

# ショックベトン部材の構造体利用について

篠木 武彦

## 概 要

外装材として利用されているショックベトン部材を、構造材としても利用するために、構造的な問題を中心として検討を行なった。ショックベトン部材で構成された架構に鉛直力を負担させるためには、その軸方向耐力と水平方向の変形能力との関係が重要であるので、その点に関しての理論的検討を行なった。また、地震、風等の水平力を負担させるためには、その架構にある程度の剛性と耐力を与えなければならないので、構造形式としてはトラス形式に重点を置き、コンクリートトラスの実験を行ない、その可能性を追及した。最後に、わが国初の実施例である武蔵野音楽大学記念館の外周ショックベトンの設計、施工、模型実験について述べている。

## 1. 序

ショックベトンとは、その製作方法がオランダより技術導入されたプレキャストコンクリート部材であり、コンクリートはショックによって締め固めてあるので、一般に軟いコンクリートを強制振動によって締め固めたものに比較すると、骨材の均一性が良い、強度が高い ( $F_{28}=400\sim 700\text{ kg/cm}^2$ ,  $E=4\times 10^5\text{ kg}$  以上)、収縮が少い、吸水率が低い等の特性が顕著である。

現在、我国においては、このショックベトン部材を、ほとんど外装材として利用しているが、これを構造材として兼用できるならば、高強度という特性を生かすことができるし、建築界の一般的なすう勢である建築物の工業生産化を促進する上で、非常に意義のあることである。ショックベトンで構造材として利用する際に問題となるのは、部材の耐火性能と構造的な問題である。耐火性能に関しては、しばしば、高強度コンクリートは爆裂すると言われている。高強度のコンクリートは普通のコンクリートに比べて、より密実であるので終局的には、比較すると爆裂しやすいと言えるかも知れないが、それも程度問題である。ショックベトンの耐火性能に関しては、他の分野で調査中であるので、今回は、構造的な問題を中心として検討を行なった。

## 2. 法規上の問題点

最近の熟練工の不足、労務費の高騰、重量物の荷揚機械の著しい発達等の要因によって、プレキャストコンクリートの構造体利用は、共同住宅のプレキャスト鉄筋コンクリート壁式構造を踏台にして、着実にその歩みを続けている。

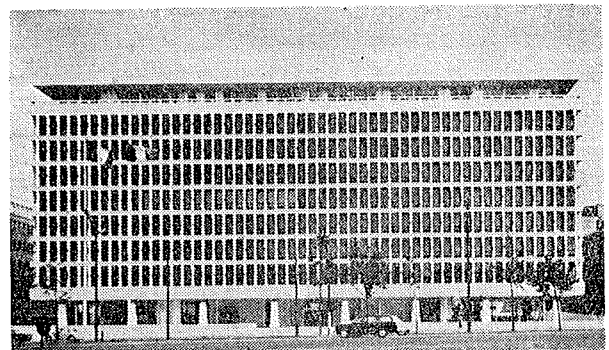
建築基準法では、プレキャストコンクリートに関す

る条項はなく、施行令第7節の2“構造方法に関する補則”に規定された技術的基準に従わねばならないことになっている。現在のところ、技術的基準としては、壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計基準、組立鉄筋コンクリート造設計規準、プレストレストコンクリート設計施工規準があるが、前二者は住宅建築を対象としたものであり、後者についても、現在は16m以下という高さ制限がある。したがって、事務所、工場建築等にショックベトンで構造材として使用するには、規模、構造形態からみて、ほとんどの場合が、日本建築センターの審査を受けなければならないであろう。

## 3. 海外での実施例

海外では、外装材と構造材を兼用したショックベトンの使用例が数多く見られるが、そのうちのいくつかを紹介しよう。

図一1がベルギーのブルッセルにあるランベール銀行である。内部コア部分と共に外周にとりつけられた十字型のショックベトン部材より構成された架構



図一1 ランベール銀行

が構造体となっている。各階スラブとコア部分は現場打ちのコンクリートである。ショックベトン同志の鉛直方向のジョイントは高強度鉄製铸件を用いてピンジョイントとしているが、引張力は負担できない。水平方向は現場打ちのコンクリートスラブで連続しているだけで、スラブとの接合はショックベトンより鉄筋を突き出して接合している。

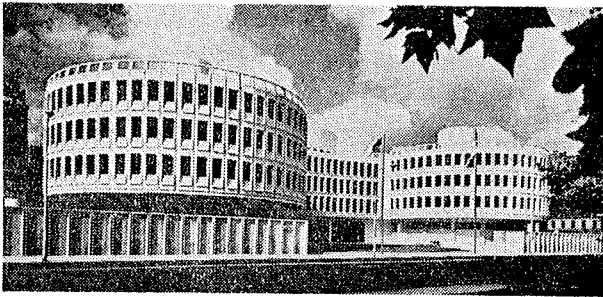


図-2 フィラデルフィア警察本部

図-2がフィラデルフィア警察本部で、プレキャストコンクリートを縦横無尽に駆使した建物であり、現場打ちコンクリートを使用したのは、全体の10%程度である。外壁にショックベトンパネルが使用されているが、3層分が1ユニットになっており、巾1.52m、高さ10.7mである。部材の接合には、2階スラブでプレストレスが、他の部分は溶接が使用されているようであるが、外壁パネル同志は、スラブでつながっているだけである。

