい建築物については、CTCの審査を要求され

ることもある。

上述の審査は後述のPS 69規準にもとづいて行なわれている。アルジェリアにおける大部分の建築物（CTCの説明によれば全建築物の約9割）はこの基準に適合しているといわれているが、それはこの基準が単なる推奨基準ではなく、二つの制度と連動するようになっているからである。一つは、政府あるいは地方公共団体の資金の融通を受ける建築物はすべてCTCの審査を受けなければならないことである。社会主義国であるから、金融機関はほとんどすべて公的なものであり、従って公的資金による融資を受けないのは、自己資金による住宅等小規模な一部の建築物に限られるのではないかと思われる。他の一つは、工事期間中を含めて10年間程度の瑕疵保証を保険会社との保険契約によって担保するのが普通であり、CTCの審査に合格しなければ保険に入れない仕組みになっていることである。わが国のように工事請負契約によって建設業者が一定期間瑕疵保証をするという仕組みにはなっていないのである。

このように、金融と保険の二つの面からの制約によって、構造計算を要するような規模の建築物は、ほとんどが耐震基準に適合しており、CTCの検査にも合格していると考えてよいものと思われる。

4-2 アルジェリアの耐震関連法規

現在アルジェリアの耐震設計はフランスの耐震規準PS 69 (Règles Parasismiques 1969, Document Technique Unifié, Octobre 1970) に依って行っている。これは技術指導指針としてCTCによって採用されているもので、法令ではない。この基準の見直し作業は大分以前から行なわれている模様である。(PS 69は1973年に一部改正されている。)。1979年に当時の規準を法制化する動きがあったが結局見送られた。

1976年にCTCは米国Stanford大学に依託してi)アルジェリアの地震危険度マップの作成と、ii)建物の耐震規準(以下新規規準案という)の作成にとりかかった。この作業はほぼ完了し1979年にZsutty and shahの報告^{*}が出されているが、未だ実用に供せられていない。

新規規準(案)は今回の地震以前に作成されたものであり、再び見直しが行なわれる様子である。次にPS 69と新規規準案の比較を行う。

* Zsutty, T.C. and Shah, H. Cy Final Draft of Seismic Resistant Design Rules for Building Structures, A Report Submitted to The Organisme de Controle Technique de la Construction, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, CA August 1979.

4-2-1 アルジェリア新規規準(案)とPS 69との比較

この比較は建物基準の水平力についての比較を行ったものである。

新規規準は鉛直地震力にふれていない。

まず両規準の概略を示す。

(1) PS69規準

地震力係数の形

$$\sigma_u = \alpha \beta \gamma \delta$$

ここに、

α = 地震地域係数

β = 構造物の応答倍率係数 (標準値を1とする)

β は構造物の周期と減衰特性および地盤性状の関数である。

γ = 高さ方向の地震力分布係数

δ = 地盤係数

α は地震強さに対応させてアルジェリア内を0.05, 1, 1.5の4地域に分類する (図4.1参照)。

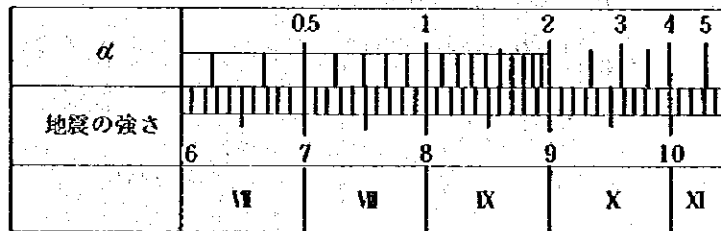


図4.1 α 係数

エル・アスナム地域は $\alpha = 1.5$ として扱われている。

β は図4.2(a)~(c)に示す通りである。

図4.2(a)

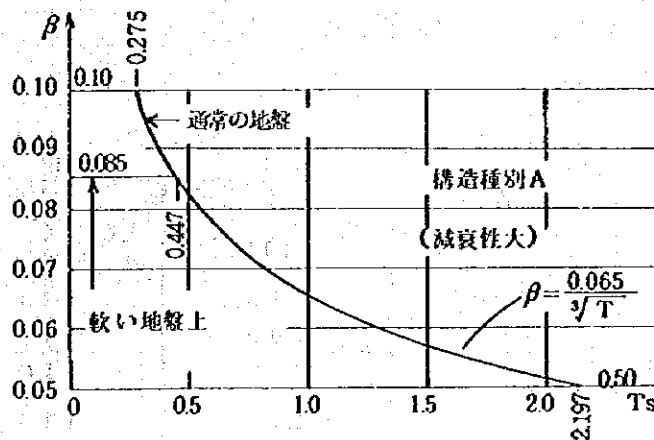


図 4.2 (b)

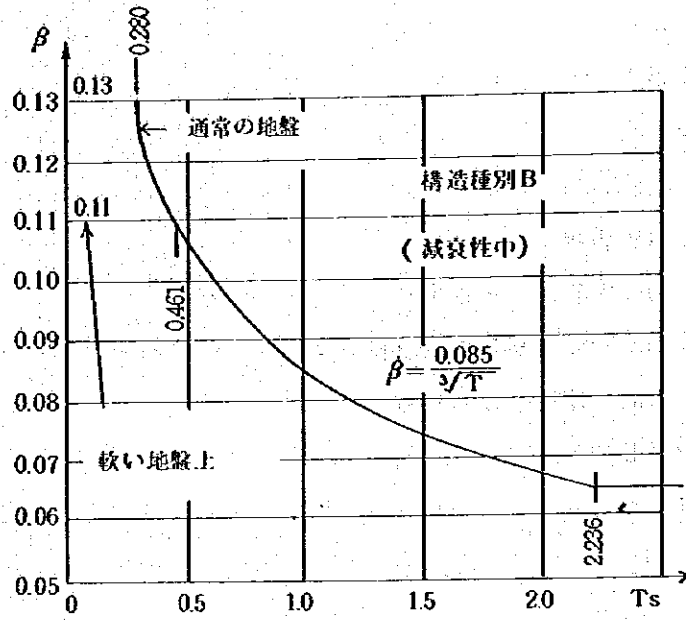
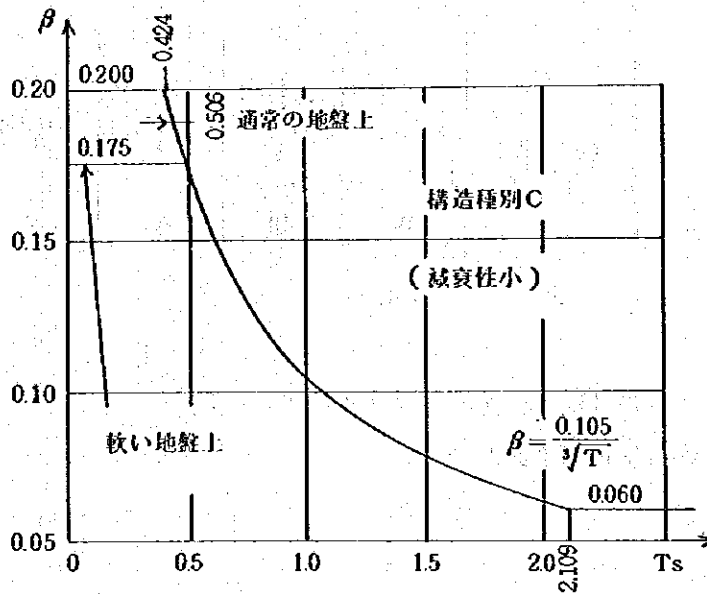


図 4.2 (c)



r は高さ方向の水平力分布の項に示す通りである。

δ は下表の通りである。

基礎の形式	地盤			
	A 岩盤	B 標準的地盤	C 水を多く含んだ 軽い地盤	D 水を多く含む泥 土
1) 直接独立基礎	1.00	1.15	1.25	
2) 独立くい基礎	0.90	1.00	1.15	
3) ベタ基礎		1.00	1.10	1.20
4) 地質B,C,Dに支 持されたい		1.10	1.15	1.30
5) まさつぐい		1.10	1.30	

この規準による建物基部の地震力は次式の通りとなる。

$$V_{ps69} = \sum_{i=1}^n \sigma_{ui} W_i = \sum_{i=1}^n (F_i)_{ps69}$$

ここに、

W_i = i 層の重量

$W_i = G_i + \frac{1}{5} P_i$

G_i = i 層の固定荷重

P_i = i 層の積載荷重

(2) 新規準 (案)

地震力係数の形

$$C = A D B Q$$

ここに、

A = 地震力係数 (地域係数と用途係数との合成係数である)

D = 構造物の応答倍率係数 (地盤と建物の周期の関数である)

B = 構造物の挙動による係数 (耐震要素の形式と配置とによって定まる)

Q = ペナルティー係数 (不静定次数, 平面構成, 高さ方向の規則性によって定まる)

A は下表による。

用途係数	地域区分 *		
	I	II	III
1	0.12	0.25	0.35
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

* 地域区分は図 4.3 による。

D は下図による。

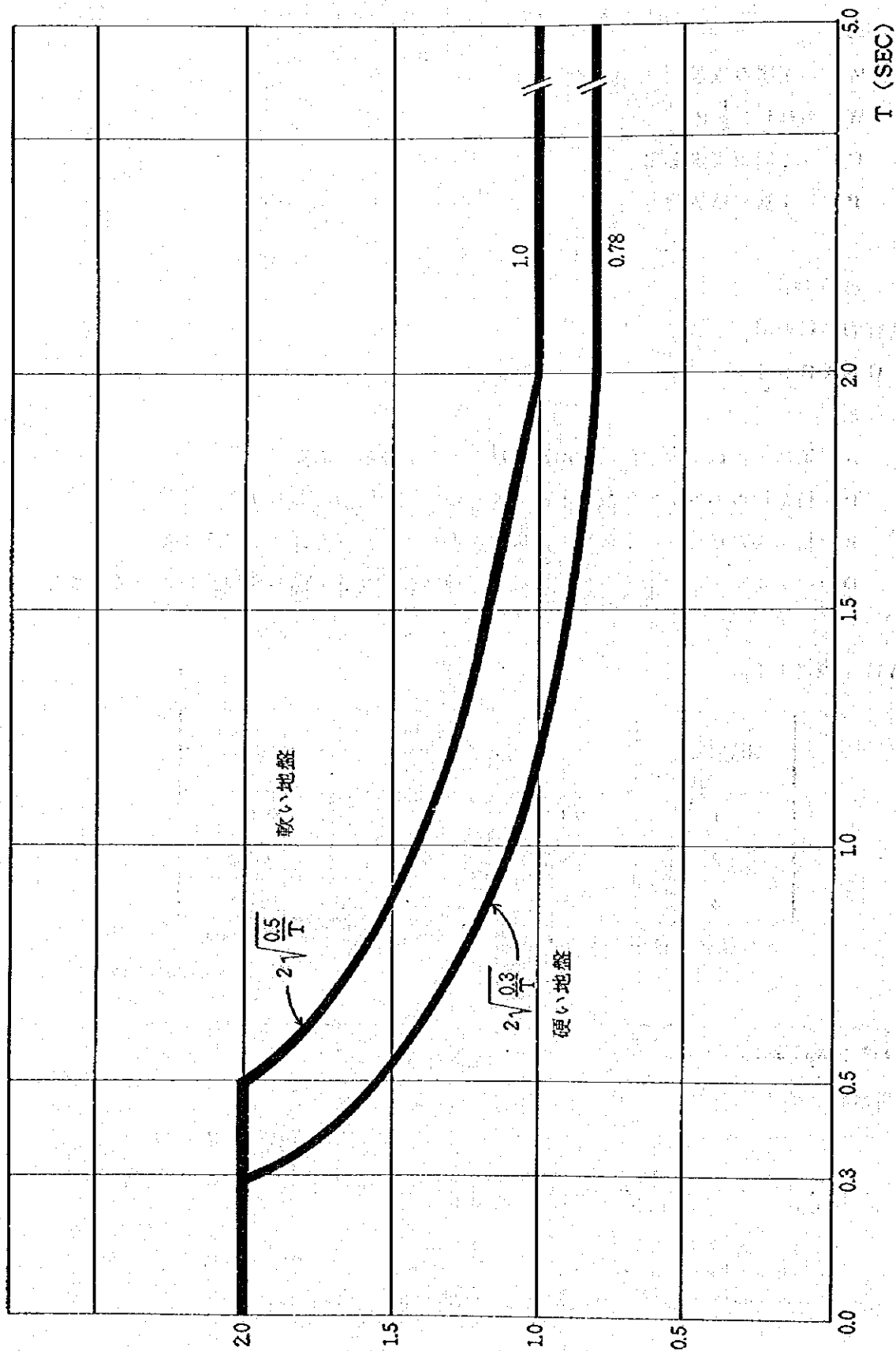


図 4.4 応答係数係数 "D"

Bは下表による。

構造物の種類	B
1. ラーメン構造	
A 鋼又は鉄筋コンクリート構造で靱性に富むもの	1/6
B 鉄筋コンクリート構造	1/4
C 現行規定で設計された鉄筋コンクリート構造 (ただし地域区分Ⅱ, Ⅲには用いてはならない)	1/4
2. ラーメン構造と耐震壁あるいは耐震ブレースを併用したもの	1/5
3. 5階以下の鋼構造建物で鋼材断面の中厚比が1.0の条件(局部坐屈) を満さぬもの	1/4
4. 10階以下のラーメン構造と耐震ブレースを併用したものでラーメン 構造の水平力分担率が25%以下のもの	1/4
5. 10階以下の鉄筋コンクリート壁式構造	1/3
6. 2階以下の組石造	2/3
7. 水 槽	2/3

Qは下式および下表による。

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

q	ク ラ イ テ リ ア	P _q の 値	
		規定に適合するとき	規定に適合でないとき
1	骨組のスパン/階高比, 壁の巾/階高比	0	0.1
2	平面上の骨組, 壁の配置	0	0.1
3	平面の対称性	0	0.1
4	立面の規則性	0	0.1
5	材料の品質管理	0	0.1
6	工事管理	0	0.1

この規準による建物基部の地震力は次式の通りとなる。

$$V_{NR} = A D B Q W_{NR}$$

ここに,

$$W_{NR} = D + \left(\frac{0}{0.25} \right) L$$

D = 固定荷重

$L = \text{積載荷重}$ (一般には0, 倉庫のみ0.25Lを用いる)

(3) 高さ方向の水平力分布

新規準(案), 旧規準とも規則的な骨細に対しては逆三角形分布とする。一方新規準(案)では建物の固有周期(T)が0.7秒をこえる場合は($T > 0.7 \text{ s}$)建物頂部に集中力を更に加える。通常の建物では $T < 0.7 \text{ s}$ であるので, ベースシャーを比較することによって新旧規準の地震力の大きさを比較できる。比較を行うに当たって次の2点が比較を不正確にする原因となる。

- i) 用途係数 — この影響を避けるために比較に際しては通常の建物(用途係数 $\alpha = 2$)について行う。
- ii) 地域係数 — 新旧マップでは異なるのでその影響が出ないように配慮した。

(4) 比較の結果

次の11の建物について比較を行った。

- i) 2方向ともラーメン構造の建物8棟
- ii) 壁式構造の建物3棟

(a) 2方向ともラーメン構造の建物

- ・ 設備地階付5階建住宅

平面 $17.6 \text{ m} \times 10 \text{ m}$, 高さ 16.80 m , 地域係数 $\alpha = 1$

$$V_{NS}/V_{ps69} = 0.8$$

- ・ 設備地階付2階建学校

平面 $18.65 \text{ m} \times 9 \text{ m}$, 高さ 7.7 m , 地域係数 $\alpha = 1$

$$V_{NS}/V_{ps69} = 0.8$$

- ・ 2階建建物

平面 $27.5 \text{ m} \times 17.4 \text{ m}$, 高さ 7.7 m , 地域係数 $\alpha = 0.5$

$$V_{NS}/V_{ps69} = 0.99$$

- ・ 設備地階付3階建建物

平面 $21.6 \text{ m} \times 6.8 \text{ m}$, 高さ 10.5 m , 地域係数 $\alpha = 1.5$

$$V_{NS}/V_{ps69} = 0.63$$

- ・ 2階建建物

平面 $19.8 \text{ m} \times 10.3 \text{ m}$, 高さ 8.2 m , 地域係数 $\alpha = 1$

$$V_{NS}/V_{ps69} = 0.75$$

- ・ 3階建建物

地域係数 $\alpha = 1.5$

$$V_{Ns}/V_{ps69} = 0.83$$

・ 5階建建物

平面 $18\text{ m} \times 12\text{ m}$, 高さ 15 m , 地域係数 $\alpha = 1$

$$V_{Ns}/V_{ps69} = 0.7$$

・ 3階建変電所

平面 $11.7\text{ m} \times 9\text{ m}$, 高さ 11.2 m , 地域係数 $\alpha = 1$

$$V_{Ns}/V_{ps69} = 0.63$$

(b) 壁式構造の建物

・ 3階建建物

平面 $16\text{ m} \times 15\text{ m}$, 高さ 10.2 m , 地域係数 $\alpha = 1$

$$V_{Ns}/V_{ps69} = 1.21$$

・ 4階建建物

平面 $17.85 \times 14.7\text{ m}$, 高さ 12.4 m , 地域係数 $\alpha = 1$

$$V_{Ns}/V_{ps69} = 1.29$$

・ 5階建建物

平面 $18\text{ m} \times 12\text{ m}$, 高さ 15 m , 地域係数 $\alpha = 1$

$$V_{Ns}/V_{ps69} = 1.32$$

(c) 結果の概要

i) ラーメン構造

新規準(案)は地震力を $10 \sim 30\%$ 低減する。

地域係数の低い地域 ($\alpha = 0.5$) では同じ結果になる。

ii) 壁式構造

新規準は地震力を約 20% 増加させる。

4-2-2 設計用荷重

設計用荷重の組み合わせは下記によっている。

・ 鉄筋コンクリート構造物

1次平衡状態(長期荷重扱い)

