

平成8年度 農林水産省補助事業
低コスト住宅資材供給体制整備事業

住宅資材標準化推進審査事業報告書

平成9年3月

財団法人 日本住宅・木材技術センター

目 次

第1章 非耐力壁の力学特性

1.はじめに	P. 1
2.試験方法	P. 2
3.試験体	P. 3
4.実験結果と考察	P. 6
5.非耐力壁の水平耐力への有効性	P. 2 2
6.おわりに	P. 2 5

第2章 トラス構造とした木造軸組の水平せん断試験

1.はじめに	P. 1 0 3
2.実験	P. 1 0 4
3.試験結果	P. 1 0 6
4.まとめ	P. 1 1 0

第3章 部分実験による筋かい金物の剛性および強度の評価

1.はじめに	P. 1 3 4
2.実験	P. 1 3 4
3.結果と考察	P. 1 3 5

第4章 スギの在来軸組工法用床梁としての利用法 ・・・クリープ変形抑制法の提案・・・

1.はじめに	P. 1 5 4
2.試験体および試験方法	P. 1 5 4
3.結果と考察	P. 1 5 5

要 約

在来軸組構法の構造的問題については、その複雑さから細部にわたる検討が、未だ十分になされていないのが現状であり、仕様規定から性能規定に向かうにあたり、多くの問題に積極的に取り組む必要がある。このような状況において、本事業では、次の内容について実験的に検討を行った。

第1章：雑壁と称される内装せっこうボードの非耐力壁の構造特性を把握するために、ボードの張り方、開口部の位地・有無等を変数に実大壁の面内せん断試験を行い、その性能を実験的に把握した。

第2章：軸組の耐力壁として、筋かいをトラス構造としてとらえ、トラスの入れ方、端部の接合法などを変数として、トラス構造の標準化のための基礎的資料を作成した。

第3章：筋かい接合部の部分実験により筋かいのせん断耐力を把握するための基礎資料として、筋かい接合部の部分実験を行った。

第4章：住宅用の梁材として、スギ中目材等を芯材、鉄筋棒、LVLを補強材とした梁材の曲げクリープ試験を行い、補強材によるクリープ変形の抑制効果を実験的に確認した。

[キーワード]

雑壁、非耐力壁、開口部、せっこうボード、壁長、頂部水平変位、ドア付き軸組、窓付き軸組、壁パネル、トラス構造、水平せん断試験、めりこみ、エネルギー吸収性能、せん断耐力、せん断変形角、壁倍率、荷重安全率、変形安全率、ホールダウン金物、部分実験、筋かい金物、相対変位、軸力、引張筋かい、座屈荷重、クリープ変形制御法、LVL、長期載荷、クリープたわみ、中目材、ポリウレタン接着剤、重ね梁、異形鉄筋



第1章 非耐力壁の力学特性

1. はじめに

現行の規定では、耐力壁量の単純和が建物総体の耐力の2/3を有するものとして建物の耐力を評価している。言い換えると非耐力壁は1/3の耐力を有しているということであるが、実際の建物の耐力はこれらの計算に基づく耐力よりも相当に大きな耐力を有していることが指摘されている。建物の設計に関しては、安全側となるような計算法となっており、一つの設計法としては有効であるといえるが、建物の耐震性を正當に評価するには問題がある。たとえば、建物の偏心の影響を評価する場合には、この手法では正當な評価が下せないと考えられる。

建物の評価を工学的な合理性を持って行うための問題点としてつぎのようなことが挙げられよう。

①筋かい壁の壁長と耐力の関係

一般に耐力は壁の長さ按比例するといわれているが、筋かい壁の壁長と耐力の評価を確認する必要がある。

②開口を有する耐力壁の評価

現行の規定では、構造用合板などの面材の耐力壁は無開口でなければならないとされている。しかし、2×4工法などの壁について、開口の大きさに応じた耐力を有していることは、既往の研究で指摘されている。在来工法についても同様の効果があることを実験的に確かめる必要がある。

③非耐力壁（雑壁）の耐力の評価

近年、仕上げ材として各種の壁の開発が行われ実用化されている。それらの壁は非耐力壁として扱われているものが多いが、使用されている量は耐力量と比較して無視できないので、建物の総体の耐力には相当寄与していると考えられる。たとえば、一般的な住宅の外壁の量は、耐力壁の量に比較して数倍にもなり、非耐力壁単体の耐力を小さく見積もっても、総量としては相当な耐力を有すると考えられる。そこで、一般的な内外装材については、正當な耐力評価が必要となる。

④接合方と壁（耐力壁、非耐力壁）の耐力の評価

同一の壁使用であっても接合の仕様が異なると耐力壁の耐力は異なると考えられる。壁を連結する接合部と壁との組み合わせによる耐力の評価が必要である。

⑤伝統構法による壁の耐力の評価

伝統構法として槌塗壁と貫構法を考えると、一般の住宅に使用されるケースは少なくなっているが、城郭や寺社または伝統民家などに使用されているものの耐震性能については、未開な点が多い。壁の構法やその使用部材寸法と耐力（あるいは耐震性能）の評価を確立する必要がある。

⑥大きな開口を有する骨組みの補強の確立

地震における木造住宅の被害例では、大きな開口部を有するために耐力不足あるいは剛性のバランスを欠いた偏心によるねじれなどに起因するものが多数がある。

これらの問題点のうち、本実験では③の非耐力壁の耐力の評価について実験的な検討を加えることとする。

具体的な検討方針はつぎのようなものである。

(1) ユニットの剛性を見積もる。

ユニットは柱と土台と桁（梁）とによって構築された枠にはめ込まれると考える。したがって、ユニットの縦枠は間柱とする。また、間仕切りであるので面材を両面に張ることになるが、実験では、柱や桁による枠と面材との相対変位を知りたいので、基本的に実験は片面張りとした。そこで、予め片面と両面に面材を張った試験体によって、両面張りの耐力が片面張りのいかにほどかを検証しておくこととする。このデータを元に基本ユニットの剛性（耐力）を定める。

(2) 3 p の試験体の構成を変えて、ユニットが連続されて構成された壁の水平耐力をユニットの耐力から見積もる略算法を考案する。

この実験において、連続した面材が柱などと相対的にどの程度回転するかを測定する。この回転角と①で求めたユニットごとの耐力との関係を調べて、連続したときの略算式の根拠としたい。

なお、今回の試験に携わった研究者は次のとおりである。また、各機関の関係各位に多大なるお世話になったことを付しておく。

井上 澄雄（富山職業短期大学校 居住システム系）

後藤 正美（金沢工業大学 工学部建築学科）

鈴木 有（秋田県木材高度加工研究所）

中谷 浩（富山県林業技術センター 木材試験場）

秦 正徳（高岡短期大学 産業工芸学科）

松本 保忠（富山職業短期大学校 居住システム系）

2. 実験方法

実験はタイロッドを用いない面内せん断試験とし、両振りで行い、ユニットごとの基本剛性（耐力）とする。基準とする限界状態は、1/300, 1/200, 1/120, 1/60, 1/30, 成りゆきで変位が最大となるまで加重し、0kgfまで戻す。このときの崩落線を求める。

装置の概要を図1に示す。油圧シリンダーを用いて水平方向の強制変位を試験体に作用させて、変位と荷重の関係を測定するものである。荷重はシリンダーに取り付けておいたロードセルによって、変位は試験体の桁と反力フレームの間に取り付けた電気式変位形によって測定した。これらの測定データはパソコンによって一元的に収集され、リアルタイムで変形と荷重とを表示しながら、手動式の油圧ポンプによってオイルの量により強制変位を制御して水平せん断得よく試験を実施するものである。

図に示したように、壁を連続した3 Pの構成で面内せん断試験を行うために、アクチュエーターを試験体上部に配置することとした。これにより、両振りした場合の変位を大きくすることが可能としている。

実験では、面材の対角線上に変位計を2対ずつ固定して枠材と面材との総体変位の測定も試みている。これにより、面材と枠材を連結している釘のすべりの総長さを算定して

個々の面材のせん断性能への寄与を知るとともに連結された壁の総体としたときの耐力を予測しようとするものである。

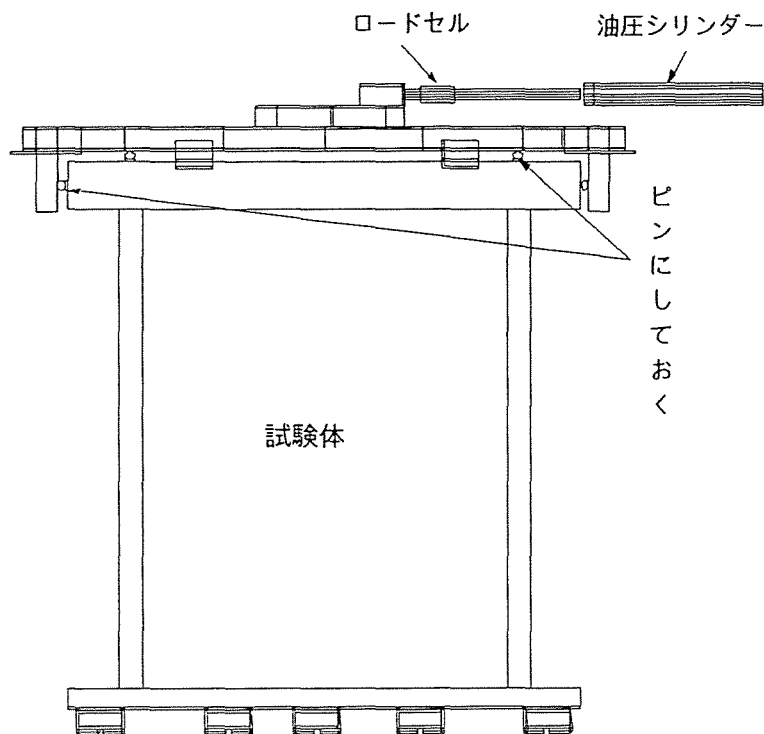


図1 装置の概要

3. 試験体

屋内の間仕切りに使用されている壁が非耐力壁のなかで一般的なものと捉え、これらのなかでももっとも一般的な石膏ボードを面材とした間仕切り壁を今回の試験対象とした。さらに、開口部を有する非耐力壁の評価を行うために、開口部の大きさを変化させた壁や、壁の長さが3Pの試験体では開口部の位置を変化させて、これらの影響を調べることとした。実験に供試した試験体の概要は図3のとおりである。

また、面材を片面にのみ釘打ちした場合と両面に釘打ちした場合の耐力の違いを見るために、試験体番号3、5については片面と両面貼りの種類の試験体を供試した。したがって、供試した試験体の総数は、17種類となる。

枠材を構成している樹種は、桁はベイマツ、柱はスギ、土台はアテである。それぞれの断面形状は、桁については 120×240 mm、柱は 105×105 mm、土台は 105×105 mmとした。これらの断面寸法は、木造家屋にごく一般的に使用されているものとした。また、枠材を構成する間柱、まくさ、窓台の断面寸法は 30×105 mmとし、受け棧の断面寸法は 36×45 mmとした。いずれも現在一般に使用されている断面である。面材に用いた石膏ボードの厚さは12.5mmである。また、枠材を釘打ちするのに用いた釘はN90で、3本を斜め打ちしている。面材を釘打ちするのに用いた釘はN32を用いた。

試験体の枠組を構成している材のヤング率を縦振動法により、枠組みを製作する前にあらかじめ測定しておいた。結果を平均値で見ると、桁材が 135ton/cm^2 、柱材が 61.4ton/cm^2 、土台材が 84.2ton/cm^2 であった。それらの分布を図3に示した。さらに、使用した材料の

含水率の平均値は、桁材が11.4%，土台材が31.6%，柱材が14.4%であった。

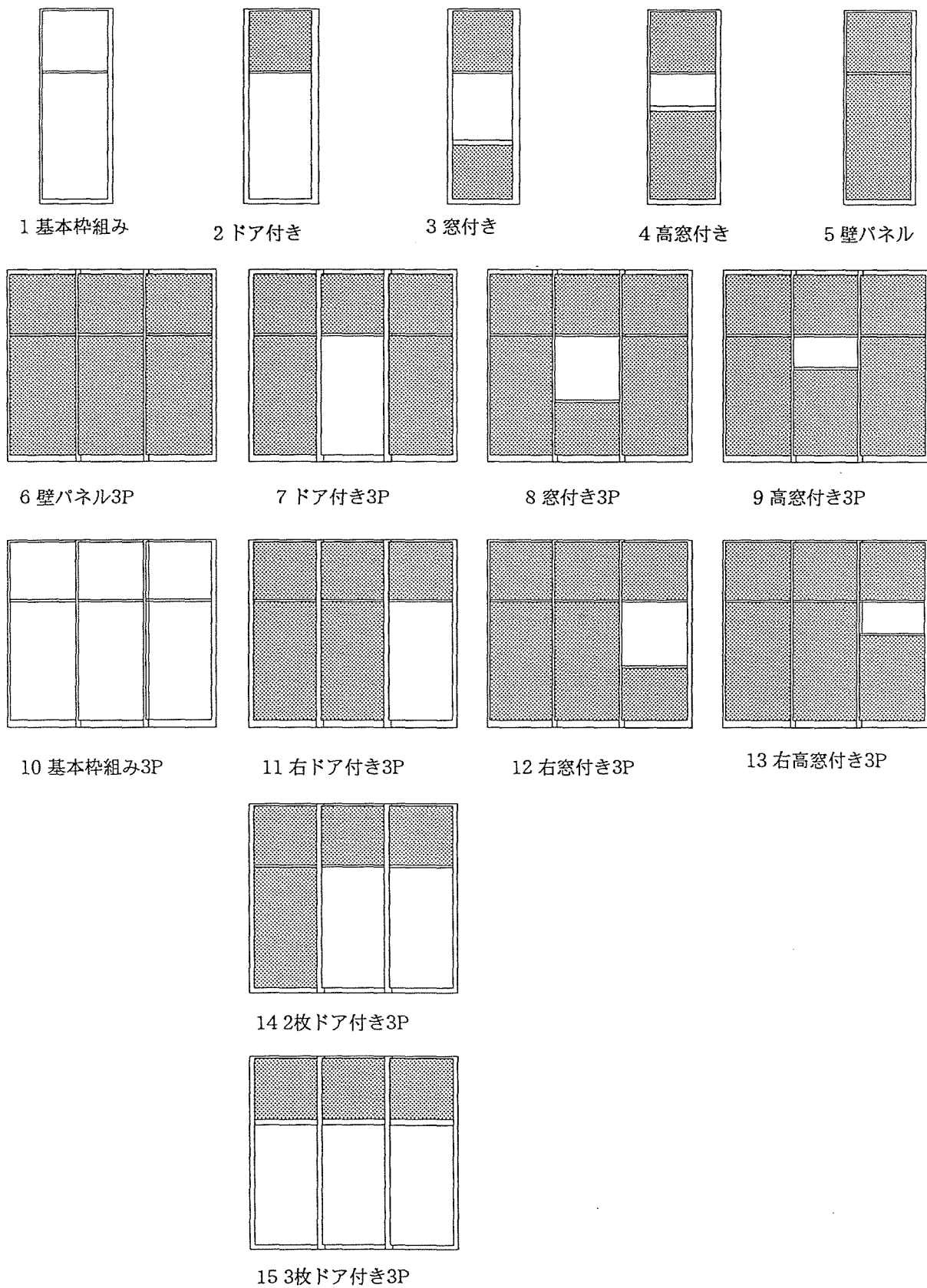


図2 実験に供試した試験体の概要

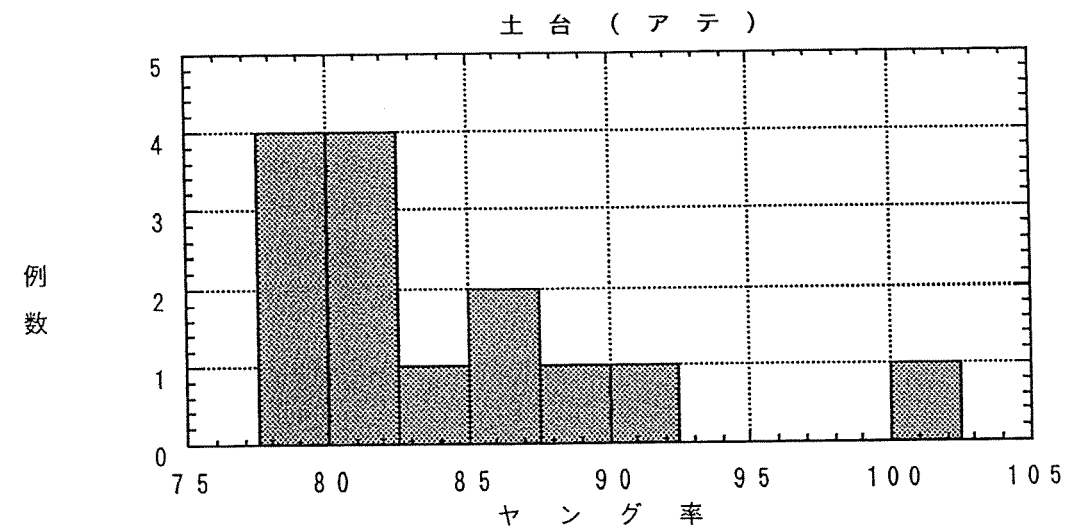
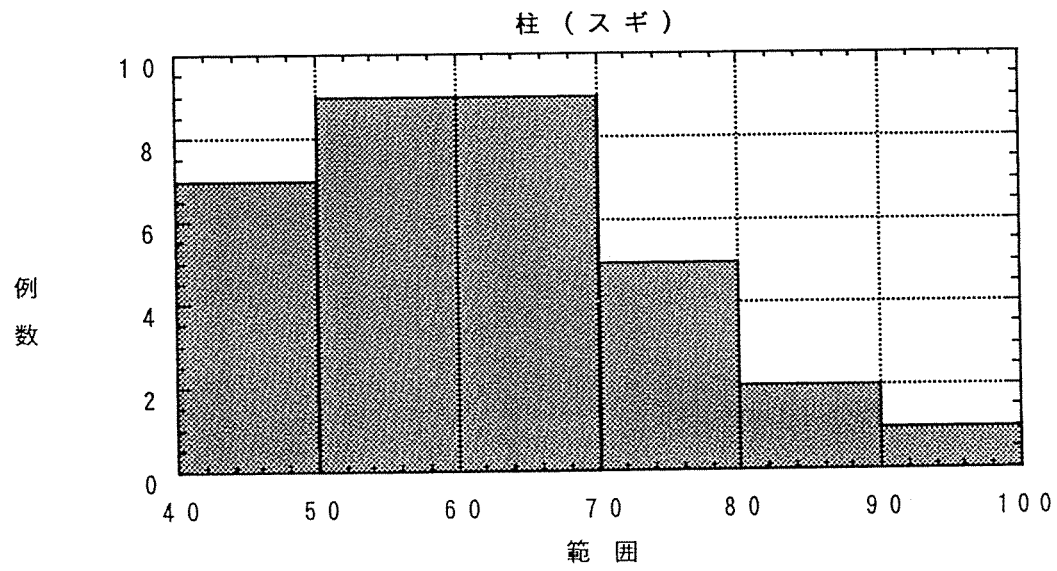
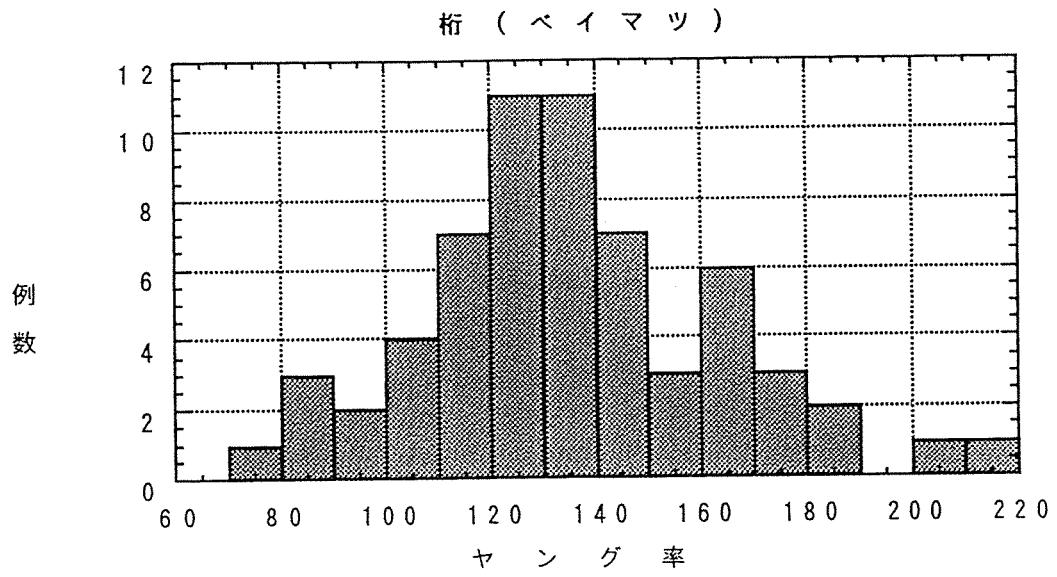


図3 試験体に用いた木材のヤング率の分布

4. 実験結果と考察

変位測定などを含むすべての実験結果については、巻末の補遺として挙げておいた。ここでは、各試験体の頂部水平荷重と頂部水平変位との関係と特記事項とを列記することとする。

4. 1 基本枠組み (コントロール)

桁と柱はながホゾ、土台と柱の接合は短ホゾである。これらの接合のモーメント抵抗性能は期待できるものではなく、水平耐力はないといってよい。水平力が10kgf未満である。水平荷重がロードセルの分解能以下なので、読みとることができない。

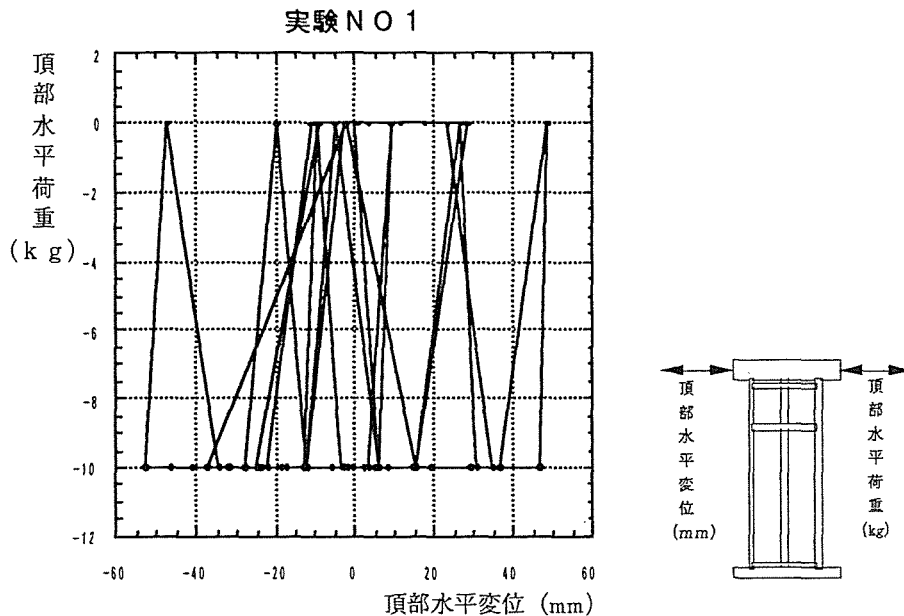


図4 基本枠組みの頂部水平荷重と変位の関係

4. 2 ドア付き

135mmの水平変位のころから、釘点付近から面材の粉が落下してきた。面材を釘打ちした釘の頭が面材を打ち抜けて柱に残っていた。これらの釘は荷重点からみて右側の間柱と鴨居にあたる部材に取り付いていた。鴨居の部材の方が天井の周りの部材よりも剛性が高い。

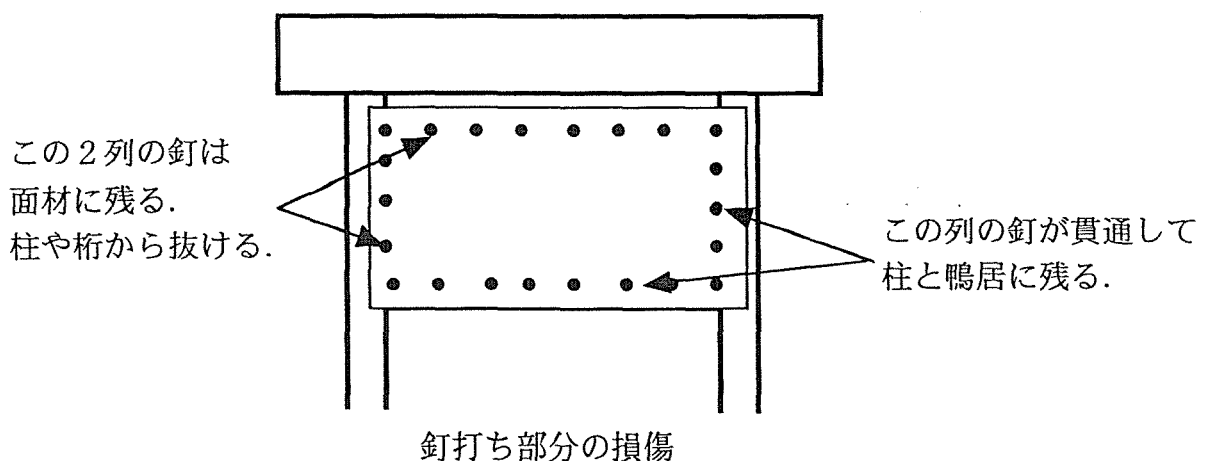


図5 ドア付き軸組の面材を釘着している釘の挙動

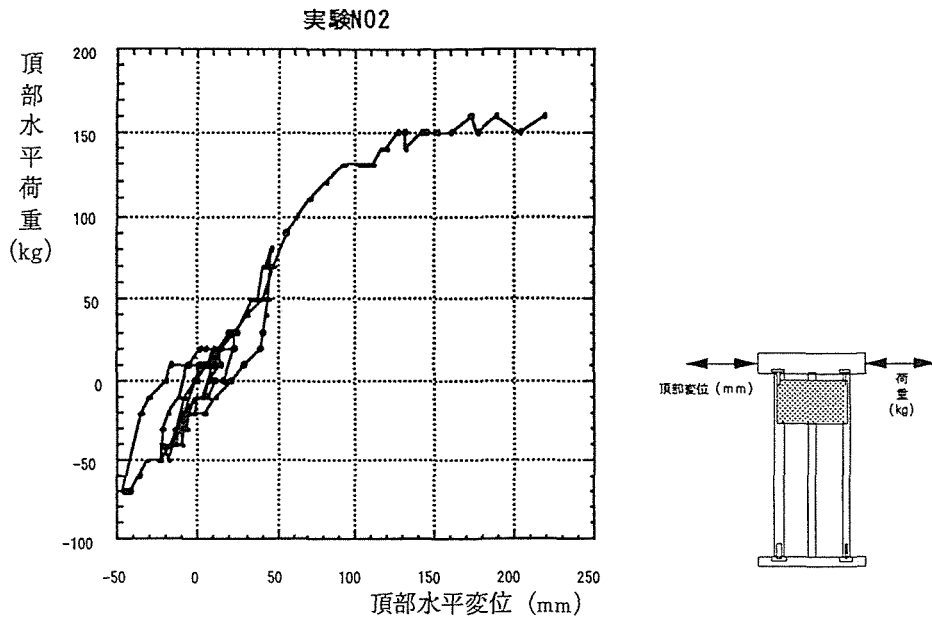


図6 ドア付き軸組の頂部水平荷重と変位の関係

1/120ラジアンの際の水平力から算出したドア付き試験体の軸組長さの倍率（以下壁倍率と呼ぶ）は、0.2となり、有効壁長さとして計上することはできない。

4.3 窓付き

試験を実施したところ、つぎのような挙動が観察された。

- 9.5mmでピチピチという破壊音。
- 22.5mmで面材の片方が浮く。

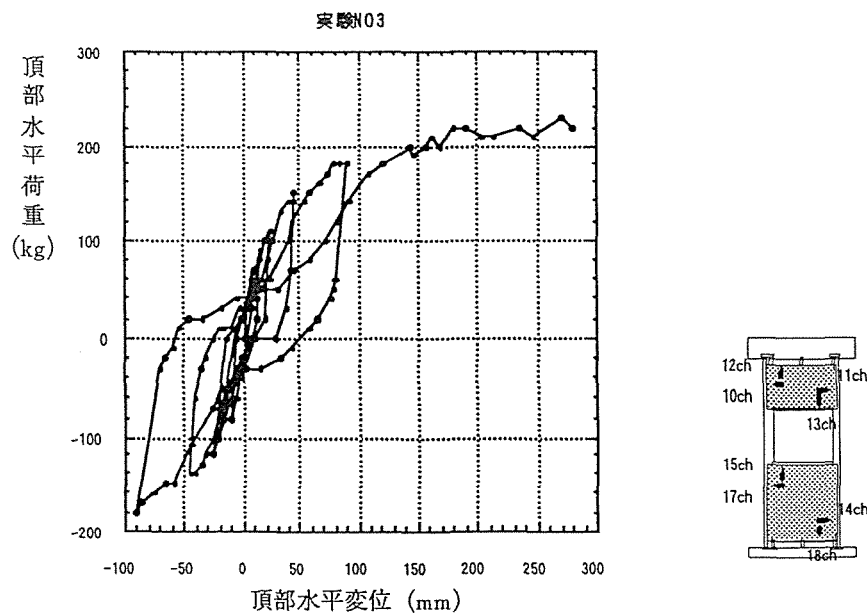


図7 窓付き軸組の頂部水平荷重と変位の関係

40mmで釘頭めり込み.

90mmで釘が抜ける.

1/30で150kgf

135mmで釘が完全に抜ける.

この軸組の壁倍率は、0.7となるので、0.5の有効壁長さとしての倍率を与えることは可能であろう.

試験体番号3'として、窓付きで、両面に石膏ボードを施した軸組の試験における挙動は次のようなものであった.

9mmで100kgf

-9mmで110kgf

1/200ですれなし

1/200で150kgf

-1/200で面材がずれる.

1/120で釘頭がめり込み始める.

1/120で180kgf付近まで上がる.

1/30で250kgf程度

84.5mmで6mm程度回転によるずれがでている.

-1/30で300kgf

柱がS字に変形しているのが看取された.

この軸組の壁倍率は、1.0となり、壁長さとして有効である.

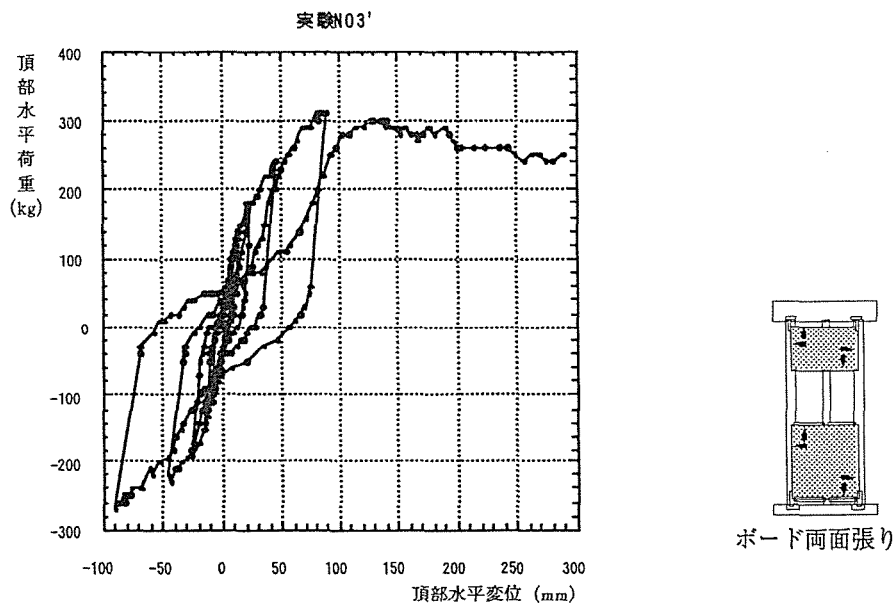


図8 窓付き軸組の頂部水平荷重と変位の関係

4.4 高窓付き

この軸組の試験による挙動は次のとおりであった.