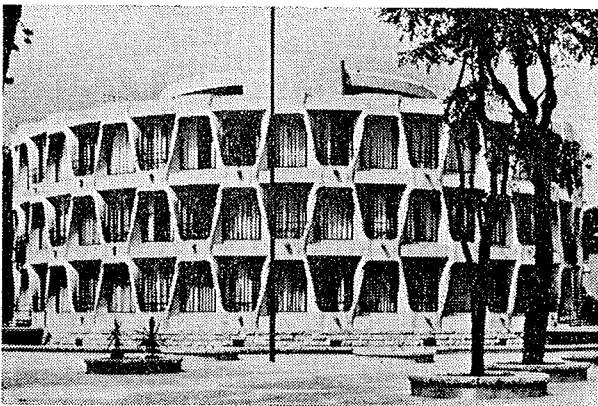


図-3 ダブリンのアメリカ大使館

図-3はダブリンのアメリカ大使館である。外周のショックベトン部材は柱材と梁材に分れており、梁材は現場打ち外周梁の化粧と型枠を兼ねたものであるが、柱材は構造材として鉛直力を負担している。柱材の接合は、部材両端より鉄筋を突き出させておき、現場打ち外周梁の中にアンカーしている。

以上述べた3例はいずれも鉛直力のみを負担させた

ものであり、風に対する横方向の安定には、現場打ちのコアを使用している。ショックベトン部材で構成された架構に水平力を負担させている例もあるが、非常に数が少ない。

#### 4. 鉛直力を負担させる場合の検討

ショックベトンの特性から考え、柱としてはかなりスレンダーなものになることが予想されるが、わが国では、鉄筋コンクリート構造計算規準に“柱の最小径とその主要支点間距離の比は、鉄筋普通コンクリートでは $1/15$ 以上、鉄筋軽量コンクリートでは $1/10$ 以上とする。特殊の場合で、上の限度以下とする場合には、曲げモーメント及び軸方向力のある割合にまで増大させ、その断面を算定する”と規定されている。

わが国において、スレンダーな柱を使用する場合、

これに地震による水平力を負担させることは、その剛性からみてほとんど不可能に近いと思われる。しかしながら、鉛直力のみ負担させる設計を行なったとしても、地震時には、建物の水平変位により、柱にも強制変形が与えられる。梁、スラブと外周プレキャスト柱部材との接合で、水平方向にスライド可能な接合方法であれば、柱は強制変形をうけないことになるが、ディテールが難かしいし、建物全体の安定性、プレキャスト部材の安定性から考えて、このような接合方法は、あまり望ましいものではない。したがって、柱は鉛直力のみ負担するものであっても、水平方向の変形能力は十分でなければならない。

高強度コンクリートを使用した柱の変形能力について、既存の方献を参考にしながら検討してみよう。

鉄筋コンクリート柱の変形計算を行なう場合、従来通りの弾性計算を行なうと実状に遠く、計算結果は変形が小さく、ある強制変形に必要な鉄筋量も莫大なものになってしまうために、どうしても塑性を考慮した計算をしなければならない。鉄筋降伏までの弾塑性変形計算法としては、当研究所で行なわれた“上下梁固定の1層1スパンラーメンの実験と解析（大林組技術研究所報 No. 2）より得られた方法を採用する。柱の変形限界に関しては定まった式もなく、実験によって

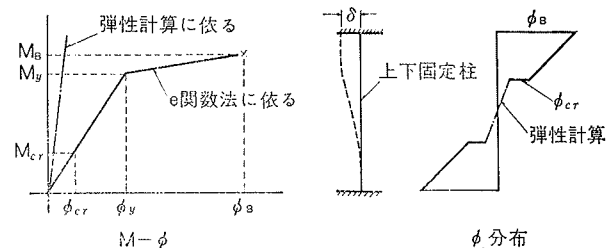


図-4 柱崩壊時の曲率分布

確かめるのが本筋であるが、次の様な仮定に基づいて計算を行なう。Critical 断面で塑性ヒンジが形成された後の、その近傍の曲率分布は複雑で定説もないが圧縮縁歪度が圧壊歪度 ( $\epsilon_u$ ) に達した時の曲率 ( $\phi_B$ ) を  $e$  関数法によって求め、図-4 のように曲率分布を仮定することによって水平変形限界を求める。塑性変形計算を行なう場合には、コンクリートの機械的性質をつかまなければならないが、高強度コンクリートの機械的性質に関しては、いまだ実験資料に乏しい。今回は、北海道大学の横道博士の資料を採用させていただいた。