G : D, L

$$S_1 = G + 1.2P + T$$

P : L, L

$$S_1 = G + P + V + T$$

V : 通常の風や(雪)

2次平衡状態(短期荷重扱い)

rwV : 極端な風や(雪)

$$S_2 = G + 1.5P + 1.5V + T$$

T : 温度

$$S_2 = G + P + rwV + T$$

Si : 地震

$$S_2 = G + P + T + S_i$$

N : 雪

rwN : 極端な雪

・鉄骨構造物（荷重の組合せは全て短期荷重扱いとなる）

$$\sigma_1 = 1.5 (P + 0.5N + V) + 4/3 (G + T)$$

$$\sigma_2 = 1.5 (P + N) + 4/3 (G + T)$$

$$\sigma_3 = 1.5 (P + V) + 4/3 (G + T)$$

$$\sigma_4 = P + rw (N + V) + G + T$$

$$\sigma_5 = P + G + T + S_i$$

4-2-3 エキスパンション・ジョイントの設計

アルジェリアにおいては設計荷重の組合せに全て温度応力が関係しているが、建物の温度による伸縮を考慮して更にエキスパンション・ジョイントを用いる事が指導されている。RC造の場合25 m毎に又S造の場合50 m毎にエキスパンション・ジョイントを設ける。

但し、耐震的な配慮も必要でPS 69 3.21には目地の幅は2.0 cm以上にしなければならず、地震時には隣接建物相互のぶつかり合いが生じない距離を確保する事と規定されている（図4.5）。

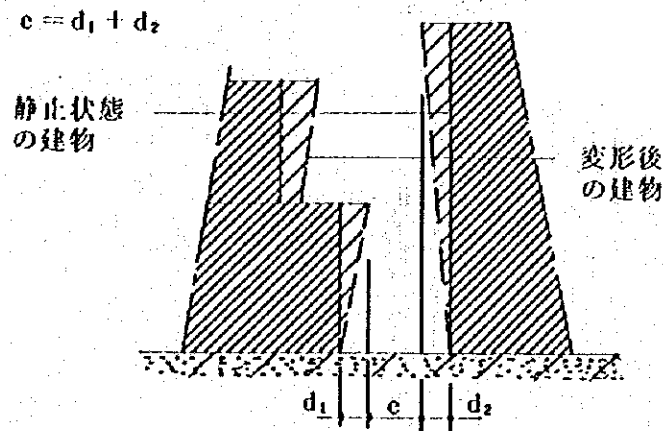


図4.5 エキスパンション・ジョイントの間隔

しかしながら今回調査した範囲では耐震的にエキスパンション・ジョイントの距離を決めている様子はなく、ぶつかり合いによる建物の破壊が多く見受けられた。

例えばエルズナム市の入口にあったSEMPAC製粉工場（地上6階、地下1階）では建物を4ブロックに分割しているが目地間隔は下階から一律に2.0 cm程度しかなく地震時の衝突による被害が出た（（5-7）参照）。

4-2-4 配筋等に関する規定

(1) 柱の最小鉄筋量

$$\bar{w}' = \frac{1.25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{bc}}$$

\bar{w}' : 鉄筋量(%)

θ_1 : 1.8 (コーナー柱)

1.4 (エッジ柱)

1.0 (一般柱)

$$\theta_2 : \theta_2 = 1 + \frac{1}{4} \frac{c}{a - 2c}$$

a : 柱材の最小径

c : コンクリートのカブリ厚

lc : 柱の座屈長さ

$$\theta_3 : \theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$$

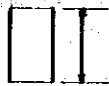
σ_{en} : 鉄筋の許容引張応力度

σ'_m : 圧縮応力度

σ'_{bc} : 許容圧縮応力度

(2) 柱の細長比

矩形柱の場合



$$\frac{l_c}{a} \leq 14.4$$

丸柱の場合



$$\frac{l_c}{\phi} \leq 12.5$$

(3) 鉄筋のカブリ厚さ

各鉄筋のカブリ厚さはその公称直径以上なくてはならない。

又建設される地域等により海岸地帯では 4.0 cm 以上, 外装面で 2.0 cm 以上, 内装等では 1.0 cm 以上の最小カブリ厚さが必要である。

(4) フープ

フープに用いられる鉄筋は最小 5 mm 以上でその間隔は主筋径の 1.5 倍以下でなければならない。

(5) 定着長及びフック

定着長は

引張の場合 $l_d = \frac{\phi \sigma_s}{4 \tau_s}$

圧縮の場合 $l_d = \frac{\phi \sigma'_s}{4 \tau_s}$

l_d : 定着長

$\bar{\tau}_s$: 許容付着応力度

$\bar{\tau}_s = 2 \phi_s \sigma_s$ (丸鋼の時)

$\bar{\tau}_s = 2.5 \phi_s \sigma_s$ (異形筋の時)

ϕ_s は通常 1.0

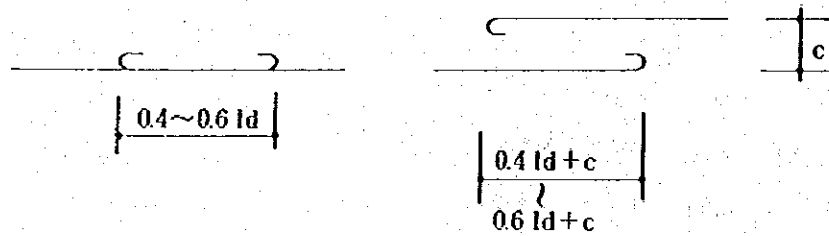
σ_s : コンクリート許容引張応力度

$\bar{\tau}_s$: 鉄筋の許容引張応力度

$\bar{\sigma}_s$: 鉄筋の許容圧縮応力度

ϕ : 鉄筋の周長

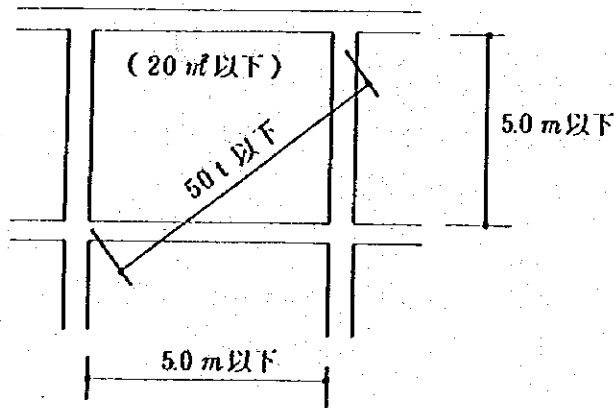
180°フックを付けると l_d は $0.4 \sim 0.6 l_d$ に短くする事が出来る。



(6) 組積造壁 (ブロック壁, 煉瓦壁)

穴明き煉瓦等を使用した組積壁は鉄筋コンクリートもしくは鋼裏のふれ止め材 (例えば柱・梁) によって囲まれなければならない。

なお, このふれ止め材によって囲まれた壁パネルは一边が 5.0 m , 面積は開口部も含めて 20 m^2 以下, 対角線の長さは壁厚の 50 倍以下としなければならない。



4-2-5 構造材料

(1) アルジェリアで一般に用いられている構造材料

構造体として一般に使用されているコンクリートとしては、セメント量 300 kg/m^3 又は 350 kg/m^3 である。それらの28日強度を表4.1に示す。又、1次平衡状態におけるコンクリートの許容応力度を表4.2に示す (β はコンクリート管理によって決める)。

鉄筋は丸鋼の場合E24 (SR24程度) 異形鉄筋の場合E40 (SD40程度) が多く用いられている。表4.3, 表4.4にその弾性限界応力度を示す。

表4.1 コンクリートの28日強度

単位セメント量 (kg/m^3)	圧縮 σ'_{28} (bar)	引張り σ_{28} (bar)
250	180	17.8
300*	230	20.8
350*	270	23.2
400	300	25

表4.2 コンクリートの許容応力度 (1次平衡状態用)

単位セメント量 (kg/m^3)	良好な管理 ($\beta = 1$)		通常の管理 ($\beta = 5/6$)	
	圧縮 $\bar{\sigma}_c$ (bar)	引張 $\bar{\sigma}_t$ (bar)	圧縮 $\bar{\sigma}_c$ (bar)	引張 $\bar{\sigma}_t$ (bar)
250	54	5.3	45	4.4
300*	69	6.2	57.5	5.2
350*	81	7.0	67.5	5.8
400	90	7.5	75	6.2

表4.3 丸鋼の弾性限界

等級	σ'_{en} and σ_{en}
Fe E22	22 kgf/cm^2 , ie. 2160 bar
Fe E24*	24 kgf/cm^2 , ie. 2350 bar
Fe E34	34 kgf/cm^2 , ie. 3340 bar

表4.4 異形鉄筋の弾性限界

公称径 (mm)	等級		
	Fe E40A&B	Fe E45	Fe E50
5 to 16*	42	45	50
20*	4120*	4410*	4900*
25-32	40	"	"
40	3920*	"	"

最近セメントについてはSNMC（アルジェリア建設資材公団）により製造されたものが一般には使用されている。

コンクリート骨材には粗骨材は砂利、砕石、玉砕等が用いられ石灰質系のものが多いが材質そのものは特に問題はない様である。一方、細骨材は微細な粒子のものが多く、粒度分布に問題があり入念な調合計画が必要となる。

又、鉄筋や小型の形鋼はSNS（アルジェリア製鉄公団）により製造、供給されている模様である。

(2) 工法一般

a) 一般的床工法

コンクリート構造物の床としては、仮枠・サポートを用いた構造スラブもいくつかあるが、一般的にはコンクリートブロックを型枠にしてサポートなしで床を構成する工法が多く見受けられる。

型枠としてのコンクリートブロックは図4.6に示す様な簡単なプレキャスト小梁上に置かれ、その上にコンクリートを打設する事になる（図4.7）。プレキャスト小梁の代りに軽量形鋼等が用いられる事もある。

ブロック厚は15cm、その上のコンクリート（ワイアーメッシュ入り又は無筋）の厚さは8～10cmが一般的であり、それに仕上材等が加わるとスラブ厚としては一般階で25cm、屋根スラブでは40cmにもなる。従って重量もかなり大きくなり一般階のスラブの固定荷重としては500kg/m²、屋根スラブでは700kg/m²程度になるのが普通である。

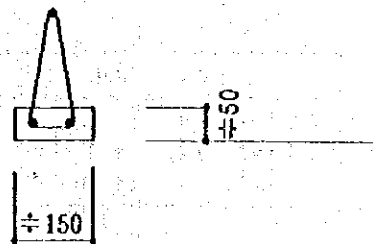


図4.6 プレキャスト小梁

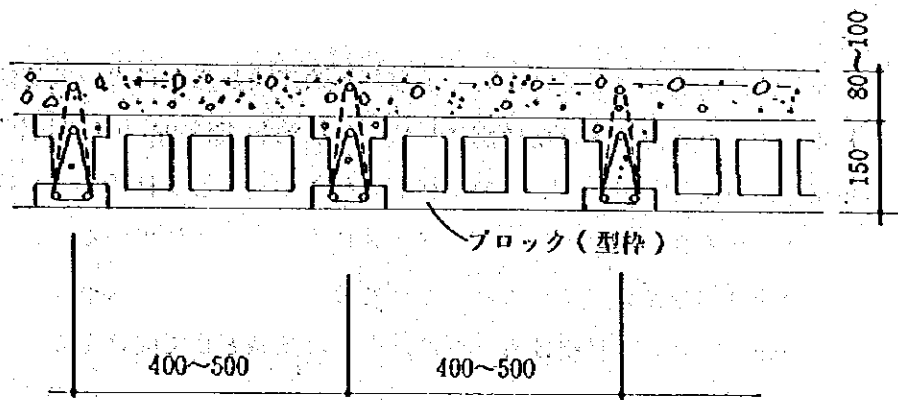


図4.7 プレキャスト小梁を用いた在来床工法

図4.8にエルアスナム市内東部住宅の床仕様を示す。

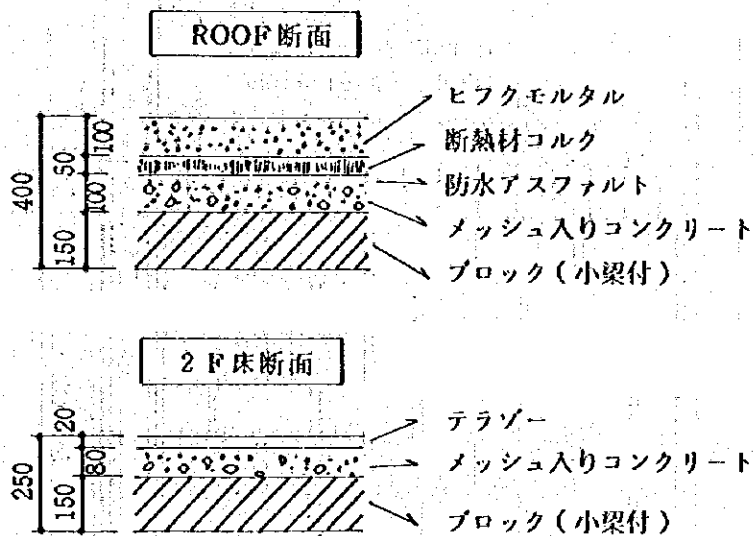


図4.8 東田地 床仕様

b) コンクリート打継ぎ

鉛直打継ぎは一般には柱頭、柱脚の2箇所で行なわれている。柱材をまず打設して次に床、梁等の横架材を打設する為である。

又、煉瓦壁等の帳壁は柱材が立上った後に積み上げられるのが一般的な順序であるが、コンクリート造の壁についても同様に後打ちになっている為、柱・梁との打継ぎ部分で

地震による被害が出ている例があった。

c) 配筋

鉄筋加工や配筋状態は決して悪くはない。工事毎に鉄筋の加工図にそって切断・加工、配筋がなされるので設計意図の理解度は別にしても、鉄筋加工については問題はない。鉄筋自体の技術も概ね良好と思える。柱の帯筋もかなり密に配筋されており、柱主筋は同ピッチのサブフープ（含ダイアゴナルフープ）等により緊結されている。

但し、柱・梁の仕口部分においては入れにくい為であろうか帯筋が入っていない。地震時の被害はこの仕口部分にも見受けられたが、今後の課題として配筋上の留意点となろう。

d) 煉瓦壁（ブロック壁）

帳壁として内外壁に用いられる煉瓦壁は穴明き煉瓦である。

煉瓦又はブロックは無筋でモルタルにより破目地に積上げられる。帳壁は 2.0 m^2 以下毎に柱（間柱）や梁型により区切られるのが普通である。柱や梁の幅は壁厚と同程度（ $15 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$ ）であり、配筋としては $4 - 12 \phi$ 程度である（図 4.9）。

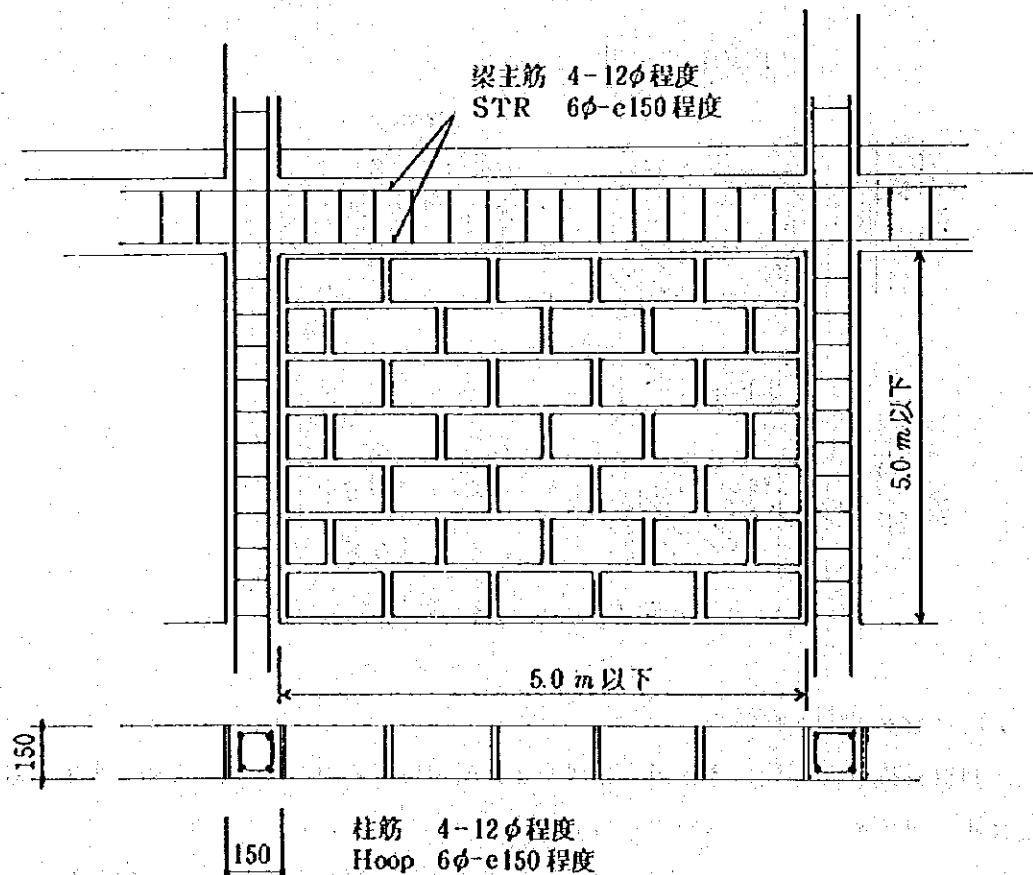


図 4.9 帳壁一般

4-2-6 設計用地震力に関する日本との比較

下記の例題によってPS69の場合と日本の場合との設計用地震力の比較を行ってみる。
建物モデルを図4.10に示す。

- ・階数 10
- ・階高 各階 3.0 m
- ・建物重量 2,152.1 kN (R階)
2,388.1 kN (一般階)