9mmで50kgf

柱脚の斜め釘は3本

1/120で70kgf

1/60でまぐさと窓台の釘が抜ける

80mmで右の柱脚が抜ける

120mmで試験終了，縦枠とまぐさの釘が完全に抜ける。

窓台の釘が抜けている。ここを留めておくとまだ耐力がでそう。

この軸組の壁倍率は，0.4となり，有効壁長さとして計上できるものではなさそう
だ。しかし，上述したように，窓台と柱の接合が抜けているので，施行方法を改善すること
で，0.5以上を目指すことができそうである。

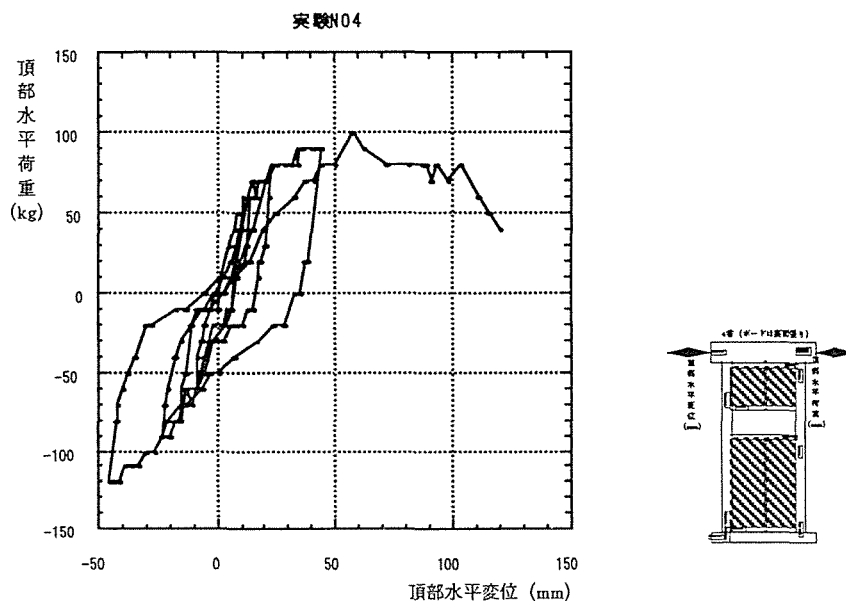


図9 高窓付きの頂部水平荷重と変位の関係

4.5 壁パネル

片面に石膏ボードを釘着したこの軸組の試験での挙動は，次のようなものであった。

1/300で80kgf

20.3mmで浮き始め

22.5mmで130kgf

50mmで150kgf

80mmで右脚ぬけ

1/20で70kgf

1/20で柱脚が抜けて，面材の釘は抜けていない。

70.5mmで最大値180kgfを記録

この軸組の壁倍率は，0.8となり，0.5程度の有効壁倍率と見積もれるであろう。

石膏ボードを両面全面張りした試験体番号5'の試験による変化は次のとおりである

1/300で90kgf

13.1mmで110kgf

22.5mmで120kgf

柱脚の加工がよくなかった。一度組み立ててから抜いて、再び組み立てた。このように一度組んだものを再び組むと釘の引き抜き抵抗が非常に低くなる。

面材の釘が異常なし、右の柱脚が抜けてしまって、耐力はず。

両面に石膏ボードを釘着しているにもかかわらず、耐力が発現していない。これは上述したように、枠組みの製作に問題があったようだ。施行によるバラツキは現場では避けられないので、この点について注意が必要だと考えられる。

施行時の不都合という観点から、上述のような場合も加工精度ということにすると、次のような考察が可能である。例えば枠材の柱脚の斜め釘の引き抜き強度。面材と打つくぎの頭ので具合、強く面材を打つと内部が壊れている。表面に紙貼りしてあるのでこれだけでもっている。ぼろぼろになっていることがある。開口部の有無よりこの施行精度の方が影響が大きいと感じた。例えば、番号5などはもっとでもよいと思う。柱脚がいち早く抜けてしまったので耐力がでなかった。これはこの部分の施行による。間柱の場合床の部分の横桟を切り欠くと図のようなせん断破壊が起こる。これは、横桟を打ちつけたときにせん断破壊するようである。また、斜め釘をこの部分に打つとせん断破壊する。割裂のような感じでもある。この柱脚の欠損は致命的である。

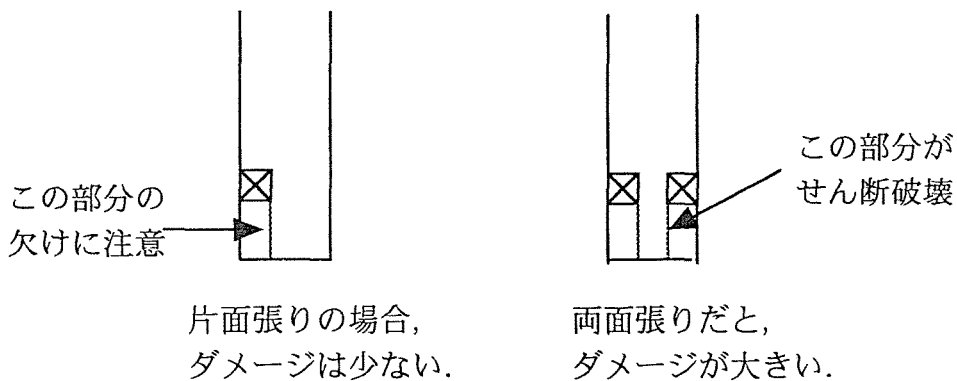


図10 縦枠の損傷

その点、管柱であるところのような欠損が生じにくいので、角金物で柱脚を留めておくと、面材のせん断力からの引き抜きに充分耐えられる。したがって、試験体番号3'はよい耐力がでていいる。このようなことから、内装壁も耐力を期待するのなら、管柱を両側に配置するか、土台とパネルの縦枠をしっかりと留める方法を考えなければならない。

窓台やまぐさと縦枠の接合も注意を要する。試験体番号4のように、窓の両側が間柱のときは間柱の曲げ剛性が低いので上下の面材によるモーメントによってS字型に変形する。このとき、右からの荷重では窓台の左側が抜けるように縦枠が変形する。この接合は、縦枠から窓台に釘3本で留めていたが、窓台の木口面への釘はまったく引き抜き抵抗を発現しないので、縦枠がS字に膨らんだとき、簡単に抜けてしまった。逆に、左側の荷重によってこの部分は元に戻ってしまう。このとき釘は抜けもせず、窓台の木口に治まってしまう。

釘の曲がり具合から面材の釘のせん断力によるモーメントがラーメンのモーメントに極似していることが看取された。すなわち、次の図のように成っているので(写真にも記録している)、これにより、縦枠がS字型に変形することが推測される。このモーメントを

求めると、引き抜き力等もとまることとなる。これにより略算法方の糸口と成らないだろうか。また、面材の回転角との関係も明解に解説することができないだろうか。

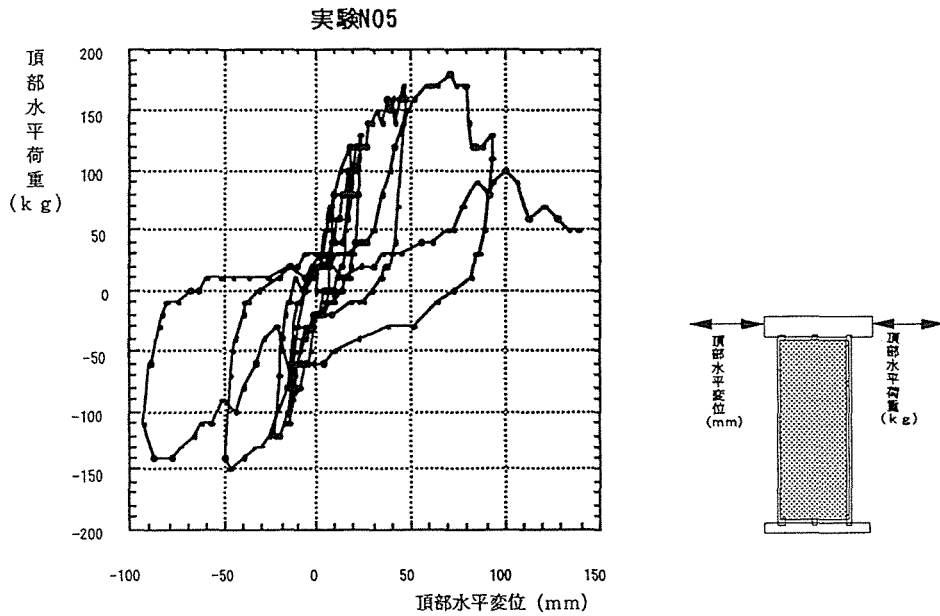


図 1 1 壁パネルの頂部水平荷重と変位の関係

4. 6 基本枠組み 3 P

試験体番号 6 の枠のみの管柱なし 3 p 試験体である。面材を張っていないこの基本枠組みだけで、最大 100kgf 程度の水平荷重が記録された。1 P の基本枠組みのようにまったく水平荷重が記録不可能というような状態ではないけれども、壁倍率は計上できるものではない。

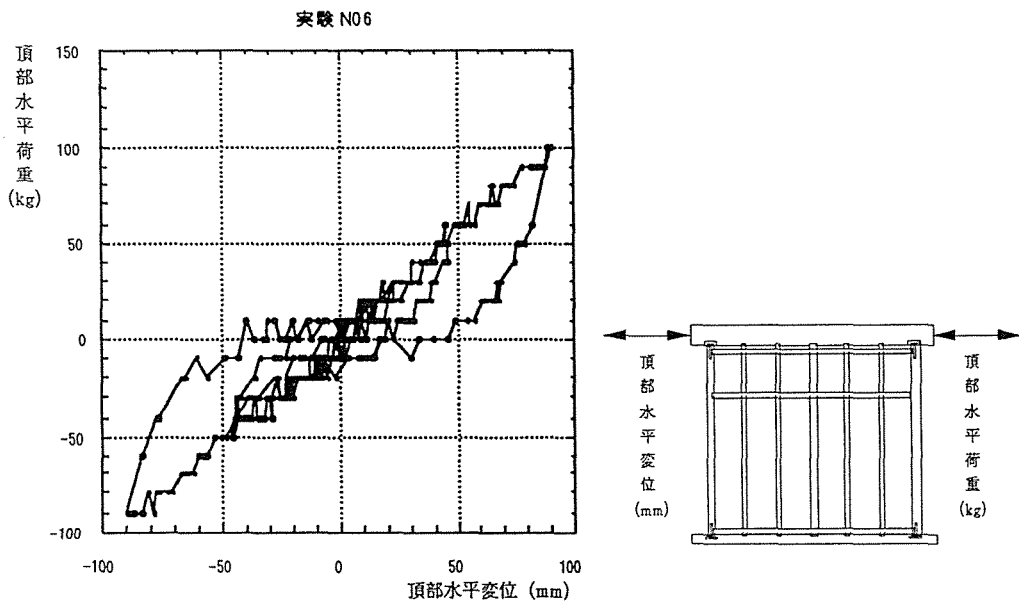


図 1 2 基本枠組み 3 P の頂部水平荷重と変位の関係

4. 7 ドア付き3P

中央にドアがある3Pの軸組の試験での挙動は次のとおりであった。

1/300で280kgf

左端の注脚の左側への変位は、0.7mm程度。at 1/300

-0.8mmで釘の頭が戻っている。

下枠の釘は左右に変形していいだけのように見える。

-22.5mmで380kgf

下枠の釘は斜め下へ動く、水平に対して下方向へは1/3~1/4くらいの割合で動く。

コーナーの釘は激しく頭がめり込む。

1/30で550kgf

下枠の釘は水平に変形している。

1/30で角の釘は完璧に抜けているので、戻してもついていかない。

繰り返し荷重を実施すると土壁のように角が壊れてしまう。

1/15で柱脚角金物の変形が観測される。

上の3枚のパネルの中央のパネルは左右のパネルに回転を阻止されて平行移動している。ちょうど鳥居型のような柱の変形をつくっている。

この軸組の壁倍率は3Pあたり2.2であるので、1Pあたり0.7となり、有効壁長さとして倍率0.5は計上できそうである。

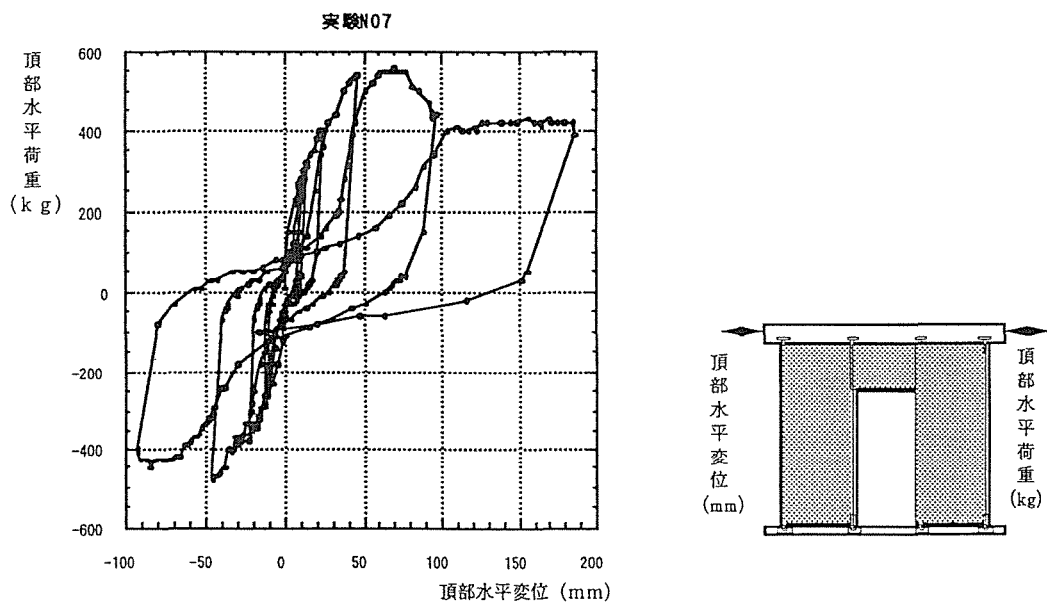


図13 ドア付き3Pの頂部水平荷重と変位の関係

4. 8 窓付き3P

中央に窓がある3Pの軸組の挙動は次のとおりであった。

9mmで330kgf

左が枠管柱の柱脚の水平変位は0.32mm

-9mmで300kgf

1/200で上と下のパネルが相互にずれる。

ゲージ6（左が枠管柱の柱脚）は0.005916

1/120で500kgf

1/60で610kgf

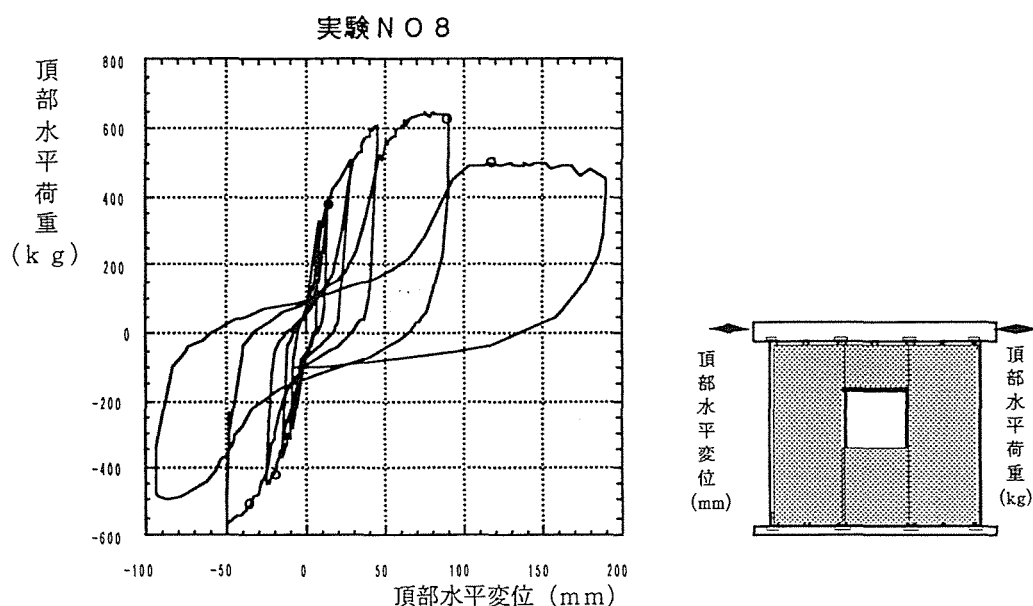
最大620kgf付近で上がらない

最終的に最大は630kgf

；このためこれ以上の荷重は繰り返さないで、180mmから0mmに戻すこととした。

上の3枚のパネルの中央のパネルは左右のパネルに回転を阻止されて平行移動している。ちょうど鳥居型のような柱の変形をつくっている。

この軸組の壁倍率は3Pあたり2.9となり、1Pあたり0.96となる。したがって、有効壁長さを算出する倍率として0.5を計上することは可能のようである。



試験体7、8の試験に際して、釘の頭に逆さまに同じ釘を瞬間接着剤で固定して釘頭の動きを観察した。管柱の釘は上下に動いているようである。モーメントのように成っていない。上下の枠の釘はやはり左右に動いているが、モーメントのような形になっているようにも見える。

はずしたボードを裏から観察すると釘は明らかにその辺に沿って動いているようである。多少モーメントのような動きも見られるが、やはり、上下左右の動きが主である。縦枠すなわち柱に打たれているくぎの本数と水平な棧に打たれたくぎの本数とは柱の方が多いので、水平の方が大きくずれていることが考えられるが、肉眼で見る限りその差は発揮しない。同じ程度のずれに見える。ただ、釘のずれた痕跡は円錐状というか斜めになっているので、この斜めの状態がはっきりしない。いずれにしても釘の動きは枠の部材緒剛性によって異なるようである。管柱のような剛性が高い枠では釘は上下にずれていて、モーメントのような形を呈していない。また、管柱の変形は、鳥居型の試験体のように、鴨居のところで曲がっているのが定規を当てての観察で確認された。たわみは0.5mm程度であった。管柱の枠の場合の最終的な壊れ方は、水平な鴨居と管柱の角が外れて隙間が空い

てしまう。

一方、間柱のように曲げ剛性が低い枠では、枠がS時型に変形しているのが肉眼で観察され、これに沿って釘が動くのでずれがモーメントの分布のような形になっていた。緒のような剛性の低い部材では、釘が抜けてしまって縦枠と面材との間に隙間ができる。

4. 9 高窓付き3P

中央に高さ45cm幅90cmの高窓がある3Pの軸組の試験での挙動は次のとおりであった。0.9mmの変位で、びしっという摩擦（破壊）音がする。

1/300で310kgf

1/120で440kgf

1/120びしっという摩擦（破壊）音。

-1/120で面材が浮き始めるのが見える。

-1/60で面材の左が沈み右が浮く、面外に出ようとする。

1/60~1/60の過程でパネルと柱のずれは0に戻らない。これまでは、ずれは毎回戻っていた。

1/30で580kgf

1/30で柱の曲げたわみ3/2000mm

-1/30で面材の浮き柱から12mm

-1/30で405kgf

中縦残の釘は異常ないが、周りの釘は全部抜けている。しかし、耐力は落ちない。この中棧に打たれたくぎによって面材が落ちないと同時に隣の面材とぶつかり合って体力が落ちないようだ。このような意味から中棧は、水平耐力が最大を過ぎてからの変形性能を維持するための重要な役割をしていると考えられる。

変位が130mmを越したところで、柱の曲げが顕著になっているように看取される。

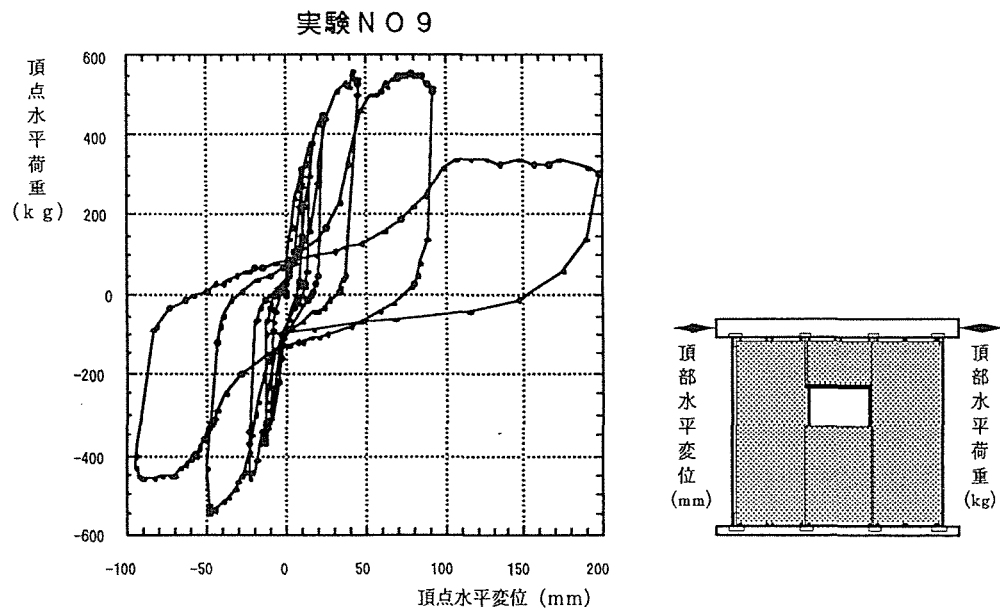


図15 高窓付き3Pの頂部水平荷重と変位の関係

開口部は、まん中で面材がぶつかるのを避けることから、面材画面外にすることがない

ので、耐力を維持するにはちょうどよいように見えた。

この軸組の壁倍率は3Pあたり2.53となり、1Pあたり0.84となるので、有効壁長さを求める際に、0.5の壁倍率を計上してもよいと考えられる。

4.10 壁パネル3P

開口部のない長さ3Pの軸組の挙動は次のとおりであった。

1/300で320kgf

1/300で釘頭変化なし

精度よく加工された上下の面材はお互いに両面材が当たっている端面が一様に圧潰されている。端が欠けることがない。

-1/300で320kgf

-1/200で410kgf

1/120で460kgf

1/60で600kgf

-1/60で560kgf

1/60・-1/60の過程で釘頭のめり込みが見られる。

-1/60において、鴨居から上の面材の釘はめり込みなどの損傷が少ない。

68.4mmの変位で、左端管柱に打ちつけた釘がほとんど抜ける。

1/30で620kgf

1/30で釘はほとんど抜けてしまう。

-1/30では、面材が浮き上がってしまって隣の面材と重なってしまう。これにより面材の効果が極端に低下する。せん断力が発揮できなくなってしまう。

1/15で、中残の釘は抜けていないので面材は外へカールしてしまう。

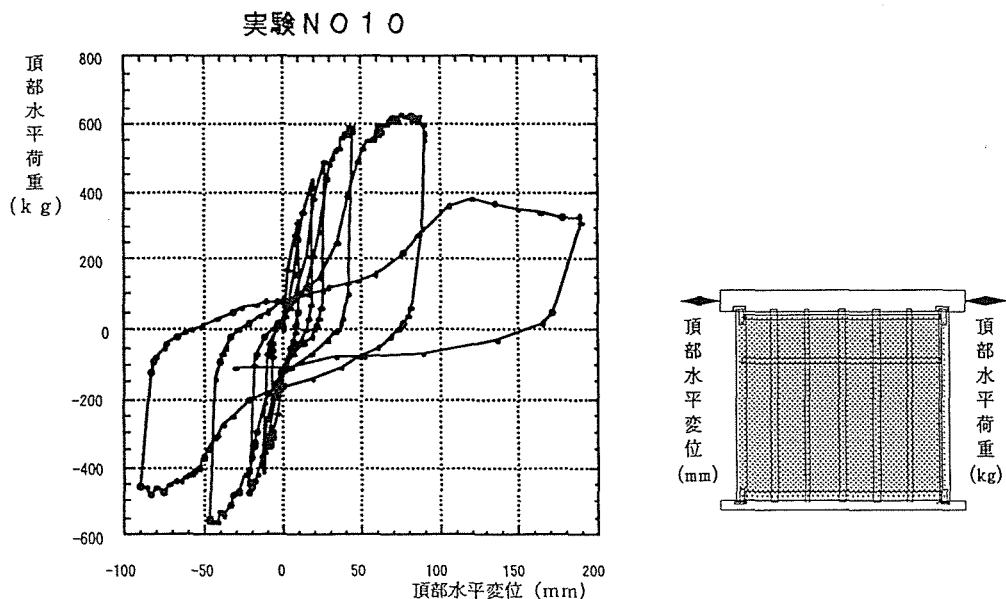


図16 壁パネル3Pの頂部水平荷重と変位の関係

真ん中の上の面材を下の面材が押し上げてしまうので、上の面材3枚による鳥居のよう

なラーメン変形が柱に見られない。

この軸組の壁倍率は3 Pあたり2.65となり、1 Pあたり0.88となる。したがって、壁倍率として0.5を計上しても差し支えないと考えられる。

試験体番号9、10の実験により次のようなことが看取された。

釘の動き

釘の動きは、管柱のように曲げ剛性の高い枠材に釘打ちされているときはもっぱら上下に動くようである。間柱のように、面内の曲げ剛性が引くものはS字型に変形するのでモーメントのような形で釘が左右に動くようである。詳細に調べることはできないだろうか。この釘の動きが判明すると面材を張った軸組の水平耐力の略式計算も可能になるように思う。

中央の開口部の働き

無開口の軸組の1/120での水平反力は460kgfであった。その後の1/30では620kgfであった。

中央に小さい開口部を持つ軸組の1/120での水平反力は440kgfであった。また、その後の1/30では580kgfであった。

中央に窓のある軸組の1/120での水平反力は500kgf、1/60では610kgfであった。

中央にドアのある軸組の1/120での水平反力は380kgf、その後の1/30では510kgfであった。

これらのことから、中央に面材があると3枚張ったものと同じくらいの水平耐力が得られることが予測される。窓のような開口部はあまり影響がないのではないだろうか。ドアのようにしたの面材がなく左右の面材が連結しなかったときは水平耐力は落ちるようである。

4. 11 右ドア付き3 P

この軸組の試験時の挙動は次のとおりである。

1/200で300kgf

-1/300で下の2枚の右上方が開く

2回目の1/200で270kgf

-1/200で340kgf

1/120で310kgf

-1/120の過程で中下の面材の右肩の釘のところが破壊

-1/120で440kgf

-1/120のときに左上の面材が隣の中央の上面材を押して効果があるようだ。

-1/120までに釘の頭の左右の動きはあるが、めり込みなどの顕著な変化はない。

釘頭がめり込まない内は、変位を0に戻したとき、面材は元の位置に戻る。

1/60で460kgf

1/60で左下の面材の左下隅の釘が抜けているのが見える。

-1/60で530kgf

-1/60で左の管柱の柱脚が回転しているのが見える。

-1/60で柱脚が回転しているのが見える。隙間は約1.5mm程度。

変位を0にしたときの面材が元に戻るかどうかで補修限界が判明しそうである。

-1/30で470kgf

1/30で、面材の縦枠両側が浮き始める。面外のカールし始める。

-1/30方向で完全に面材が浮いてしまっている。

-1/30で420kgf

この軸組の壁倍率は3 Pあたり2.53となり、1 Pあたり0.84となる。したがって有効壁長さを算出する際の倍率として0.5を計上できると考えられる。

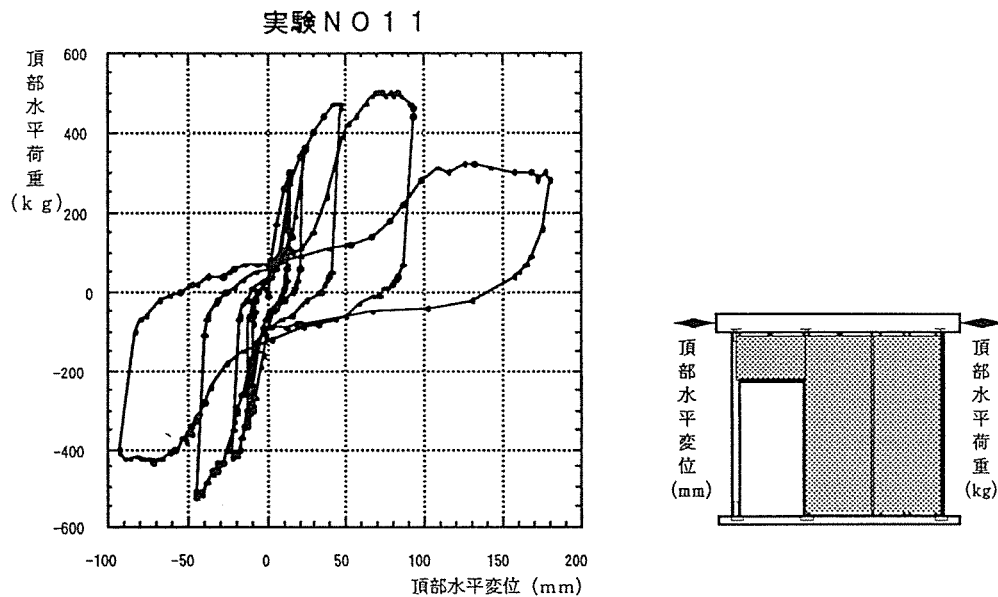


図17 右ドア付き3Pの頂部水平荷重と変位の関係

4. 1.2 右窓付き3P

右側に窓がある長さ3Pの軸組の試験時の挙動は次のとおりであった。

変位12.5で320kgf

-1/300で310kgf

-1/300で釘の頭はまったく変化なし。

1/200で下の大きな面材の角が潰れる。

1/120で420kgf

-1/120への過程で、左窓台下の面材と中央の面材との間が5mm以上開く。

-1/120で440kgf

1/60で釘めり込み及び面材との間の隙間が大きくなる。

1/60で530kgf

1/60釘頭のめり込み顕著

1/60から-1/60への過程で、変位が0になると面材は元の位置に戻る。

-1/60で540kgf

変位60mmで釘頭が面材をパンチングしてしまう。

1/30で600kgf

1/30からの戻り過程で、面材縦枠の浮きが始まる。面材の面外への曲げ剛性が低いので、貫通した釘が元に戻らないで、面材画面外にカールする。

-1/30で460kgf

-1/30から1/15への過程の変位0のときに面材の回転は治まって元の位置に戻るが、面が気へのカール（浮き）は戻らない。

面材の端が角金物にあたって割れるのではないようだ。釘のせん断抵抗によるものと考えられる。というのも、角金物の跡がついている面材もあるからである。

中央の上の面材は下の面材に突き上げられて窓があるときの上の面材の回転と異なった動きを呈している。

1/15で360kgf

この軸組の壁倍率は3Pあたり2.54となり、1Pあたり0.85となる。したがって、壁倍率として0.5計上することが可能であろう。

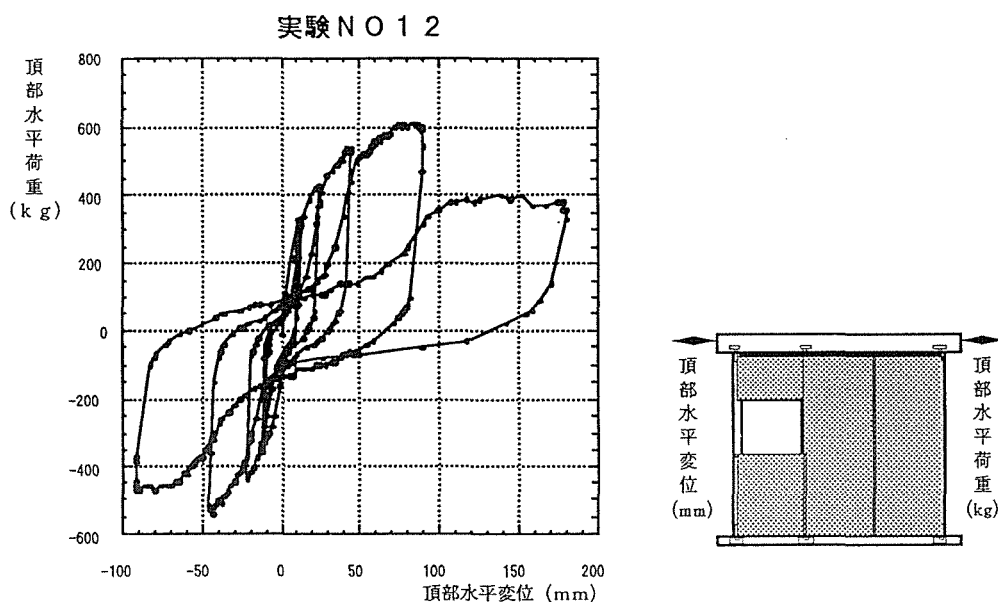


図18 右窓付きの頂部水平荷重と変位の関係

4. 1.3 右高窓付き3P

端の壁に高窓がある長さ3Pの軸組の試験での挙動は次のとおりである。

1/300で280kgf

-1/300で280kgf

1/300では釘頭の変化は見られない。

1/200で340kgf

1/200で特に損傷は見られない。面材の回転だけが見られる。

-1/200で釘頭のめり込みが看取できる。

-1/200で330kgf

-1/200で壊れているところはない、面材の回転が認められるのみである。

1/200のサイクルでは変位を0に戻すと面材はピッタリもとの位置に戻る。

1/120で410kgf

1/120からの戻りでの変位 0 で面材はびったちもとの位置に戻る。

-1/120で420kgf

-1/120で中央下の面材の上両隅の角が壊れ始める。

-1/120から変位 0 にすると面材は元の位置に戻る。

1/60で520kgf

1/60で面材の角が大きく割れ始める。

-1/60で490kgf

-1/60の過程で、面材地面材が縦に当たっているところが壊れ始め、角が大きく壊れる。

パッチッという音は面材の釘が柱から抜けているようだ。

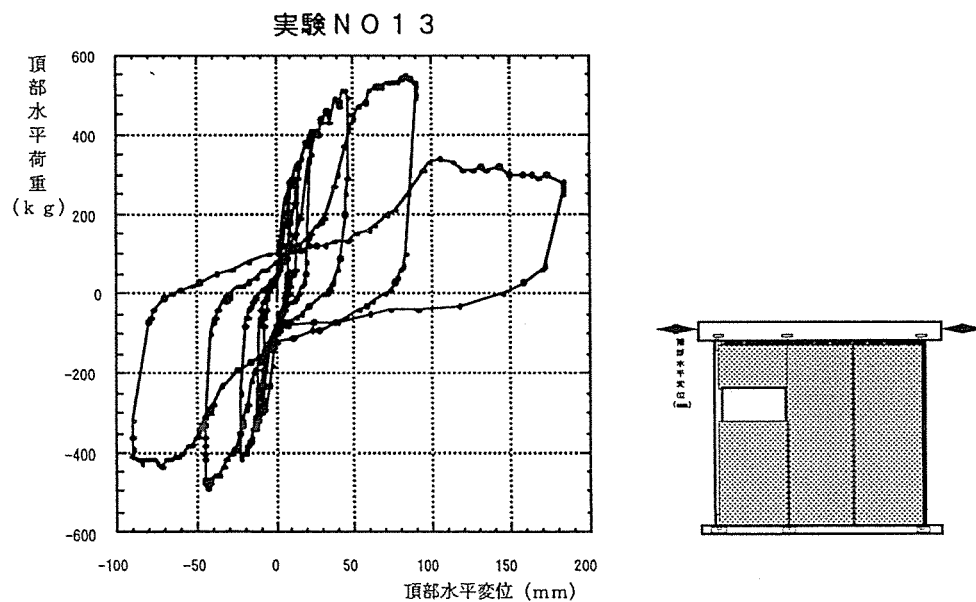
1/30で520kgf

1/30～-1/30の過程で面材の両外縦枠部分が八橋状にカーブして浮く。

-1/30で410kgf

1/15で280kgf

この軸組の壁倍率は3 Pあたり2.42となり、1 Pあたり0.8となる。したがって有効壁長さを求める際の倍率として0.5を計上してもよいと考えられる。



4. 14 2枚ドア付き3 P

連続した2枚のドアがある、長さ3 Pの軸組の試験での挙動は次のとおりであった。

1/300で170kgf

-1/300で160kgf

1/300の変形では釘頭のめり込みなどの変形は見られない。

1/200で190kgf

-1/200で180kgf

-1/200～0に戻すと面材はものとの位置にびったちもどる。

1/120で220kgf

1/120で釘頭のめり込みが見られるのは4本程度である。

-1/120で250kgf

-1/120～0に戻したとき、右下の面材は回転が残り、もとの位置に戻らない。

1/60で270kgf

-1/60で290kgf

1/30で左柱のたわみが最大6mm程度見られる。

1/30で右下の大きな面材の周囲の釘がすべてパンチング

1/30の変形でも角金物の変形は見られない。

-1/30で右側の柱の注脚は浮いている。回転して釘抜きのようにこじって浮いている。

-1/30から戻したときにピチピチいっているのは面材が回転したときにいっているようだ。

-1/30へいく過程で面材の両縦枠が浮く。

-1/30へいく過程で右管柱と鴨居との接合が開く。これは繰り返し変形で開いたり閉じたりしているようだ。

-1/30で右から2本目（真ん中）の管柱の注頭は隙間が空いて閉じない。

-1/30で280kgf

1/15で290kgf

この軸組の壁倍率は3Pあたり1.27となり、1Pあたり0.42となる。単純に1Pあたりにすると壁倍率は0となる。

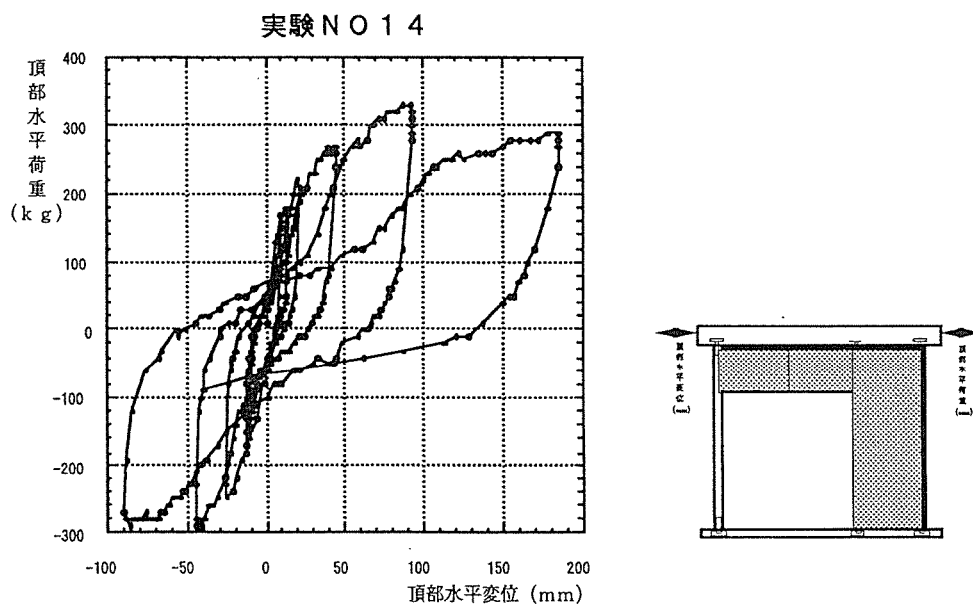


図20 2枚ドア付きの頂部水平荷重と変位の関係

4. 15 3枚ドア付き3P

ドアが3枚ついているので、たれ壁となっている、長さ3Pの軸組の試験における挙動は次のとおりである。

1/300で40kgf

-1/300で50kgf

面材の上下方向の移動はまったくない，平行に移動しているようだ。

1/200で40kgf

柱が5mmほど撓む

-1/200で60kgf

5番のダイヤルゲージは注脚の回転を示している．土台から高さ10.5cmに設定．

1/120で80kgf

-1/120で90kgf

-1/120間での変位で面材及び釘頭の損傷や変形はまったくない。

1/60で110kgf

-1/60で120kgf

-1/60でどの面材も，釘頭も変化ない。

1/30で180kgf

-1/30で200kgf

1/30で3枚の面材のそれぞれの右下の角釘付近が破壊。

変位100mmで左の面材の左上角の釘部分が破壊。

変位100mmで右上面材の左上角の釘部分が破壊。

1/15で250kgf

この軸組の壁倍率は3Pあたり0.46となる。したがって，有効壁長さの計算に用いている倍率はないものと考えられる。

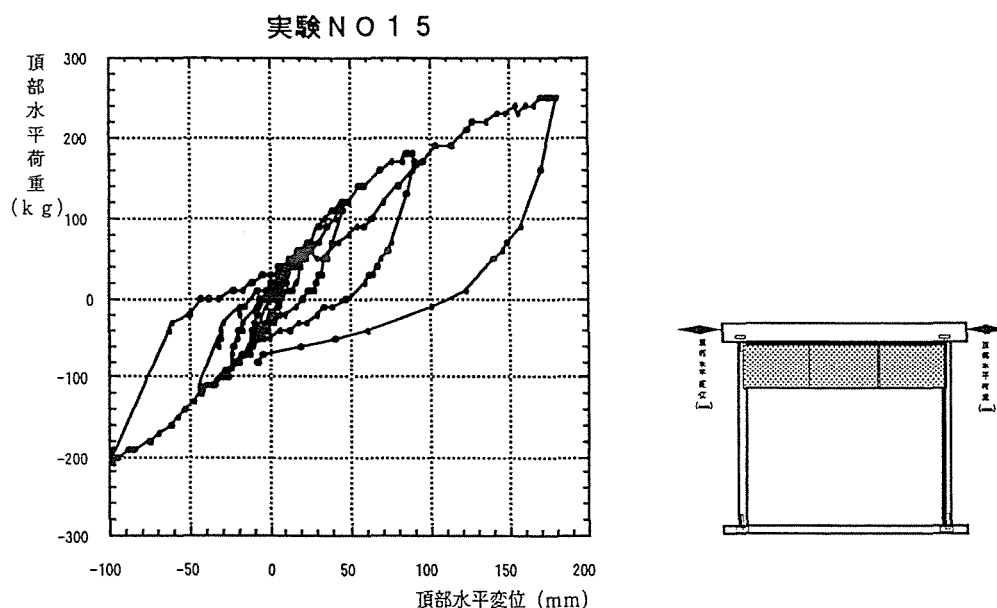


図2 1 3枚ドア付きの頂部水平荷重と変位の関係

3枚ドア付3Pの試験体の面材として9mmの構造用合板を釘着した試験体番号15'の試験での挙動は次のとおりである。

1/300で50kgf

- 1/300で40kgf
- 1/200で60kgf
- 1/200で60kgf
- 1/120で90kgf
- 1/120で80kgf
- 1/60で150kgf
- 1/60で130kgf
- 1/30で260kgf