以上の仮定に基づいて図-5 に示す2種類の断面につき、引張鉄筋降伏時の変形と変形限界を計算した。いずれの場合も階高3.0mとし、コンクリート強度は、300 kg/cm<sup>2</sup>、500 kg/cm<sup>2</sup> の2種類とし、鉄筋はSD35とした。図-6 が軸力と層間部材角との関係を計算しプロットしたものである。実験的な裏付けもなく、部

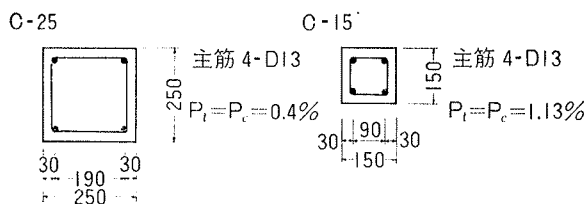


図-5 変形計算用柱断面

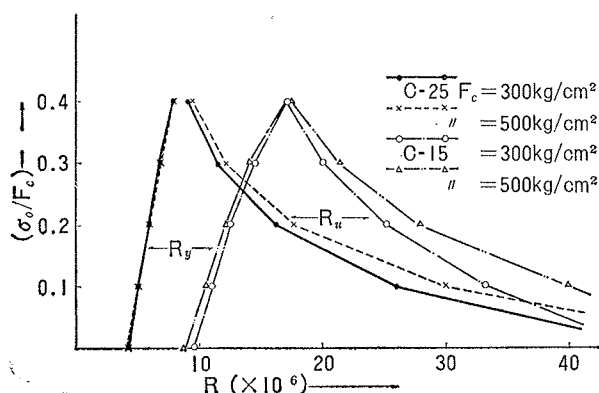


図-6 軸力と層間部材角の関係

材の曲率分布に関しても、かなり大胆な仮定を使って計算しているので、この値は正確なものではないが、大体目安はつくと思われる。いずれの場合も、軸応力度 ( $\sigma_0$ ) が  $0.4F_c$  までは、引張鉄筋降伏がコンクリート圧壊に先行する。部材角をみると、鉄筋比が0.4%と小さい場合には曲げき裂の発生しない弾性範囲が多いためか、降伏変形も変形限界も比較的小さく、 $0 \leq \sigma_0 \leq 0.4F_c$  の範囲で、降伏部材角  $R_y$  は  $4.0 \sim 8.0$

$\times 10^{-3}$  終局部材角  $R_u$  で  $9.5 \sim 69.0 \times 10^{-3}$  であるが、 $P_t = 1.13\%$  になると  $R_y = 9.0 \sim 17.0 \times 10^{-3}$ 、 $R_u = 17.0 \sim 60.4 \times 10^{-3}$  と変形能力は大きくなる。地震時に起り得る部材角として、日本建築学会の高層建築技術指針では、きわめてまれに起ることがあるという激震時で  $6.7 \times 10^{-3}$  とし、また、低層建物に対しては、東大の梅村教授が耐震設計法試案として、壁がある程度あるか、または剛性の高いラーメン構造に対しては、 $2 \sim 6 \times 10^{-3}$  としている。以上の部材角を比較してみた場合、今回の計算結果によれば、いずれの場合も、軸応力度  $0.4F_c$  程度までは鉛直力を負担させることが可能である。建築基準法の改訂案では、コンクリートの長期圧縮応力度を  $4/10F_c$  とし、 $F_c$  の上限を  $250 \text{ kg/cm}^2$  とおさえているが、 $250 \text{ kg/cm}^2$  以上の高強度コンクリートに対しても、計算上は問題ないと言える。ただし、実施する際には実験によって確認することは必要であろう。

### 5. 水平力を負担させる場合の検討

ショックベトン部材で構成された架構に水平力を負担させようとする場合に構造型式は大別して図-7の2つになるであろう。

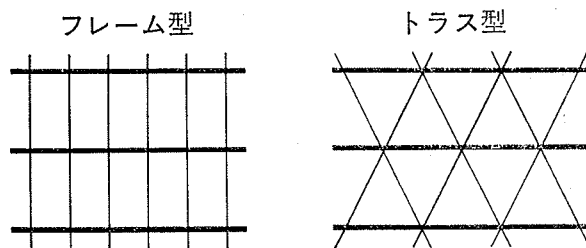


図-7 架構

現在までにカーテンウォールとして使用されてきたのは殆んどがフレーム型であるが、この型式で水平力を負担させようとする場合には、剛性に不安がある。一方、トラス型はフレーム型に比較して剛性を高めることができ、強度的にも問題はないと予想されるが、デザインが制限されやすく、サッシュの取付け等にも問題が残る。