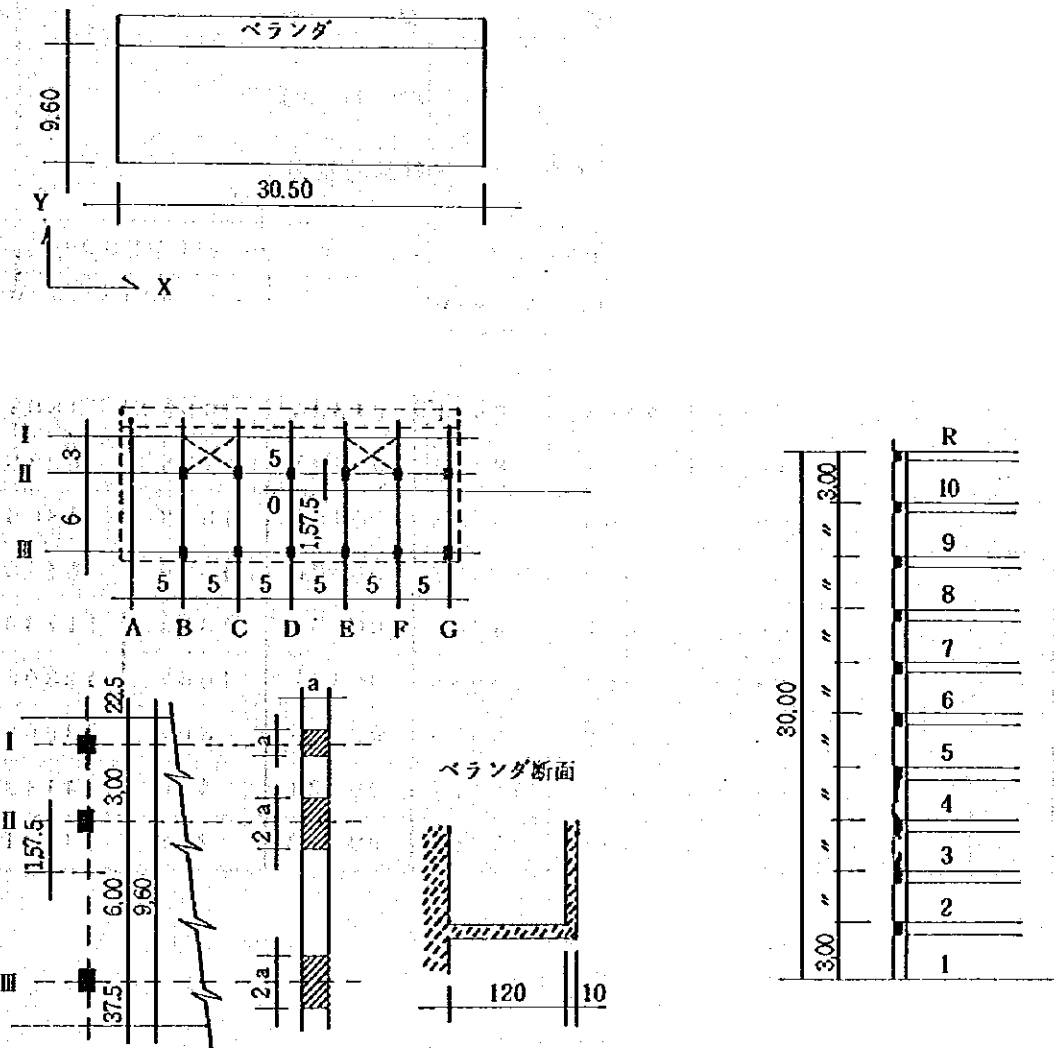
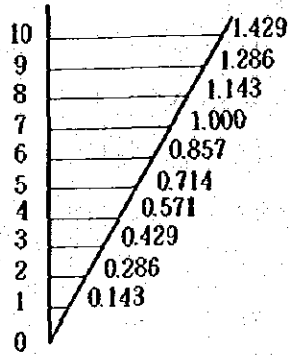


図4.10 建物モデル

PS 69 の場合の設計用水平力

$\alpha = 1.0$
 $\delta = 1.15$
 $T_x = 0.488$ 秒
 $T_y = 0.871$ 秒
 $\beta_x = 0.0825$
 $\beta_y = 0.068$



$r =$ 分配係数

表 4.5 PS 69 による設計用地震力

階	重量 W(KN)	X 方向 (PS69)			Y 方向 (PS69)		
		σ_x	$\sigma_x \cdot W$	$\Sigma \sigma_x \cdot W$	σ_y	$\sigma_y \cdot W$	$\Sigma \sigma_y \cdot W$
10	2152.1	0.1356	291.8	291.8	0.1117	240.1	240.1
9	2388.1	0.1220	291.3	583.1	0.1006	240.2	480.3
8	#	0.1084	258.8	841.9	0.0894	213.5	693.8
7	#	0.0949	226.6	1068.5	0.0782	186.8	880.6
6	#	0.0813	194.2	1267.2	0.0670	160.0	1040.6
5	#	0.0677	161.7	1424.4	0.0558	133.3	1173.9
4	#	0.0542	129.4	1553.8	0.0447	106.7	1280.6
3	#	0.0407	97.2	1651.0	0.0336	80.2	1360.8
2	#	0.0271	64.7	1715.7	0.0224	53.5	1414.3
1	#	0.0136	32.5	1748.2	0.0112	26.8	1441.1

表 4.6 日本の場合の設計用地震力

階	重量 W(KN)	現 行			新耐震法(1次設計用)				
		k	kW(KN)	$\Sigma kW(KN)$	$\Sigma W(KN)$	α_i	A _i	C _i	Q(KN)
10	21521	0.24	5165	5165	21521	0.091	238	0.476	10244
9	23881	0.23	5493	10658	45420	0.192	190	0.380	17253
8	#	0.22	5253	15911	69283	0.293	167	0.334	23140
7	#	0.22	5253	21164	93164	0.394	151	0.302	28136
6	#	0.21	5015	26179	117045	0.495	138	0.276	32304
5	#	0.2	4776	30955	140926	0.596	130	0.260	36640
4	#	0.2	4776	35731	164807	0.697	121	0.242	39883
3	#	0.2	4776	40507	188688	0.798	114	0.228	43021
2	#	0.2	4776	45283	212569	0.899	107	0.214	45489
1	#	0.2	4776	50059	236450	1.0	10	0.200	47290
備 考					$T = 0.02 \times 30 = 0.6$ 秒 $C_0 = 0.2$ $R_t = 1$ $Z = 1$				

上記の計算結果を図 4.11 に示す。設計用地震力はおおよそ我国の 1/2 であることがわかる。

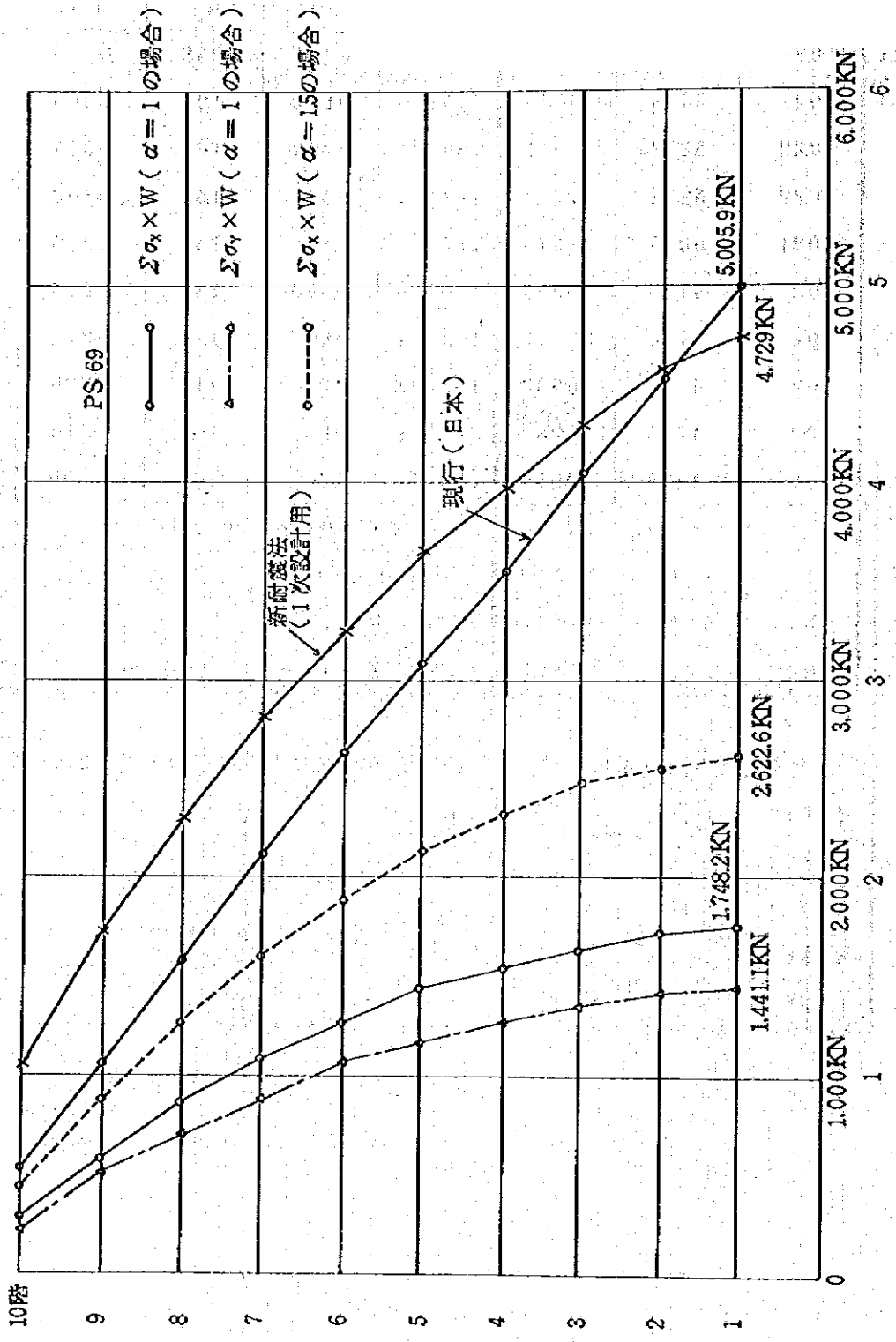


図 4.11 地震力の比較

第5章 建築物の被害及びその特徴

5-1 エルアスナム地震による建築物の被害の概要

今回の地震によってエルアスナム市は潰滅的被害を蒙った。エルアスナム市の人口は約120,000人、戸数は約10,000戸であるが、同市を中心とする激震地域の被害は大きく国連の報告^{*}によれば、家を失った人は300,000人をこえ、死傷者は11,000名に上るという。

エルアスナム市の建物の被害率はアルジェリア政府によって調査中であり、正確な数字は未だ発表されていないが、CTCの担当者の推定によると、無被害または軽微な被害の建物が約20%、大被害を受け再使用の可否を精査すべき建物が約40%、再使用不能の建物が約40%である。

アルジェリア政府による被害調査はCTCが担当している。以下にCTCの調査活動の概略を述べる。

地震発生後CTCは直ちに建物の被害程度の判定を行うべく行動を開始した。まづ建物の安全度の等級を3つに分けた。

- 1) 無被害 - 居住可能 (青色で標示)
- 2) 大被害 - 精査の上再使用の可否を決定する (黄色で標示)
- 3) 大 破 - 再使用不能 (赤色で標示)

上記の分類を行うための調査票として表5.1に示すものが用意された。

この調査のために全国から動員された技術者は約120名でありエルアスナム市は90人を動員して25日間に約8,600件の調査を行い、エルアスナム近郊については30名を動員して14日間を費して実施された。1980年12月上旬現在においては、調査票の集計(コンピュータの入力データ作成中)は完了しておらず、また上記の黄色標示の建物の精査や詳細な原因調査は今後の作業として残っていた。

* UNDR0 NEWS ; jan. 1981

表 5.1 被害評価様式 (EL-ASNAM)

調査コード	C・E・T・C	
日付		
構造物所在等		
区 域	地 域	耐震設計を行ったか：
住所等		行った 行なわなかった
		現場工事検査を行ったか：
		行った 行なわなかった

(表のつづき)

用 途

住 宅	学 校	商 業
官 庁	病 院	工 業
社会-文化施設	レクリエーション	貯水塔
その他(用途を記載すること) : -----		

建物概要

竣工後の経過年数 :	地下の設備層の有無 :	有り	無し
階 数 :	地階の有無 :	有り	無し
エキスパンジョイントの数 :	外部の独立付属工作物 : (外部階段, 差しかけ, 被覆歩道)		
-鉛直方向	-----		
-水平方向	-----		

構造物周辺の地盤の状況

断 層 :	有り	無し	沈下-隆起 :	有り	無し
液状化 :	有り	無し	地 じ り :	有り	無し

基礎-上部構造

基 礎 :	上部構造(設備層または地階についてのみ記載)	
-基礎形式 :	-連続コンクリート壁 : 1-2-3-4-5	
-被害の種類	-充填壁をもつコンクリート柱 : 1-2-3-4-5	
沈 下 :	有り	無し
じ り :	有り	無し
転 倒 :	有り	無し

構造システム

鉛直荷重支持部材		水平荷重支持部材	
-組積造壁体	: 1-2-3-4-5	組積造壁体	: 1-2-3-4-5
-コンクリート壁体	: 1-2-3-4-5	コンクリート壁体	: 1-2-3-4-5
-コンクリート柱	: 1-2-3-4-5	鉄筋コンクリート骨組	: 1-2-3-4-5
-鋼 柱	: 1-2-3-4-5	鉄骨骨組	: 1-2-3-4-5
-木 柱	: 1-2-3-4-5	ブレース付骨組	: 1-2-3-4-5
-その他	: 1-2-3-4-5	その他	: 1-2-3-4-5
床版-屋根版		勾配屋根	
-鉄筋コンクリート	: 1-2-3-4-5	-鉄骨トラス	: 1-2-3-4-5
-鉄骨ジョイスト	: 1-2-3-4-5	-木造トラス	: 1-2-3-4-5
-木造ジョイスト	: 1-2-3-4-5	-瓦葺屋根	: 1-2-3-4-5

(表のつづき)

-石綿スレート葺屋根 : 1-2-3-4-5

-波形鉄板葺屋根 : 1-2-3-4-5

二次部材

階 段

-コンクリート : 1-2-3-4-5

-鉄 骨 : 1-2-3-4-5

-木 造 : 1-2-3-4-5

外壁パネル

-組積造 : 1-2-3-4-5

-プレキャストコンクリート : 1-2-3-4-5

-波形鉄板 : 1-2-3-4-5

-その他 : 1-2-3-4-5

その他の内装材

- : 1-2-3-4-5

- : 1-2-3-4-5

外部の部材および工作物

-バルコニー : 1-2-3-4-5

-手 摺 : 1-2-3-4-5

-張り出し部 : 1-2-3-4-5

-パラペット・軒蛇腹 : 1-2-3-4-5

-煙 突 : 1-2-3-4-5

-その他 : 1-2-3-4-5

隣接構造物の影響

この構造物は他の構造物に危害を与えるか : 与える 与えない

・ は ・ によって危害を加えられるか : 加えられる 加えられない

この構造物は他の構造物の支えになっているか : なっている なっていない

・ は ・ によって支えられているか : 支えられている 支えられていない

犠牲者

有り - なし - 多分有り

-有りの場合はその人数:

利害の性質および推定原因

短辺方向

長辺方向

平面の対称性

良い - 普通 - 悪い

良い - 普通 - 悪い

その他の意見

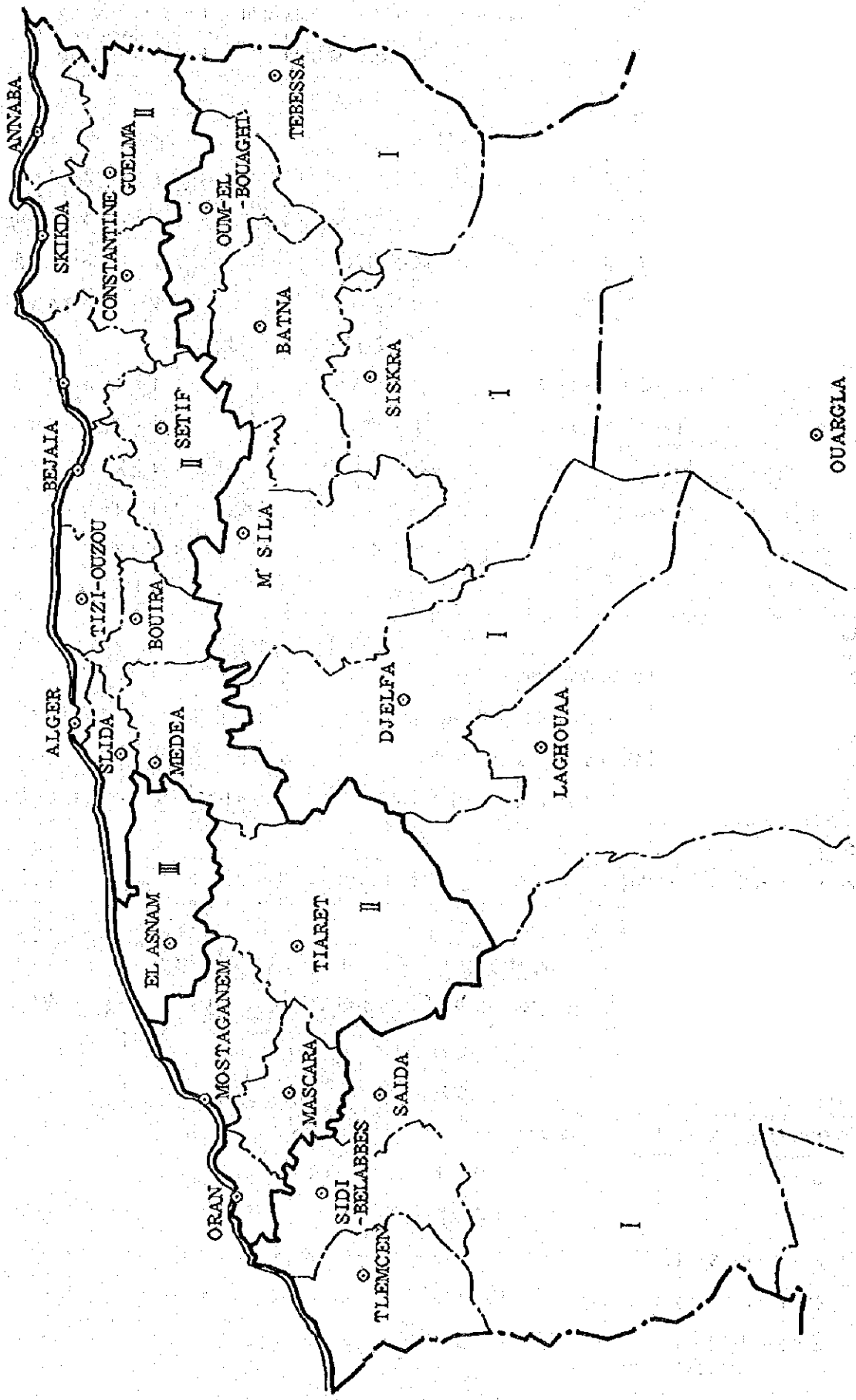


図 4.3 地震危険度マップ

(表のつづき)

最終評価

被害の総合レベル

色 刷

1-2-3-4-5

緑 黄 赤

被害等級

1. 無被害:

家具の転倒およびガラスの破損を除く。

2. 軽度の被害:

内部間仕切のひびわれ、天井のひびわれ、配管、電気電灯設備の被害など二次部材の被害

注: 最も不利な場合をとること、また必要あればコメントを記入すること。

3. 中程度の被害:

二次部材に大被害を生じ、構造部材に軽度の被害を生じた場合。

注: 設備層の短柱の破壊によって建物が傾斜した場合は、上部構造が無被害にあっても、当該建物は被害等級4とする。

4. 大被害

二次部材に極めて大きな被害を生じ、かつ重度の構造被害を生じた場合。耐震壁にX型きれつが生じ、柱と梁の接合部のコンクリートの剝落など。

注: 等級3と4との選択を誤らぬこと。必要に応じて他の技術者の意見を究めること。

5. 崩壊的被害:

たとえば; - 一つの層が潰れた、建物の転倒、多数の柱-梁接合部の破壊など。

一般にこの等級の建物は、過度の変形を生じた建物あるいは修理費が頭初建設費と同じ位の建物である。

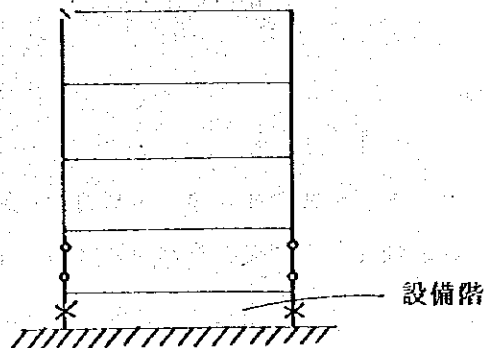
結論 緑色 等級1および2, 黄色 等級3および4, 赤色 等級5

5-2. 構造形式別にみた建築物の被害とその特徴

エルアスナム市内の建物を構造型式別に分類すると次の4種類に大別される。

1) ラーメン構造建物で設備階を有する

この構造は右図に示すように約1.5mの設備階を有するものである。設備階は短柱で支持されているので、せん断破壊が生じており、上部階はほとんど無被害のまま、建物全体が大きく傾斜したものが数多く見られた。また



1階の部分に壁が少ないもの、あるいは壁が地震初期に脱落したものは、1階柱頭柱脚に曲げ破壊を生じたものもある。この型式の建物の約60%は何等かの被害を生じている。

2) 壁式鉄筋コンクリート造

この型式の建物は壁脚に水平ひびわれが生ずる程度であり、この型の建物の被害率は約5%である。

3) 組積造

石造あるいは煉瓦造の建物は元来耐震性が低く、かつ床の重量も大きいため大きな被害を蒙っている。被害率は約99%である。

4) 壁式・ラーメン式の複合構造

この型の建物はまず耐力壁部分に横傷が生じ、次にラーメン部分の柱頭・柱脚に塑性ヒンジが生じる。この型の建物の被害率は約45%である。なおこの型の建物のうち最下階の下に設備スペース(高さ約1m)を持つものもあるが、上部を支える鉄筋コンクリートの短柱に典型的なせん断破壊が生じている。

5-3 被害の特性

建築物の被害の特性をとりまとめると次の通りである。

(1) ラーメン構造にみられる破壊は、ほとんどが柱の上部あるいは下部における曲げ破壊である。

(2) 中層のアパート等下部が短柱で持ち上げられた形式のものが多くみられるが、この短柱部分にせん断破壊がみられる。

また、上部の階でも短柱状の部分にはせん断破壊を起しているものがみられる。

(3) ピロティ形式の建物は、ほとんど倒壊している。

(4) 古い低層の住宅地には、煉瓦造、石造のものが多く、これらは程度の差はあるが、ほとんどが何らかの被害を受けている。

(5) ラーメン架構に組込まれた壁は、ほとんどがすべて煉瓦造で、骨組に被害が全くみられない場合でも、これらの部分には亀裂、脱落が多くみられる。

(6) 熱応力の影響を緩和するためにエキスパンション・ジョイントが比較的細かく入っているが、隙間が狭いので、地震時に棟がぶつかり合い破壊している例がかなりみられる。

(7) 建築物自体が不燃性の材料で造られているばかりでなく、内装等にも可燃物がほとんどないので、火災はきわめて少なく、また延焼もなかった。

5-4 エルアムナス市内等建物の被害の実例

次下に代表的な被害の実例を写真によって示すことにする。

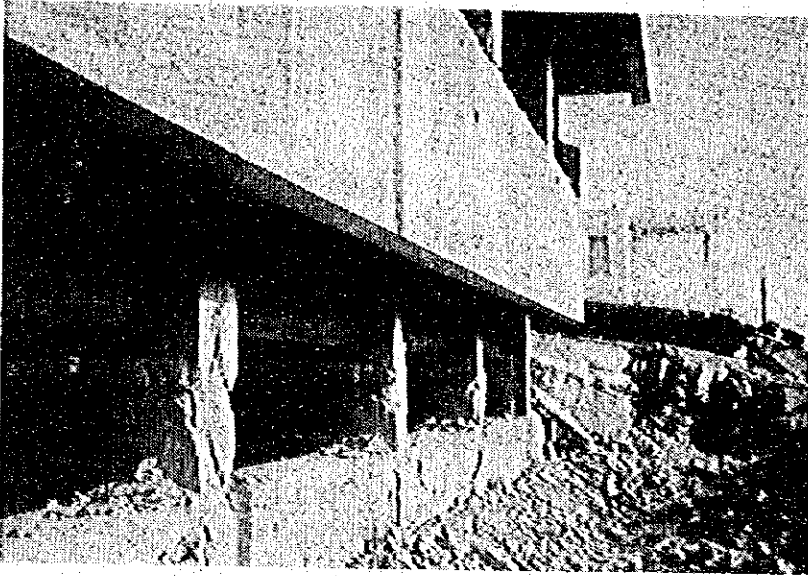


写真1 地下設備階の短柱の破壊例
典型的な柱のせん断破壊がみられる

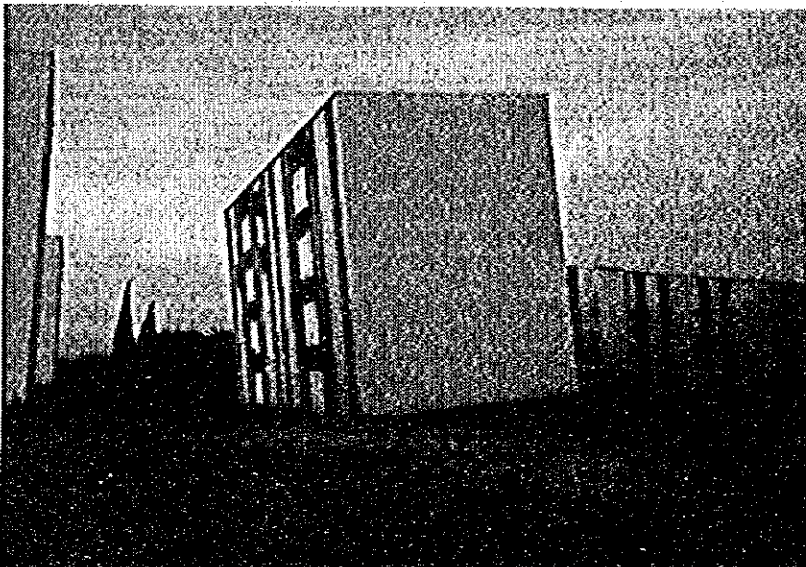


写真2 アパートにも設備階を持つものが多い
地上部分は健全なのに設備階の短柱破壊のため、建物全体が傾斜している



写真3 石造の民家は脆いこわれ方をしている

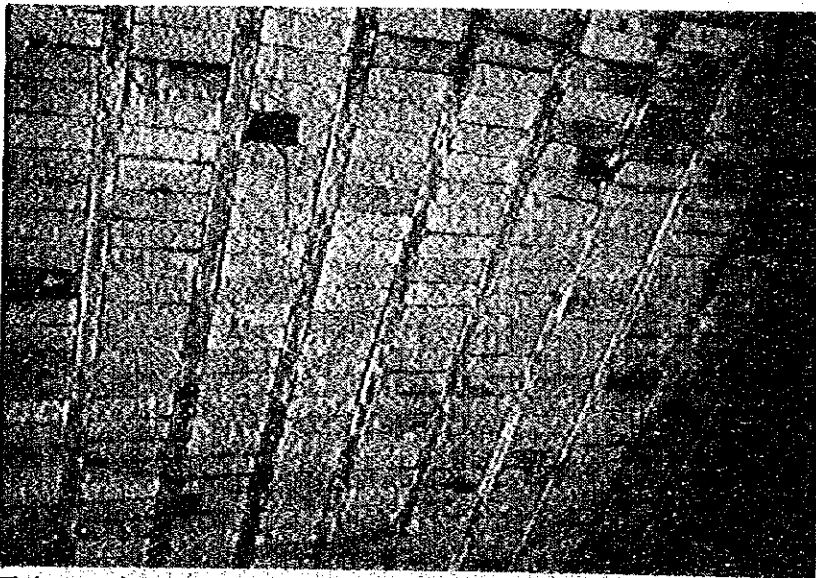


写真4 床組は鉄筋コンクリート（または鉄骨）ジョイストの間にコンクリート（または煉瓦）ブロックをわたし、その上をコンクリート（またはモルタル）で仕上げたものが多い。重量が大で脆い壊れかたをする

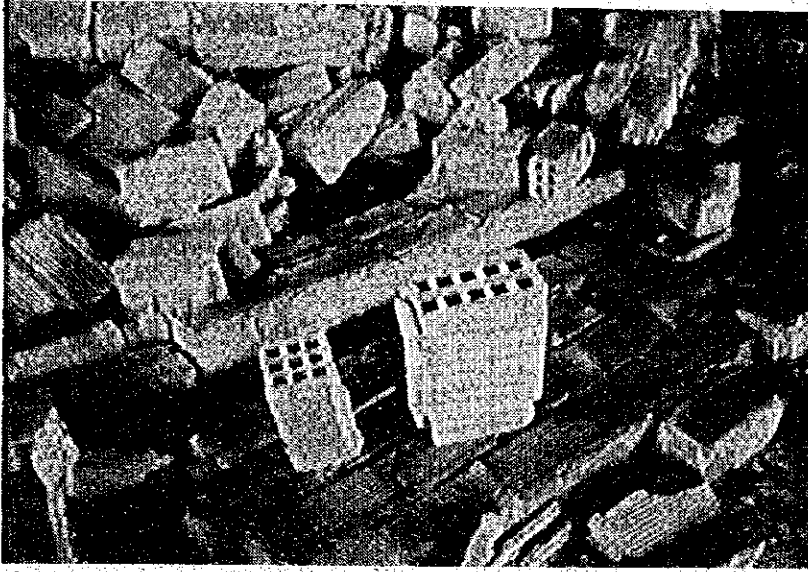


写真5 孔明き煉瓦は壁に多用されている。鉄筋コンクリートフレームの中に infilled-wall として用いられていることも多い。骨組との接合がないので多くは面外に崩れ落ちている。