1/30で面材の構造用合板が0.5mm程度隣の面材とずれる。両端の面材と柱とのずれはなし。

- 1/30で240kgf

柱の曲がりには1800mmに対して40mm程度

-1/30～1/15への過程で合板の角が管柱との浮きが見られる。

- 1/15で390kgf

この軸組の壁倍率は3Pあたり0.52となる。したがって、1Pあたりの壁倍率は計上できないと考えられる。

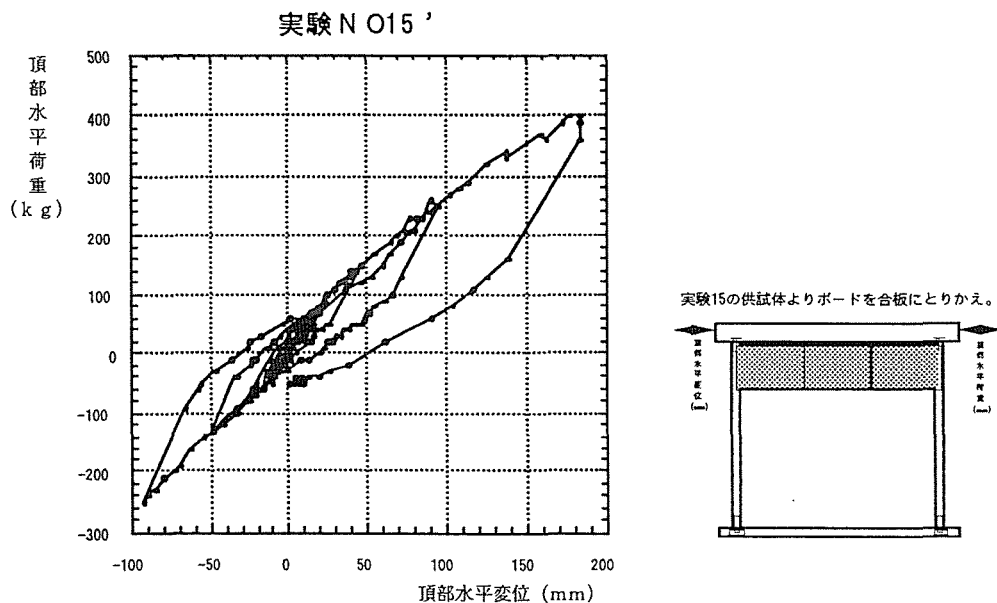


図2.2 3枚ドア付きの面材に9mmの構造用合板をしようしたときの
頂部水平荷重と変位の関係

5. 非耐力壁の水平耐力への有効性

水平強制変位によって面内せん断試験を実施して得られた軸組ごとの壁倍率は表のとおりである。これによると、非耐力壁の有効性として、次のようなことが指摘される。

5. 1 単体（長さ1P）の有効壁長さを算出する際の倍率

耐震・耐風用の有効軸組壁長さは、壁の構造の長さとその軸組の倍率を乗じて求められる。したがって、この倍率（ここでは壁倍率と呼ぶ）を算出しておくことによって耐震・耐風への非耐力壁の有効性が見積もられることとなる。

今回の実験結果からもとめた倍率を表1に挙げた。表1から単体の壁倍率をみると、基本枠組みとドア付きは倍率が期待できない。窓付きと高窓付については倍率0.5程度が見込まれる。開口部のない壁パネルと両面に面材を釘着した窓付きでは、倍率1.0程度が見込めそうである。そこで、単体の倍率としてこれらを以下の考察では用いることとする。

表1 軸組の有効壁長さをもとめる倍率（壁倍率）

番号	試験体	3Pあたりの壁倍率	1Pあたりの壁倍率	備考
1	基本枠組み	—	—	耐力が10kg以下で測定不能
2	ドア付き	—	0.2	
3	窓付き	—	0.7 (0.5)	
3'	窓付き・両面張り	—	1.0	
4	高窓付き	—	0.4	枠組み窓台が損傷
5	壁パネル	—	0.8	縦枠と土台の接合が抜ける
6	基本枠組み3P	0.1	—	
7	ドア付き3P	2.2	0.7 (0.5)	
8	窓付き3P	2.9	1.0	
9	高窓付き3P	2.5	0.8 (0.5)	
10	壁パネル3P	2.7	0.9 (0.5)	
11	右ドア付き3P	2.5	0.8 (0.5)	
12	右窓付き3P	2.5	0.8 (0.5)	
13	右高窓付き3P	2.4	0.8 (0.5)	
14	2枚ドア付き3P	1.2	0.4	
15	3枚ドア付き3P	0.5	0.1	

5. 2 壁の構造の長さに応じて単体の倍率の加算則

5. 1で定めた単体の倍率を用いて3Pの試験体の倍率を計算して加算則に当てはまるかの検討してみよう。

基本枠組み3Pについては、単体の基本枠組みの倍率が測定不可能であったことから実質的に壁倍率は0ということになる。試験結果をみると、倍率0.1であるので、多党な

ところと考えられる。

ドア付き3Pについて試算してみると、
実験値 $2.2 > 1+1+0=2$ となり、安全側となる。

窓付き3Pについて試算してみると、
実験値 $2.9 > 1+1+0.5=2.5$ となり、安全側となる。

高窓付き3Pについて試算してみると、
実験値 $2.5 > 1+1+0.5=2.5$ となり、安全側となる。

壁パネル3Pについて試算してみると、
実験値 $2.7 < 1+1+1=3$ となり、僅かに危険側となる。壁パネル単体の倍率を1.0と計上しているのので、このようになったと考えられる。0.8とすると、3P分で2.4となり、実験値に近くなる。このことから、壁パネルの単体の倍率を0.5にすることも考えられる。

右ドア付き3Pについて試算してみると、
実験値 $2.5 > 1+1+0=2$ となり、安全側となる。

右窓付き3Pについて試算してみると、
実験値 $2.5 = 1+1+0.5$ となり、限界状態となる。

右高窓付き3Pについて試算してみると、
実験値 $2.4 < 1+1+0.5=2.5$ となり、僅かに危険側となる。

2枚ドア付き3Pについて試算してみると、
実験値 $1.2 > 1+0+0=1$ となり、僅かに安全側となる。

3枚ドア付き3Pについて試算してみると、
実験値 $0.5 > 0+0+0=0$ となり、安全側となる。

表2 開口部のない軸組（壁パネル）の倍率を0.5としたときの
軸組長さ3Pの試験体の倍率の実験値と計算値との比較

番号	試験体	実験値 (e)	計算値 (c)	e/c
7	ドア付き3P	2.2	1.0	2.2
8	窓付き3P	2.9	1.0	2.9
9	高窓付き3P	2.5	1.0	2.5
10	壁パネル3P	2.7	1.5	1.8
11	右ドア付き3P	2.5	1.0	2.5
12	右窓付き3P	2.5	1.0	2.5
13	右高窓付き3P	2.4	1.0	2.4
14	2枚ドア付き3P	1.2	0.5	2.4
15	3枚ドア付き3P	0.5	0	—

上述の試算の結果をみると、安全側の場合もあるが、危険側のものがあることと、面材および釘着接合部の耐久性と枠組みなどの施行性能を考慮すると、開口部のあるものは倍

率を0とし、開口部のないものの倍率を0.5として非耐力壁の性能を評価するのが妥当と考えられる。

壁パネル単体の倍率を0.5と評価すると、3P試験体の実験結果と計算とは表2のようになり、かなり安全側にシフトすることになる。

5.3 開口部の影響

上述したように開口部のある軸組の壁倍率は、開口部のないものに比べると小さかった。そこで、開口部のある軸組の壁倍率を0とすると、開口部のない壁パネルが連結されたときの開口部の影響が問われることとなる。3Pの軸組の実験における挙動を詳細に観察したところ、今回の実験に供試した石膏ボードのような脆い面材では左右の繰り返し変形による面材の隅各部の損傷が開口部があることでおさえられて、隅各部に打たれた釘が抜けが少なかった。壁パネルの耐力は釘のすべりの総和に関係すると考えられるので、釘着部のダメージが少ないことは結果的に耐力を炊け目留のように作用すると考えられる。したがって、面材の隅各部の損傷をやわらげる開口部の存在は、耐力を伸ばすこととなり連結の際の悪い影響はないものと考察される。

5.4 面材の連結部分の枠材の影響

今回の実験では、開口部があるところは管柱を用い、ないところは間柱（二つ割り）を枠材として用いている。間柱の場合、縦枠の幅が狭くなるので、面材を釘着するときに、釘列が2列になるので、間柱が割裂などの損傷を受けたり、釘の端距離が小さくなるので釘着が不十分になっているのがみられた。しかしながら、壁倍率の表に挙げたように、単体の壁倍率と3Pのそれとの比較から顕著な低下がみられないので、注意深く施行すれば枠材の影響は無視できる可能性がみられる。

特に壁倍率を低めに設定する今回の場合では、縦枠の幅の問題はないものと考えられる。今回の実験では窓がある部分の両側の柱については管柱を採用しているので、この部分の今後の検討が必要と思われる。いずれにしても、今回のように、壁倍率を実験値の2分の1程度に見積もると問題はないといえる。

6. おわりに

非耐力壁として間仕切りに使われる、石膏ボードを釘着した軸組を面内せん断試験に供して、有効壁長さに換算する際の倍率を算出した。開口部のある場合についても同様に倍率を求めた。開口部のある軸組は、間仕切りとしてはドアのあるものを想定し、家屋の外周壁の内装として石膏ボードが釘着されたときの加算倍率を求めるために、アドのあるものについても実験を実施した。

試験の結果、開口部のない軸組の倍率は、2倍の安全をみて0.5と評価することができたので、この程度の加算を実際にみても差し支えないと考えられた。一方、開口部のある非耐力壁の倍率は実用的な観点からみて0.5を下回っていた。このため、開口部のある石膏ボードを釘着した軸組の評価は慎重に行うことが肝要と考えられる。

非耐力壁として今回供試した試験体は、現実的な構成としている。すなわち、面材が桁あるいは土台に直接釘着されていない。これは、天井あるいは床が施行されるので、桁や土台に面材が直接釘着せられないことによる。また、枠組み（下地棧）も接合も七目釘で

とめる実際的なものとしている。さらに、石膏ボードを釘着する際に用いる釘は、その後の内装行程や錆などの発生を考慮した特殊な頭の小さい短いステンレス釘である。これらの施工上の条件は、石膏ボードを面材とした間仕切り壁（内装壁を含む）は非耐力壁として壁長さには現行の法規では加算しないということなので、仕上げの品質のみを考慮した施行方法となっている。

上述のことは、非耐力壁が水平耐力の1/3を分担しているということに疑問を投げかけるものでもある。逆に、間仕切り壁を耐力壁として計上することになれば、施行方法の標準化を行わなければならない。

前者の疑問については、現在の家屋の壁長さを調査して十分な耐力が発現するかについての検討を進めなければならない。家屋全体に作用する地震や風の水平力に対してその2/3を耐力壁が負担し残りの1/3を非耐力壁が負担するという考え方から負担割合を捉えているので単純ではないが、単体の耐力壁における非耐力壁の分担割合を考えると、今回の試験結果において開口部のない石膏ボードを釘着した軸組の倍率を0.5と算出したので、倍率1.0の耐力壁に石膏ボードが釘着されている場合は1/3ということになるが、倍率1.5の耐力壁の内側に石膏ボードを釘着した軸組では非耐力壁の負担はその壁の1/3以下となり、疑問が生じる。

後者の標準化については、さらに実験を進めて、耐力壁として評価できる間仕切り壁の標準仕様を定めることとなろう。

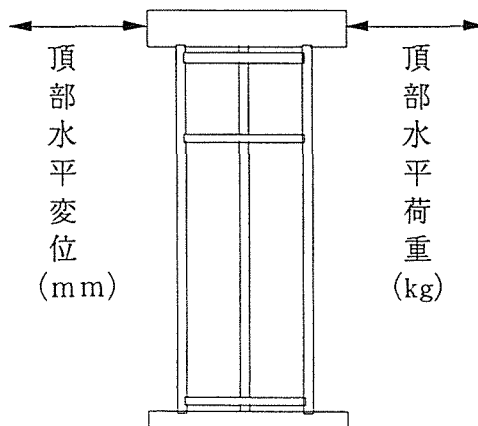
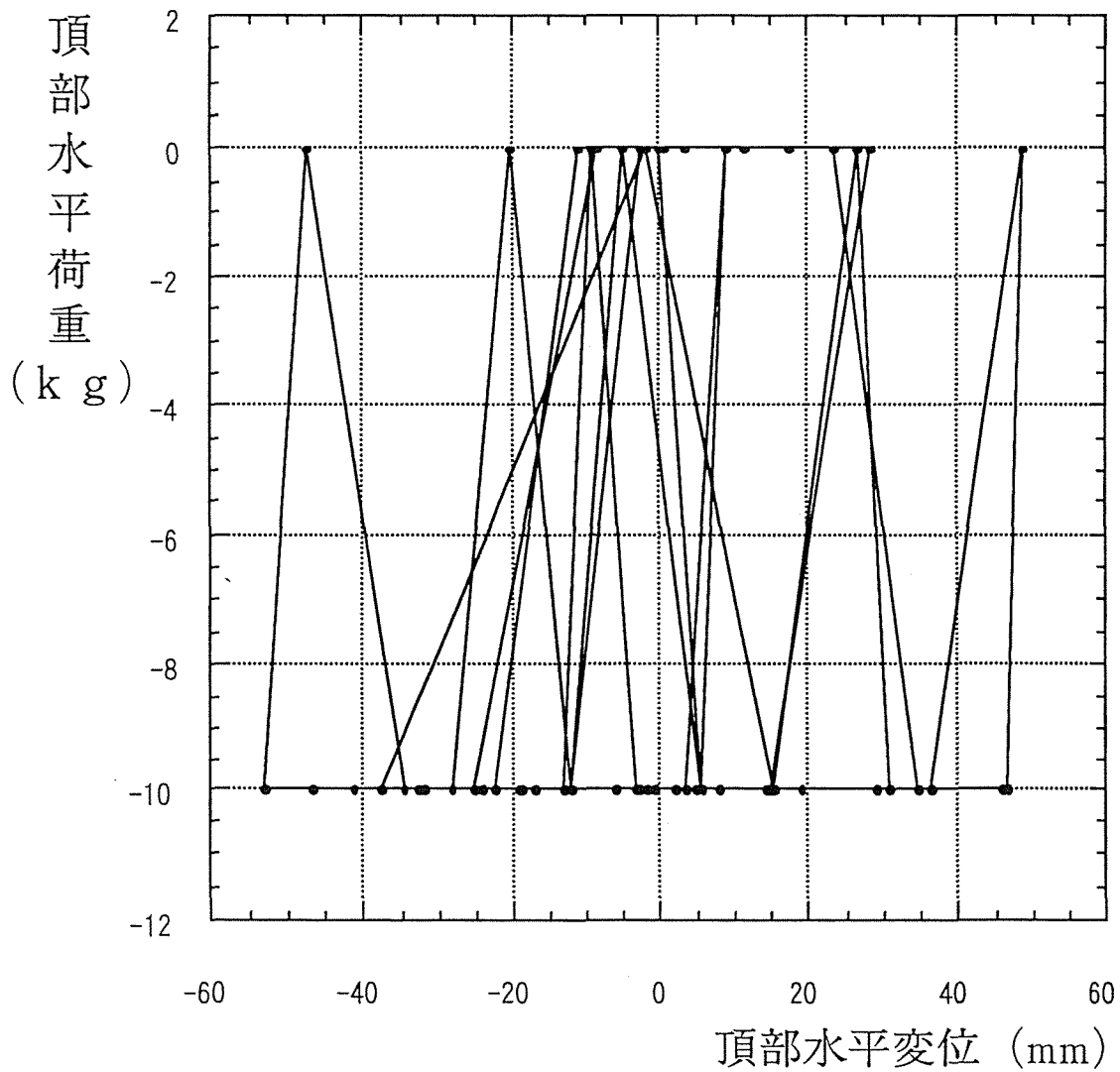
いずれにしても、壁長さで耐震・耐風設計を行うのであれば、さらに厳密な壁の評価と施行基準を定め、正確に計上した合理的な設計法を確立しなくては成らない。

（文責：高岡短期大学 秦 正徳、金沢工業大学工学部 後藤 正美）

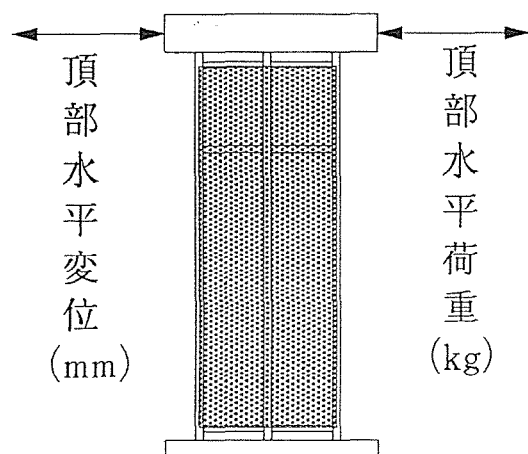
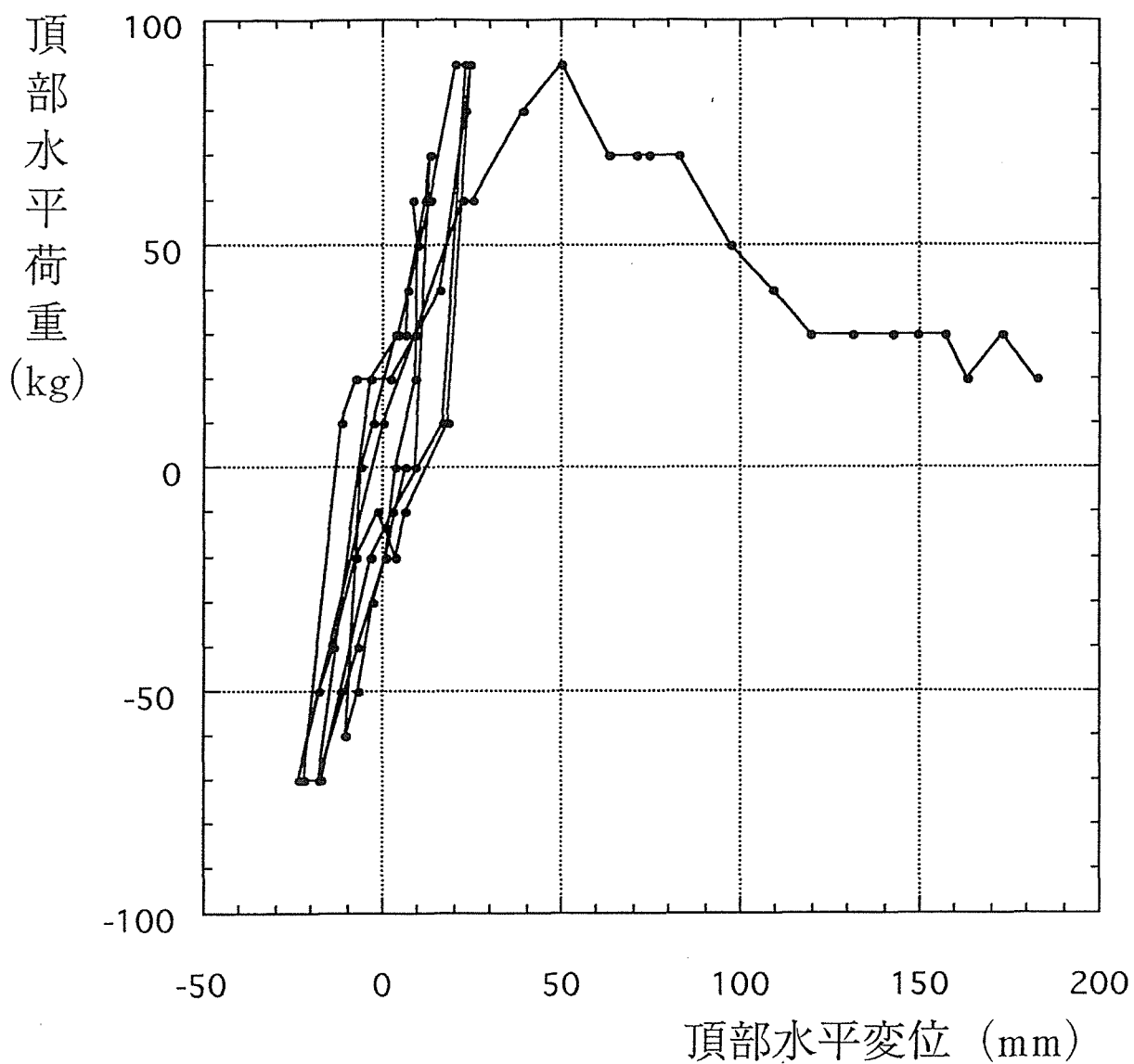
補遺

頂部水平荷重と頂部水平変位の関係および面材の回転により生じた変位について、今回の試験結果を挙げておく。

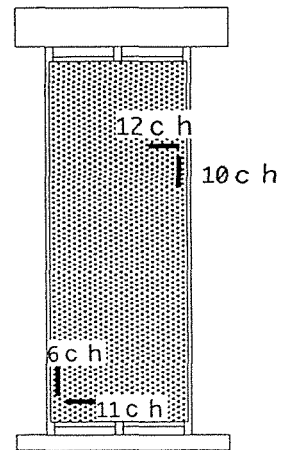
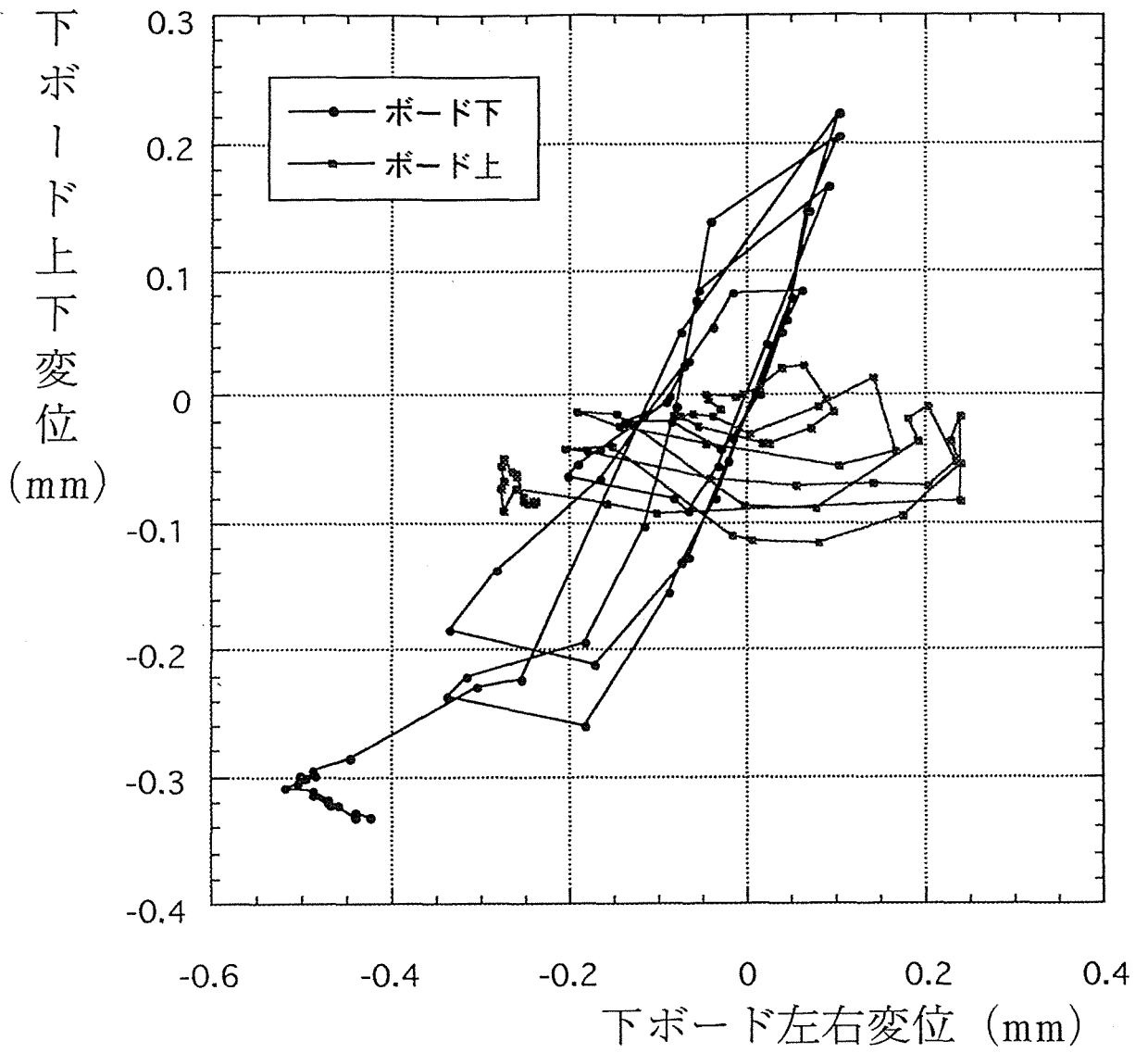
実験NO1



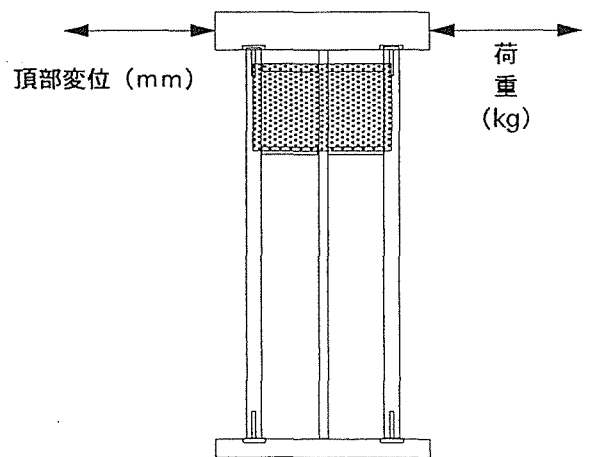
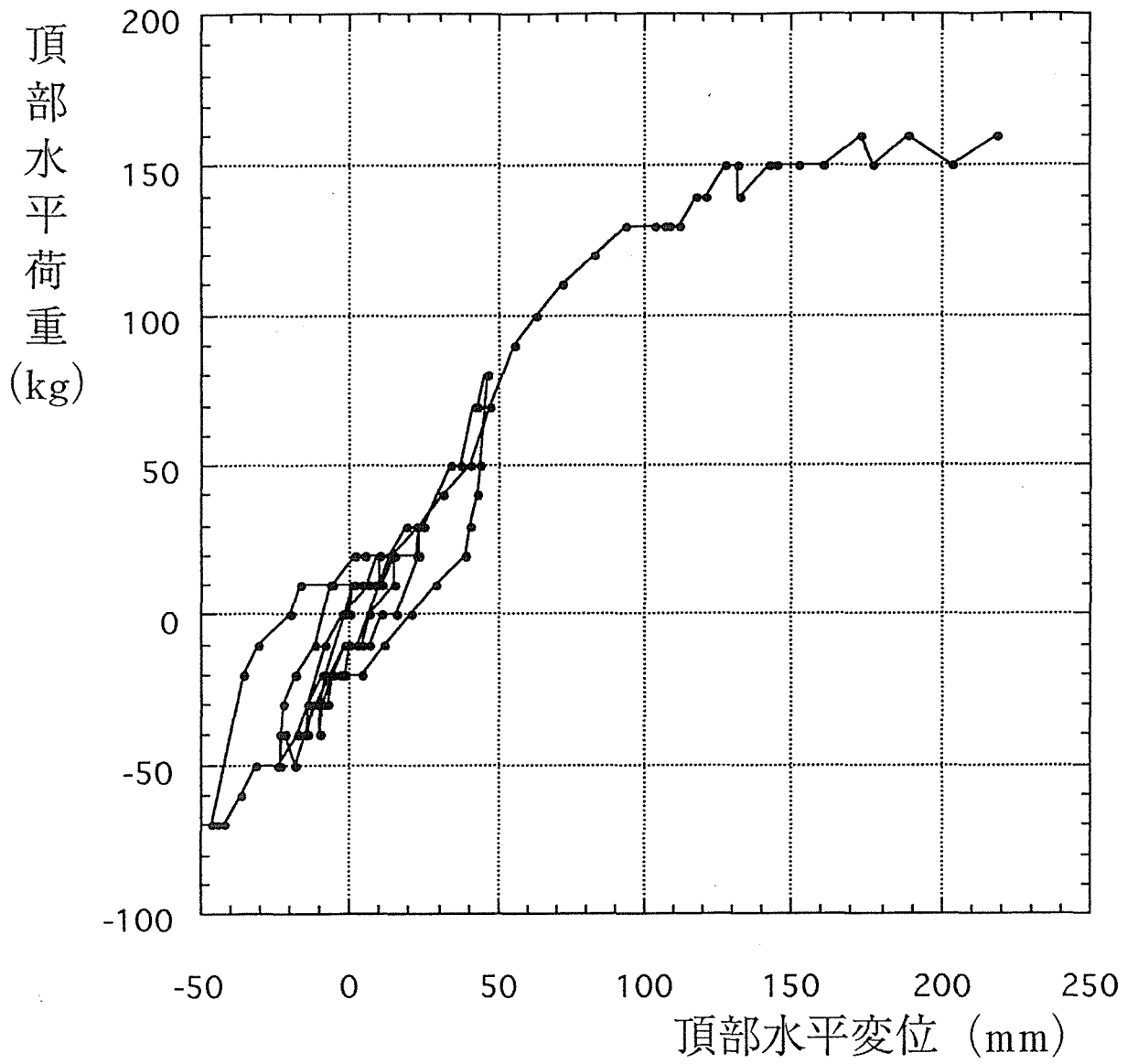
実験NO1'



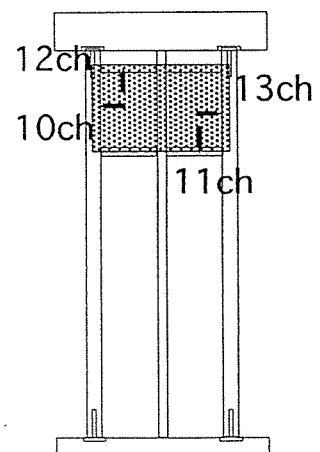
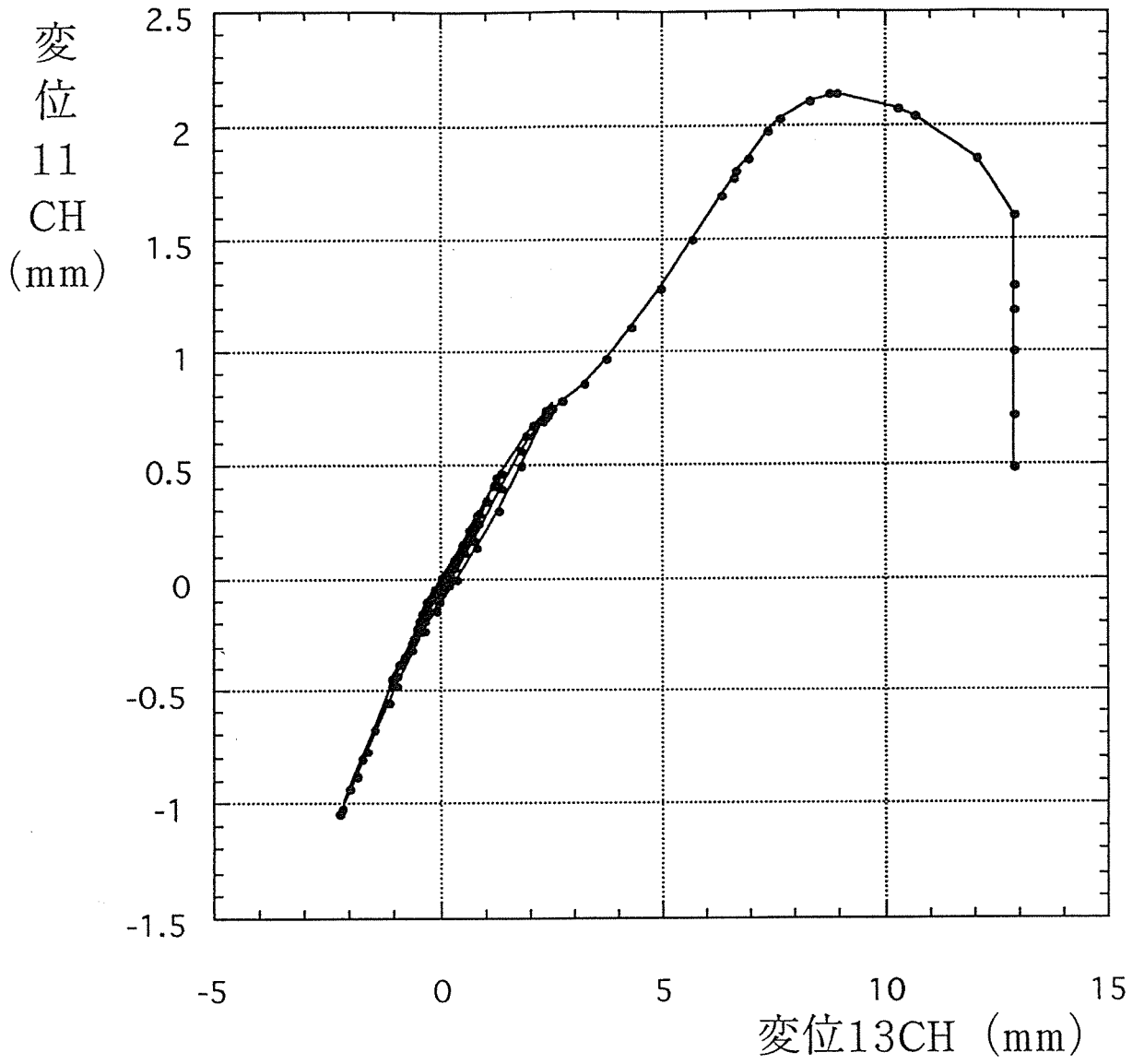
実験NO1'



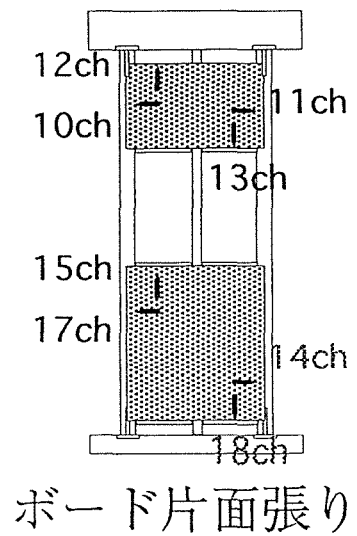
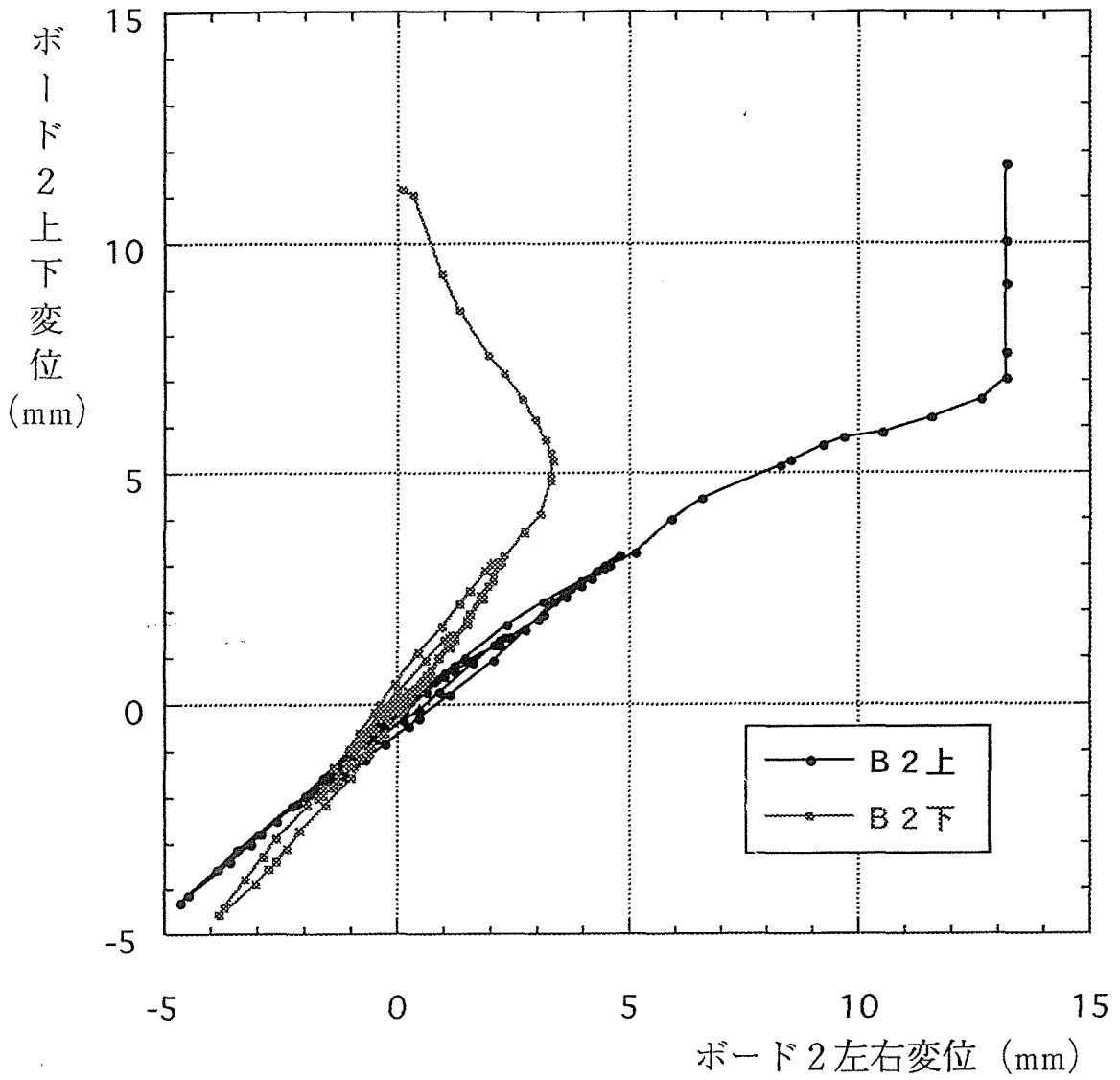
実験N02