本章では、まず、各型式の剛性比較を行ない、次に、鉄筋コンクリートトラスの性状を確認するための実験結果の概要について述べ、最後にわが国では初の実施例である武蔵野音楽大学記念館の設計、施工、模型実験について述べる。

#### 5.1. 各型式の剛性比較

ショックベトン部材で構成する架構として図-8のようなものを選び出し、後述する武蔵野音楽大学記念館の短手方向に適用し、剛性の比較を行なった。ショ

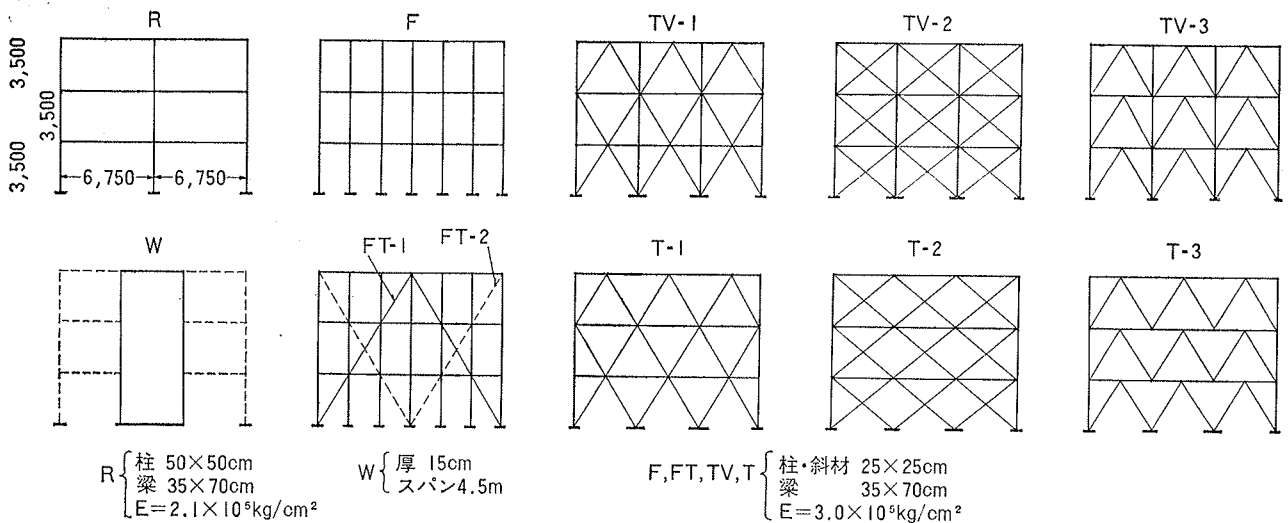


図-8 剛性計算用の架構

ックベトン架構と同時に通常のラーメン構造、鉄筋コンクリート耐震壁との比較も行なっている。

図-8の各型式について、コンクリートがすべて有効であるとして弾性解析を行ない、水平せん断力と変形との関係を図示したのが図-9である。

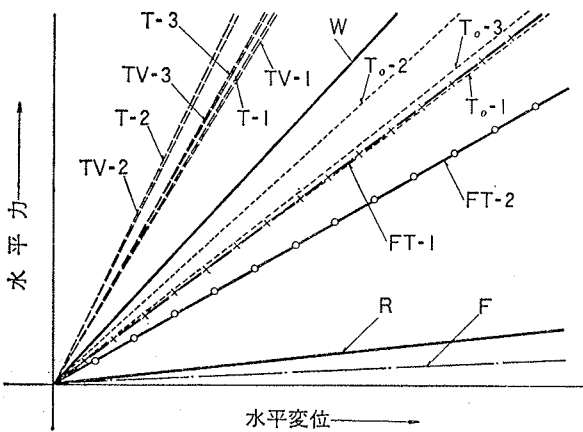


図-9 剛性の比較

フレーム型Fの剛性が一番低く、通常のラーメン構造Rの半分近くになってしまう。フレーム型はラーメン構造に比較して全柱断面積は約 $\frac{2}{3}$ であるが、コンクリートの弾性係数が約 $\frac{3}{2}$ 倍となっている。この結果をみるとフレーム型架構を耐震要素として使用するのほとんど不可能であろう。フレーム型に大きくブレースを入れたFT-1及びFT-2は、剛性が非常に大きくなり、ラーメン型と比較するとFT-1で約7倍、FT-2で約5倍の剛性となる。この場合、水平力は殆んどブレースに流れ、鉛直柱材の負担する水平力は1割にもみえない。一方、トラス型の剛性は非常に高く、スパン4.5mの耐震壁(壁厚15cm)の剛性の約1.5~2