写真6 建物の一部にコア部のある建物は倒潰を免れたものもかなりある。

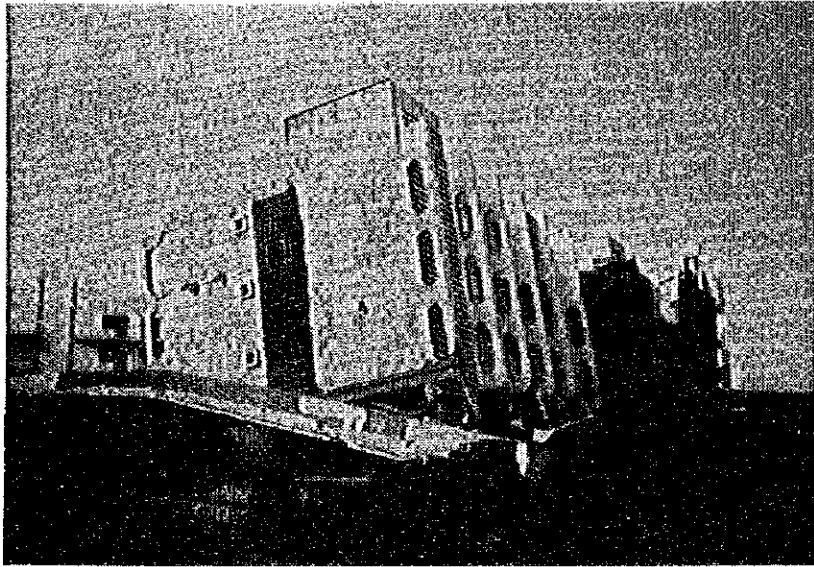


写真7 一階にピロティのある建物はピロティ部の破壊により建物全体が傾斜し大破している。

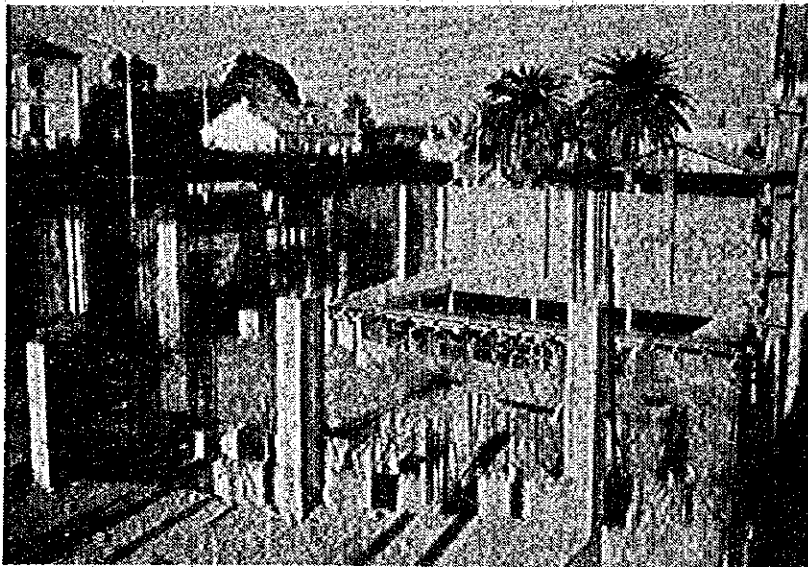


写真8 建設中の現場で鉄筋の配筋をみると柱の帯筋はかなり入っている。

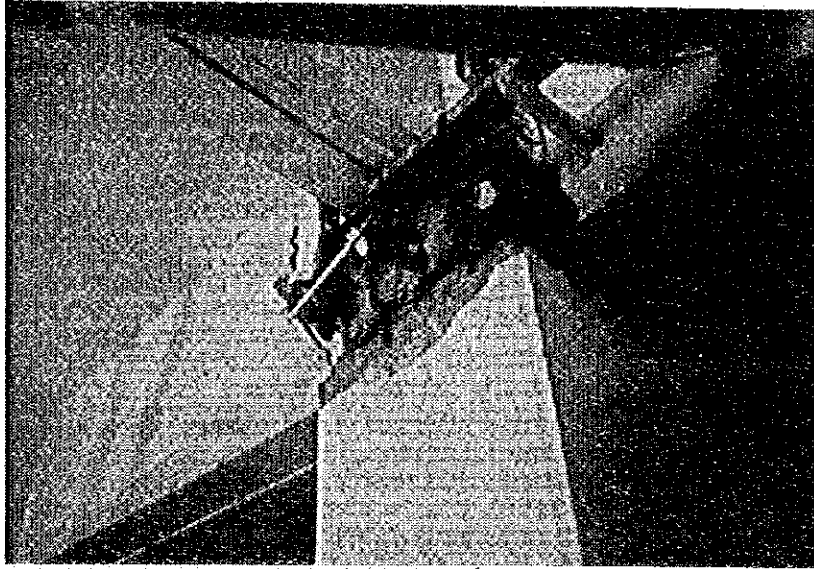


写真9 柱-はりの梁合部には柱の帯筋が欠如している。結果としてこの部分が弱点となっている。

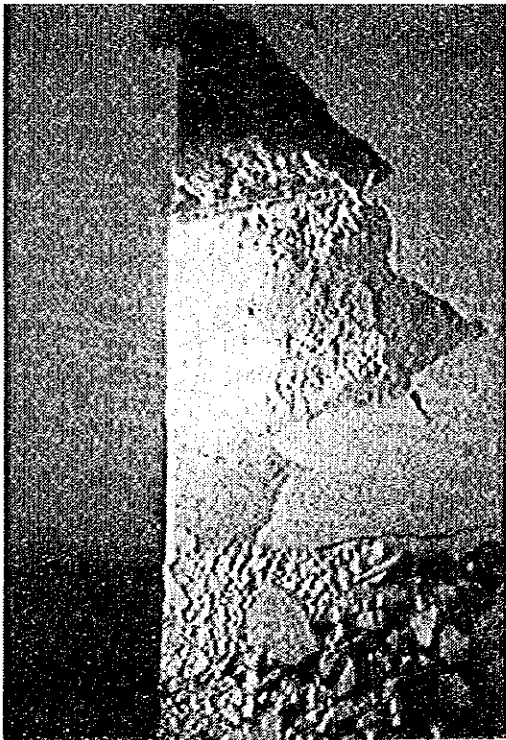


写真10

コンクリートについては骨材、特に細骨材の品質が劣っている。粗骨材は砕石が多用され石炭岩質のものも多い。



写真11

コンクリート系の建物は2.5
mごとにエキスパンジョイン
トを作るように指導されてい
る。振動でぶつかり合った形
跡のあるものが多く、被害を
大きくしている。

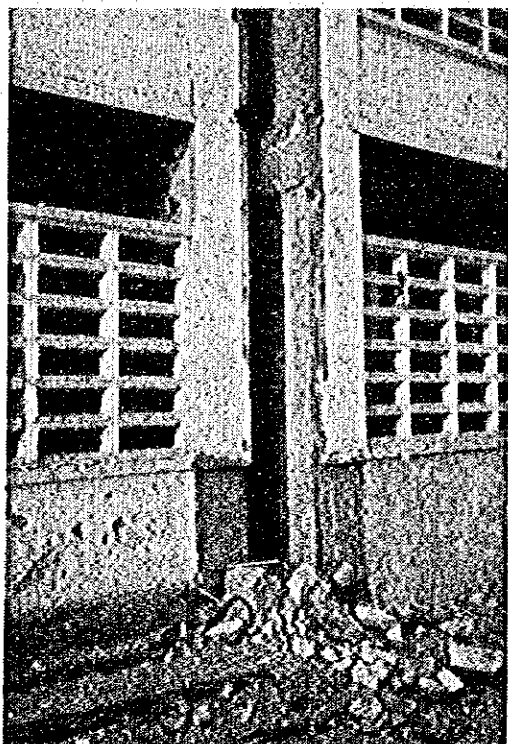


写真12

アパートの戸境壁は煉瓦の
infilled-wallであり、エキ
スパンションジョイントにな
っている。またこの例では設
備階があるため、短柱破壊が
生じ建物全体が約1m落下し
ている。

5-5 コンクリートの品質について

エルアスナム市内のSEMPAC製粉工場および東部住宅団地において採取したコンクリートコアの試験結果は下記の通りである。

(1) 調査建物

a) SEMPAC製粉工場(図5.1参照)

構造概要: RC 6階建, 地下1階, ラーメン造

基準階平面 $47.5\text{ m} \times 18.0\text{ m} (= 855\text{ m}^2)$

建設時期: 1960年頃

被害程度: 倒壊には至らなかったが, 大破している。

b) 東部住宅(図5.2参照)

構造概要: RC 2階建, 1階ピロティ形式

平面: $16.0\text{ m} \times 9.6\text{ m} (= 154\text{ m}^2)$

建設時期: 建設中

被害程度: 1階が大破し, 倒壊

(2) 調査担当者・調査期間

a) 調査担当者	中野清司(建研所長)	} 現地調査
	富田幸助(顧問組)	
	友沢史紀(建研)	} コア試験・分析
	田中 斉(建研)	

b) 調査期間 1980年12月5, 6日(現地調査)

(3) 調査内容

各建物について, 現地でシュミットハンマーによる強度推定試験とコア(径43mm)採取を行った。コアについては, 建築研究所において, 気乾単位容積重量(気乾比重), 圧縮強度, 中性化深さ, 使用骨材の品質の検討, 調合分析を行うこととした(後2者については, 現在試験中)。

(4) 調査箇所

各建物の調査箇所は, 以下のとおりである(図1, 図2参照)。

a) SEMPAC製粉工場

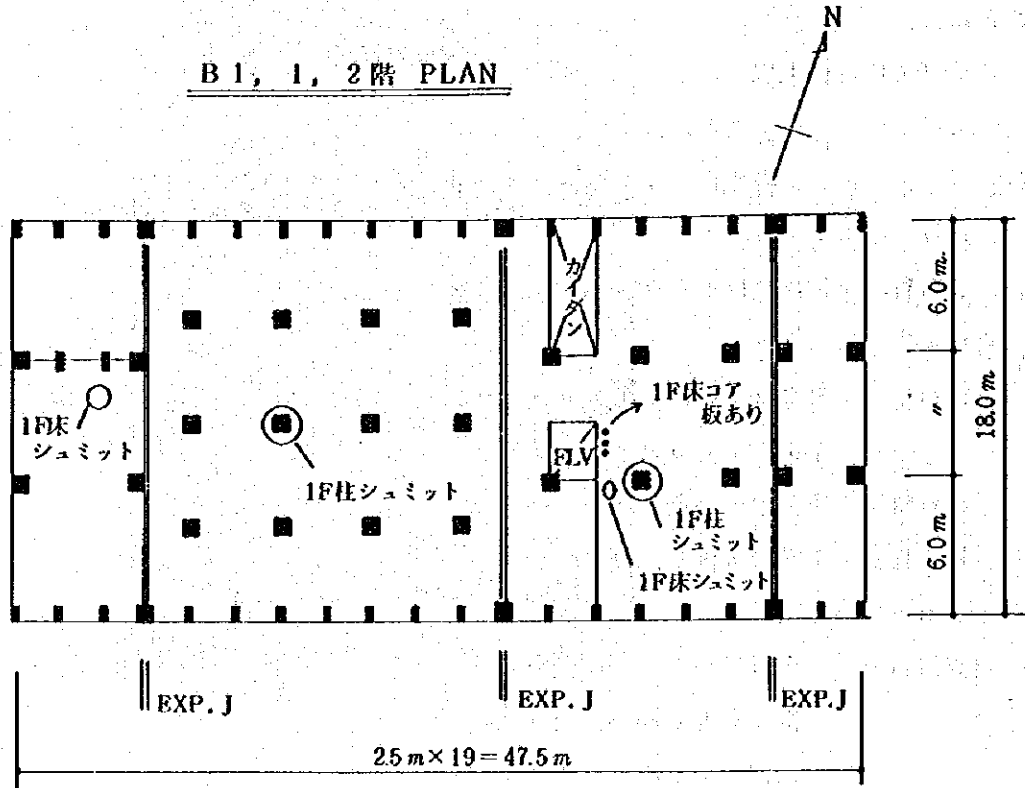
1階柱(西側ブロック)	シュミットハンマー試験
1階柱(東側ブロック)	同上
1階床(西側ブロック)	同上
1階床(中央エレベータ付近)	同上及びコア採取(3本)
6階柱(西側ブロック)	シュミットハンマー試験

b) 東部住宅

SEMPAC

R.C 6階建

B 1, 1, 2階 PLAN



3~6階 PLAN

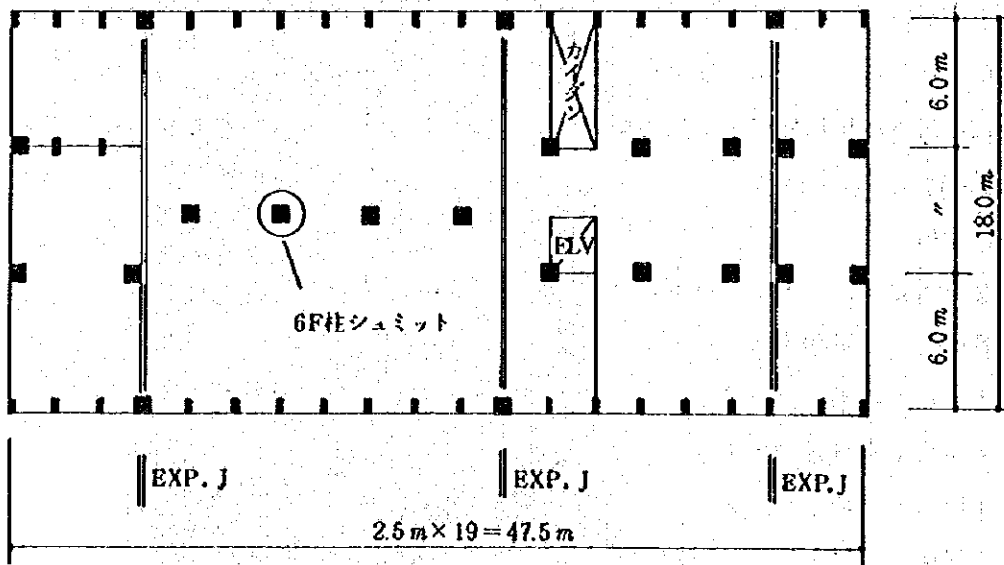


図 5.1 SEMPAC製粉工場平面図及び調査箇所

試験日 1980年12月6日

(2階建て) R.C造

建物 東部住宅

1階 PLAN

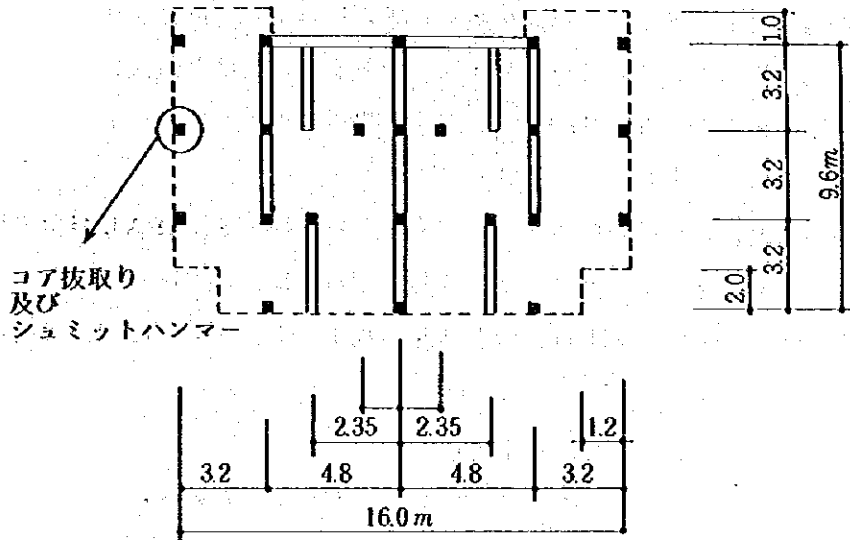


図 5.2 東部住宅平面図及び調査箇所

1階柱

シュミットハンマ試験及びコア採取(2本)

(5) 調査結果と考察

a) コンクリートの圧縮強度

シュミットハンマ試験結果については、記録紙から反発硬度 R を読み取り、床スラブについては、垂直方向試験の補正を行った後、

$$F = 1.0 R_0 - 1.10$$

F : 圧縮強度推定値

R_0 : 反発硬度 柱の場合 $(R_0 = R)$
床の場合 $(R_0 = R + 4)$

により、圧縮強度推定値を求めた。

コアについては、長さを直径のほぼ2倍になるように切断し、両面をキャッピングして圧縮試験を供した。また圧縮試験前に、気乾重量と容積を測定し、気乾比重を求めた。結果は、表 5.1 ~ 5.3 に示すとおりである。

この結果によると、

i) SEMPAC製粉工場では、柱のコンクリート強度は、250～280 kg/cm²程度、床のコンクリート強度は150 kg/cm²程度であり、東部住宅の柱のコンクリート強度150 kg/cm²程度と考えられる。

ii) しかし、床の上面(であったとして)のシュミットハンマ試験結果は、床スラブの打撃時の振動、およびフリージングによる上面コンクリートの質の低下の影響で、実際の給度より小さくなる傾向があると考えられること、コアは骨材の最大寸法25～30 mm程度に対して直径が42 mm程度であって、やはり強度試験結果が小さくなると考えられることから、SEMPAC製粉工場の床のコンクリート強度は、上に示した値より幾分大きいものと考えらるべきであろう。

iii) 以上より、わが国の標準と照し合わせてみれば、SEMPAL製粉工場のコンクリートは、設計基準強度180～210 kg/cm²程度建物におけるコンクリートに相当し、東部住宅のコンクリートは、設計基準強度135～150 kg/cm²程度のものに相当しているといえよう。

b) コンクリートの中性化

コアを割裂し、コンクリートの中性化深さを試験した結果、SEMPAL製粉工場では、

表 5.1 コンクリートの圧縮強度試験結果

()内：平均値

建 物	調 査 箇 所	シュミットハンマによる圧縮強度推定値 (kg/cm ²)	コア圧縮強度 (kg/cm ²)	コアの気乾単位容積重量 (kg/l)
Mill Factory (SEMPAC)	1E柱(西側)	220 280 (250)	-	-
	1F柱(東側)	230 270 (250)	-	-
	1F床(西側)	100 110 (150)	-	-
	1F床(中央エレベータ付近)	160 160 (160)	143 112 (133) 143	228 228 226
	6F柱(西側)	250 300 (275)	-	-
130住居群 東地区住宅	1F柱	150 180 (160)	167 133 (150)	220 224

注) シュミットハンマ試験は、No.1, No.2の2つのハンマを用いた。上段がNo.1, 下段がNo.2によるもので、No.2の方が反発硬度が大きくなる傾向がみられる。

15~30mm, 東部住宅では15mm程度であった。前者は, 建設後20年を経っており, 特に問題のない値であるが, 住宅は, コンクリート工事後それ程期間が経っていないにしては, 大きすぎる値である。このことは, 住宅のコンクリートは, 水セメント比が相当大きく, 単位セメント量が相当小さいことを示唆している。

e) コンクリートの一般的性状

採取されたコアの観察から, 次のようなことがいえよう。

i) 使用骨材について

SEMPAC製粉工場: 粗骨材は砂利, 玉砕(砂利を砕いたもの), 砕石を混合しているようであり, 最大寸法は15~20mm程度と比較的小さい。また, 粒度分布も比較的良好と思われる。細骨材も川砂礫であり, 粒度分布も特に悪くない。

塩酸溶解試験によると粗骨材の一部は石灰石のようである。

東部住宅: 粗骨材は, ほとんどすべて石灰石砕石であり, 最大寸法は25~30mmである。粒度は, 粗粒が多く, 中間サイズ, 細粒が少なく, 不良である。細骨材は逆に0.3mmふるい全通程度のきわめて微細な粒子のみから成っており, これも不良な粒度であるといえる。