実験NO2

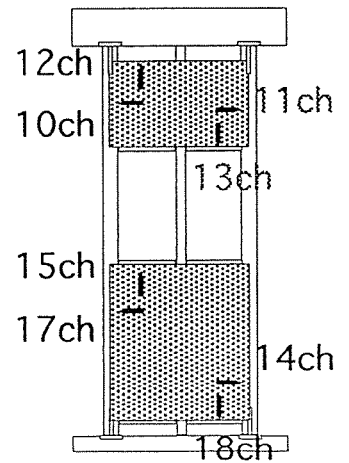
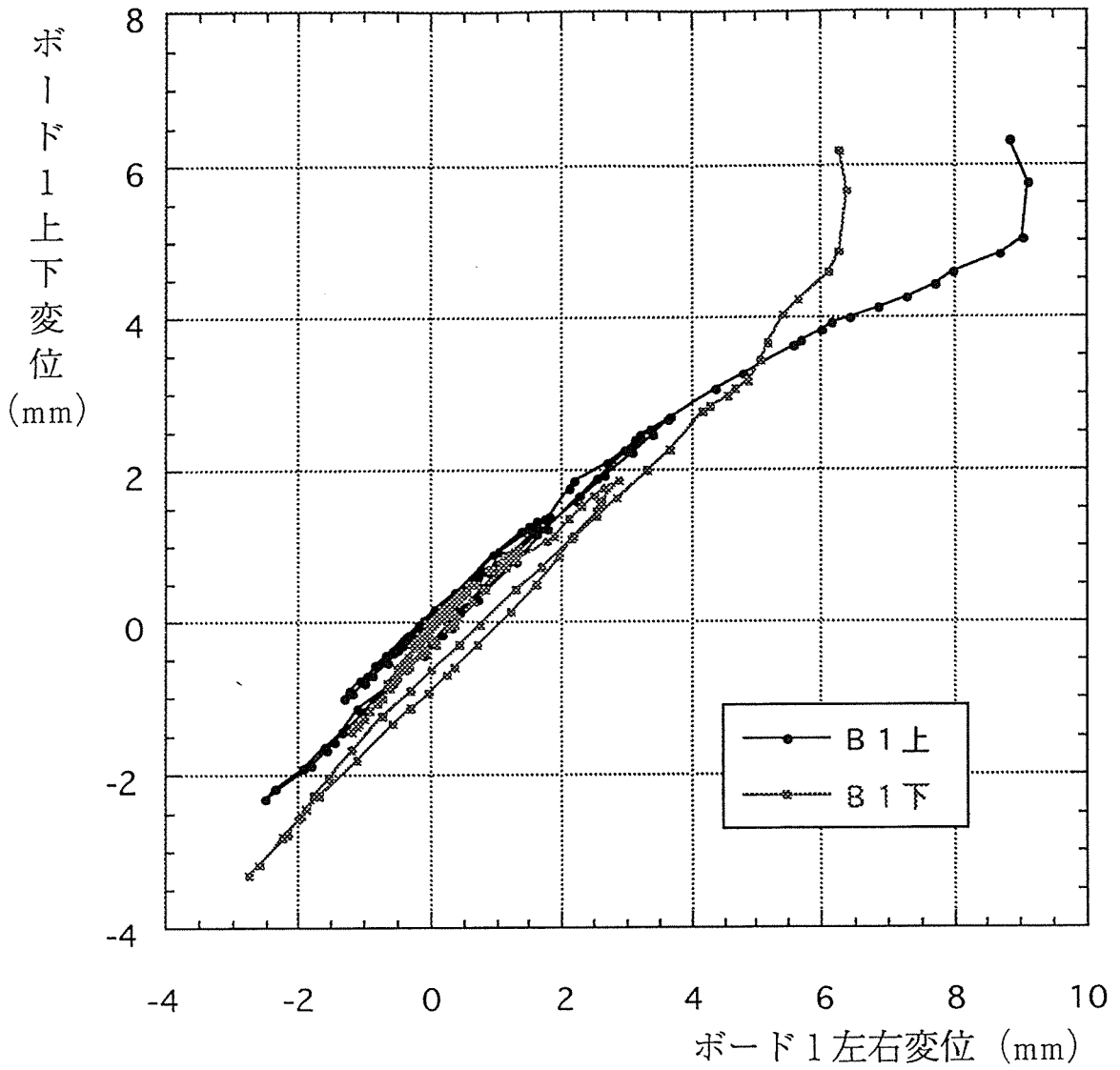


実験N03

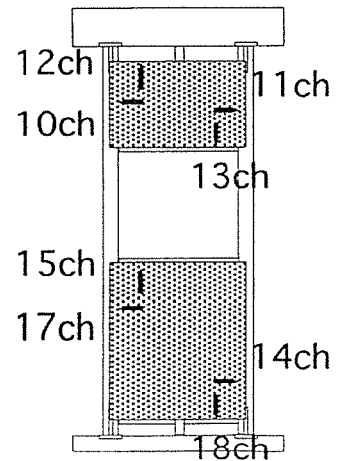
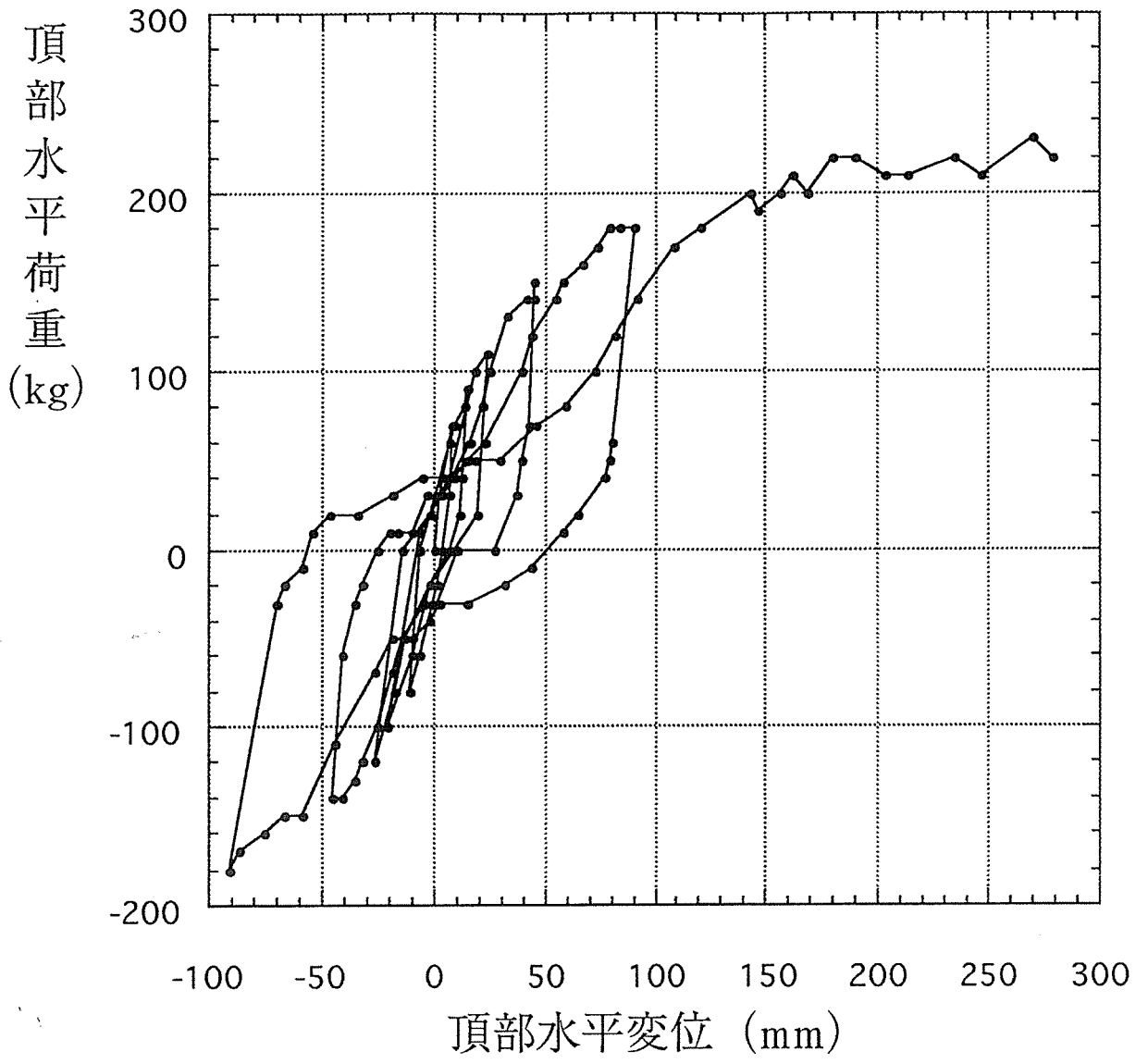


ボード片面張り

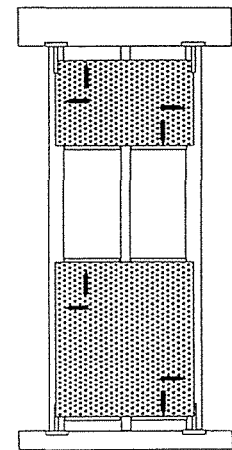
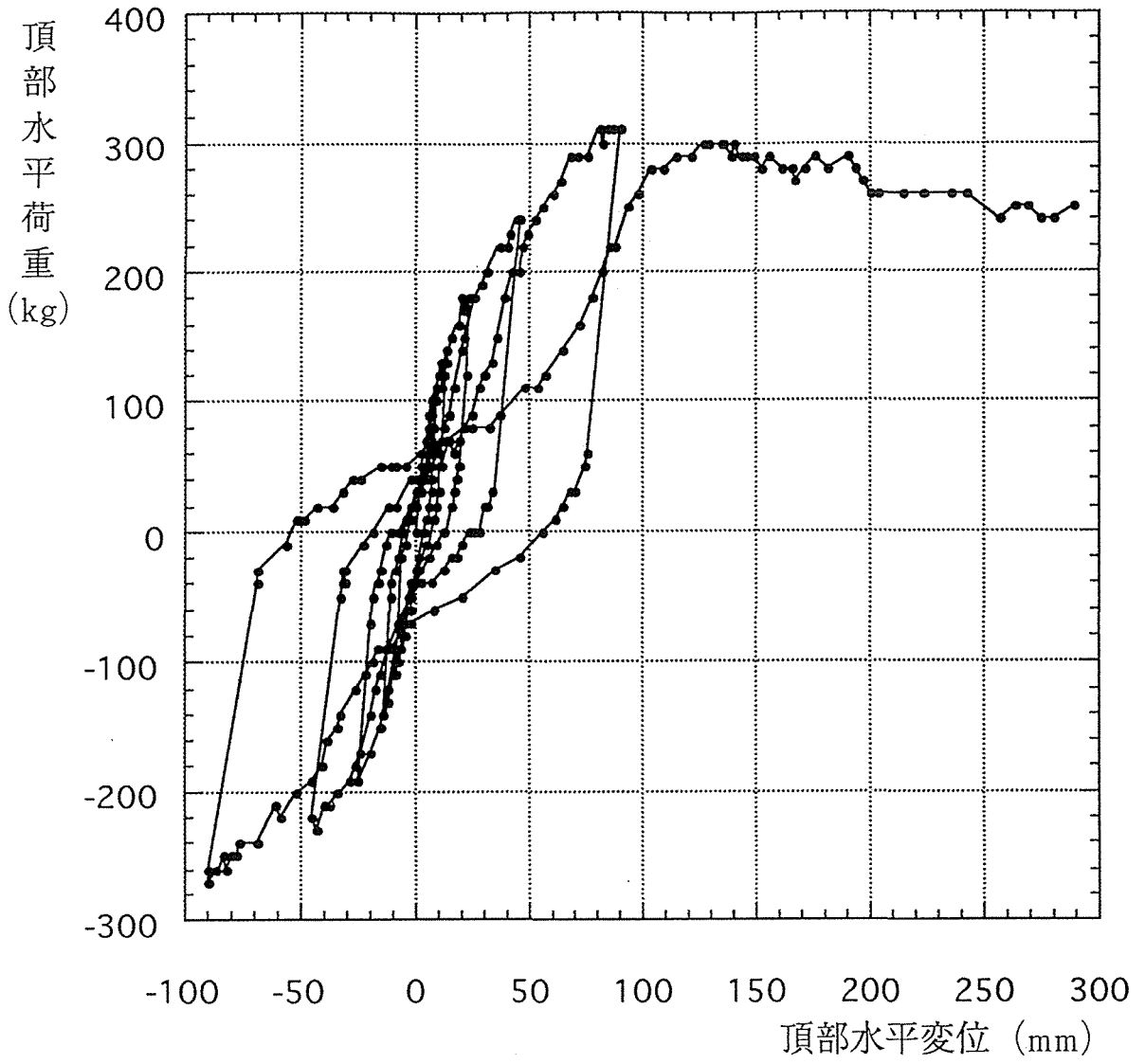
実験N03



実験N03

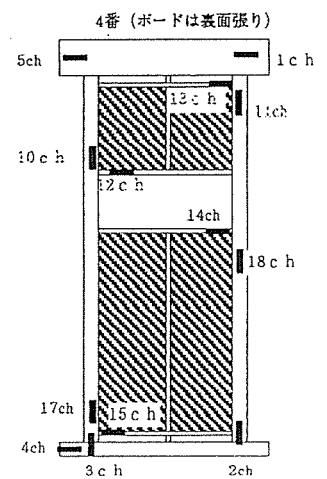
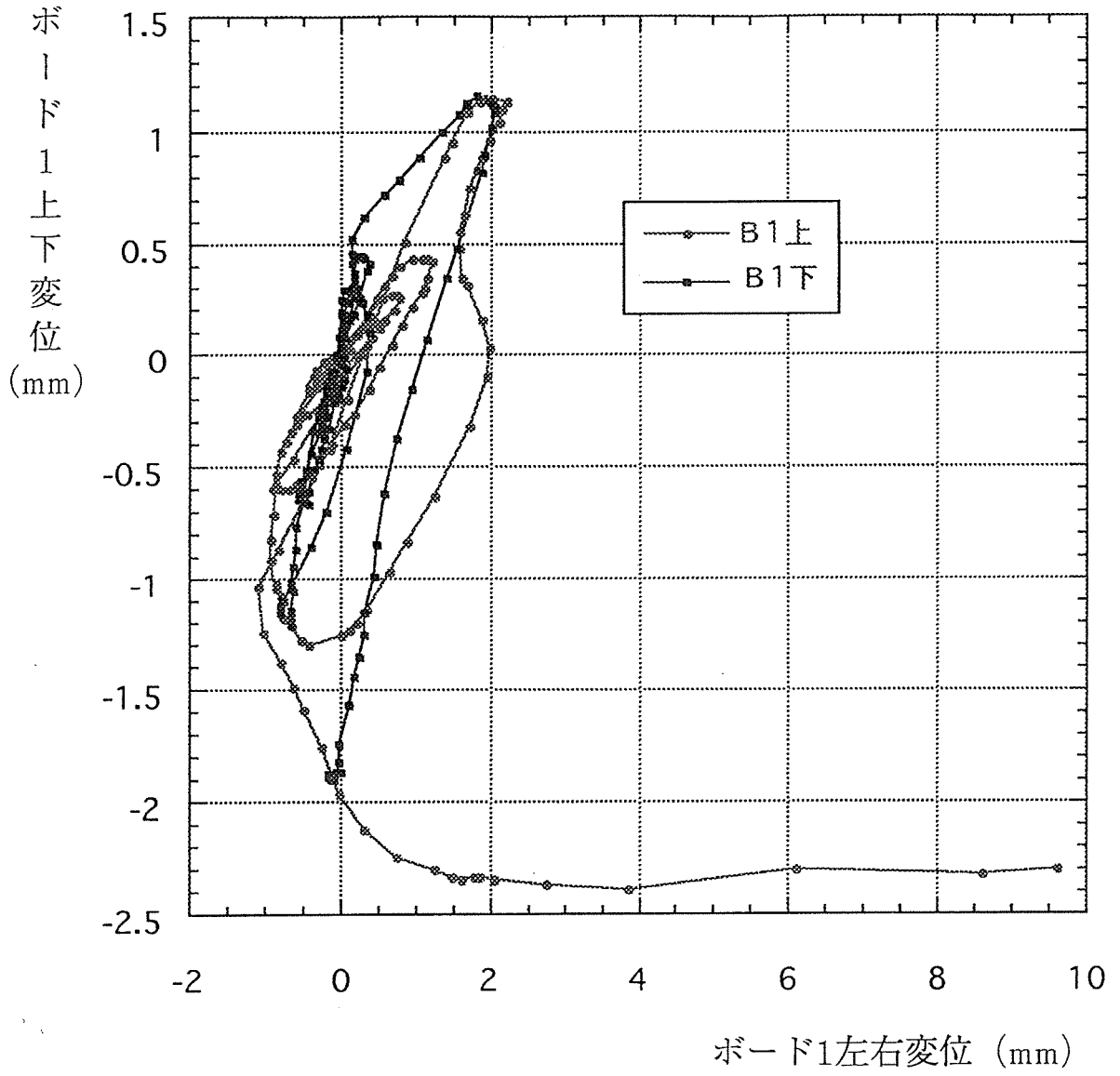


実験N03'

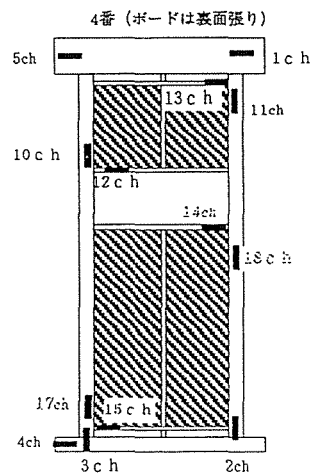
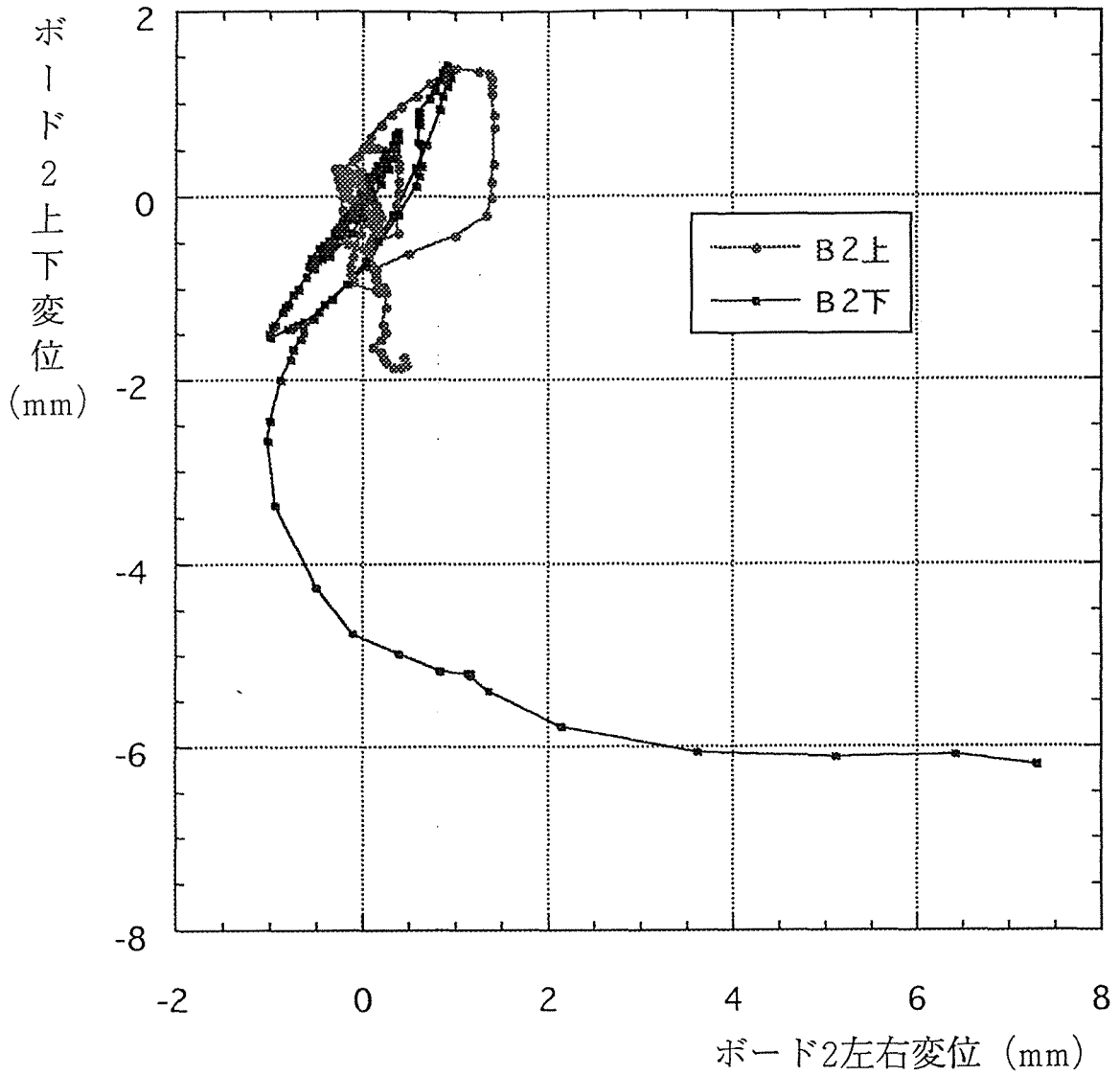


ボード両面張り

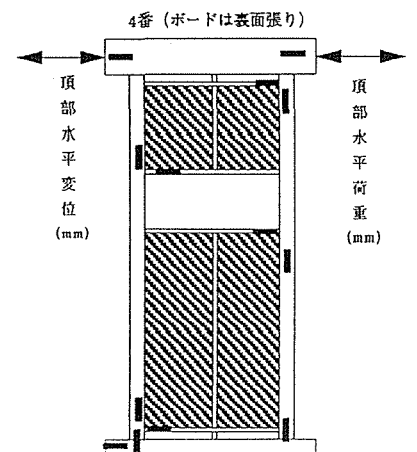
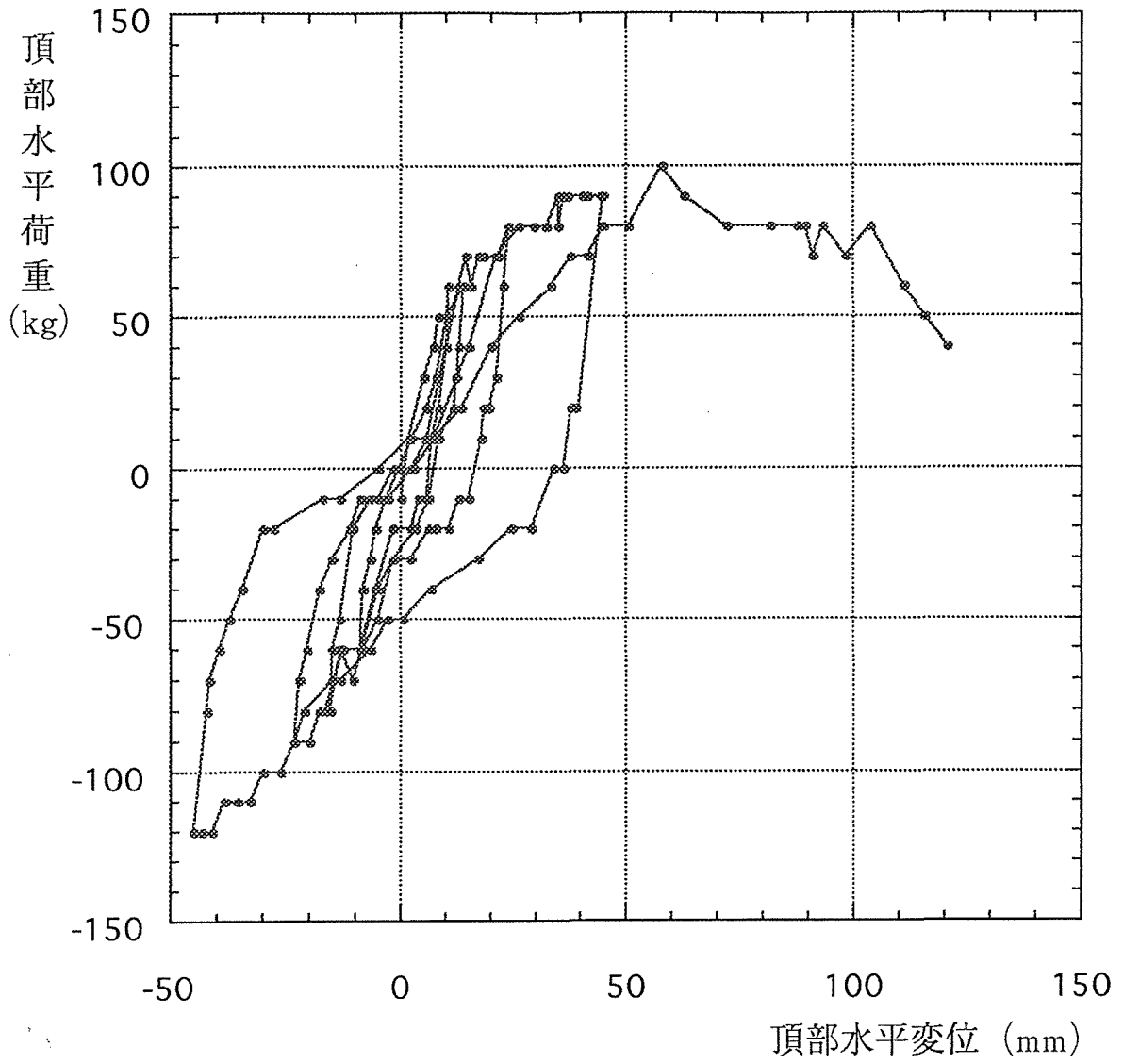
実験NO4



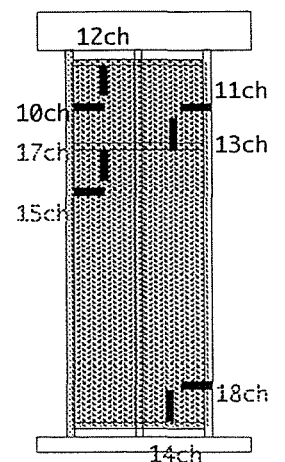
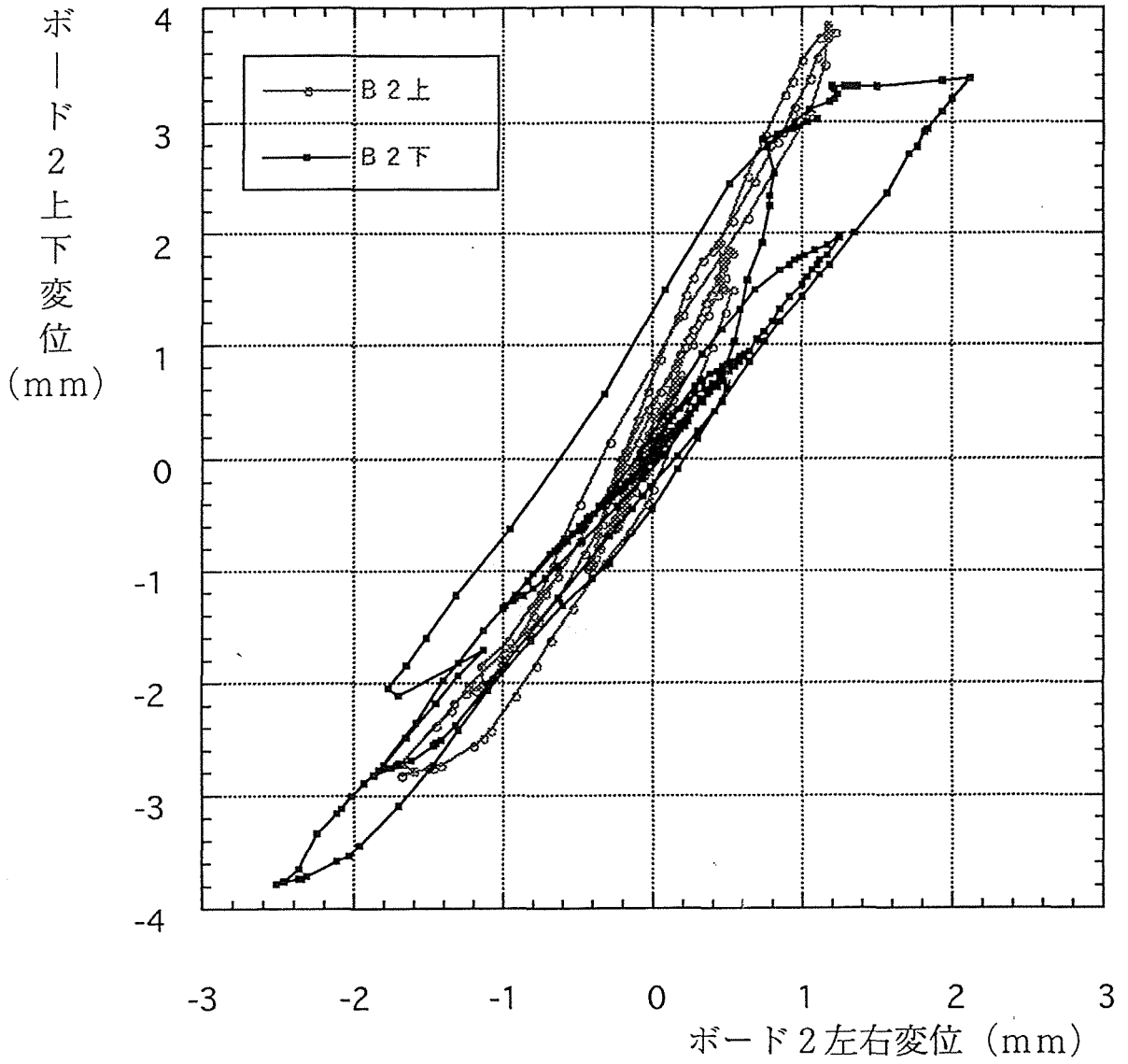
実験NO4



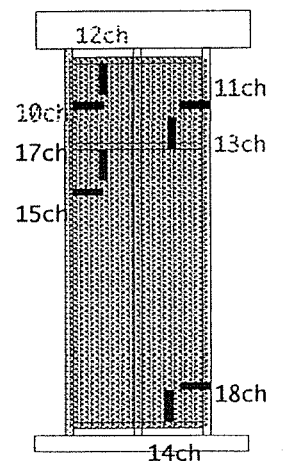
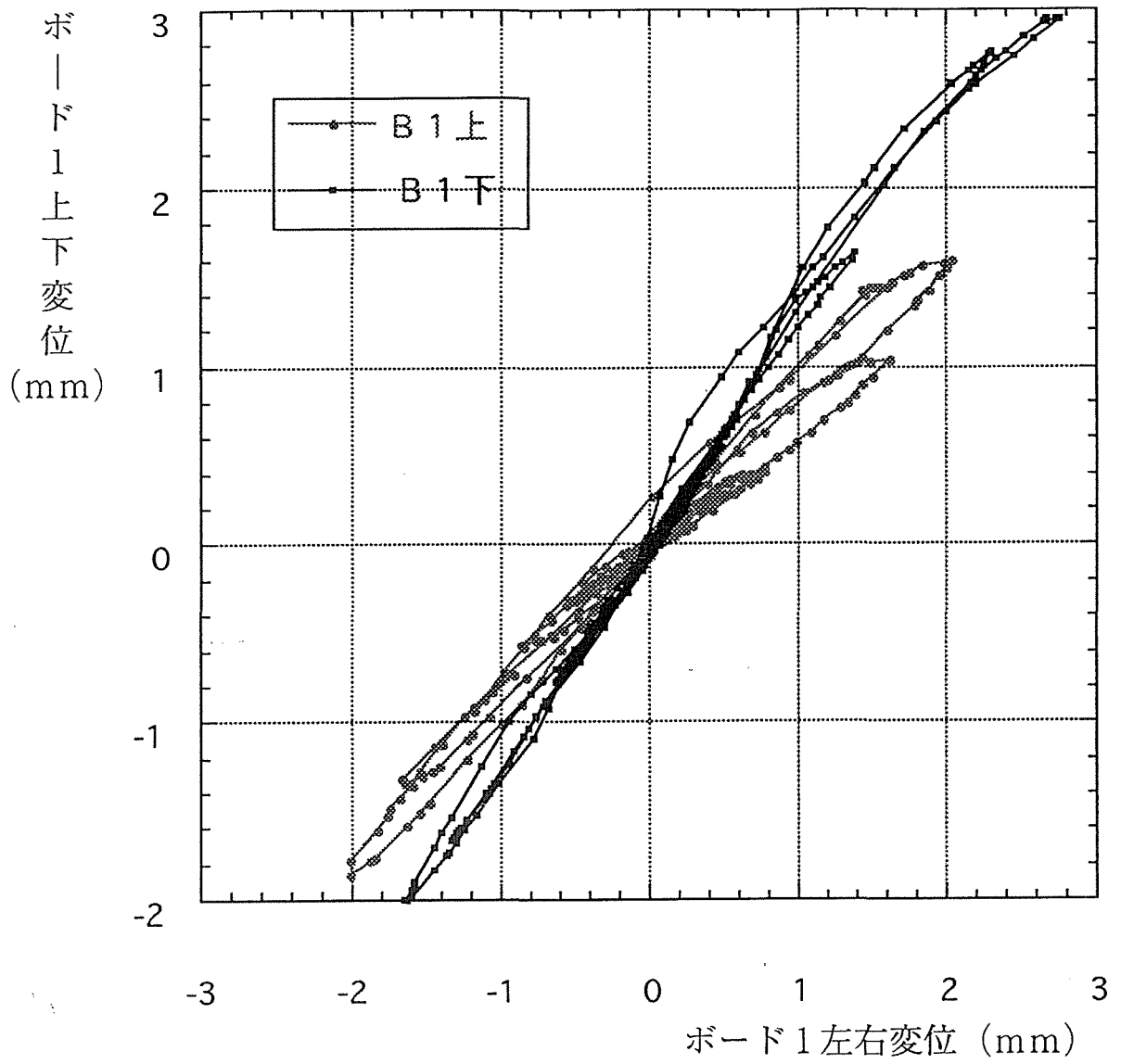
実験N04



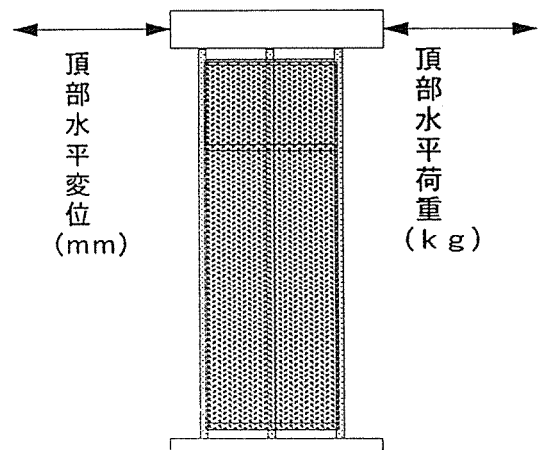
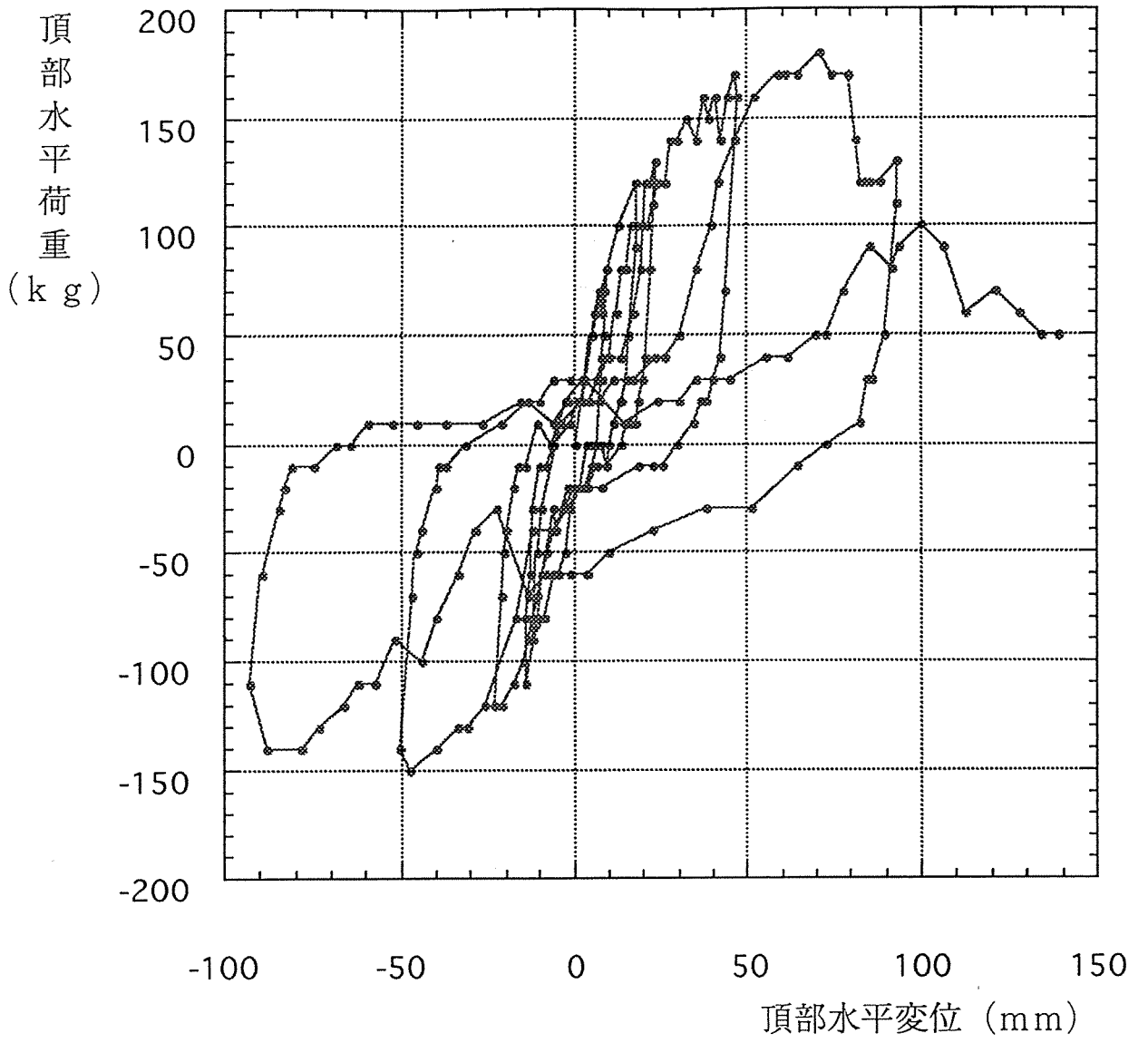
実験N05