倍となる。この場合も鉛直柱材は水平力を殆んど負担せず、T型とTV型とを比較してみると、その剛性に殆んど差がない。なお、T型の架構で引張材となる部材の剛性を鉄筋のみの剛性として解析したのがT<sub>0</sub>型である。但し、部材の全鉄筋比を4%と大きくとったために、T<sub>0</sub>型の剛性もかなり高いものになっている。

5.2. 鉄筋コンクリートトラスの性状について

前節で述べたように、トラス型の架構であれば、水平力を負担させることが可能である。しかしながら、鉄筋コンクリートトラスに関する実施例も実験もほとんどない。この構造の可能性を追求するためには、まずその性状を正確に把握することが必要であるので、模型による実験を行なった。

図-10に示す静定及び不静定トラスの2種の形状の試験体について、鉄筋量をかえ、軸力の有無について水平加力実験を行なった。実験結果を考察し、次の事が判明した。

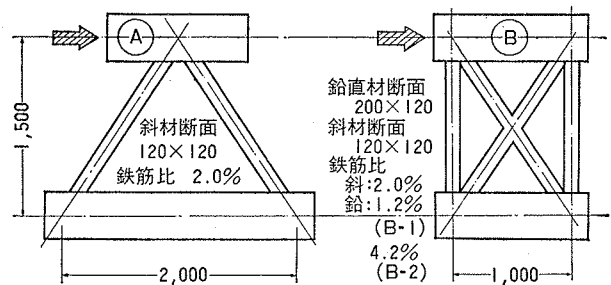


図-10 鉄筋コンクリートトラス試験体

(1) 変形及び応力の解析を行う際は、次のような仮定に基づいて行なえばよい。引張材に引張きれつが発生するまでは、コンクリートの全断面積が有効であり、きれつ発生後は引張材の剛性が徐々に低下し、鉄筋の

みの剛性に近づいてくる。圧縮材の軸方向剛性がコンクリートの応力-歪度関係に類似することは当然のことである。図-11がA型試験体より得られた斜材の軸方向剛性の実験値と理論値を比較したものである。図-12が上述の仮定によってB型試験体の水平変位を計算し、実験値と比較したものであるが、B-2は良く一致しており、B-1の方は、実験値の剛性が多少高くなっている。

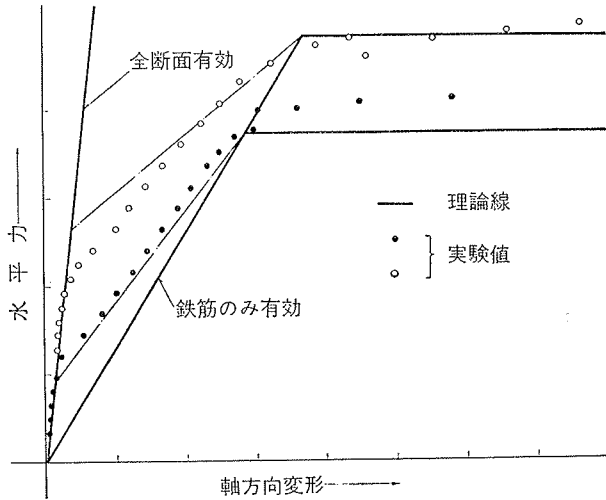


図-11 引張材の軸方向剛性

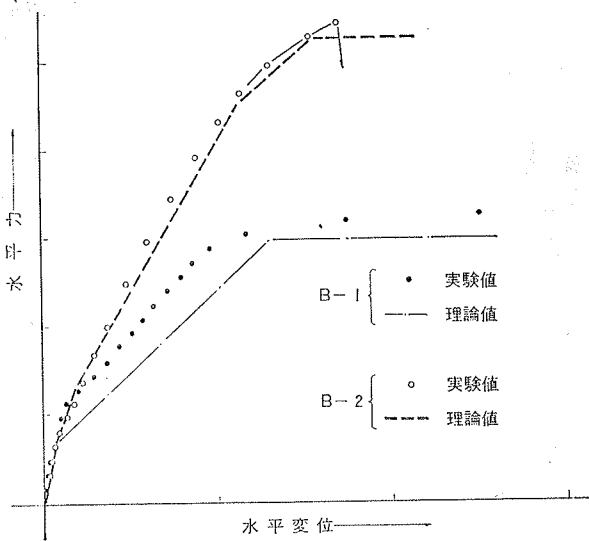


図-12 トラスの水平変位

(2) 今回の試験体の剛性計算を行なう場合には、ピン節トラスとしても、剛節トラスとしてもほとんどかわらない。ただし、最大耐力、破壊型式は、剛節トラスとして考えた方がよい。

(3) 当然のことではあるが、引張材が降伏するような架構であれば、変形能力は大きく、圧縮材の圧壊が先行する架構であれば靱性は乏しい。今回の実験ではB-1が層間部材角  $1/37.5$  で鉛直引張材の主筋が1部破断し、B-2では  $1/130$  で圧縮斜材のコンクリートが圧壊し