骨材の材質そのものは, 特に問題ないと考えられるが, 上記のように粒度に問題があるといえる。なお, コアの表面で切断されている粗骨材断面を図5.3, 図5.4に示す。

ii) コンクリートの調合について

骨材中に石灰石が含まれているため, 調合分析は困難であるが, 上記の骨材の状態から考えると, SEMPAC製粉工場については, コンクリートの調合上特に問題となる点はないと考えられるが, 東部住宅では, 細骨材の粒度が非常に微細であるため, よほど入念な調合設計と調合の管理を行わないとワーカビリティー(施工性)の面から単位水量を多くしがちになり, 低強度のコンクリートを製造してしまう傾向があり得よう。なお, 粗骨材の粒度が粗粒が多い形になっていることも強度には不利になる傾向にある。

5-6 建物および地盤の振動特性について

エルアスナムおよびエルアタクの2, 3の建物および地盤について常時微動計による計測を行った。以下にその結果による概要を示す。

(1) 計測の目的

本計測は耐震設計の基本となる地盤および建物の振動特性を把握することを目的として行うものである。

地盤の周期と建物の周期と一致すると, 建物は地動と共振し, 振れは大きくなる。周期が

MF No. 1



MF No. 3

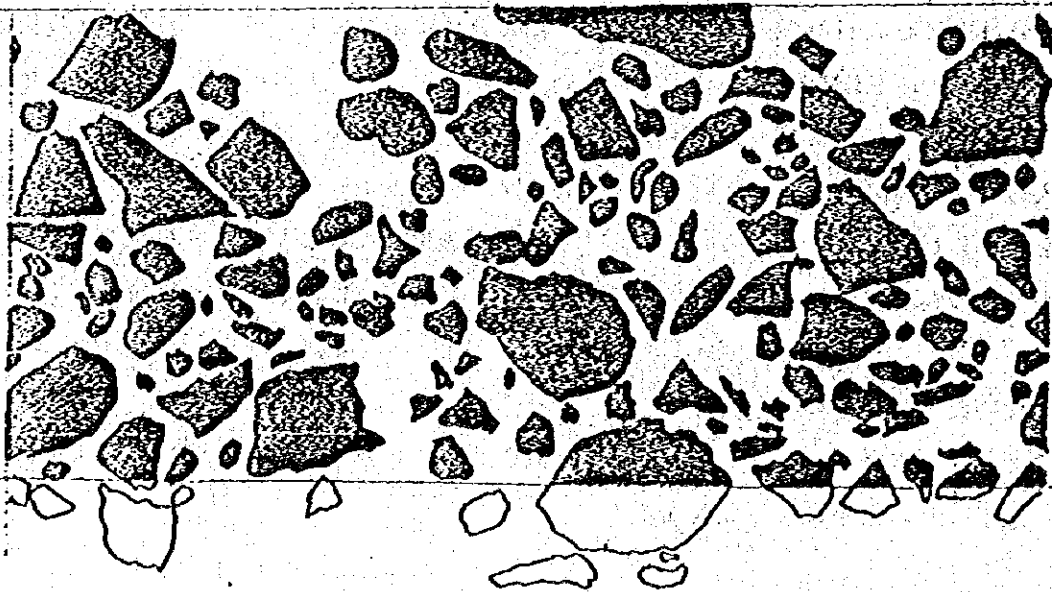


図 5.3 SEMPAC 製粉工場のコンクリートコア表面の粗骨材の分布

住 No. 2

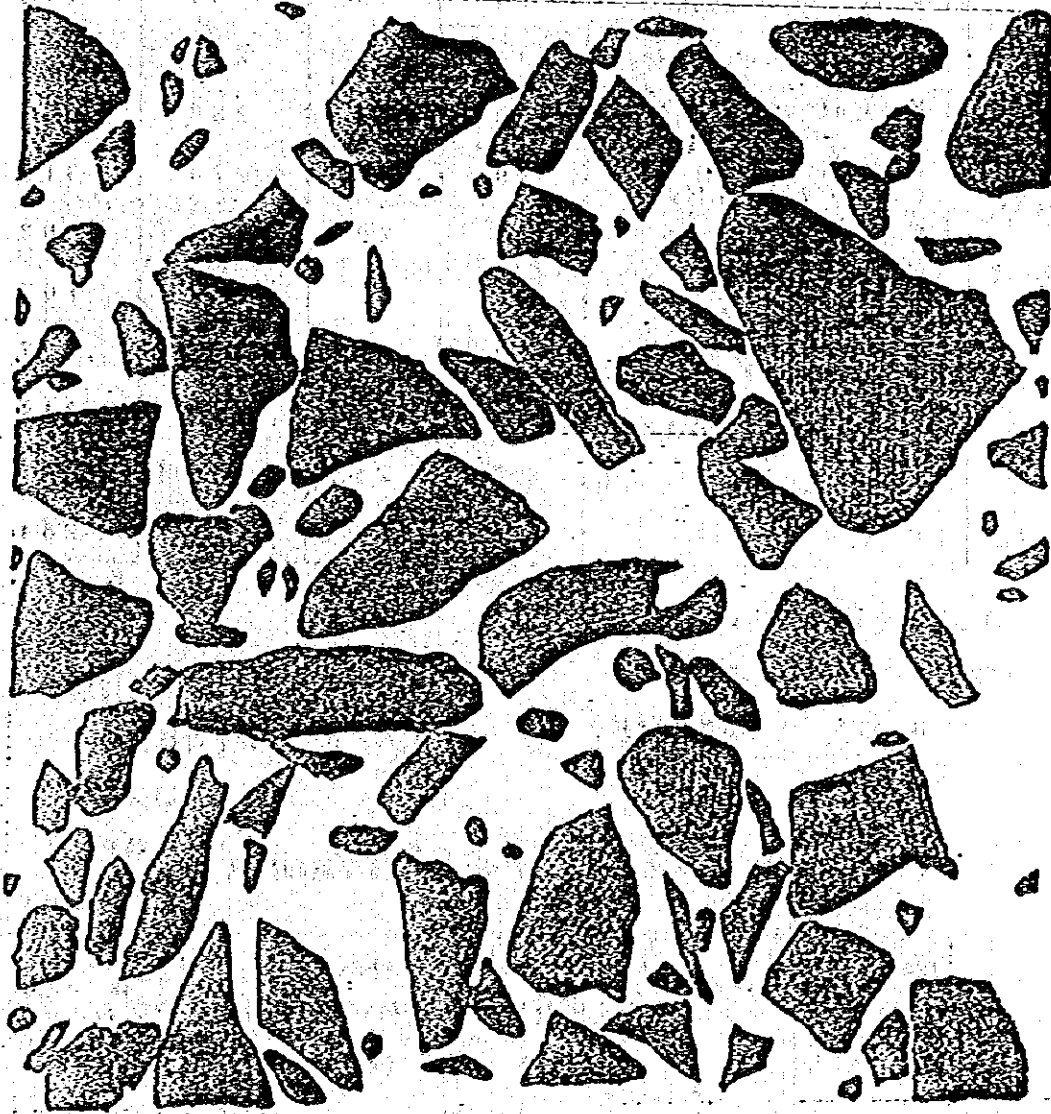


図 5.4 東部住宅のコンクリートコア表面の粗骨材の分布

表 5.2 シュミットハンマによるコンクリート強度の推定

種 類	測 定 箇 所	R 平均値	R _o	強度推定値 (kg/cm ²)	
				(1)式の場合	(2)式の場合
東部住宅	1 F Column (コア・サンプラー) ㊦1	26	26	150	154
	1 F Column (コア・サンプラー) ㊦2	29	29	180	193
SEMPAC 製粉工場	1 F 柱 (中央付近)	33	33	220	245
	1 F 柱 (コア・サンプル付近)	34	34	230	258
	1 F Column (中央付近)	39	39	280	323
	1 F Column (コア・サンプル付近)	38	38	270	310
	1 F Floor (南西側)	18	22	110	102
	1 F Floor (コア・サンプル)	23	27	160	167
	GFL, 1 F Floor (コア・サンプル)	23	27	160	167
	6 F Column	41	41	300	349
1 F スラブ (南西側)	17	21	100	89	
穀物倉庫	6 F 柱	36	36	250	284

(1)式 $F = 10R_o - 110$

(2)式 $F = 13R_o - 184$

$R_o = R + \Delta R$ $\Delta R = 0$ (柱)

$\Delta R = 4$ (床)

表 5.3 コンクリートコアサンプル強度試験結果

種 類	直径d (mm)	長さh (mm)	気乾比重	最大荷重 (t)	高さ補正		圧縮強度 (kg/cm ²)	中性化深さ (mm)	備 考
					h/d	補正係数			
東部住宅㊦1	425	850	220	237	2.00	1.00	167	14, 15, 16	
東部住宅㊦2	429	837	224	193	1.95	0.996	133	13, 14, 18	
SEMPAC㊦1	426	834	228	203	1.96	0.997	143	28, 31, 32	
SEMPAC㊦2	427	625	228	168	1.46	0.956	112	15, 16, 18	
SEMPAC㊦3	430	766	226	210	1.78	0.983	143	-	

注) 強度試験は、気乾状態で行った。

(48時間浸水後、20℃60%の室内で11日間保存し気乾状態とした)

異なる時は共振することがないので、建物の振れは小さい。

(2) 測定位置

- a) 地盤 EL ASNAMには自然のままの条件でも地盤が堅い所と柔い所がある。すなわち振動周期が短い所と長い所があるのでいろいろな場所の振動特性を計測した。
- 製粉工場の敷地
 - CITE Vergers
 - 市の東側の2階建の建物の多い住宅団地
 - 河の北側の段丘
- b) 建物 ◦ 製粉工場
- 東部住宅（大きく被害を受けた建物と被害のなかった建物）

(3) 測定結果の概要

観測した記録波形は図5.6に示されている。

a) 地盤の周期

HL ASNAMの地盤の周期は0.15～0.3 secであり、堅い地盤と言える。

地盤の初動はこの周期成分が卓越すると思われるが、その後には約2秒程度の長周期成分が卓越することが判明した。この長周期成分の存在は、12月5日13時頃の小地震の観測から判明した。

この記録波形も図5.6に示されている。

b) 建物の周期

- 製粉工場の建物周期を次に示す

西側のサイロ： 0.3～0.4 sec

中央部サイロ： 0.9～1.1 sec

東側のサイロ： 0.6～0.8 sec

- 東部住宅

被害の少ない建物での計測値： 0.2～0.25 sec

被害の多い建物での計測値： 0.4～0.6 sec

(4) 考察

最近建設された建物は煉瓦の壁をもつRC造であるので、地震の初期動の短周期成分により、壁に被害を受けた。

地震の初期動で、被害を受けた建物は煉瓦の壁の破壊によって剛性が低下し、長周期の建物になってしまう。その時に長周期成分をもつ後続波が来るので、被害がさらに大きくなり、建物が破壊してしまうようなことになったと推察される。

5-7 SEMPAC製粉工場の耐力調査

EL-ASNAM市内の最も高層の建物(約31m)であるSEMPAC製粉工場の耐力調査を行った。(写真13)以下にその概要を示す。

(1) 製粉工場の耐震診断

a) 地震前の建物の保有耐力

右図の4つのブロックの各建物について耐震診断計算を行った。結果を図5.5(a)~(c)に示す。

得られた指標(E₀指標: 保有せん断力係数)の傾向を建物ブロック毎、各層毎に比較すると次のようになる。

- B, C棟の耐力は近似しているが、C棟の方が大きい。
- B, C棟の耐力は1~5階で0.1~0.2の範囲にある。
- A, D棟は最下階で0.2前後の耐力であるが、上階では壁が多いため大きな強度(0.5)になっている。

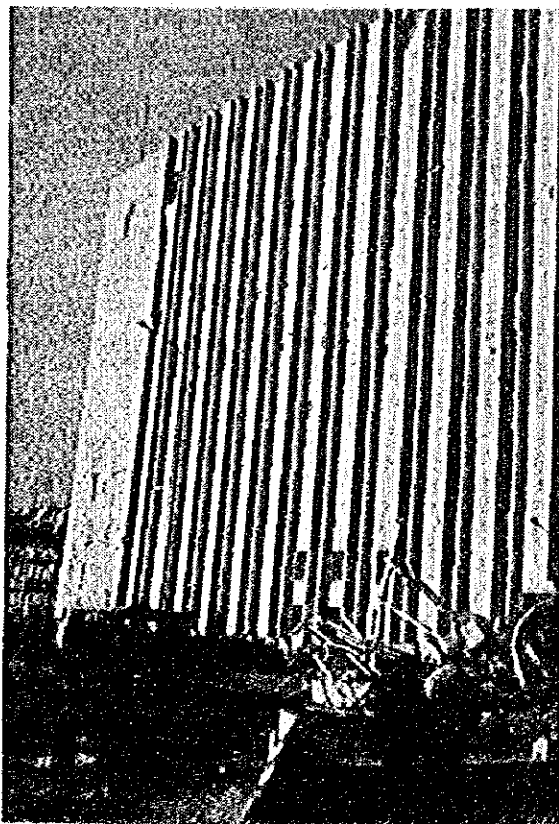
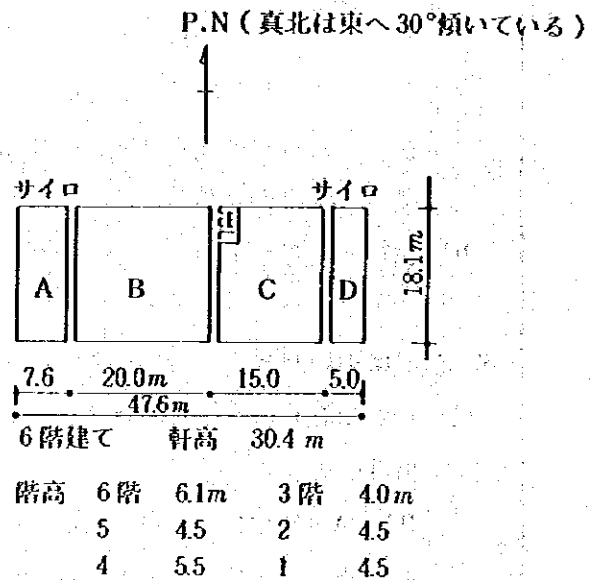


写真13

SEMPAC製粉工場の外観

- B, C棟ではNS, EW方向とも耐力はほぼ同じ, 一方, A, D棟では一般にN-S方向の耐力の方がはるかに大きい。

b) 考察

- 被害がE-W方向に卓越し, かつ上階に集中しているのは各建物間での衝突が原因と考えられる。この影響を単純に最上階での質量の付加と考えて, 等価的なせん断力係数を計算すると, 図5.5の(b)の如くなる。この結果, B, C棟ではE₀指標が最上階で0.4→0.2程度に低減されることになり, 衝突の影響はかなり大きい。
- B, C棟間でかなり被害の差があるが(B棟で顕著), 図5.5中の指標間ではあまり差が見られないので, 詳しい検討が必要である。
- 被害程度, 及び耐震診断結果を勘案すると, 主要構造体の補修の後, 適切にコンクリート耐震壁を配置して補強することにより再使用が可能を思われる。補強により, 建物耐力を0.3~0.4程度に引き上げることが望ましい。

(2) 製粉工場の振動実験

地盤及び建物の固有周期の計測結果を示す。

測定日 5. DEC. 1980

測定場所 地盤-北側駐車場の外の土の上

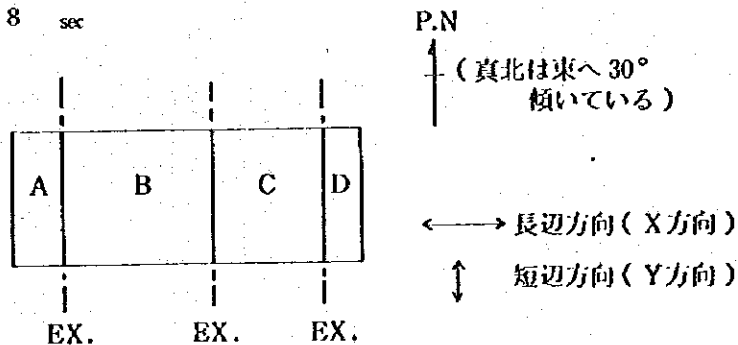
建物-最上階(5^e ETAGE)の床の上

なお測定中に小地震が発生し, その直後の地動の計測に成功し, 地震時に卓越するであろうと思われる地動が観測できた。

a) 地盤卓越周期

- 1) 常時微動 0.03 sec
- 2) 地震時 1.8 sec

b) 建物周期



	E-W	N-S
A	0.40 sec	0.28 sec
B	1.10	1.10
C	1.10	0.85
D	0.60	0.80

c) 考 察

- 地動の特性は常時と地震時では短周期で一致する所もあるが、地震時には長周期 ($T = 1.8 \text{ sec}$) が現れている。
- 建物と地動の振動特性が、一致し共振を生じるような可能性は特に考えられない。
- 建物の破壊状態および内部設備の被害状態より地表動 (建物基部への入力) は 0.1 g 程度と推察される。
- 建物の地震前と後の固有周期の変動と構造的被害との関係については、より詳細な Data を基に検討する必要があると思われる。
- 再使用のために、補修・補強を行う場合には、地動 (建物基部への入力) は 0.15 g 以上は考慮することが望ましいと思われる。