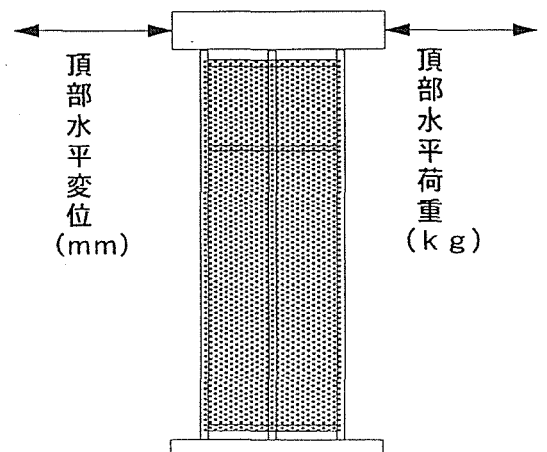
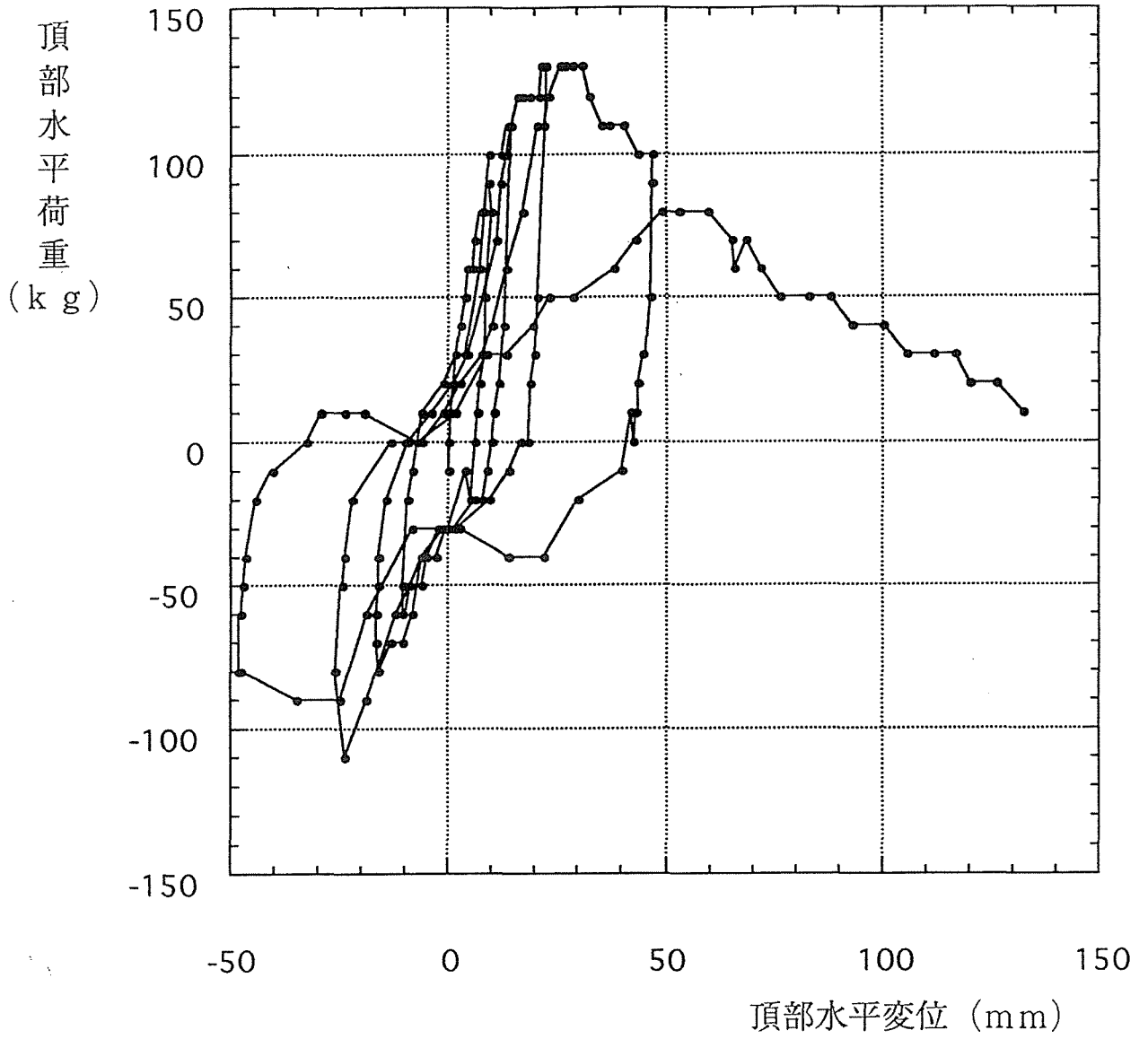
実験NO5



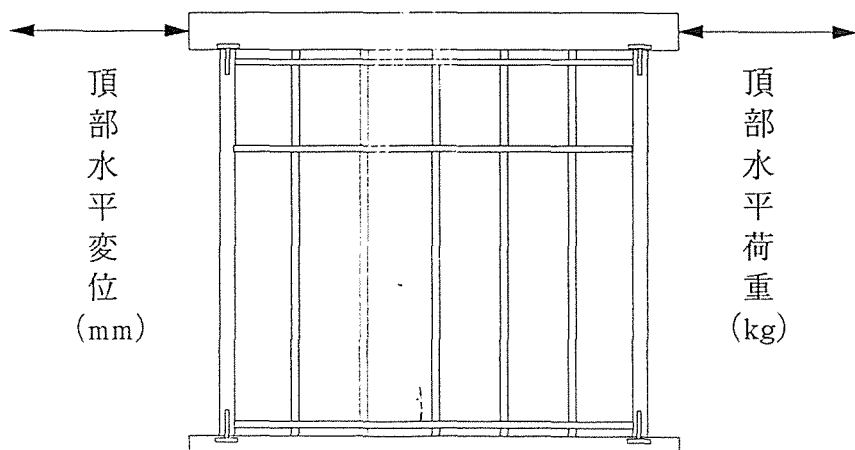
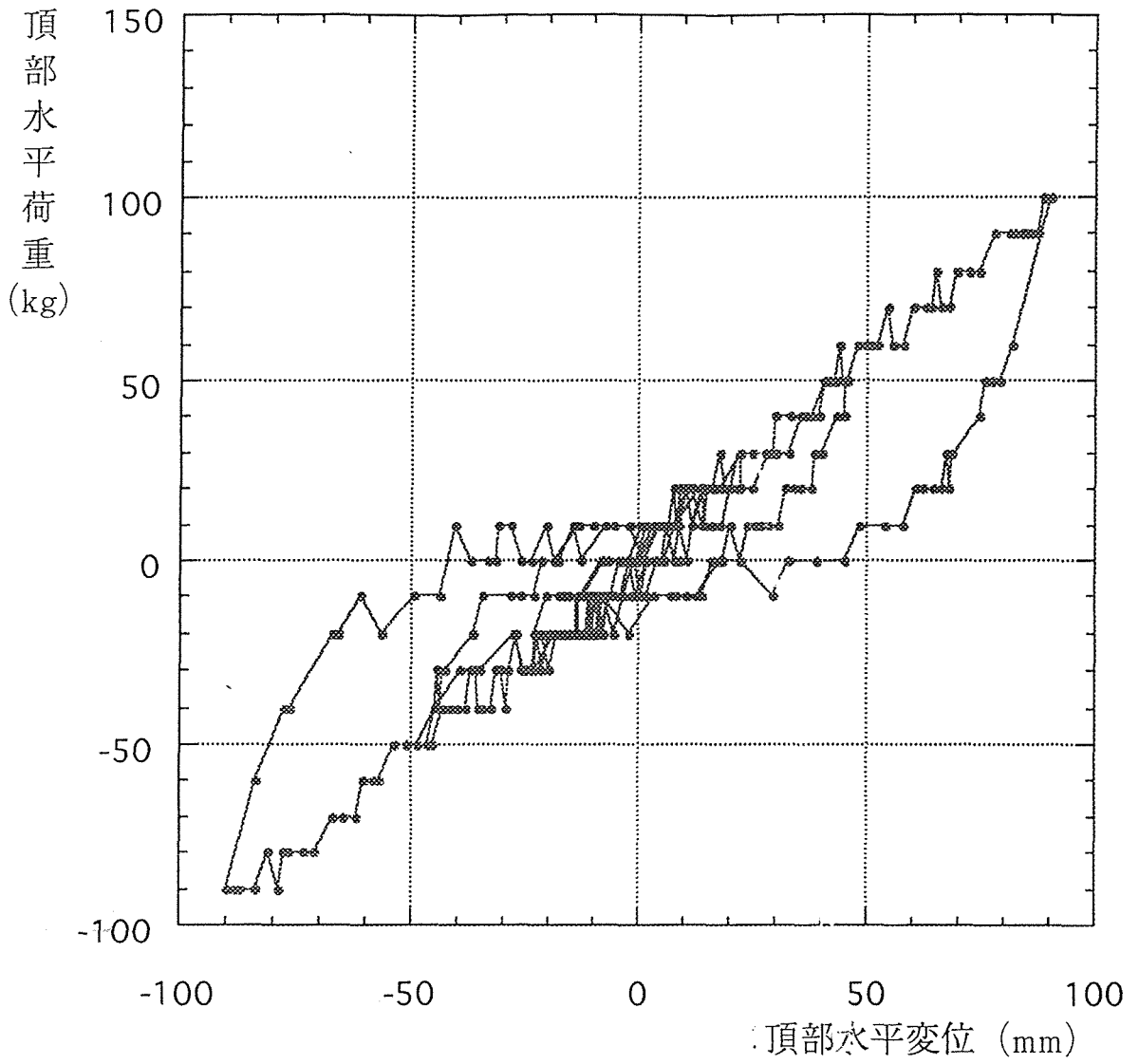
実験N05



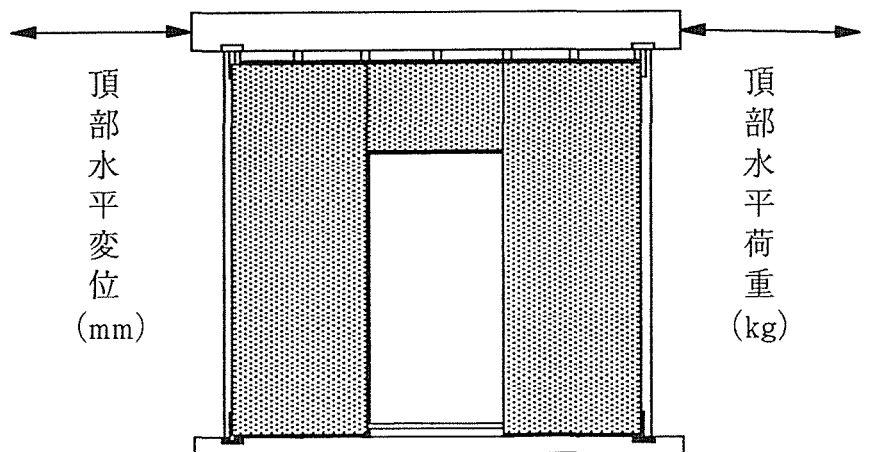
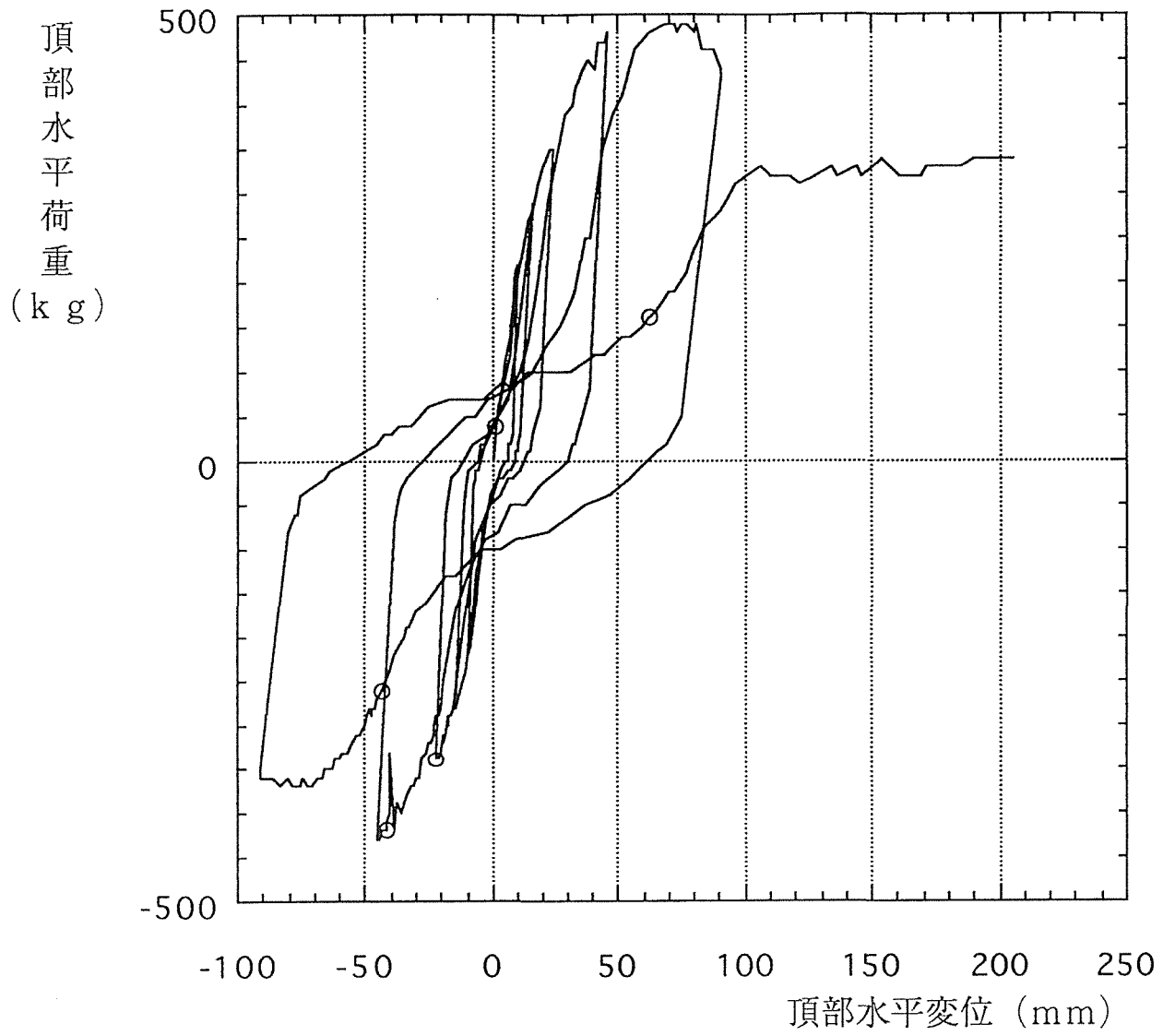
実験NO5'



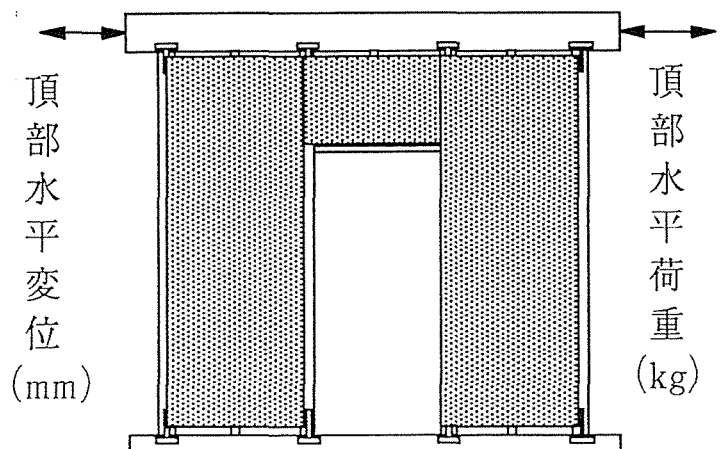
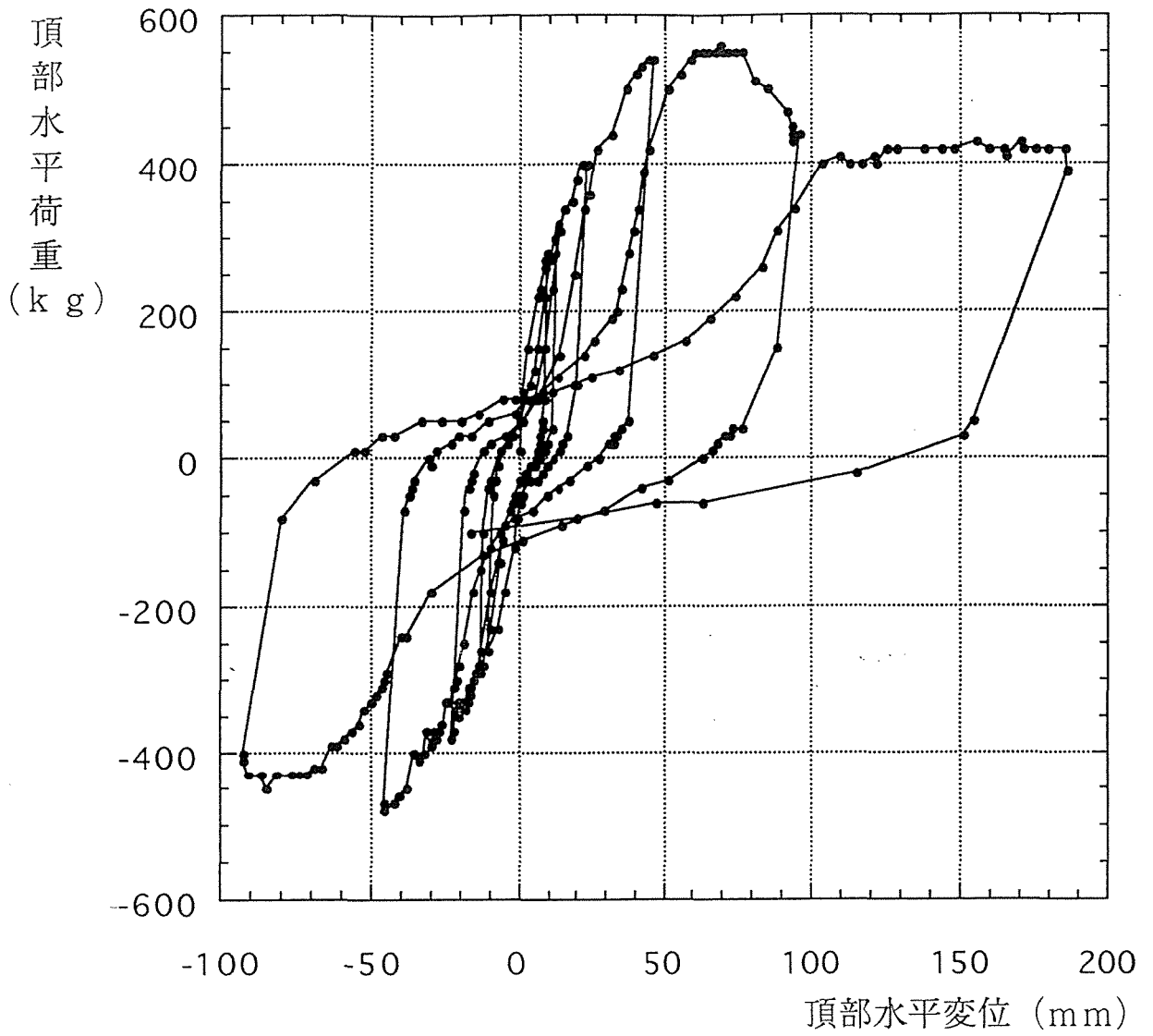
実験N06



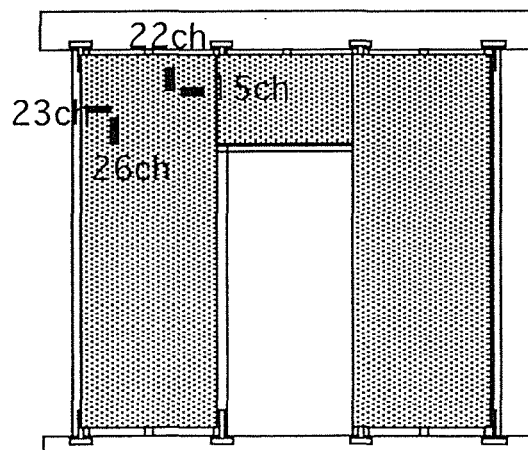
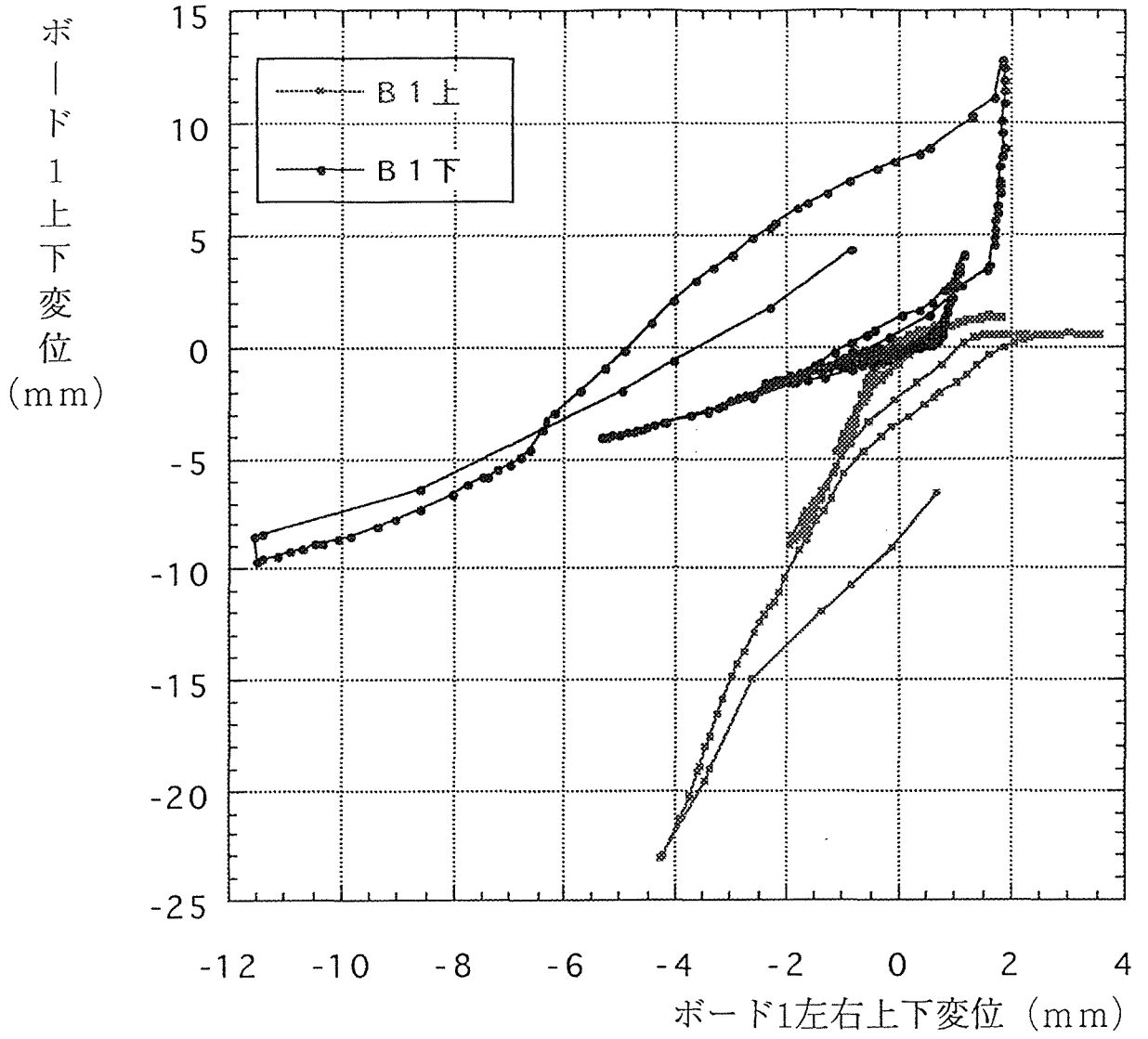
実験NO 6'



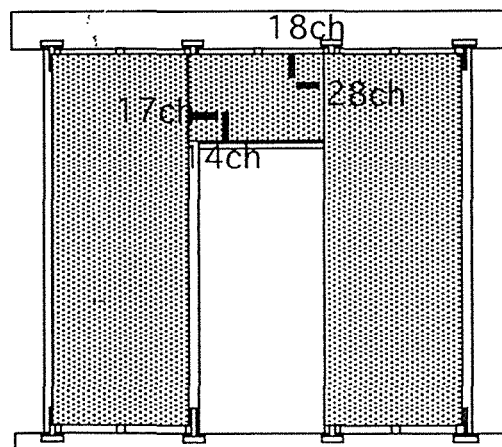
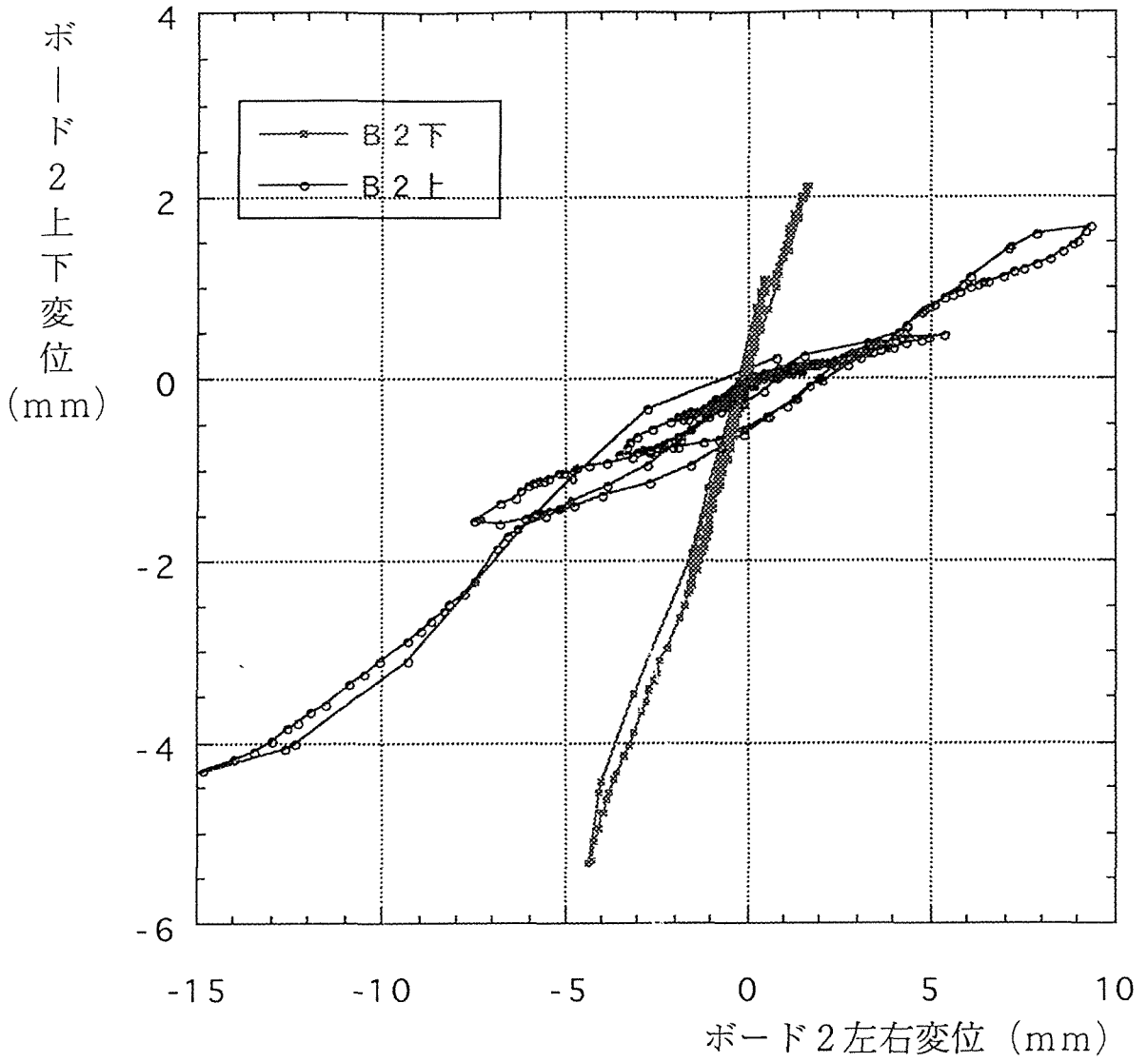
実験N07



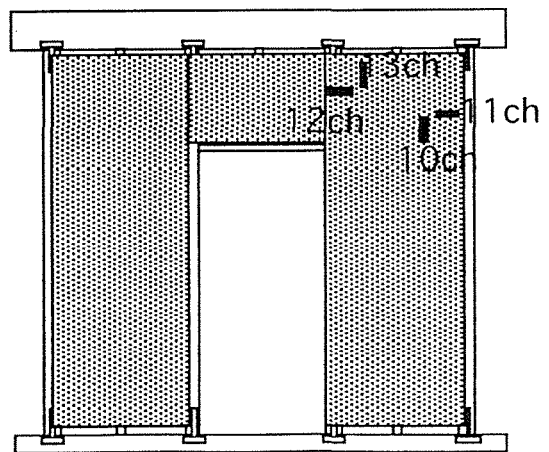
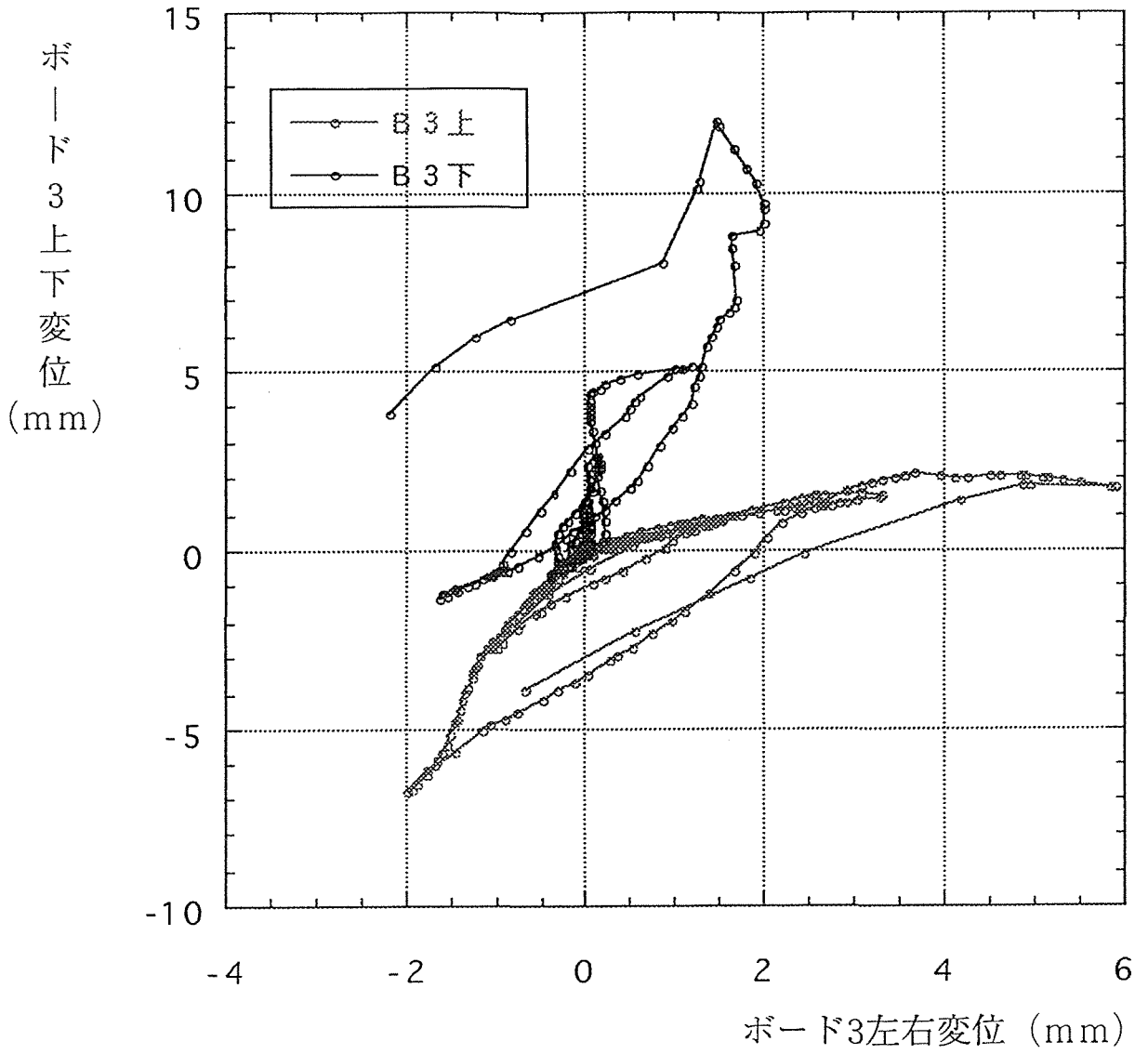
実験NO7



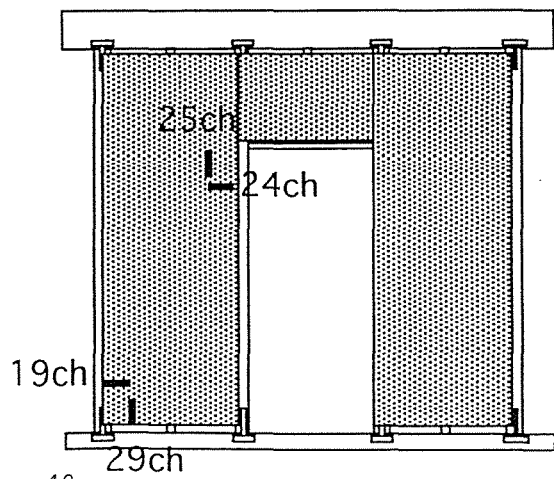
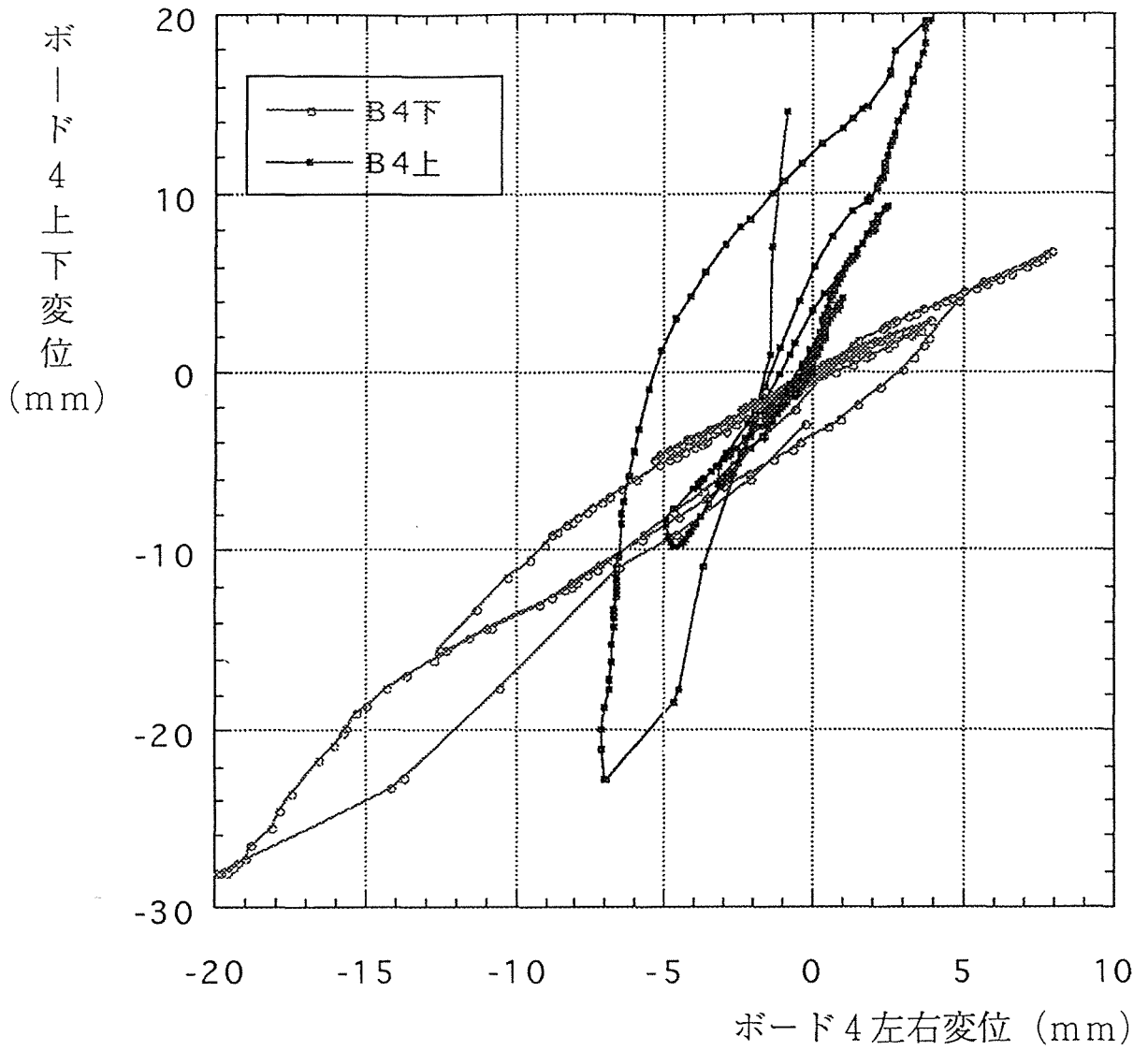
実験NO7