ている。B-2でも、圧縮材のフープを密にして圧壊開始後の変形能力を増加させれば、架構としても十分変形能力のあるものとなろう。

図-13 に破壊後の試験体を示す。

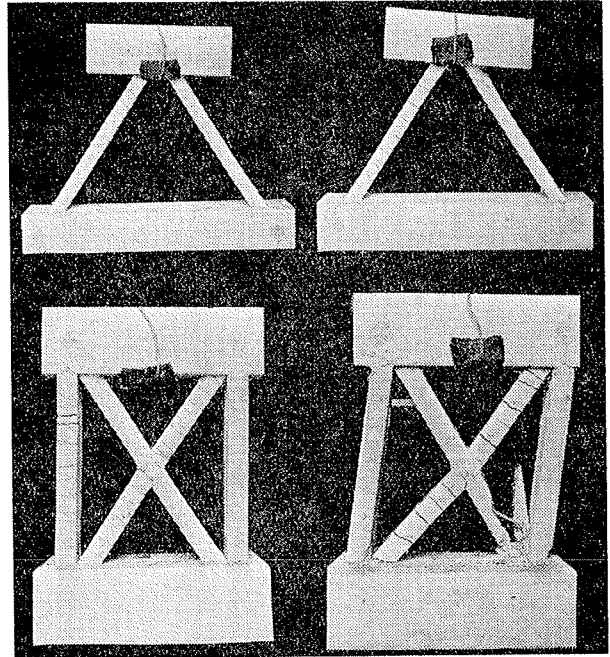
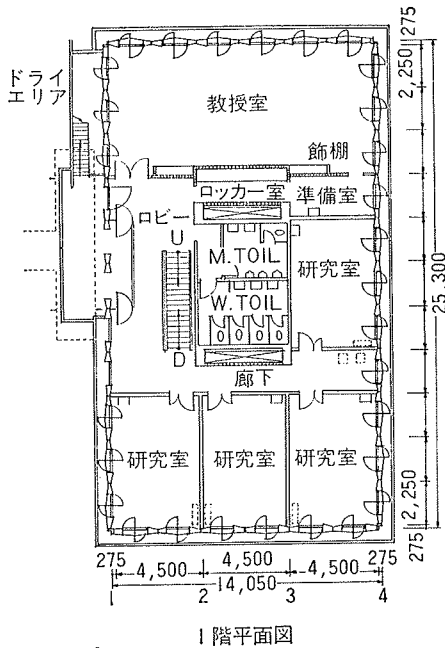


図-13 破壊状況

### 5.3. 武蔵野音楽大学記念館の設計・施工・模型実験

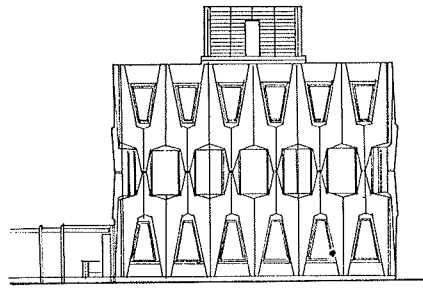
ショックベトン部材を建物外周の構造材に利用した建物としては、昭和43年に新築された武蔵野音楽大学記念館がわが国第1号である。設計、施工は当組東京支店が、模型実験は技術研究所が担当した。

5.3.1. 設計 本建物の平面図と立面図を図-14に示してあるが、地上3階、地下1階で建築面積は、約1460m<sup>2</sup>であり、研究室、展示室、会議室等に使用される。建物中央にRCコアを有し、外周すべてにショックベトン部材を使用している。2~R階スラブは各ショックベトン部材に均等に鉛直力を作用させるために、格子梁スラブを採用している。鉛直力はコアと外周ショックベトン部材が負担し、水平震度0.2の水平力はコア部分の耐震壁に全部負担させているが、とくに震度0.3を想定し、その約1/3をショックベトン部材による架構が負担し得るように設計している。図-14の右下に示す軸組が構成された架構であり、剛接トラスとして解析した。1階半が1ユニットで幅2,230m、高さ5,455m、重量約6トンである。部材の接合方法を図-15に示すが、地階とショックベトン部材および部材の上下方向の接合にはPC鋼棒によるプレストレスを使用し、部材の横方向の接合および部材と内部構造体との接合には、部材より肋筋を出して置き、これを後打ちコンクリートの外周梁に打込むよう