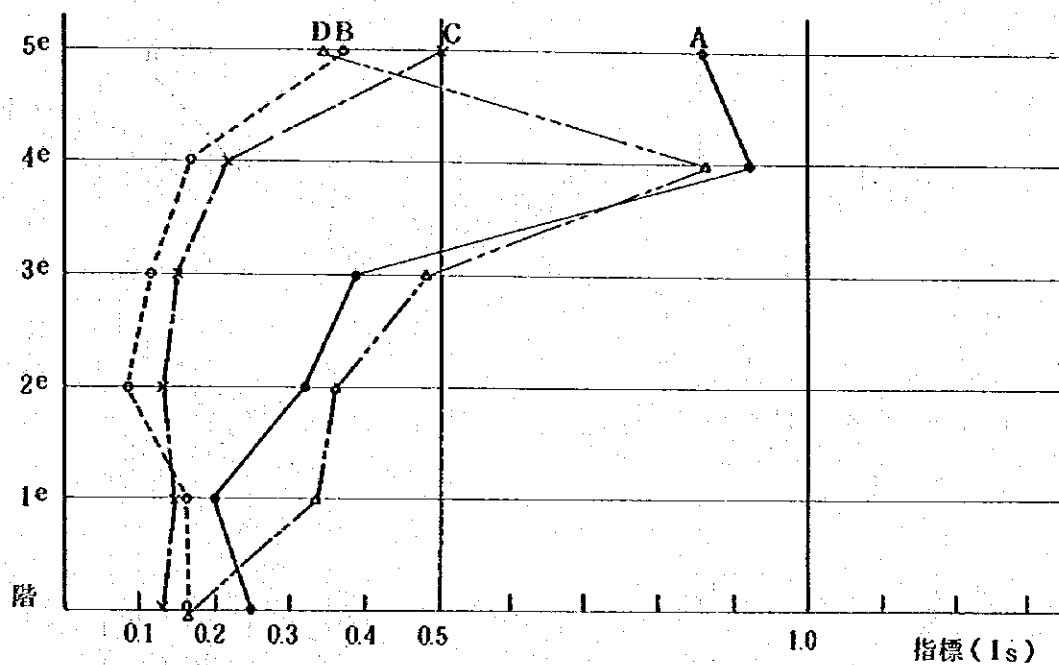


圖 5.5 (a) 耐震診斷結果 (E-W方向)

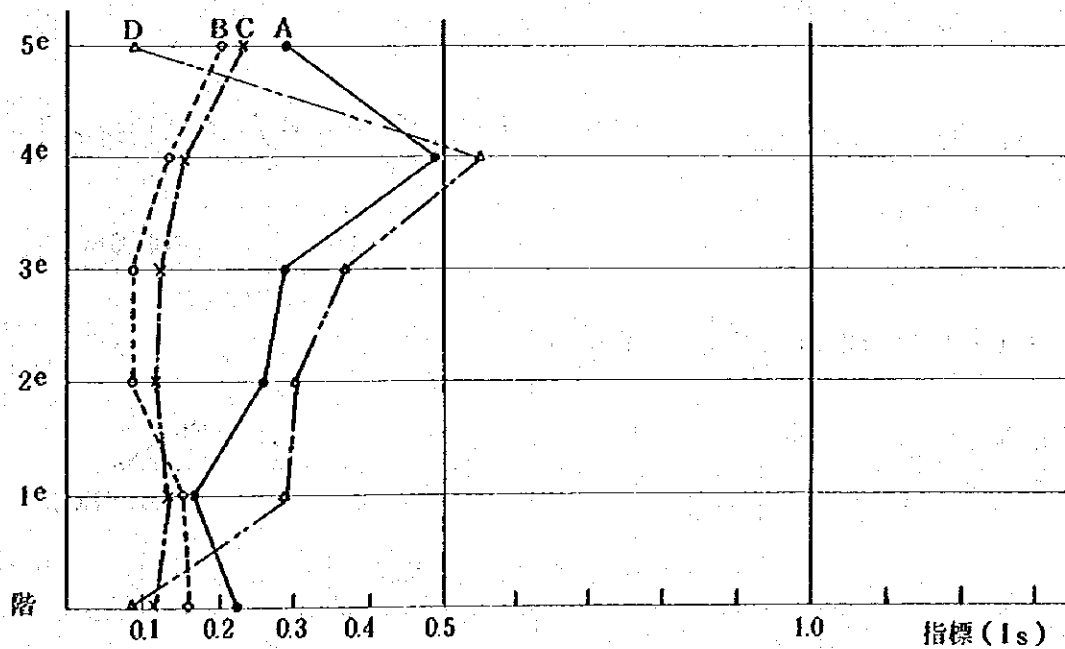


圖 5.5 (b) 耐震診斷結果 (E-W方向, 衝突を考慮)

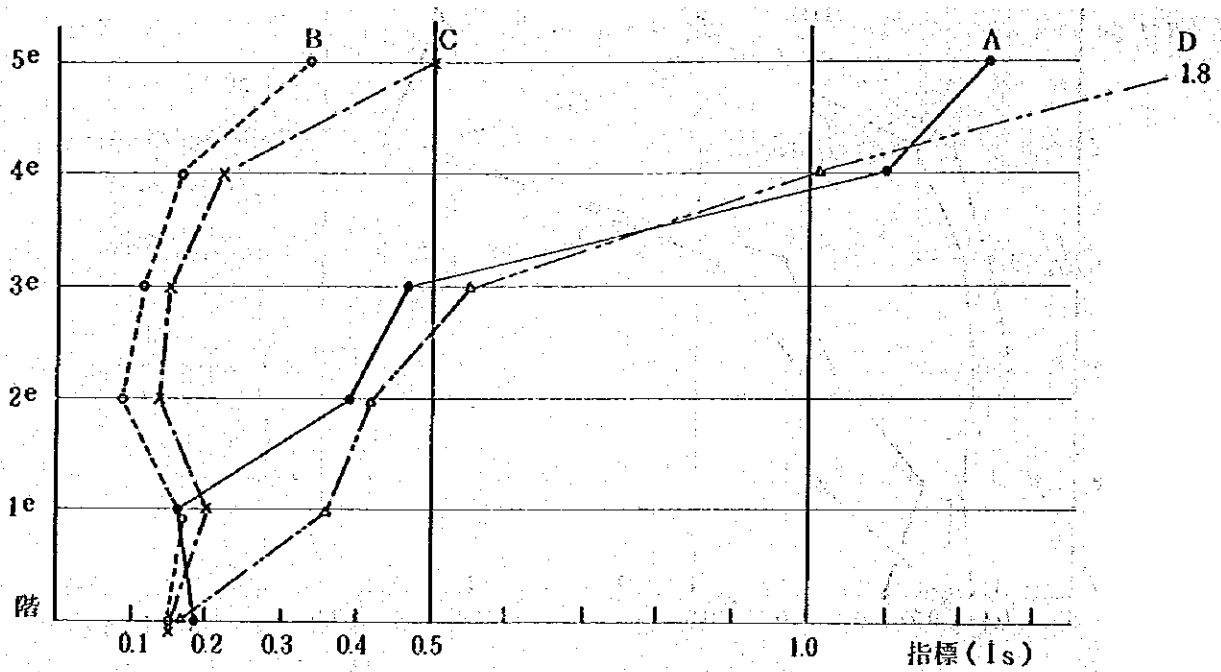
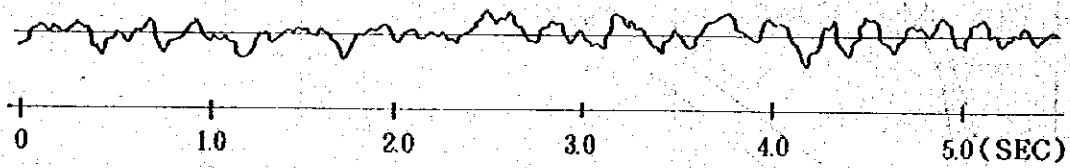


圖 5.5(c) 耐震診斷結果 (N-S 方向)

a) 地盤 (E-W 方向)



a') 地盤 (5. DEC. 13:35, 地震直後, E-W 方向)

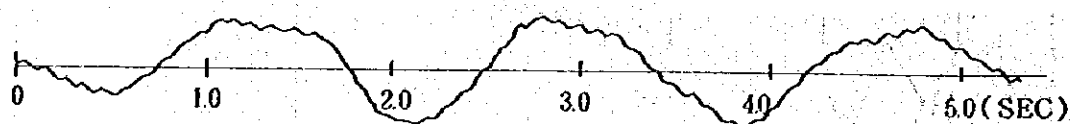
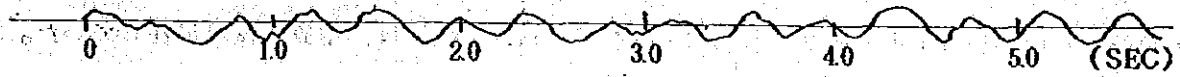


圖 5.6 常時微動測定結果

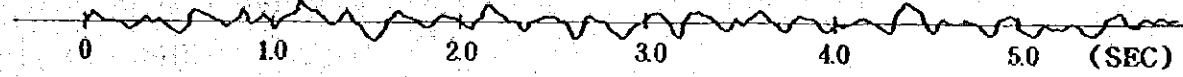
b) 建物5階床上

A-block

(E-W)

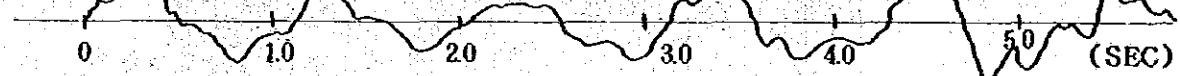


(N-S)

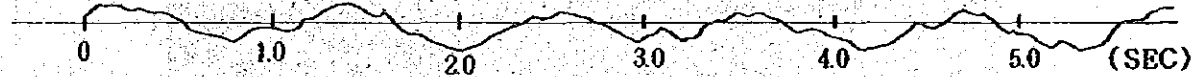


B-block

(E-W)



(N-S)

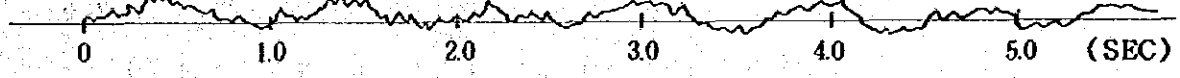


C-block

(E-W)

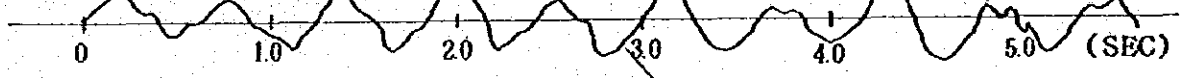


(N-S)



D-block

(E-W)



(N-S)

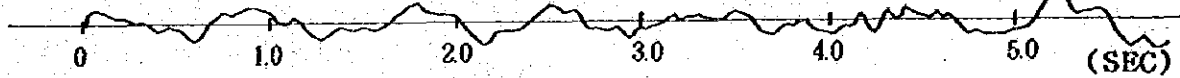


図 5.6 耐震診断結果 (E-W方向, 衝突を考慮)

5-8 東部住宅の耐力調査

EL-ASNAM 市東部に建設中の住宅団地内の建物について耐力診断を行った。この団地の建物はほぼ同一の平面であり、敷地内には全壊の棟、大破の棟、中破の棟が混在していた。(写真14) この事は地動加速度などの推定を行う上でも興味ある現象と考えられたので、大略の耐力調査を行った。

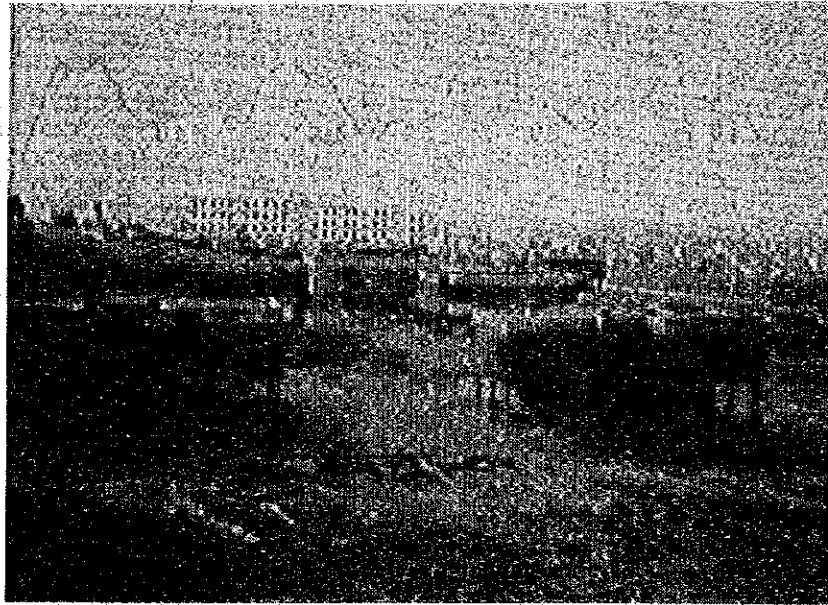


写真14 建設中の東部住宅団地

(1) 各層の重量の略算

a) 屋根

パラペット	$0.2 \times 0.7 \times 2.4 \times (32 + 22) =$	18 t
床	$1.6 \times 9.6 \times 0.74 =$	115 t
外壁	$5.4 \times 1.6 \times 0.33 =$	28 t
内*	$5.0 \times 1.6 \times 0.2 =$	16 t
計		187 → 190 t

b) 二階床

床	$1.6 \times 9.6 \times 0.61 =$	92
外壁		45
内*		21
計		158 → 160 t

$$\text{全重量 } W = 190 + 160 = 350 \text{ t}$$

(2) 水平耐力

$$Q_u = A_c \times \tau_c$$

ここに $Q_u =$ 水平耐力

$A_c =$ 柱の全断面積 (cm²)

$\tau_c =$ 柱の公称終局せん断力 (7 kg/cm と仮定)

$$Q_u = 18 \times 25 \times 25 \times 7 = 78,750 \text{ kg} \rightarrow 78.7 \text{ t}$$

$$Q_u / W = 78.7 / 350 = 0.225$$

すなわち、終局せん断力係数はベースシャーに対して 0.225 となる。

(3) 固有周期

常時微動計による記憶結果：0.4 ~ 0.6 秒

計算値

$$(W = 350 \text{ t}, K = 3.3 \text{ t/cm}, T = \frac{1}{5} \sqrt{\frac{W}{K}} \doteq 0.65 \text{ 秒})$$

この計算値には、ブロック壁の効果を入れていないため、実測値よりやや大きくなっている。

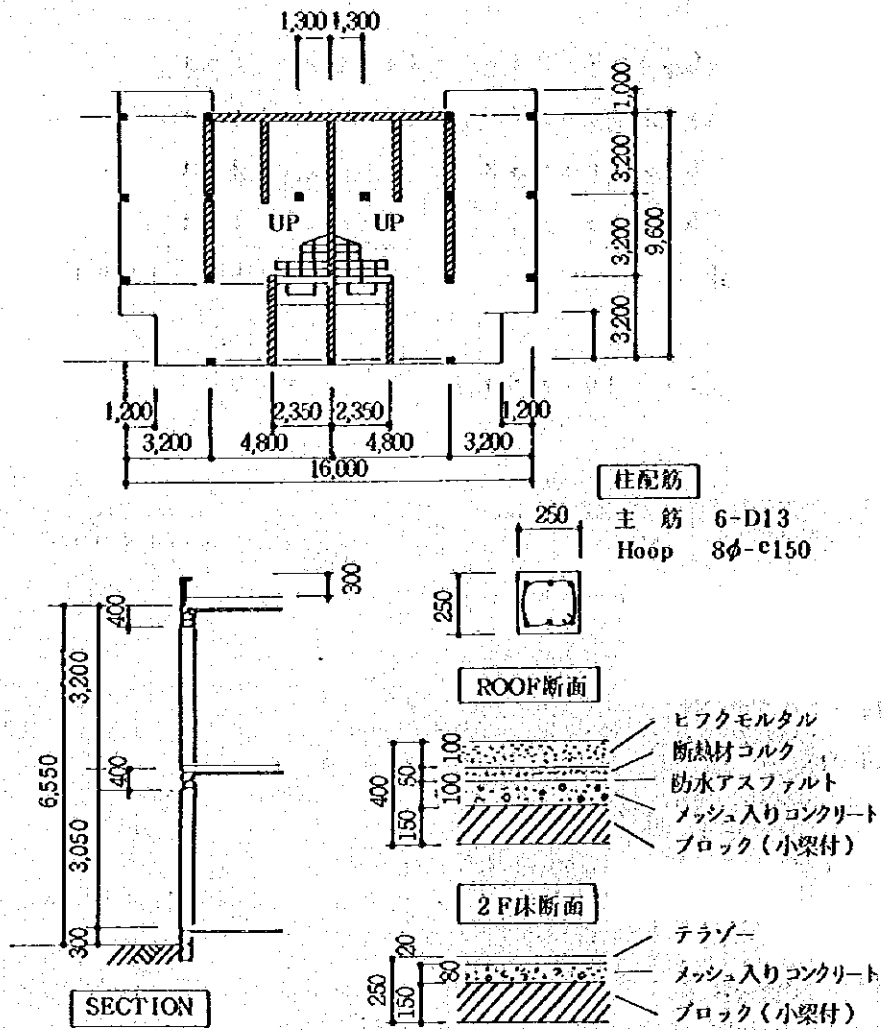


図 5.7

(注) 上記 2 つの建物の保有耐力の計算にあたっては、以下の仮定のもとに日本特殊建築安全センター（現（財）日本建築防災協会）の提案による耐震診断法の内、部材の配筋に関するデータなしに略算を行なう“第 1 次診断性”を適用した。