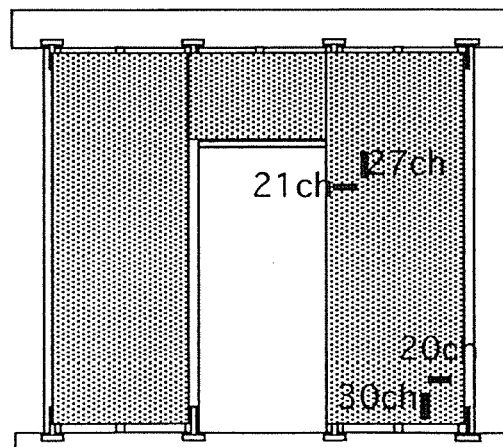
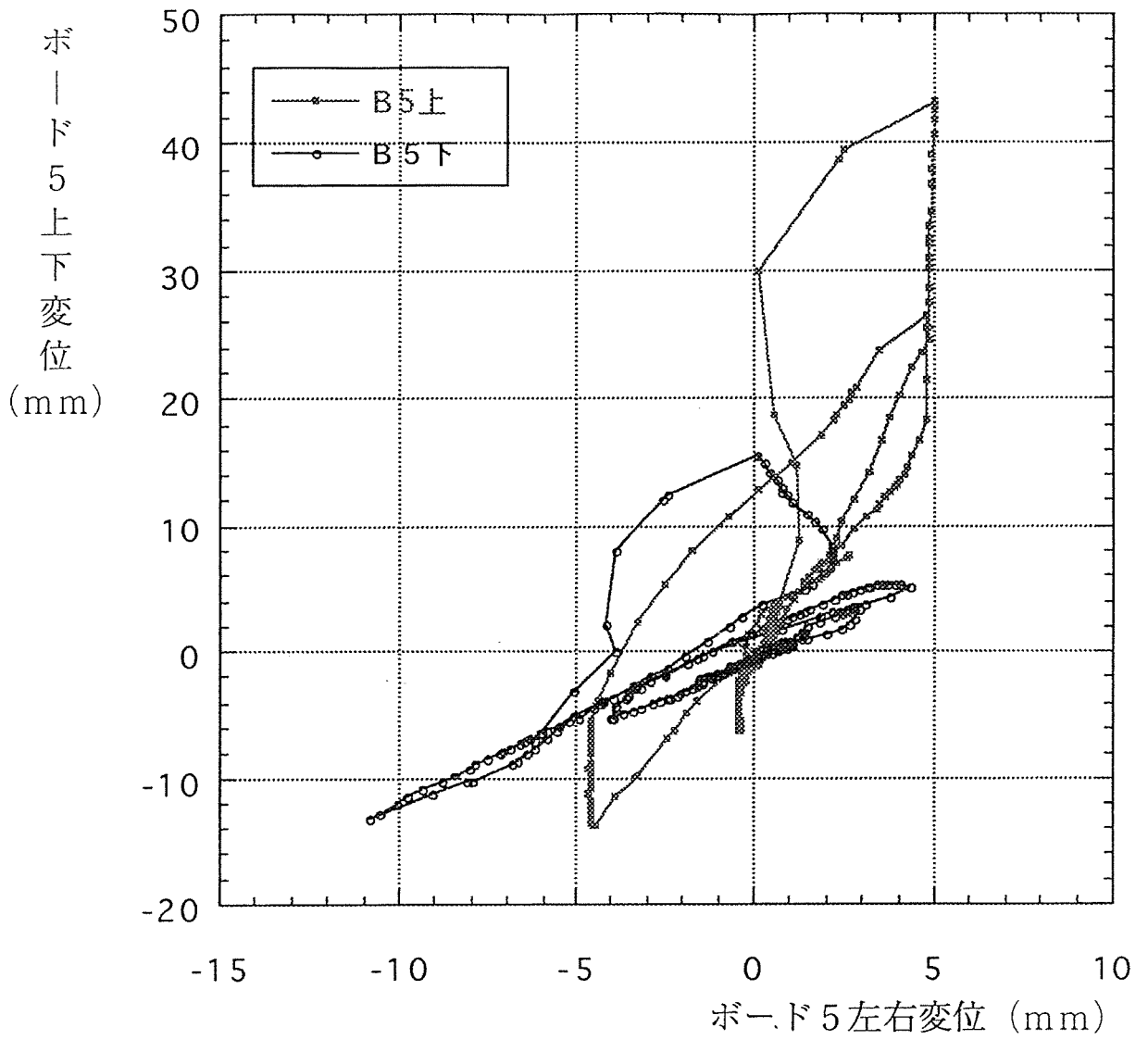
実験NO7



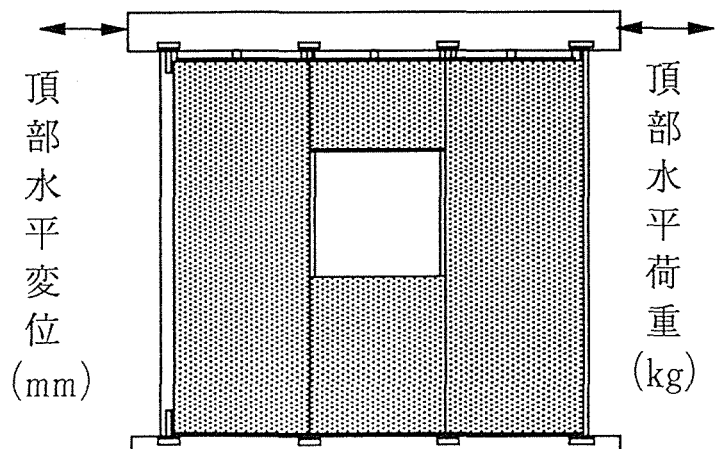
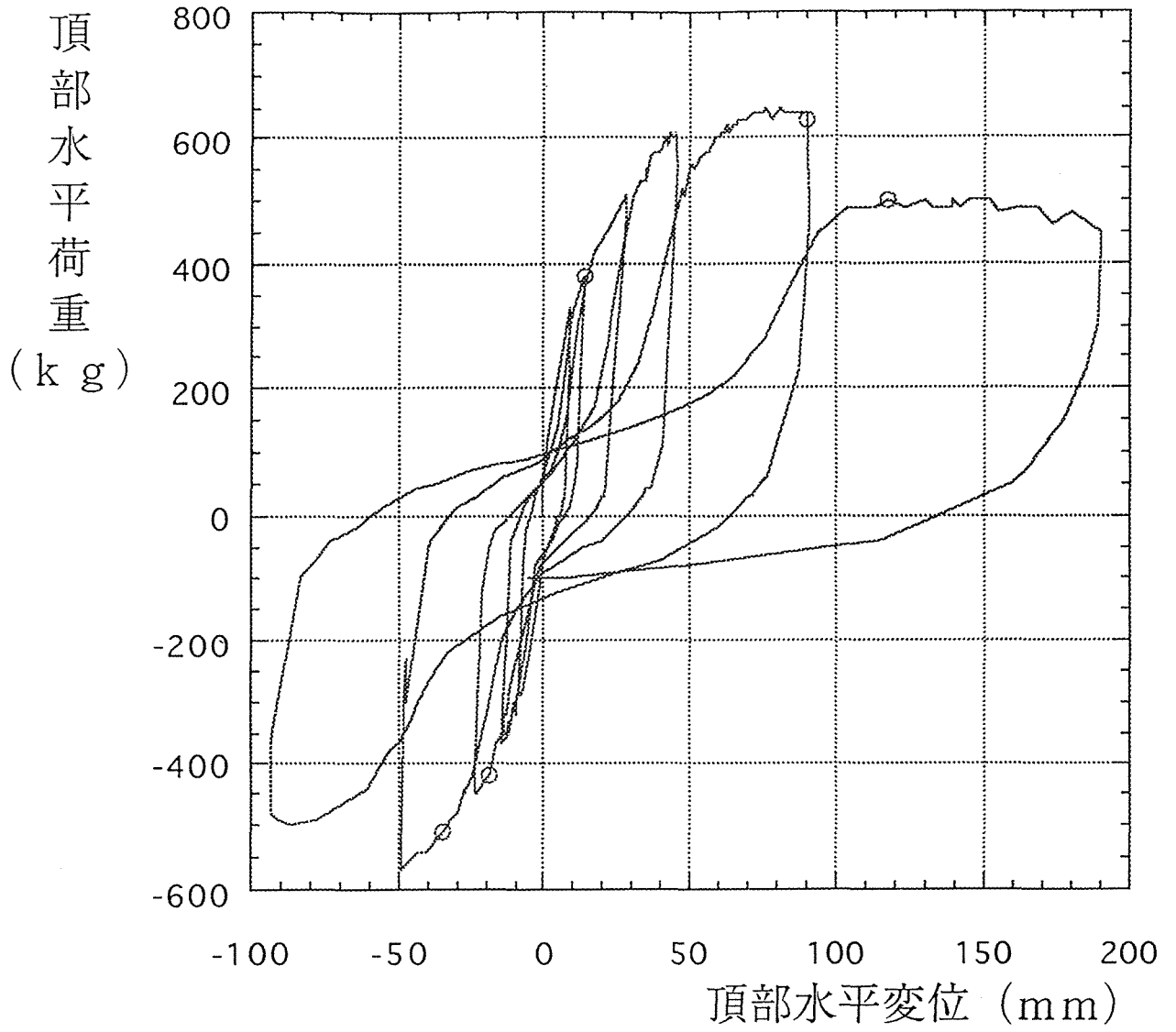
実験NO7



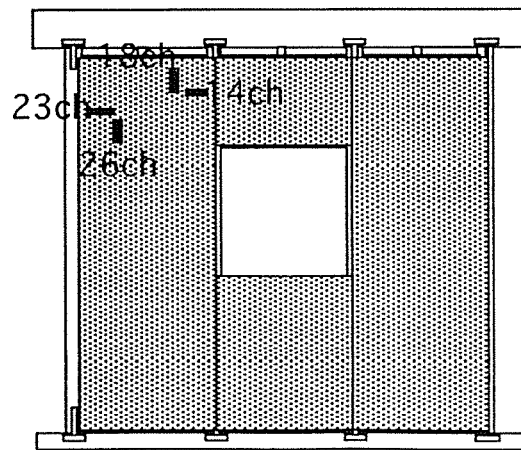
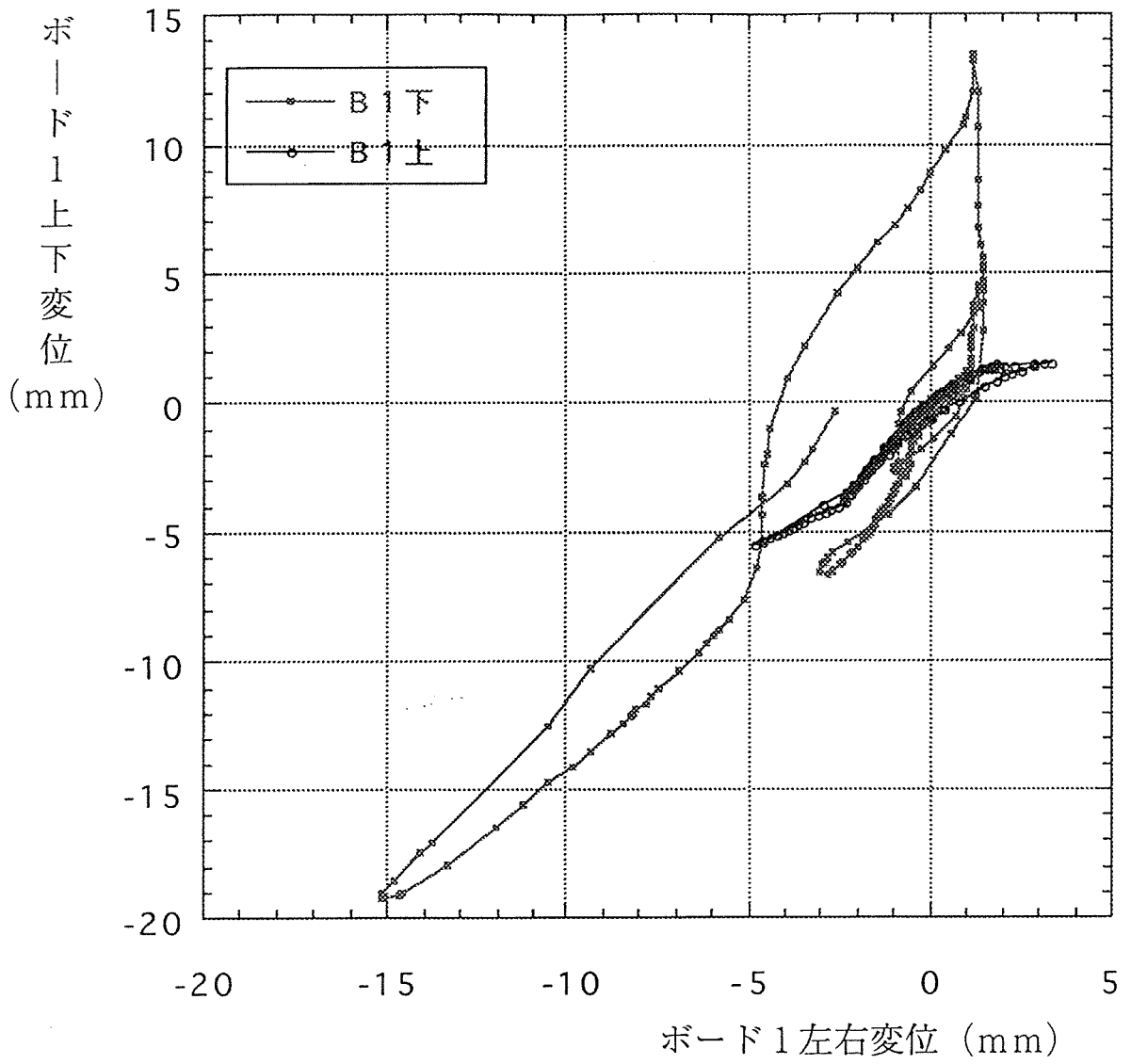
実験NO7



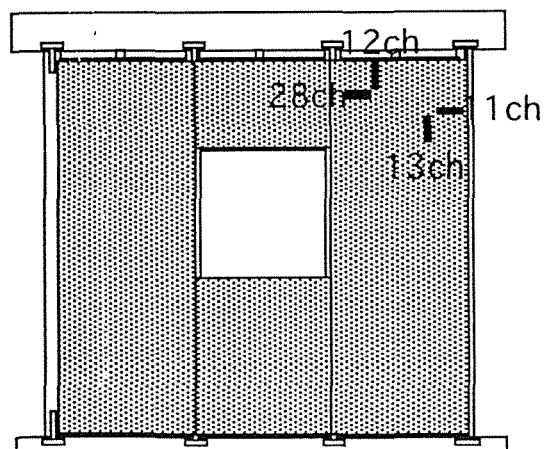
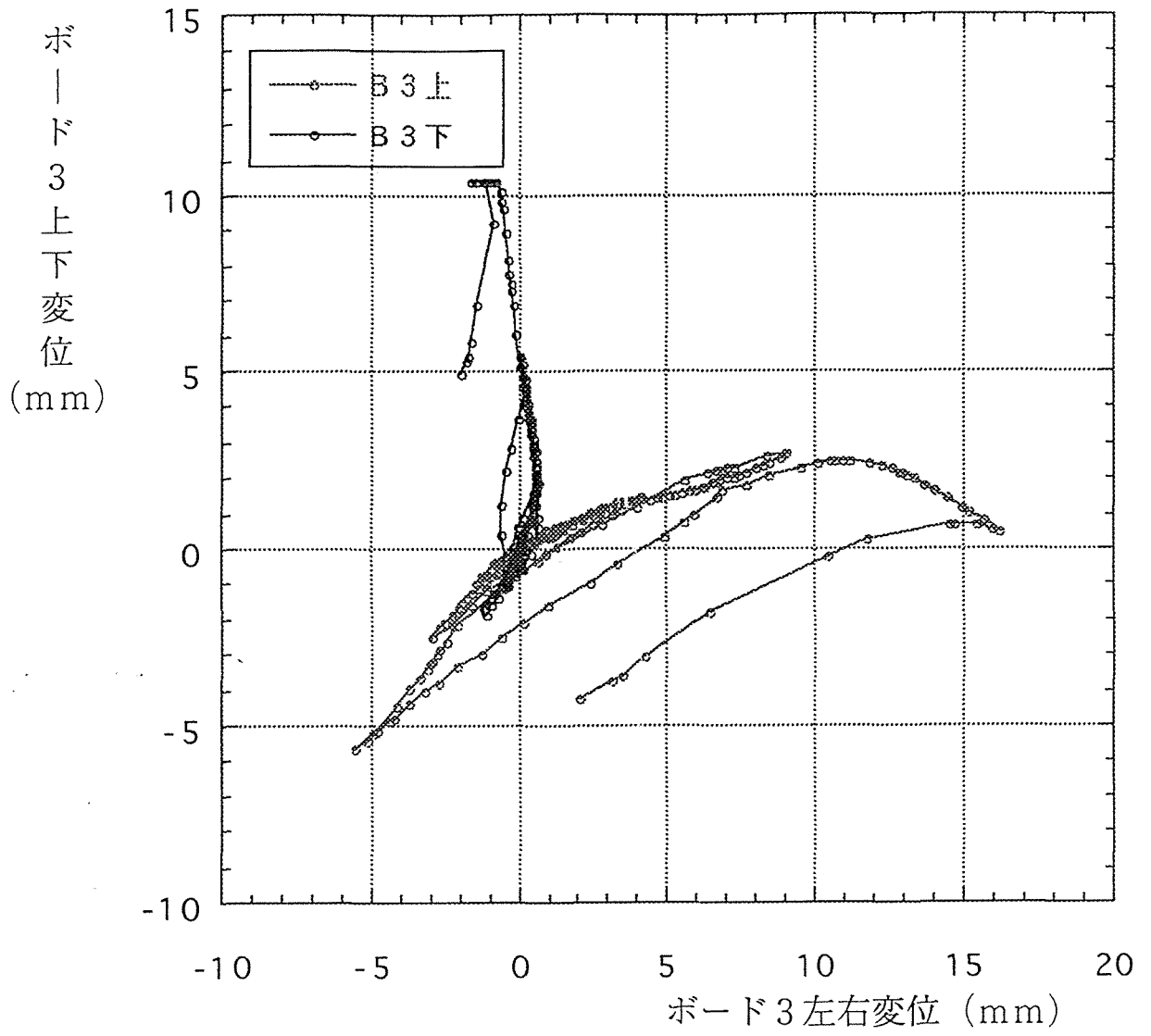
実験NO8



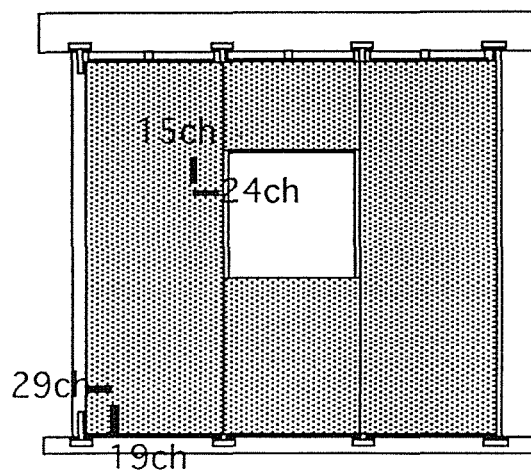
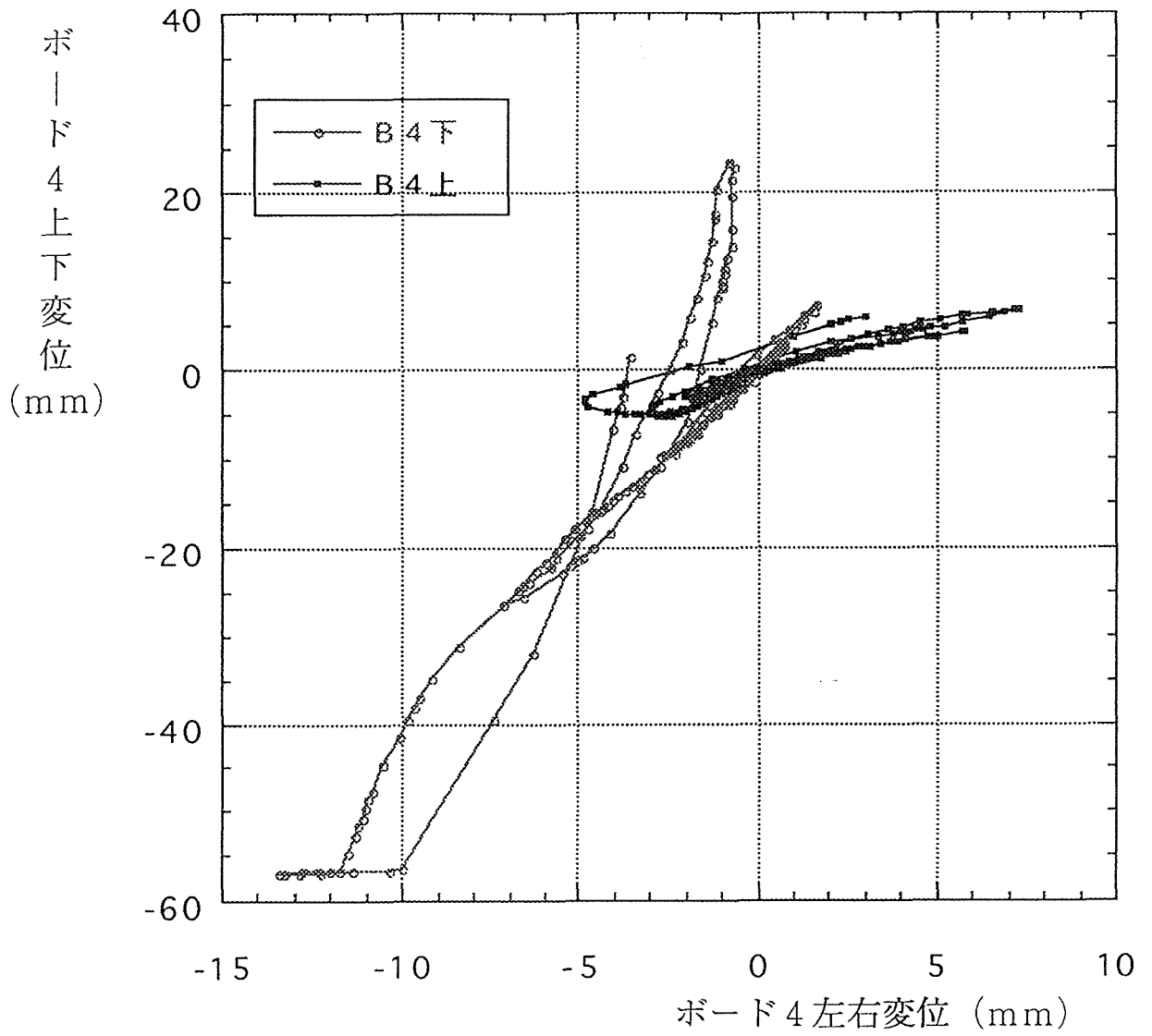
実験NO8



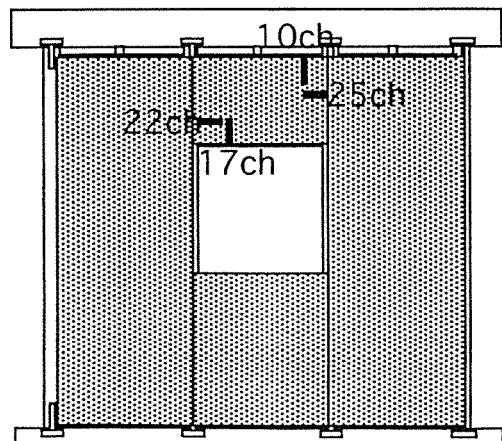
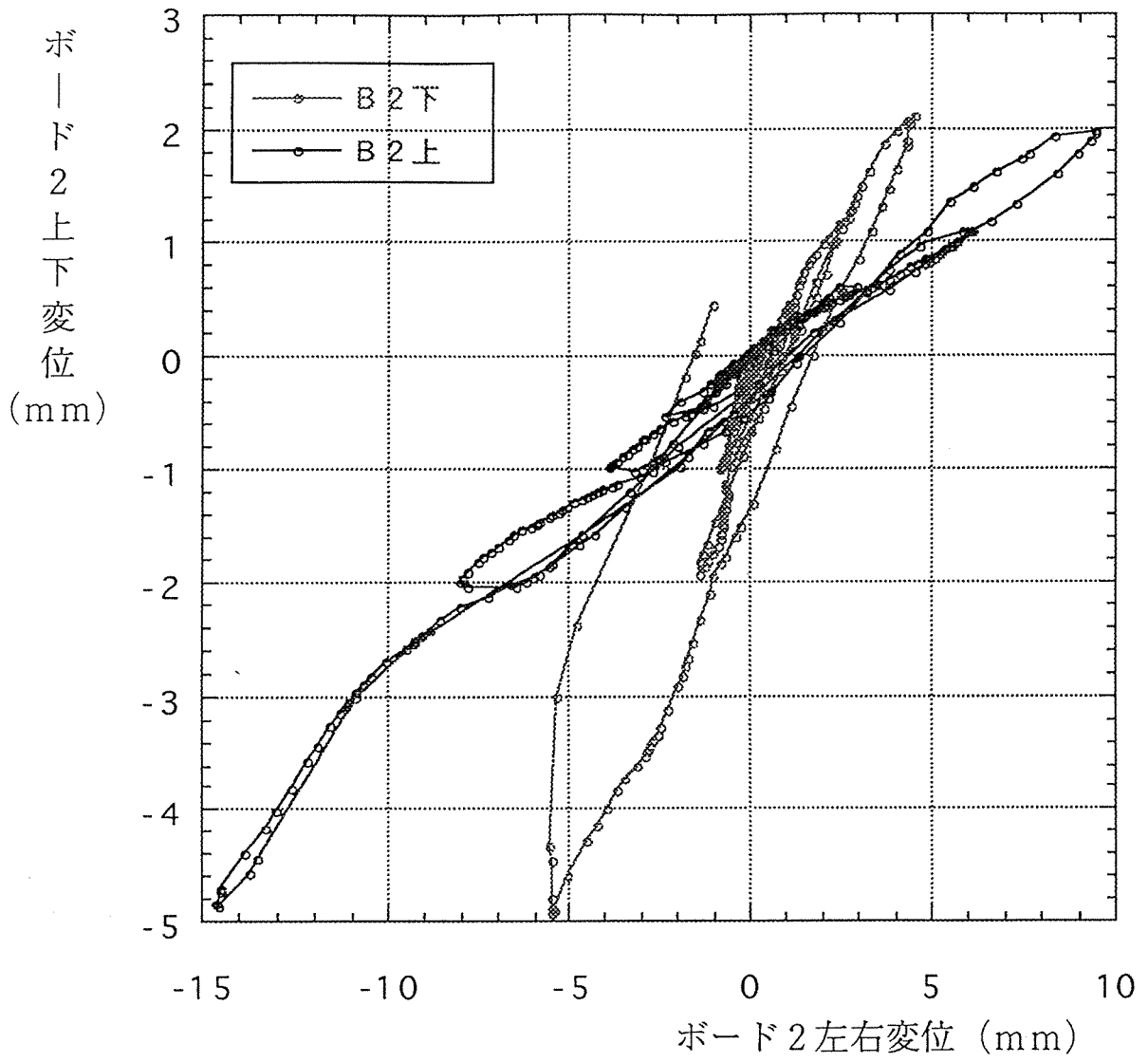
実験NO8



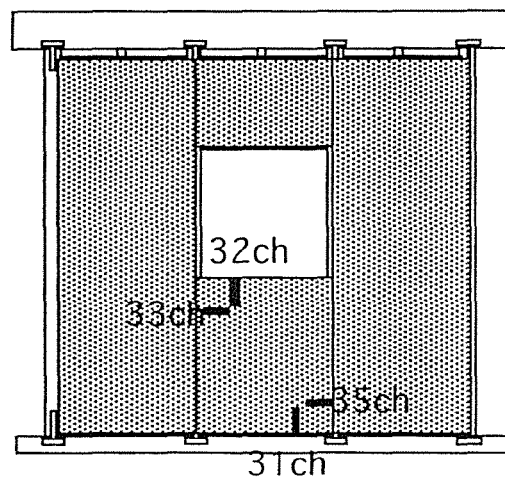
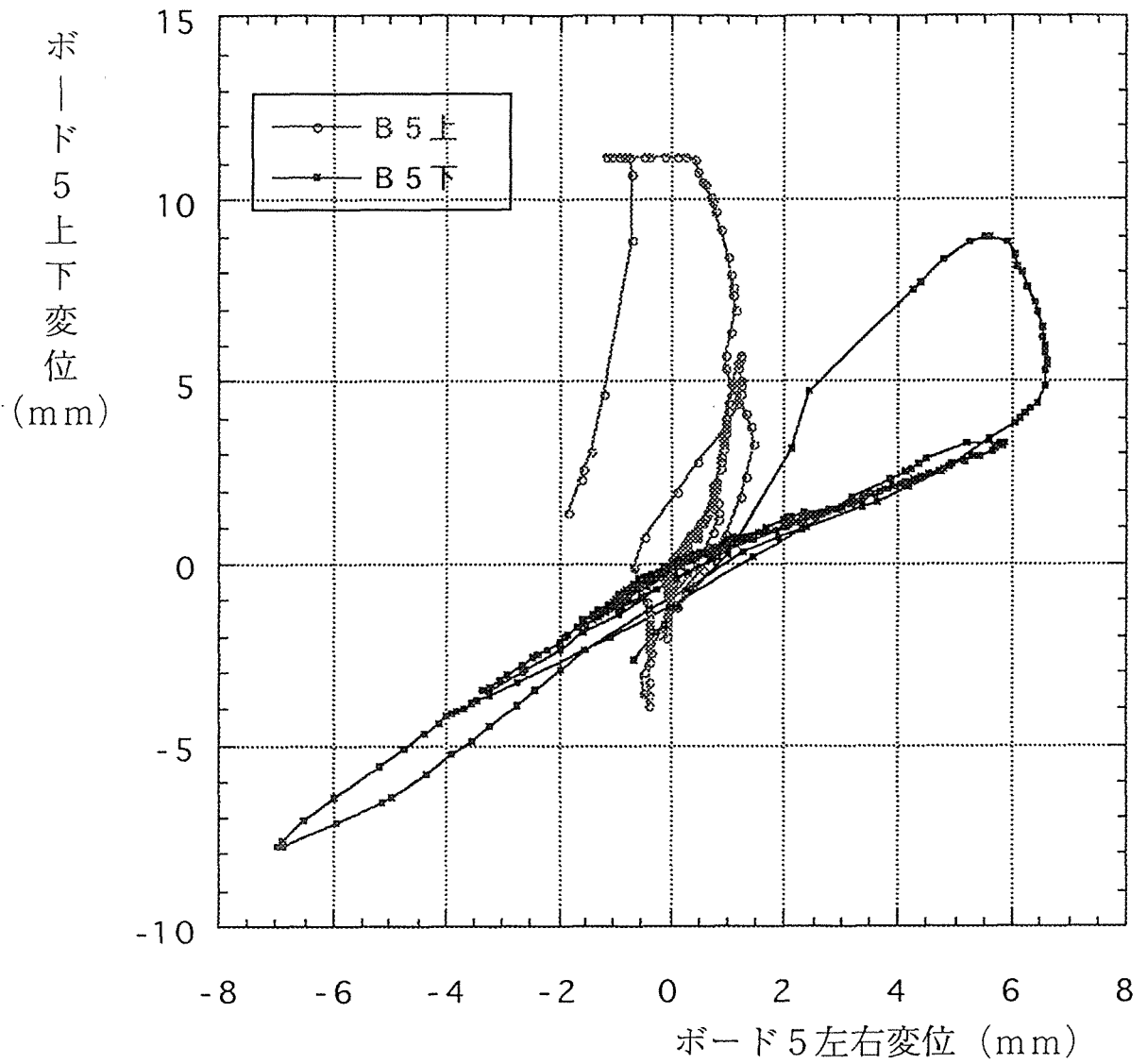
実験NO8



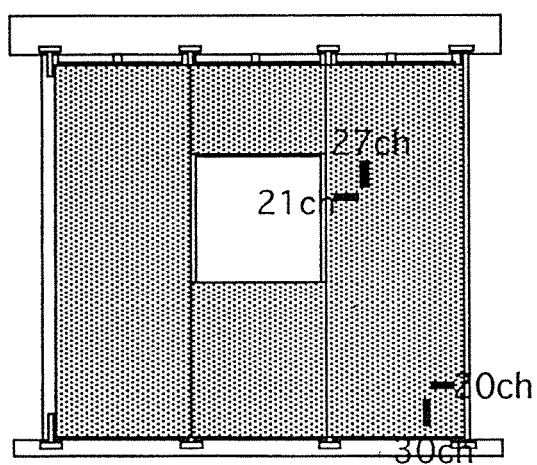
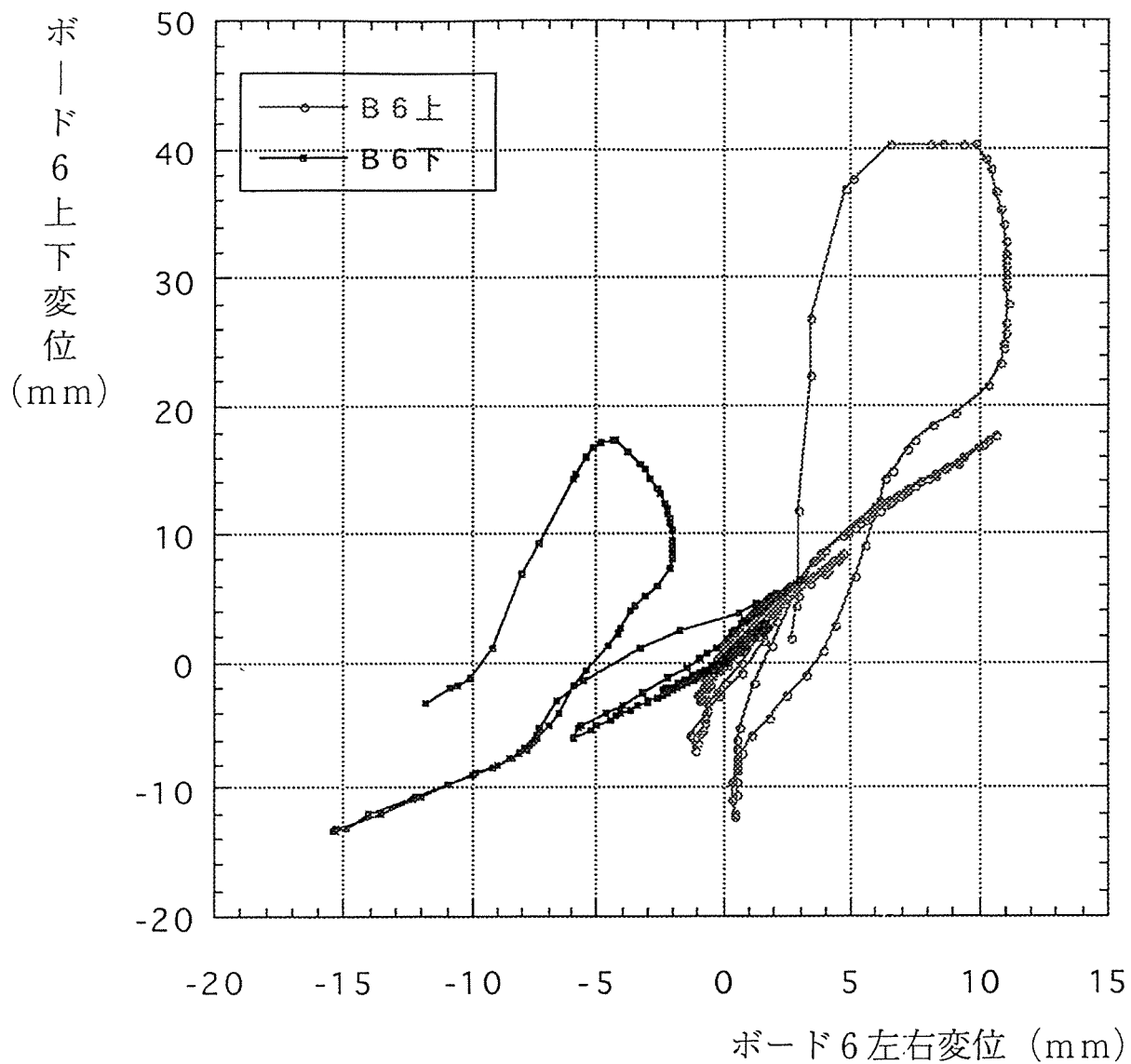
実験NO8