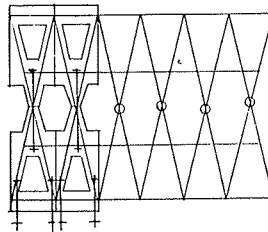


1階平面図

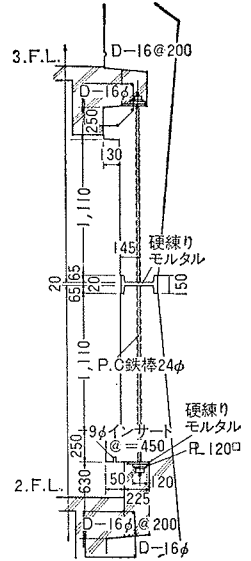
図一14 平面図, 立面図および軸組図



東側立面図



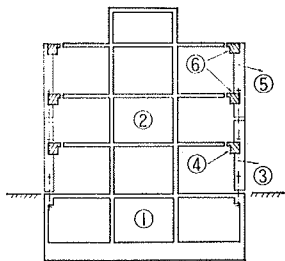
軸組図



図一15 接合部

にしてある。

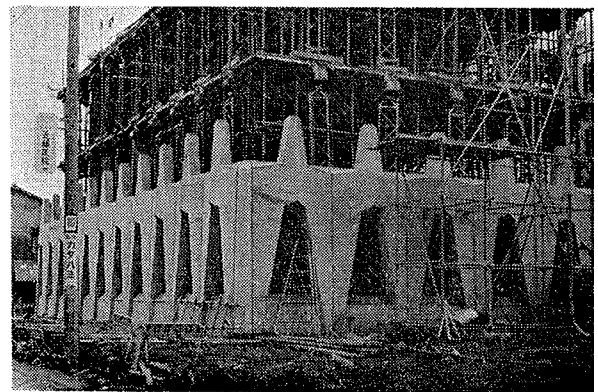
5.3.2. 施工 施工順序は次の通りである(図一16参照)。  
 ①地階部分の施工。  
 ②地上部分のうち、外周梁のみ残してコアおよび各階スラブの施工(各階の荷重は三角サポートで支持する)。  
 ③1段目のショックベトンの建方を行ない(25t吊トラッククレーン使用)、地階とPC鋼棒によって接合。  
 ④2階外周梁のコンクリート打ち。  
 ⑤2段目ショックベトン部材の建方を行ない、1段目部材とPC鋼棒によって接合。  
 ⑥3階および外周梁コンクリートを打設して完了する。



図一16 施工順序

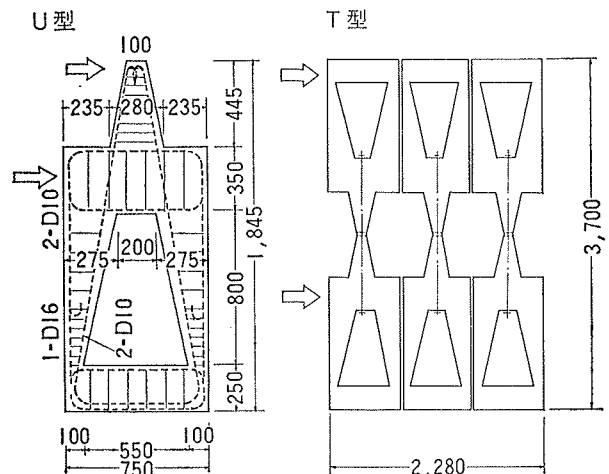
今回の部材は1階半が1ユニットであったこと、及び、2段目の建方に際しては、部材が非常に不安定であったこと等のために、内部の施工を先行させ、ショックベトン部材は後付けするという、従来のカーテンウォール式の施工方法を採用したが、構造材としても利用する場合には、部材の建方を先行させ、後に内部の施工を行なう方が、構造的には望ましく、工期の短縮にもなるであろう。図一17は施工中の写真である。