- i) 柱断面は実測データに基づく
- ii) コンクリートの壁以外は壁の耐力を無視する。
- iii) コンクリート強度は十分に高い ($F_c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$) ものとする。

この第 1 次診断では、下式より構造耐震指標 (I_s) を求めることになっている。この次級での診断では変形能力を評価しないので、この I_s 指標はそのまま建物が保有耐力（終局せん断力係数）を表していることになる。

$$I_s = E_0 \times G \times S_0 \times T \dots\dots\dots (1)$$

ここで E_0 : 保有性能基本指標
 G : 地動指標
 S_0 : 形状指標 (構造計画指標)
 T : 経年指標

} 本計算ではすべて1.0とする

保有性能基本指標 E_0 は次式で求められる。

$$E_0 = \frac{n+1}{n+1} (Gw + d_1 C_e) \times F \dots\dots\dots (2)$$

ここで n : 建物階数
 i : 対象としている階の階数 (1階を1とし、最上階を n とする)。
 C_w : 壁の強度指標 式(7)による。
 C_e : 柱の強度指標 式(8)による。
 d_1 : (壁破壊時変形における柱の強度の和) / (柱の終局強度の和) 0.7
 としてよい。ただし、 $C_w = 0$ の場合には1.0とする。
 F : 壁のじん性指標 ($C_w \neq 0$ とした場合は柱のじん性指標)。1.0として
 よい。

強度指標 C_w, C_e は下式で求められる。

$$C_w = \frac{\tau_{w1}}{w} \times a_{w1} + \frac{\tau_{w2}}{w} \times a_{w2} + \frac{\tau_{w3}}{w} \times a_{w3} \dots\dots\dots (3)$$

$$C_e = \frac{\tau_c}{w} \times a_c$$

ここで C_w : 壁の強度指標
 C_e : 柱の強度指標
 τ_{w1} : 壁の終局時平均せん断応力度 (両側柱付壁) 3.0 kg/cm² としてよい。
 τ_{w2} : " " " (片側 ") 2.0 kg/cm² としてよい。
 τ_{w3} : " " " (柱なし) 1.0 kg/cm² としてよい。
 τ_c : 柱の " " " 1.0 kg/cm² としてよい。
 ただし、 h_0/D が6以上の場合には、7 kg/cm² とする。
 a_{w1} : 延床面積壁率 (両側柱付) = $A_{w1} / \Sigma A_f$ (cm²/m²)
 a_{w2} : " (片側柱付) = $A_{w2} / \Sigma A_f$ (cm²/m²)
 a_{w3} : " (柱なし) = $A_{w3} / \Sigma A_f$ (cm²/m²)
 A_{w1} : その階の対象とする方向に有効な壁断面積の総和 (両側柱付) (cm²)
 A_{w2} : " " (片側柱付) (cm²)
 A_{w3} : " " (柱なし) (cm²)

ただし、壁断面積の定義は図2による。

a_c : 延床面積柱率 = $A_c / \Sigma A_f$ (cm^2/m^2)

A_c : その階の独立柱の断面積の総和 (cm^2)

両側柱付壁及び片側柱付壁の柱は A_c に算入しない。

ΣA_f : その階より上の床面積の総和 (m^2)

w : その階より上の建物全重量 (建物自重 + 地震用積載荷重) ΣA_f (kg/m^2)

特に計算しない時は $1,200 kg/m^2$ としてよい。

5-9 提 言

5-9-1 耐震基準の改正

(1) 設計上の地震力については、現在検討している方向で、より実際に近い形のものに改めることはよいことであるが、この場合ベースシアを最大0.27程度になるように引き上げることが望ましい。

(2) しかし、地震力の引上げを行わないとしても、次のような点に留意すれば建築物の耐震性は著しく向上するであろう。すなわち、①粘り強さを高めるために耐震壁を一定量入れることを義務づけるとともに、それらが構造計画上バランスよく配置されるよう「階層別の剛性の変化率」を一定限度以下に抑え、「各層における平面的な偏り」を少なくする。ような指標を新たに基準の中に導入する。(日本の新耐震設計法参照) ②RCラーメン構造については、柱の小径、主筋及び帯筋、あばら筋の配置、梁の鉄筋の柱への定着方法等構造上配慮すべき基本的な事項を基準に盛り込む。

(3) 一定規模以上の建築物(例えば2階以上又は床面積200 m^2 以上)は、原則として石造又は煉瓦造としてはならないこととする。

5-9-2 設計・施工面での改善

RC造の建築物については、次のような点の改善を図る必要がある。

(1) コンクリート、鉄筋等構造材料の規格の制定及びチェックシステムの確立

(2) 床及び主要な壁をRC造とし、建築物全体の耐震性の向上に寄与させるための工法の改善(この事により建物全体の崩壊につながりかねないスラブの破壊を防ぎ、又、組積造壁に比べてより高い水平耐力とねばりを確保できる)

(3) 屋根及び床の軽量化による自重の軽減を図るための工法の改善(軽量な材料を用いた床工法が必要と思われる)。

(4) 耐震性向上の見地から柱と梁の接合部における配筋方法、コンクリートの打継ぎ方法等設計及び施工面での改善

(5) エキスパンション・ジョイントについて、地震時のぶつかり合いによる破壊の防止(温度応力や乾燥収縮に伴うひびわれが許容されるならば、耐震設計の立場からはエキスパンション・ジョイントを設けるべきではない)。

第6章 1980年10月10日の地震と災害応急対策の概要

6-1 地震災害の状況

1980年10月10日の地震は、エルアスナム県の県都エルアスナム市を中心に、周辺のウェッドフォッダ、エルアタフ、エルアパディア、ベニラシェッド等の町村に著しい被害をもたらした(図6.1)。

人的被害としては、死者約2,800人(身許確認)、負傷者8,000人強、罹災者約40万人にのぼった。死者の大半は、建築物の倒壊により圧死したものである。

一方、物的被害は、建築物において顕著であり、主要な土木構造物については、それ程大きな被害が発生しなかったことが特徴となっている。

(1) 建築物の損壊

建築物のうち、倒壊または構造的な被害を受けるに至ったものの割合は、エルアスナム市で70~80%、ウェッドフォッダ、エルアタフ、ベニラシェッド、エルアパディア等の町村では、80%以上に及んでいるものと見込まれている。

住宅基準庁(CTC)が震災直後からエルアスナム市内約8,000棟の建築物について行った実態調査によれば、無被害または軽微な被害の建物が約20%、大きな被害を受け使用の可否を再度精査すべきものが約40%、再使用不能であり取りこわしを行うべき建物が約40%となっている。

(2) 交通施設の損壊

(i) 道路

道路は、エルアスナム-エルアタフ間を中心に29ヶ所で不通となった。陥没した箇所もあるが、応急復旧で通行可能となる程度の被害であり、致命的な被害に至ったものはなかった。

道路橋は、6橋が落橋し、他の6橋が損傷を受けた。

(ii) 鉄道

鉄道は、エルアスナム-ウェッドフォッダ間で地盤が陥没し、レールが300m~400mにわたってわん曲する被害が生じた。また、鉄道橋は、3橋が若干の損傷を受けた。

(3) 供給、処理施設の損壊

(i) 電力施設

電力施設は、電柱、トランス、架空線等の配電線に若干の被害が生じた程度であり、発電所、変電所及び送電線には被害はみられなかった。

(ii) ガス施設

ガス施設は、ガス管路、調圧器を中心に大きな被害が生じ、発災後15~30分で緊急の供給停止を行った。

(iii) ダム

ダムは、ウェッドフォッドに所在しているものに若干の亀裂が生じた。

(iv) 上水道

上水道は、ダムから各市町村までの間を結ぶ送水管に被害は生じなかった。また、ポンプ場にも被害はなかった。一方、配水管は、地盤の悪い地域を中心に、ある程度の被害が生じた。

(v) 下水道

下水道は、地下水路、埋設管に亀裂が生じた。

(4) 電信電話施設の破損

電信電話施設は、エルアスナムーウェッドフォッド間で主要回線が3ヶ所にわたり切断された。エルアスナム市内では、電話局が倒壊し、市内の回線はすべて不通となった。

(5) 火災

火災は、発災直後に、エルアスナム市内の三ヶ所（電話局、ガソリンスタンド及び民家各一ヶ所）から出火したが、直ちに消火された。市街地の建築物の大半が非木造の建築物であるところから、いわゆる市街地火災は発生しなかった。

(6) 社会的混乱

地震発生後の社会的混乱は、発災当日に少年等による窃盗事件が一部発生した程度であり、集団による略奪などの大規模な混乱は発生しなかった。

6-2 災害応急対策の状況

地震発生後の災害応急対策は、多数の罹災者が発生したにもかかわらず、組織的に、また、全体として比較的順調に実施された。

(1) 災害情報の伝達

一般住民への災害情報の伝達は、テレビ、ラジオの定時番組で放送したにとどまっておらず、ラジオ、テレビによる情報伝達のための特別放送は行われなかった。一方、官公庁間の通信は、発災当日に、臨時電話の架設により確保された。

なお、発災後に、今回の地震災害の死者が20,000人に及んだ旨の情報が外電により流されたが、この数字は、アルジェリア政府当局から出たものではなく、外国通信社が推測をもとに流したものであった。

(2) 救護活動

(i) 救護拠点への誘導等

住居を失った者に対する救護拠点の設定や当護拠点への誘導は、軍が中心になって実施された。

(ii) 食糧、飲料水の供給

食料及び飲料水の供給は、軍が中心となって、発災後数日間は、すべての被災住民を対象に実施した。飲料水の供給は、タンク車を用いて行われた。

(ii) 遺体処理、防疫

エルアスナム市内で発生した死者の遺体は、市郊外の定められた場所（一ヶ所）に埋葬された。

防疫対策としては、コレラワクチンの注射や犬猫の駆除が行われた。疫病は、発生しなかった。

(3) 施設の応急復旧（詳細は、第3章参照）

(i) 交通施設

道路については、発災直後からエルアスナム県職員が点検を行い、う回、通行止等の措置を講ずるとともに、発災2時間後には、主要道の応急復旧を完了した。

鉄道は、発災10日後に復旧を行った。

(ii) 供給・処理施設

電気は、発災の翌日には供給が再開された。上水道は、発災10日後に、供給が再開された。

なお、ガスについては、緊急の供給停止を行ったままであり、応急復旧措置は講じられなかった。

(iii) 電信、電話施設

電信、電話施設については、エルアスナム県と他の都市を結ぶ主要回線の復旧を発災一週間後に完了した。しかし、エルアスナム市内の回線についての復旧措置は講じられず、官公庁用の臨時電話および市民用の公衆電話が架設されるにとどまった。

(4) 応急用資機材等の確保

発災直後から、全国の公社保有の災害復旧用・緊急輸送用車輛（ブルドーザー、ローラー、トレーラー）の調達が行われた。

また、供給が停止された都市ガスに代替する熱源としてのプロパンガスポンベの確保策が講じられた。

(5) 社会的秩序の維持

発災5日後以降、エルアスナム市等被害の著しい地域を軍の特別管理下に置き、部外者の立入り制限を行う等社会的秩序の維持のための措置が講じられた。

(6) 物価対策

経済活動が再開され始めた以降の時期において、急激な物価の騰貴はみられなかったが、日用品についてある程度の物価上昇傾向がみられた。このため、県職員が各小売店舗を巡回して、所要の指導を行った。

6-3 アルジェリアの防災体制

(1) 中央政府における防災組織

アルジェリア民主人民共和国の中央政府組織は、2府、25省、6庁からなっている。

土木施設の建設、管理は、公共事業省、水資源省等が所管している。ダム、上水道、電力施設等の構造物については、近年、耐震設計基準の導入がなされ、一定の耐震基準の下に施設整備が進められつつある。

建築物の技術的基準の監督を行う組織としては、住宅省の附属機関として、住宅基準庁が設置されている。政府資金を用いて建てられる建築物（全建築物の90%程度）については、住宅基準庁によって、耐震性の審査を含む技術的審査が行われている。

地震観測及び地震研究は、高等教育科学研究省の附属機関である国立天文天体物理地球科学研究所によって行われている。しかし、体制の整備は遅れており、地震観測は、全国に散在する7ヶ所の地震観測所で行われているにすぎない。

なお、震災発生後に中央政府が講じる諸対策の総合調整を行う機関として、国家調整委員会という特別の組織が設けられている。

(2) エルアスナム県の地域における災害対策組織

エルアスナム県の地域における災害対策組織としては、県、軍及び民間救助隊がある。震災発生後の災害応急対策は、これらの組織が協力して実施された。

エルアスナム県の機構は、県知事が執行委員（14名）、県議会（議員40名）、市区町村（29）、FLN党地方組織等を統轄する形で構成されている。県職員は総勢約3,000人であり、全員が災害応急対策活動に動員されている。

軍の動員数は不明であるが、アルジェリアの総兵力（約9万人）からみて、エルアスナム県の地域を管轄するエルアスナム軍管区の兵力を中心に、数千から1万人近くが災害対策要員として活動したものと推測される。

民間救助隊は、県下で組織されている300人の他、周辺県の隊員も加わって、災害応急対策に従事している。

(3) 防災計画

アルジェリアにおいては、国、県の各段階ごとに、「オルセク」という緊急対策計画が定められており、緊急事態発生時の各機関の対応は、この計画に沿って実施されることになっている。

この計画は、災害のみならず、緊急事態一般に対応するためのものであるため、内容の詳細については明らかにされていないが、いずれにせよ、今回の地震に際しても、予め定められたこの計画に従って、各機関がそれぞれの役割に応じた災害応急対策を実施したものであ

る。

(注) 本章の被害状況等に関する記述は、エルアスナム県幹部からのヒヤリング結果を中心にまとめたものであり、技術協力チーム自らの実査に基づくものではない。

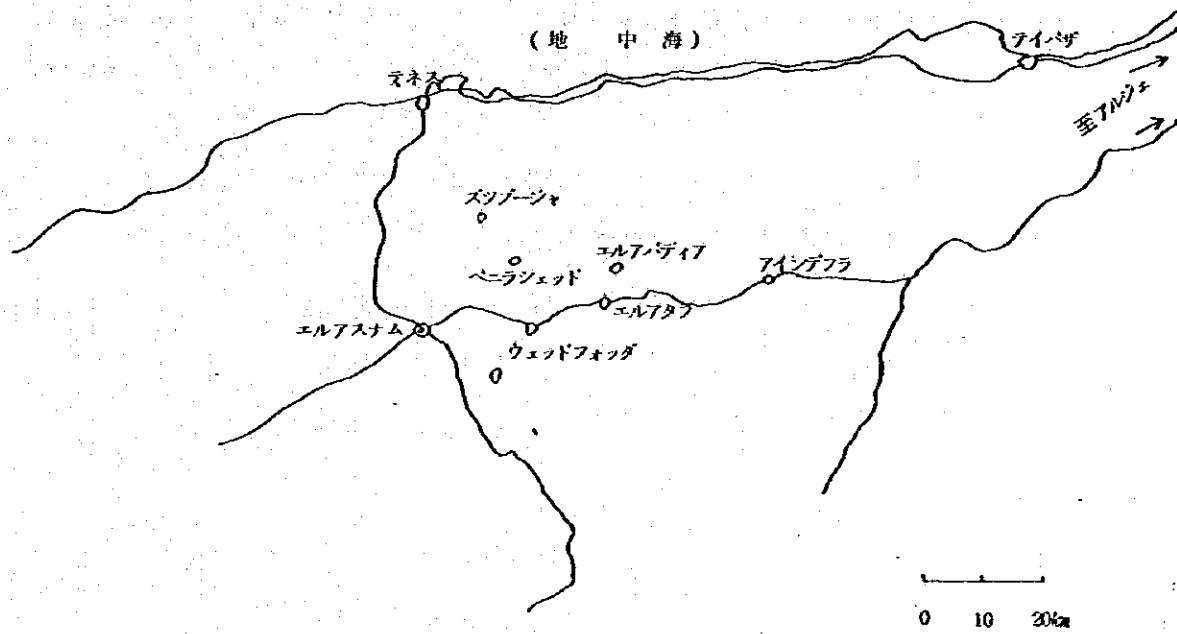


図 6.1 アルジェリア北西部

第7章 地震についての科学技術の国際協力

震災対策に関する科学技術の発展を図るためには、地震災害を受ける諸国が相互に協力を行うことが重要であると考え。この目的を達成するために、我々技術協力チームは、日本国政府がアルジェリア政府に対して次のような分野において協力を行うよう働きかけるものである。

(1) 地震及び震災対策に関する情報の交換

(2) 共同研究並びに地震学及び地震工学の研究を深めるために、アルジェリアからの研究者を我国の国立の研究機関に受け入れること。

また、正式な要請があった場合には、技術協力チームは日本国政府とともに、地震、震災復興計画及び耐震工学に関する専門家をアルジェリアに派遣することの可能性について検討するものである。