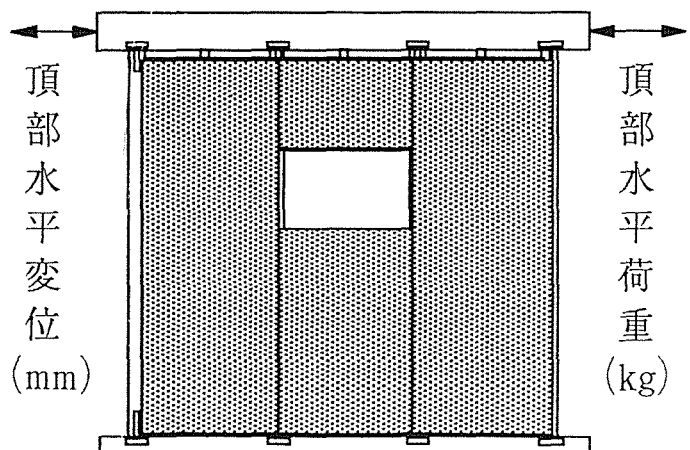
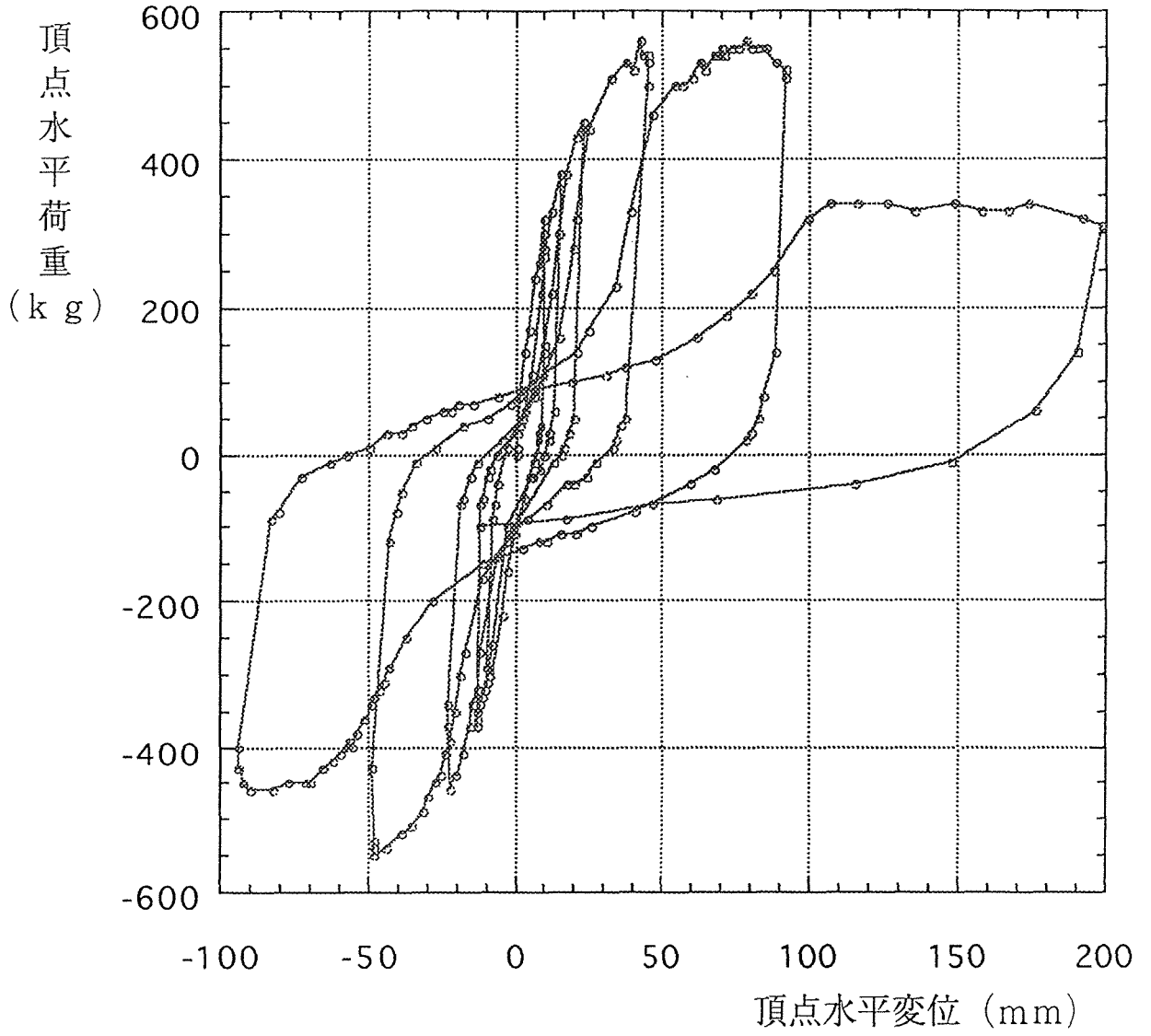
実験NO8



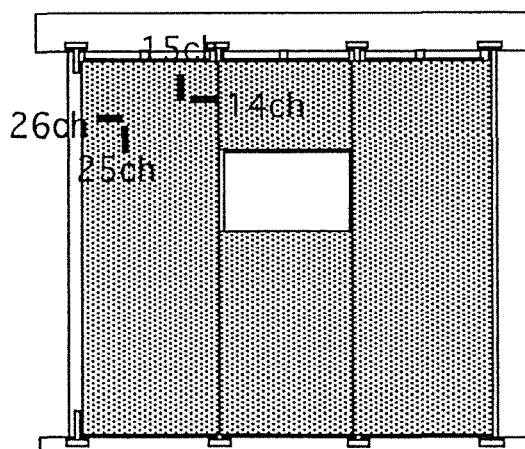
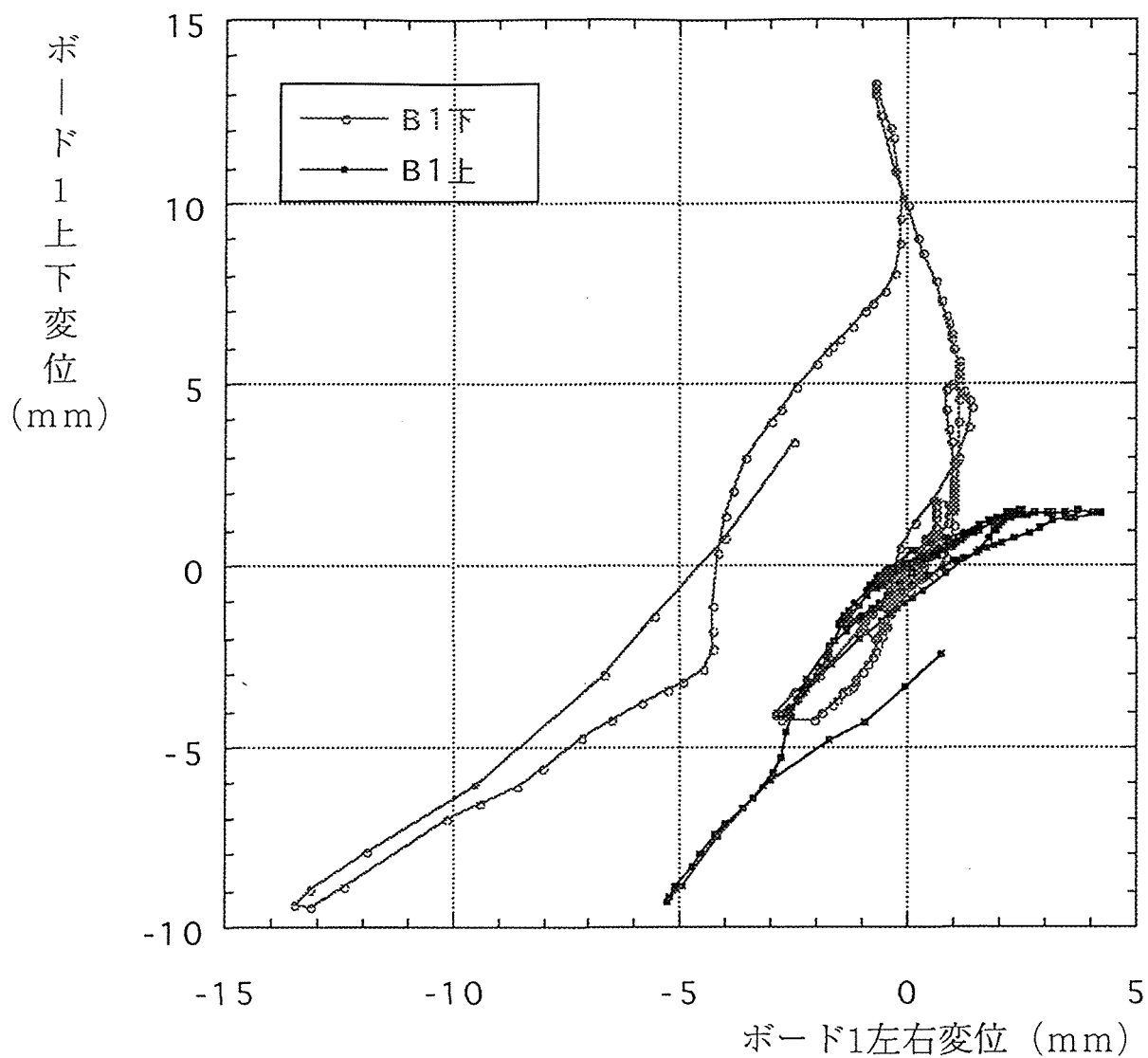
実験NO8



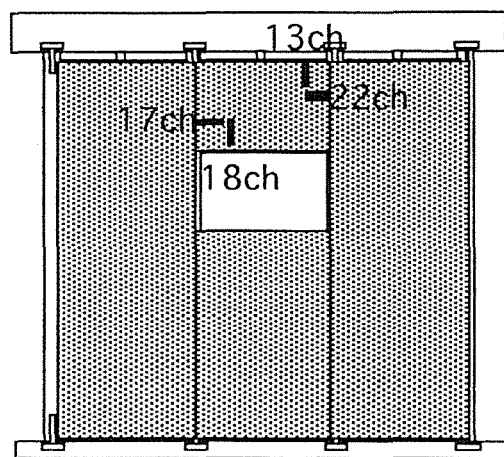
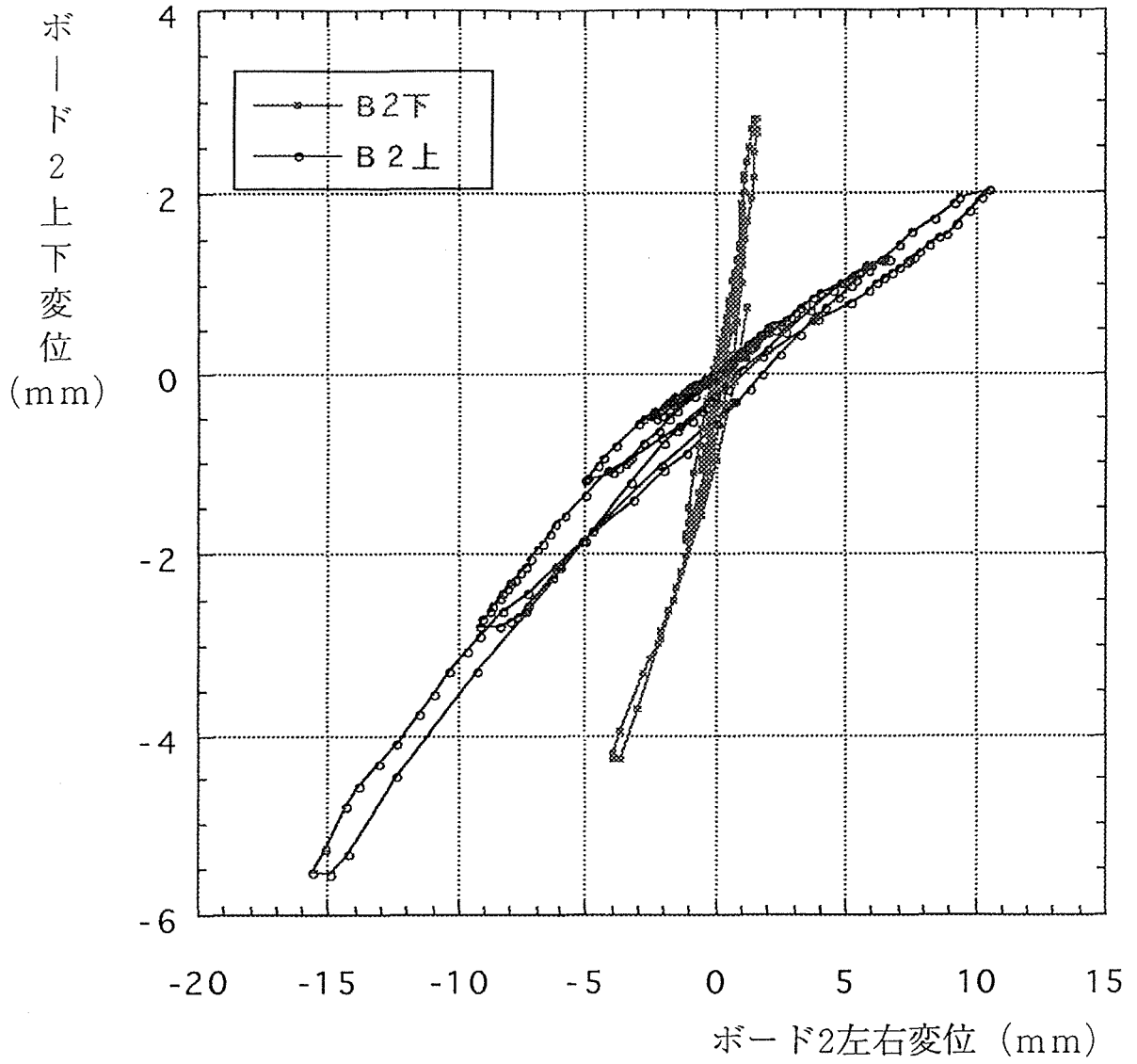
実験NO9



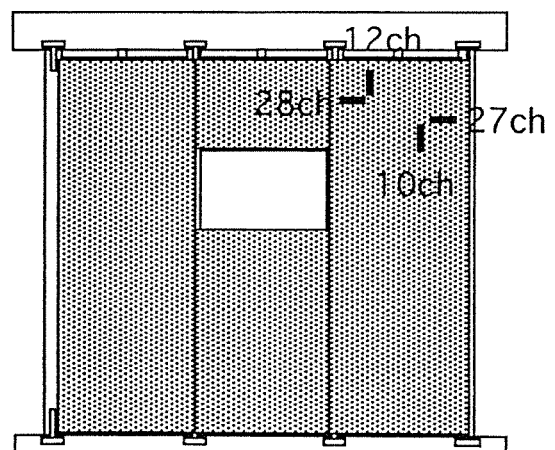
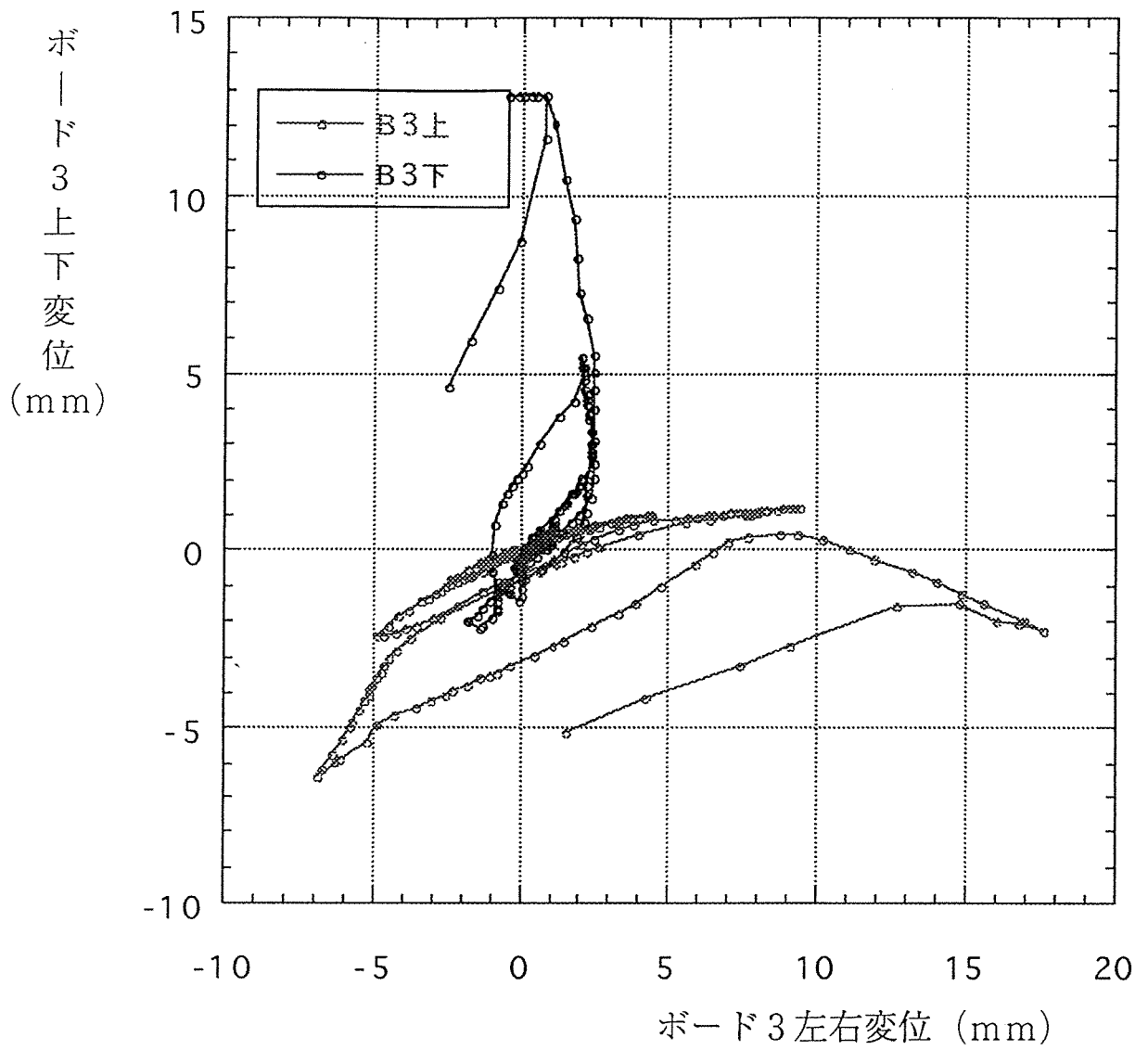
実験NO9



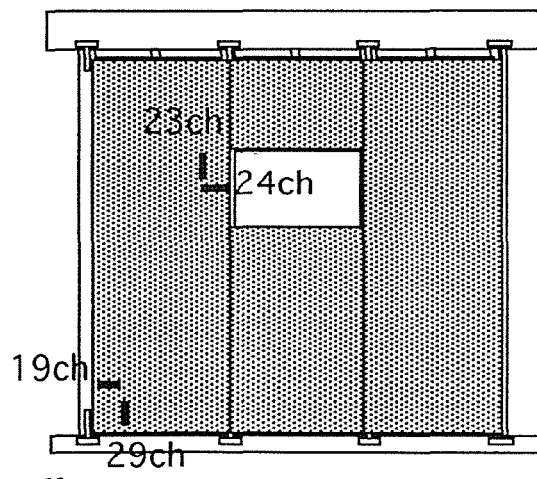
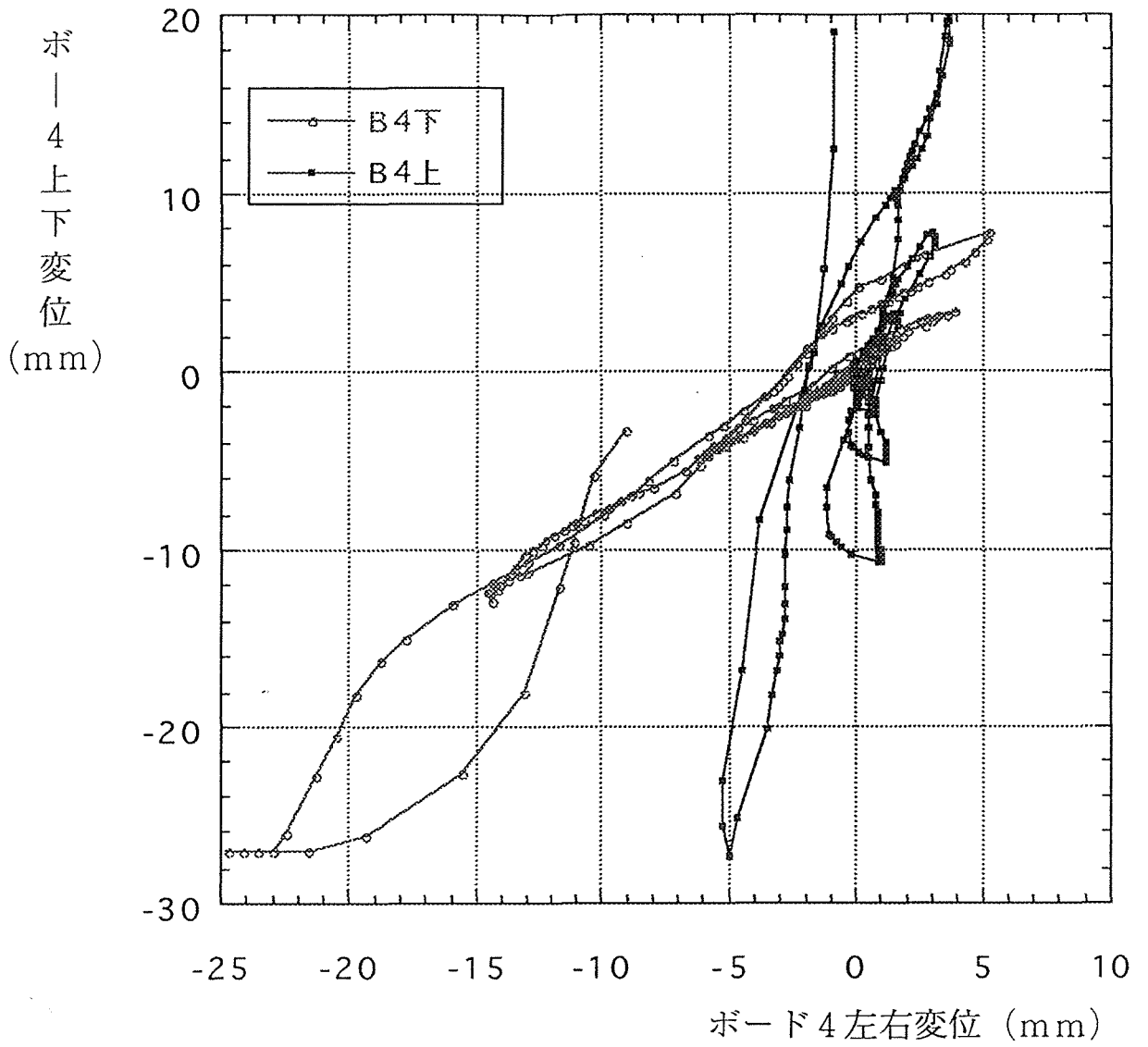
実験NO9



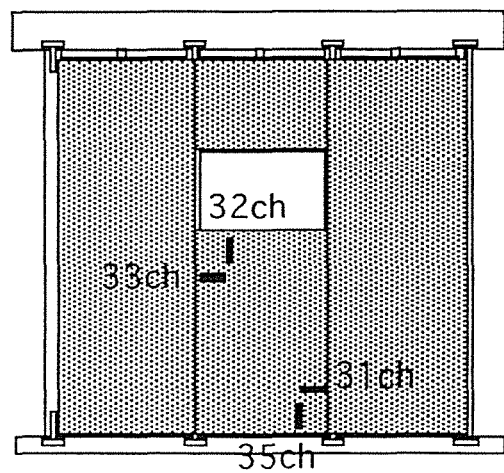
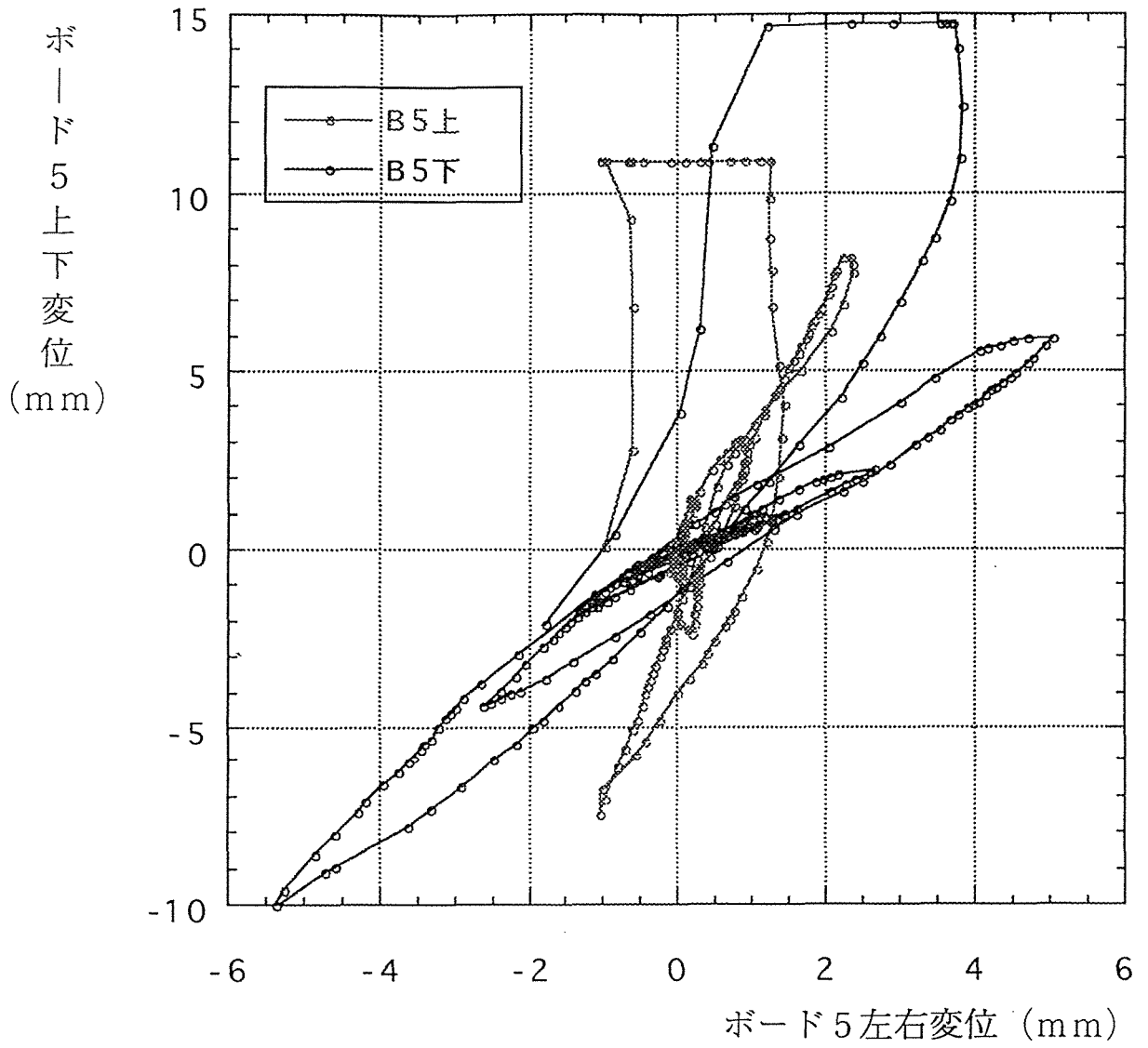
実験NO9



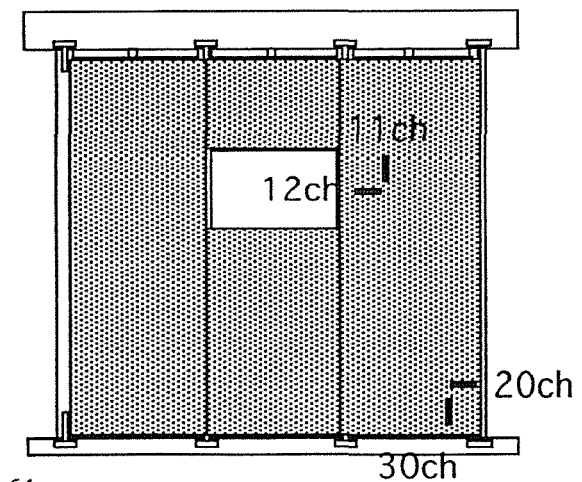
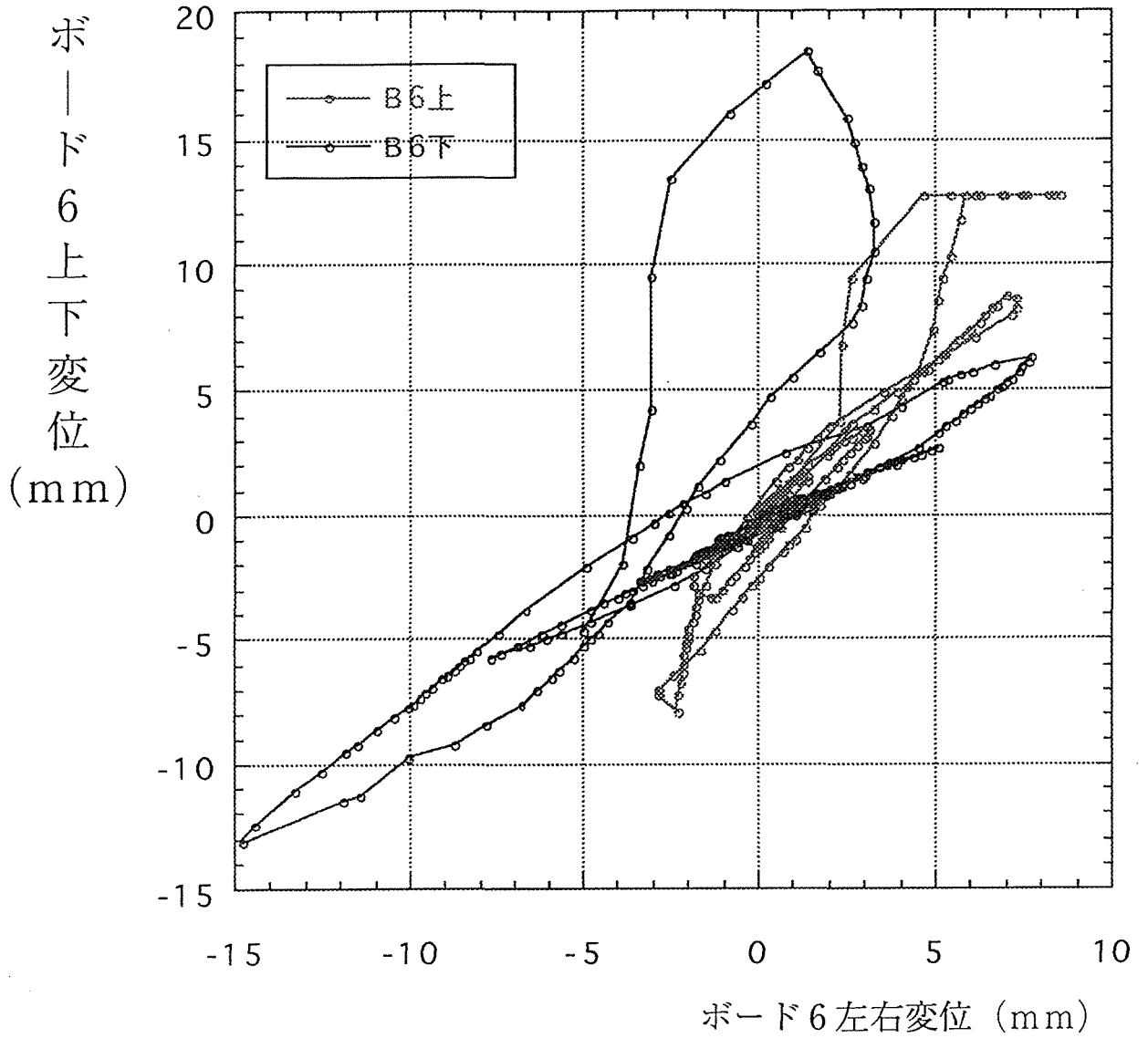
実験NO9



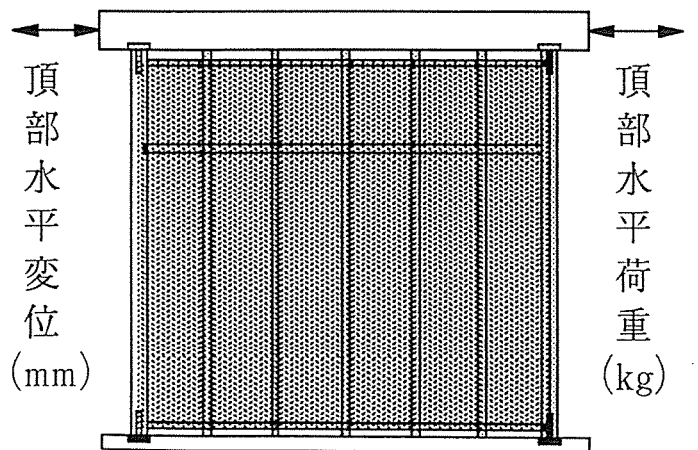
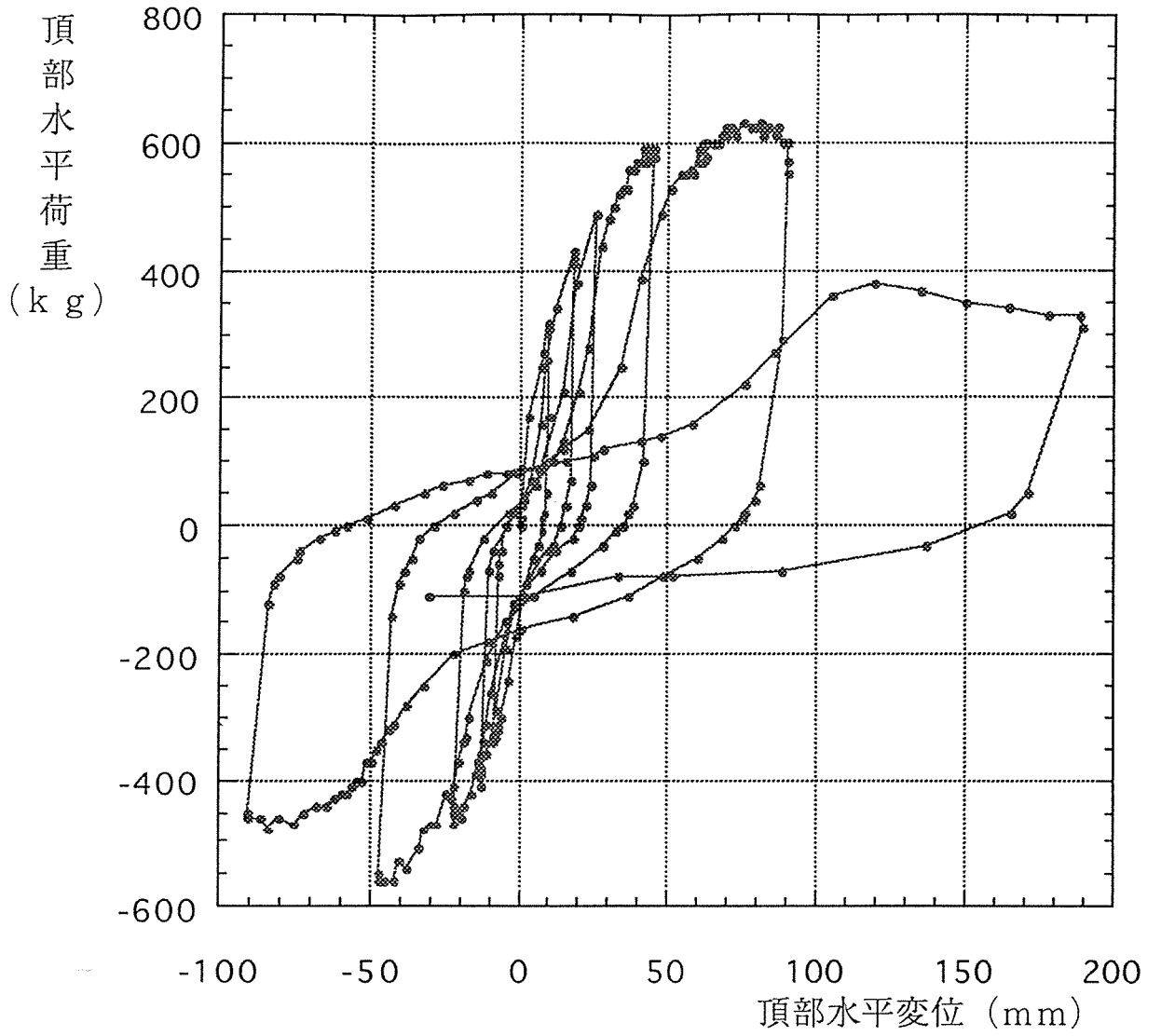
実験NO9