5.3.3. 模型実験 今回使用したショックベトン部



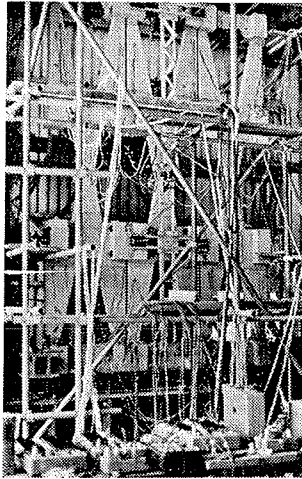
図一17 施工中

材の形状はかなりユニークなものであるが、鉛直力を負担させるには3階建でもあり、ほとんど問題はない。しかしながら水平力を負担させるとなるとその部材内



図一18 試験体

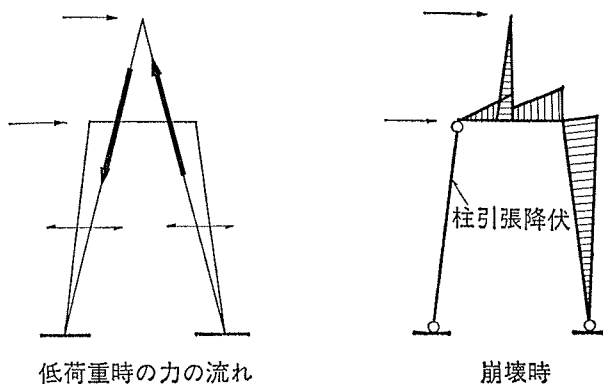
における力の流れを把握しなければならない。したがって、約 $1/3$ 模型の試験体を製作し、水平加力実験を行なった。試験体は図一18に示すように、単体（U型）について2体、単体6つを組み合わせ形成したフレーム（T型）について1体である。部材同志の上下方向接合方法は実施設計の場合と同様であり、PC鋼棒によるプレストレス接合としている。横方向の接合方法は実施設計の場合と違っているが、横材の剛性が高いのでほとんど問題にならない。図一19にT型試験体の実験状況を示す。



図一19 実験中

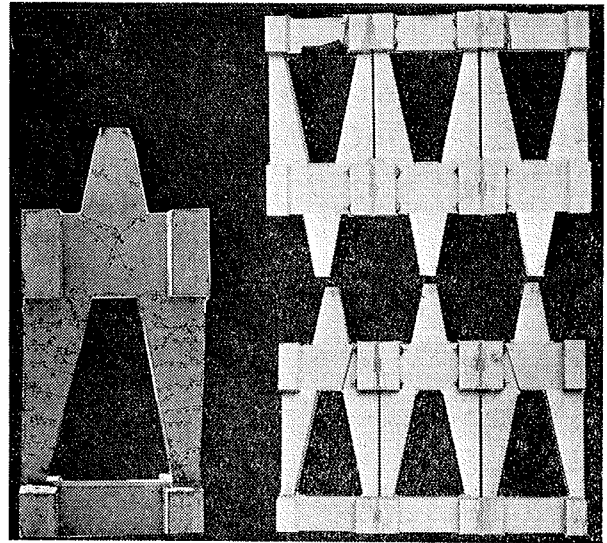
実験結果について簡単に述べてみよう。

1) U型試験体に上下2点水平加力を行なうと、図一20に示すように、上部の力は3角形トラスとして、両側柱材に片側圧縮力、他方引張力として流れ、下部の力は梯形ラーメンの柱材にせん断力として流れているようである。



図一20 力の流れ

2) きれつの発生状況は図一21に示すように、引張側柱材には曲げきれつというより引張きれつに近いきれつが発生し、圧縮側柱材には曲げきれつが発生する。注意すべきことは梁材中央に斜めせん断きれつが発生していることである。



図一21 きれつ発生状況

3) 破壊に関しては、U型の試験体で上下水平力を同一に加力した場合は圧縮柱の柱脚でせん断破壊し、上部水平力を下部水平力の半分にした場合、圧縮柱の柱頭で曲げ破壊した。いずれの場合も引張材は全断面降伏していた。なお、T型試験体では前者と同様に、最外端の圧縮柱の柱脚でせん断破壊した。

4) 最大耐力は図一20の様なモデルを仮定すればほぼ推定できる。T型の試験体はU型の約3倍であった。

5) 上下方向のプレストレス接合部はプレストレスが存在しているうちは接合面の迂りおよび開きは観察されず、プレストレスがキャンセルされると、PC鋼棒の伸びが接合面の開きとなって徐々にあらわれ、転倒モーメントによる引張力のみ負担するようになる。

鉄筋コンクリートであるからきれつの発生は避けることができないが、鉄筋比が小さいときれつ発生後の剛性が著しく低下し、耐震要素として通常のRC耐震壁との併用が困難となる。高強度コンクリートという特性を生かすためにプレストレスの導入ということも当然考えられ、これによってきれつ発生を遅らせれば有効な耐震要素となる可能性も大であるが、このようなトラス状のものにプレストレスを導入すれば、通常の鉄筋コンクリートの場合よりも、コンクリートの圧壊を早めることになるので、変形能に対する考慮を十分に払わねばならない。

## 6. あとがき

ショックベトン部材というよりプレキャストコンクリート部材を構造材として利用するための検討を行なってみた。本課題は非常に大きく、今回検討を行なったことは氷山の一角にしかすぎないと思われるが法規上、また、構造上の問題点は非常に多い。しかしなが

ら、武蔵野音楽大学記念館で使用したように、わが国でも不可能なことではない。ショックベトン部材は外装材として利用することが多く、デザイン上、画一的になることは避けねばならない。したがって部材の形状とか、組合わせ方法、接合方法を1つのものに決めてしまうわけにはゆかず、各建物毎に使用目的、建物

の形態に応じたものを考えてゆかねばならない。本研究がその一助にでもなれば幸である。

最後になりましたが、本研究に際し、種々と御指導、御協力をいただいた当組東京支店およびショックベトンジャパン社の方々に深く感謝致します。