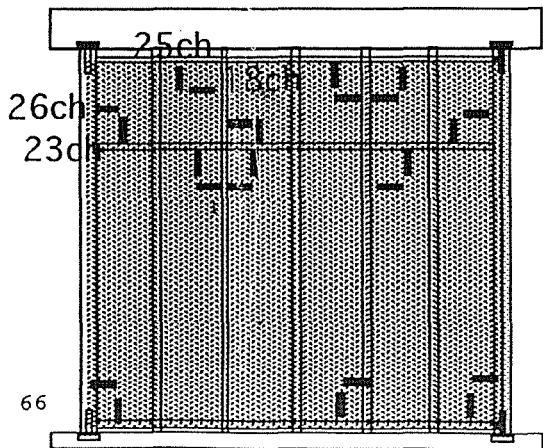
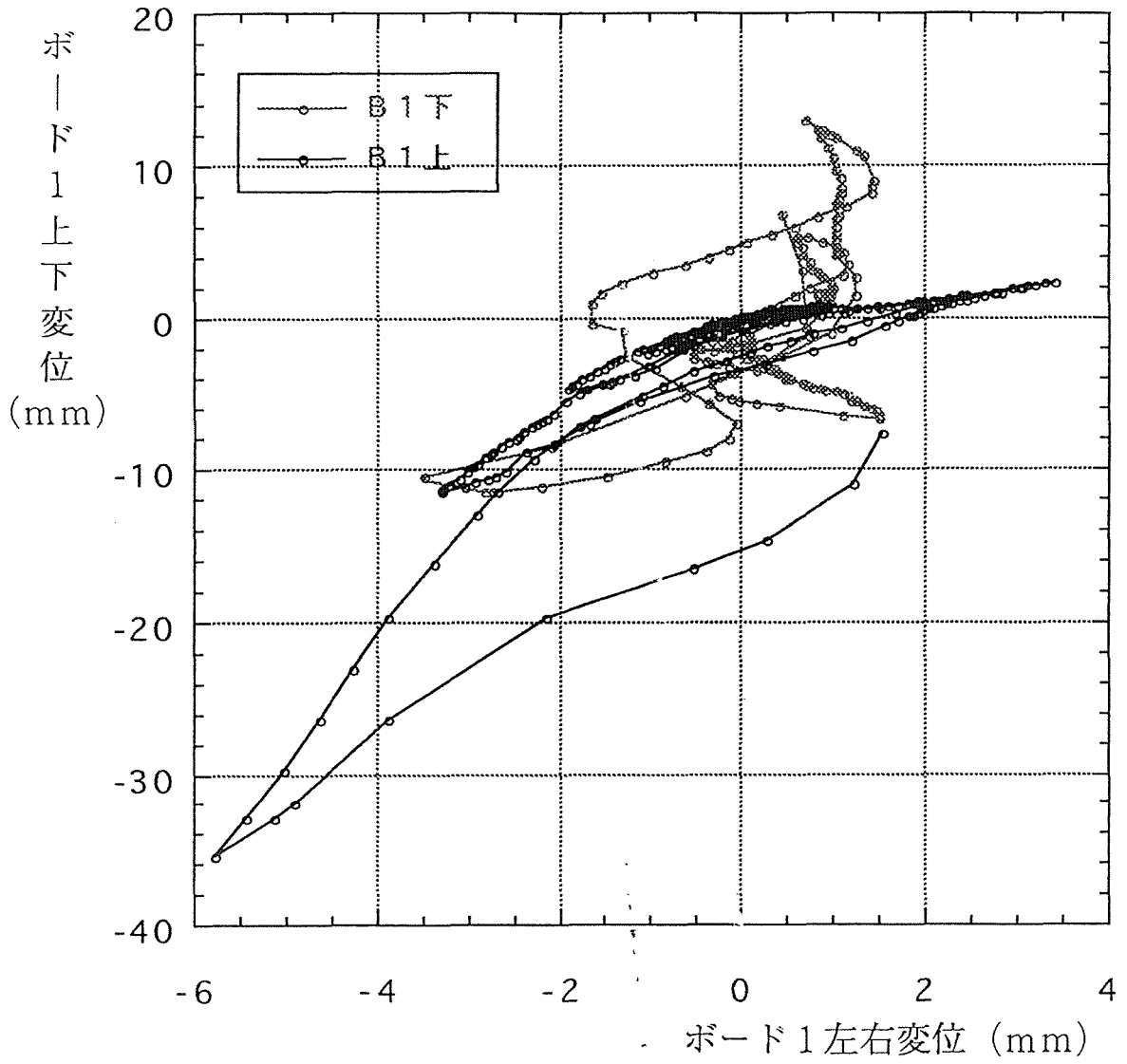
実験NO9



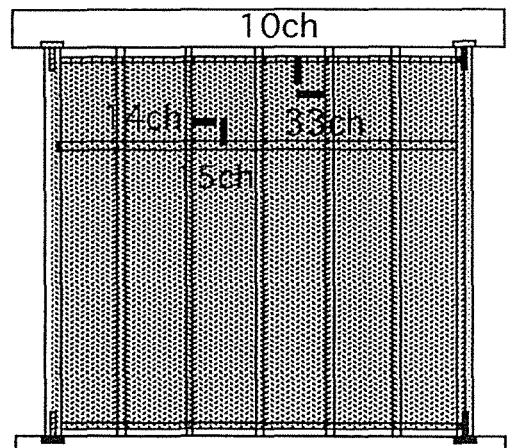
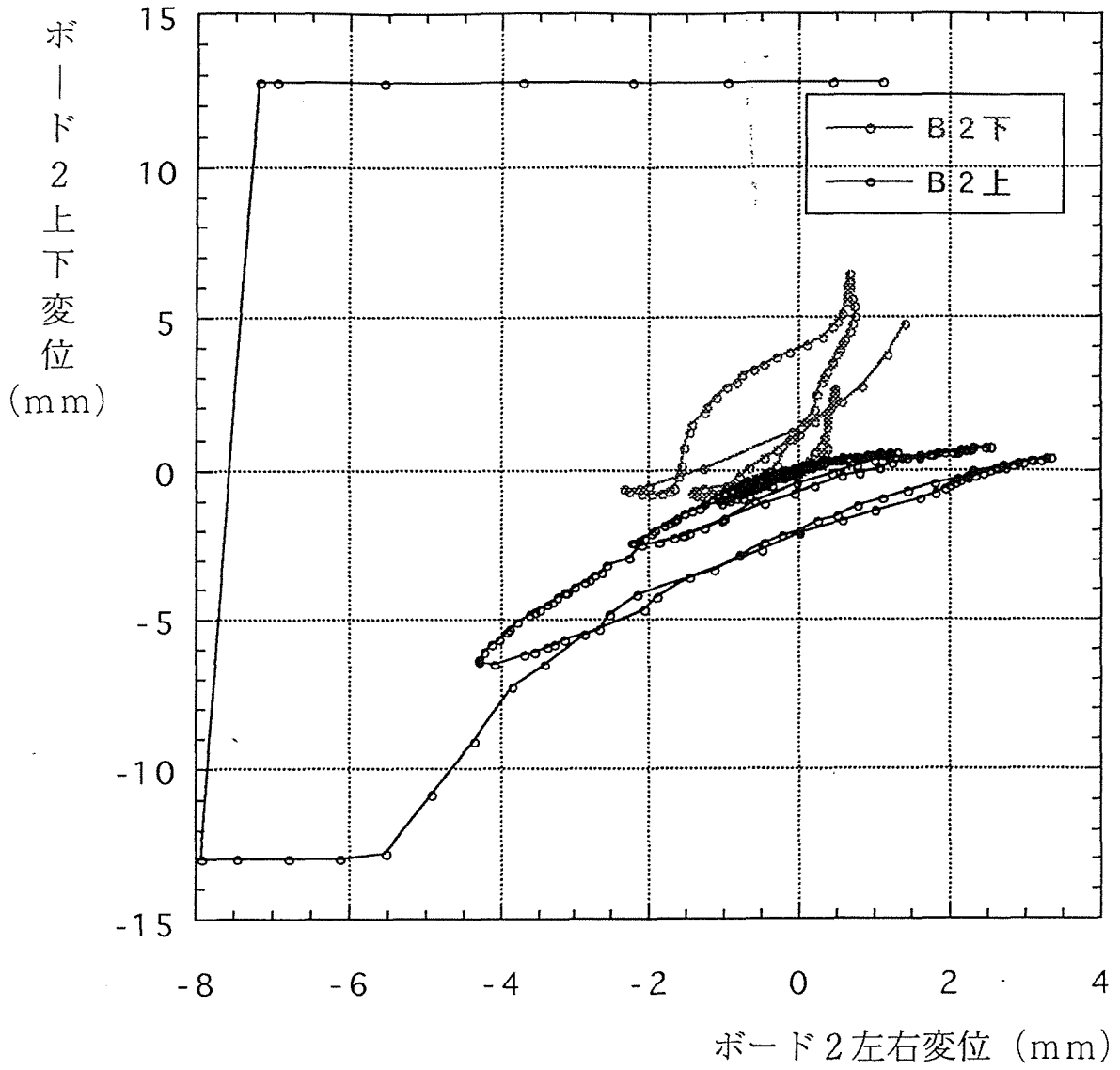
実験NO10



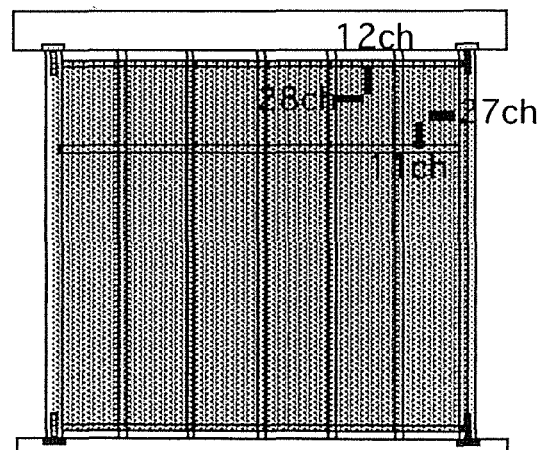
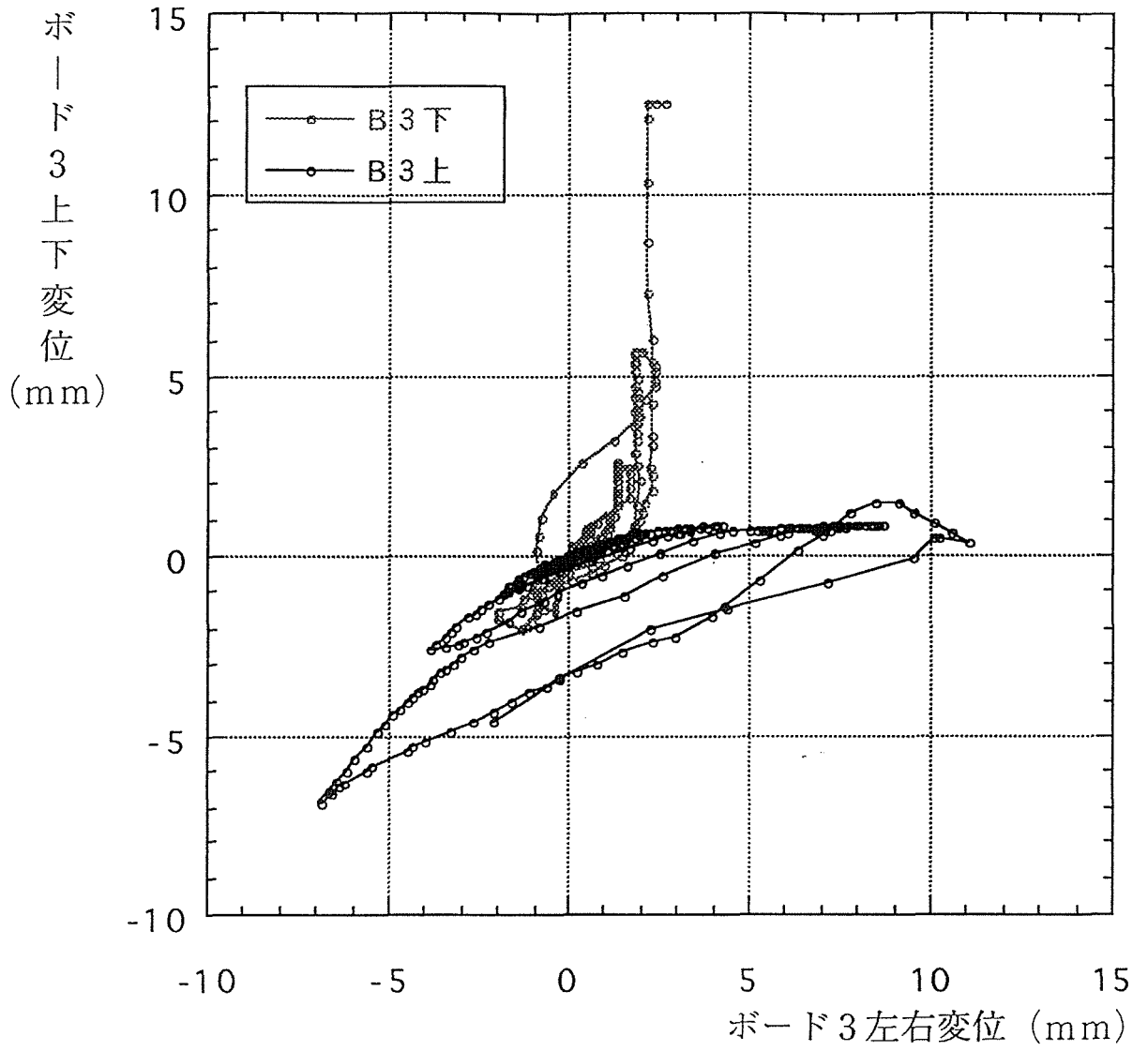
実験NO10



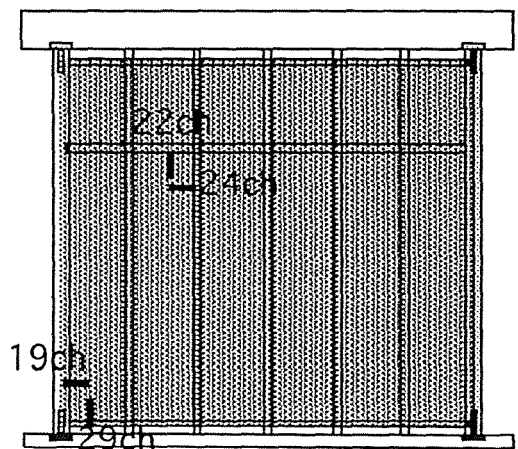
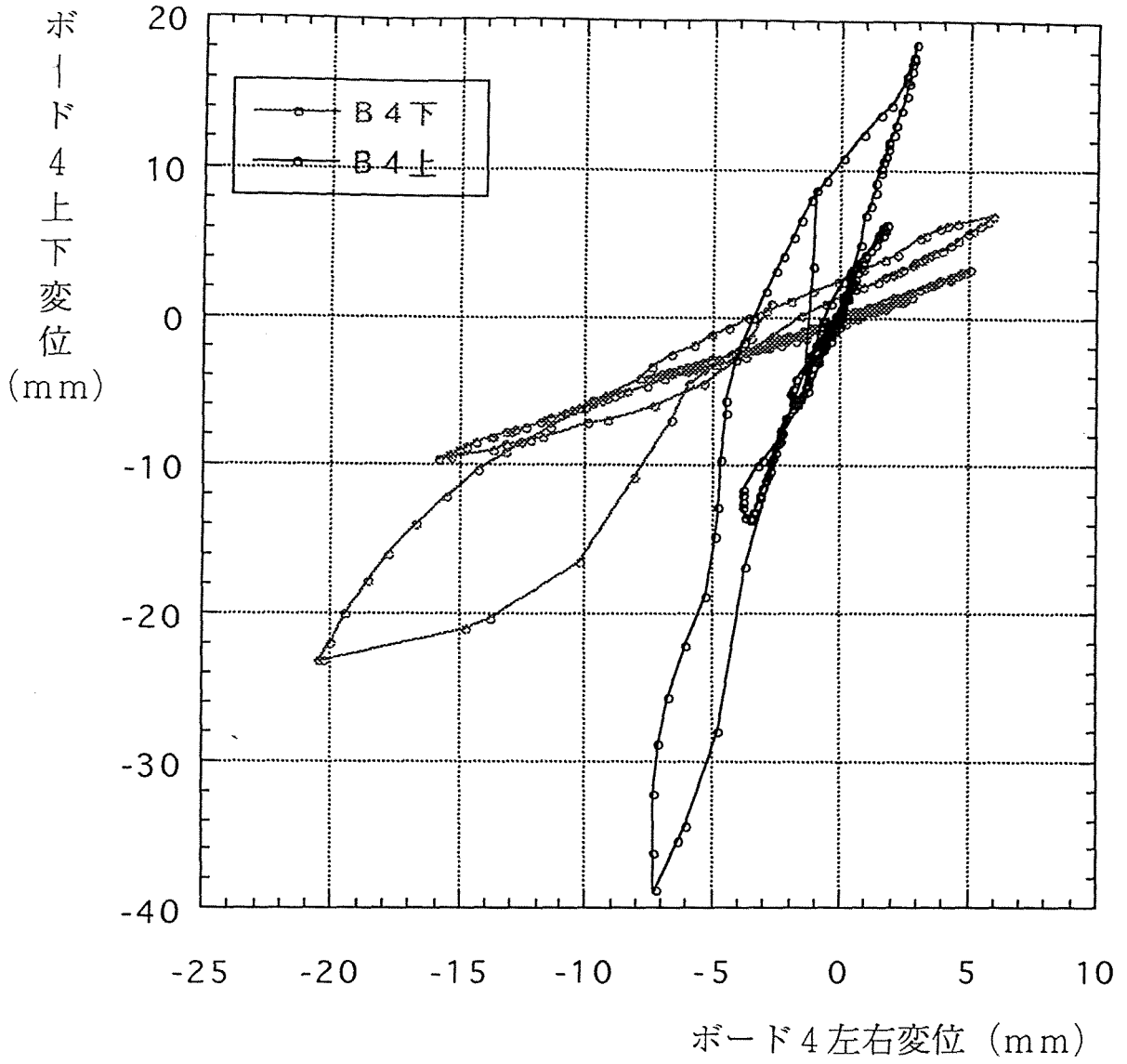
実験NO10



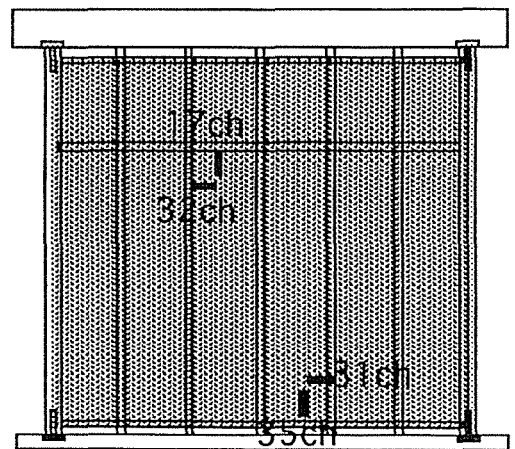
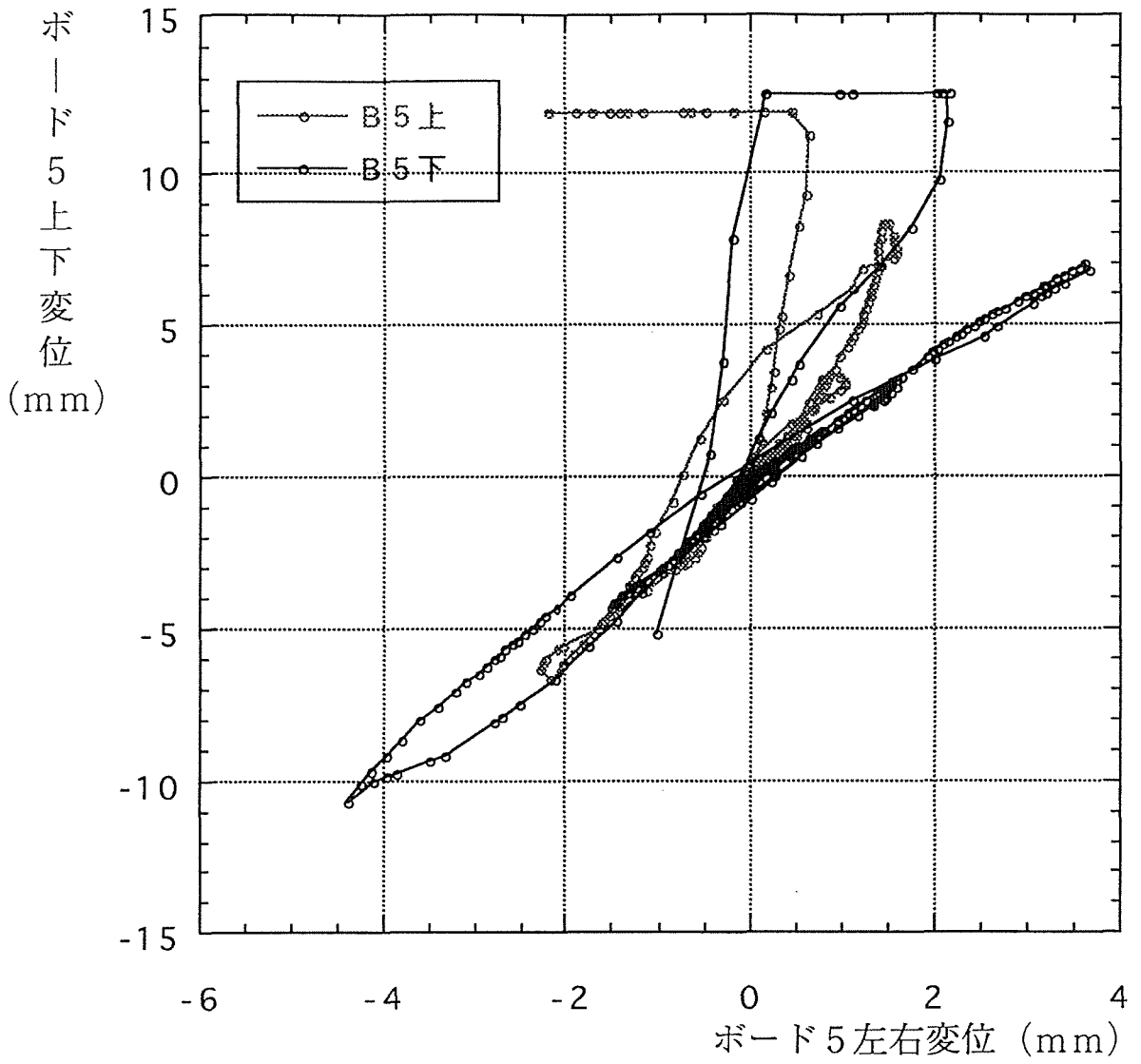
実験NO10



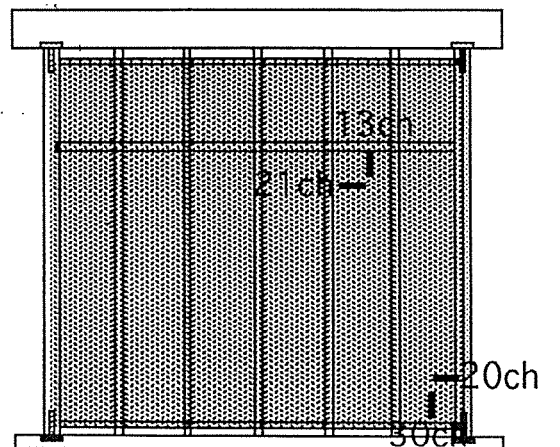
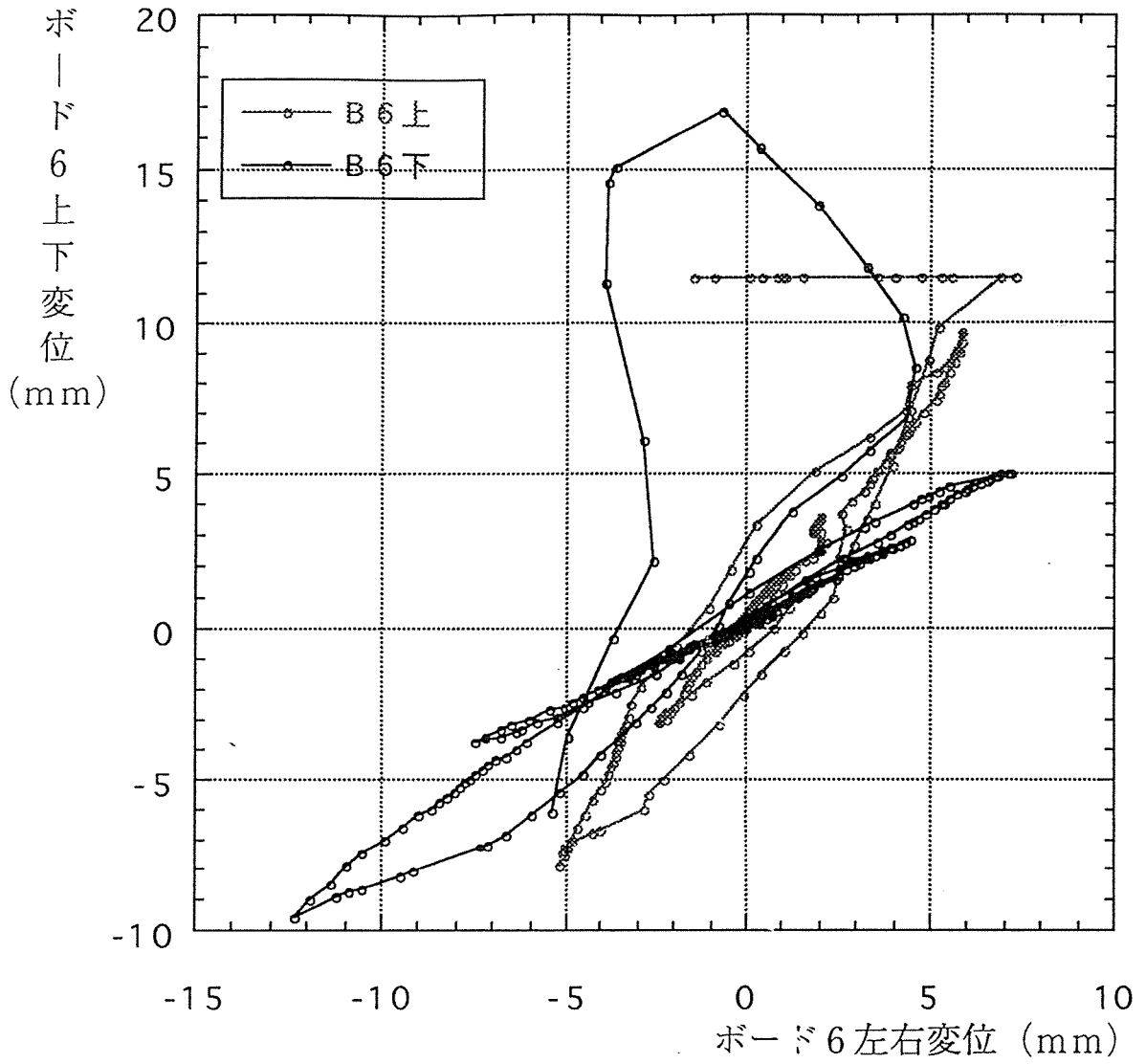
実験NO10



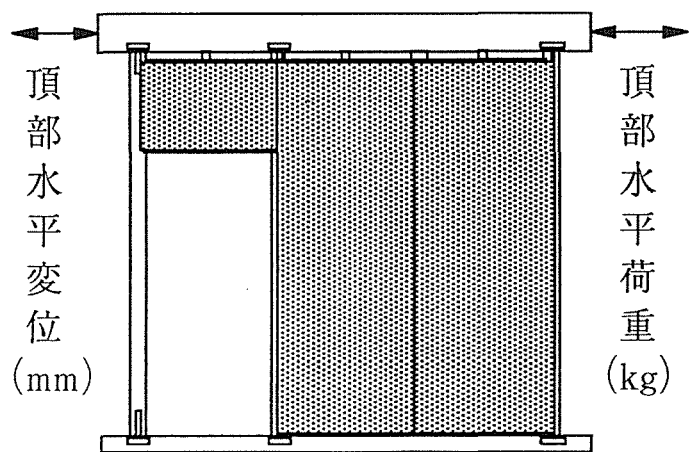
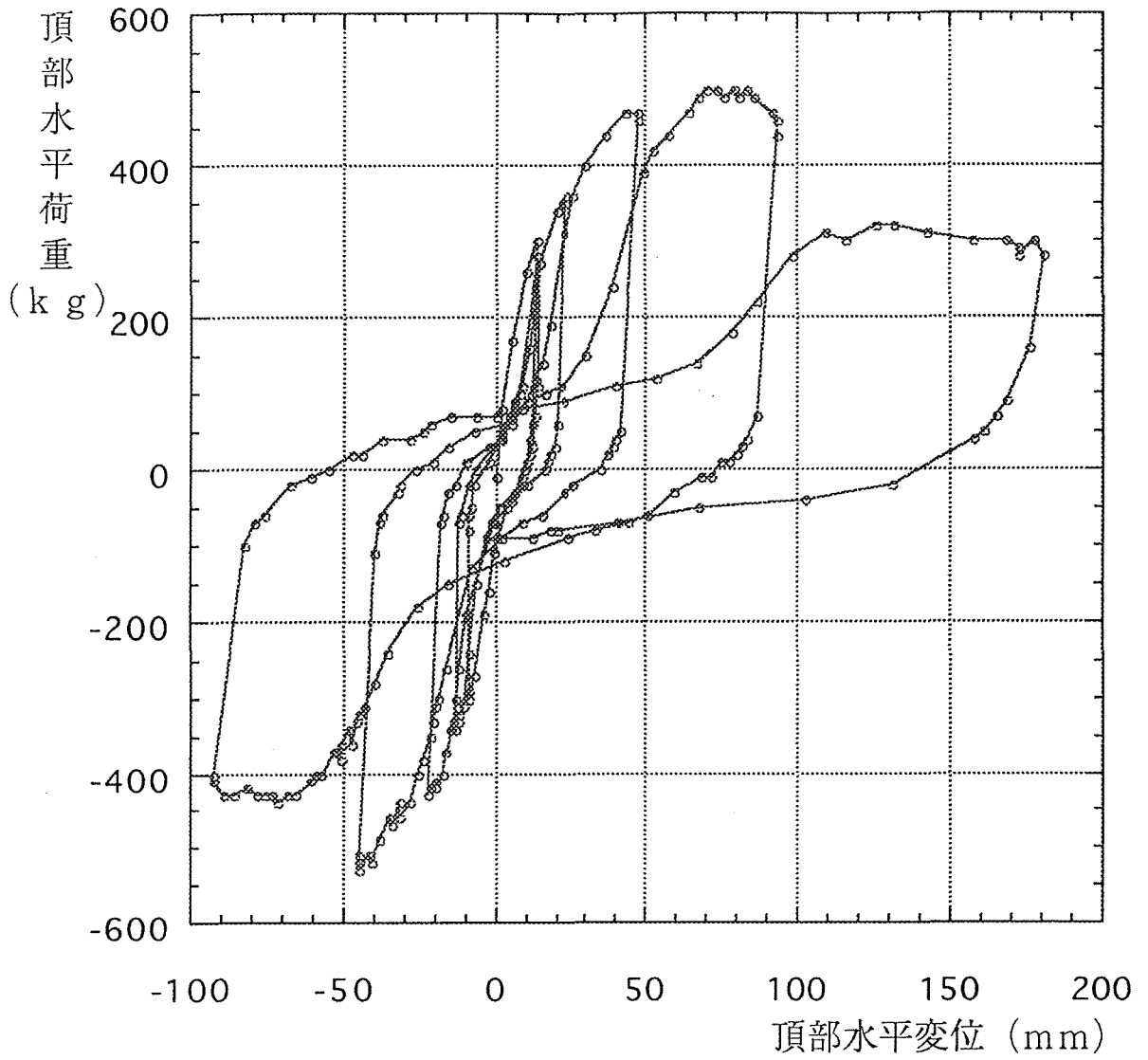
実験NO10



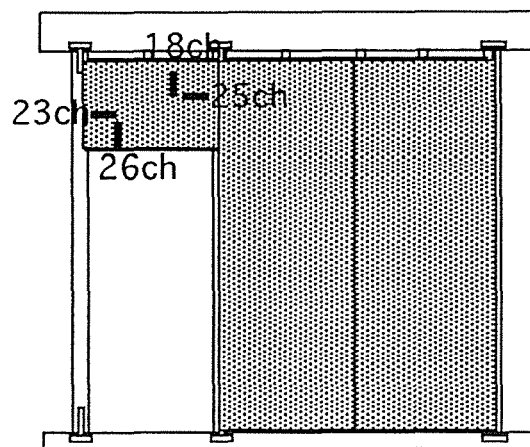
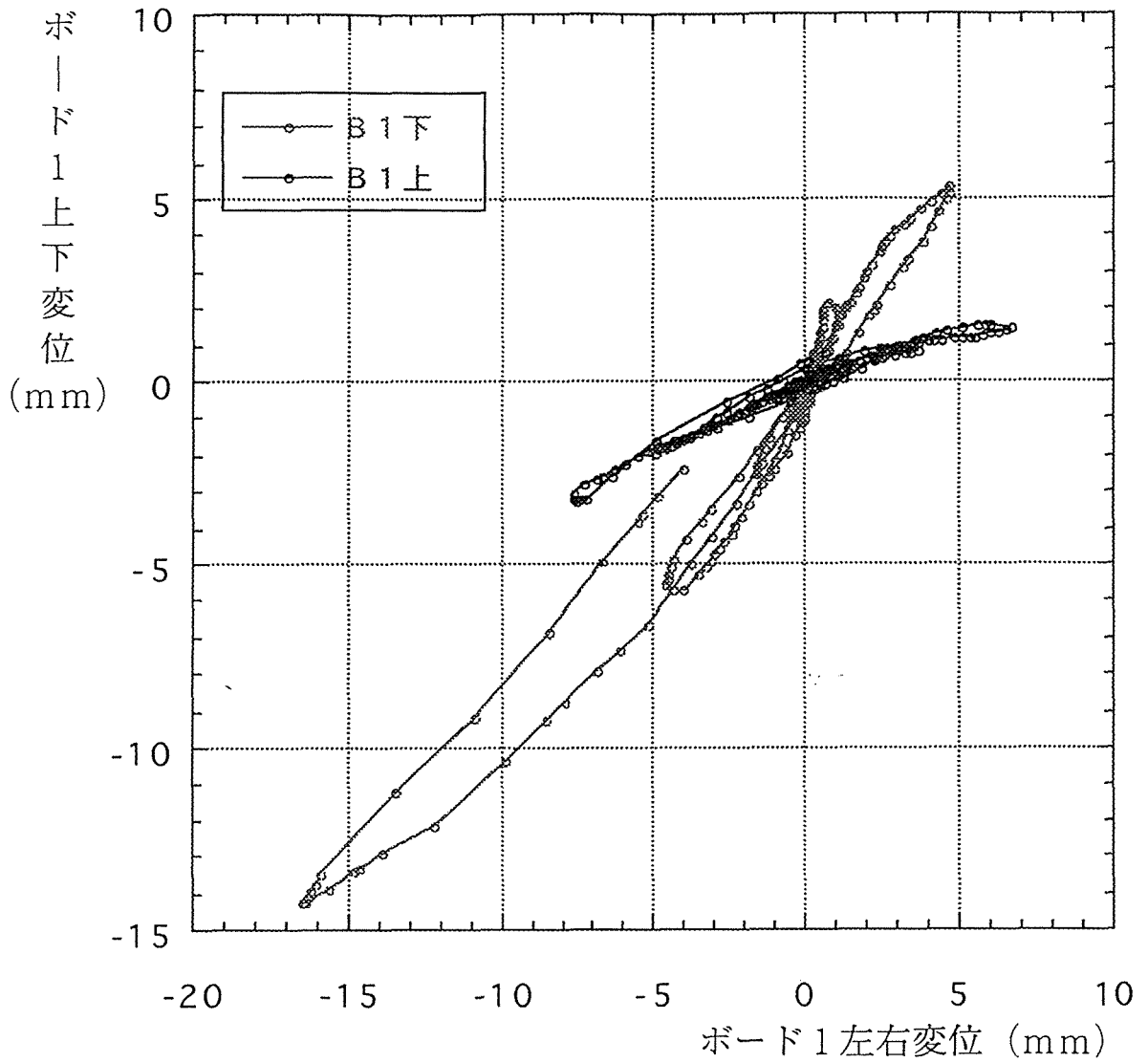
実験NO10



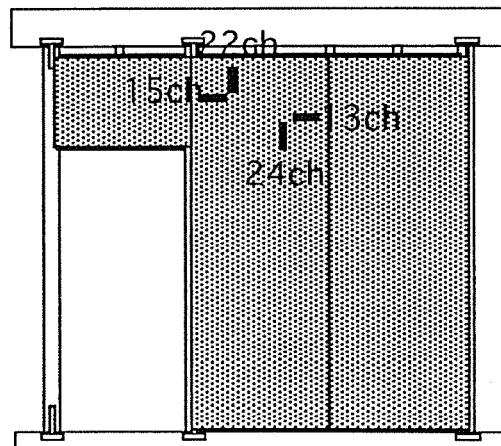
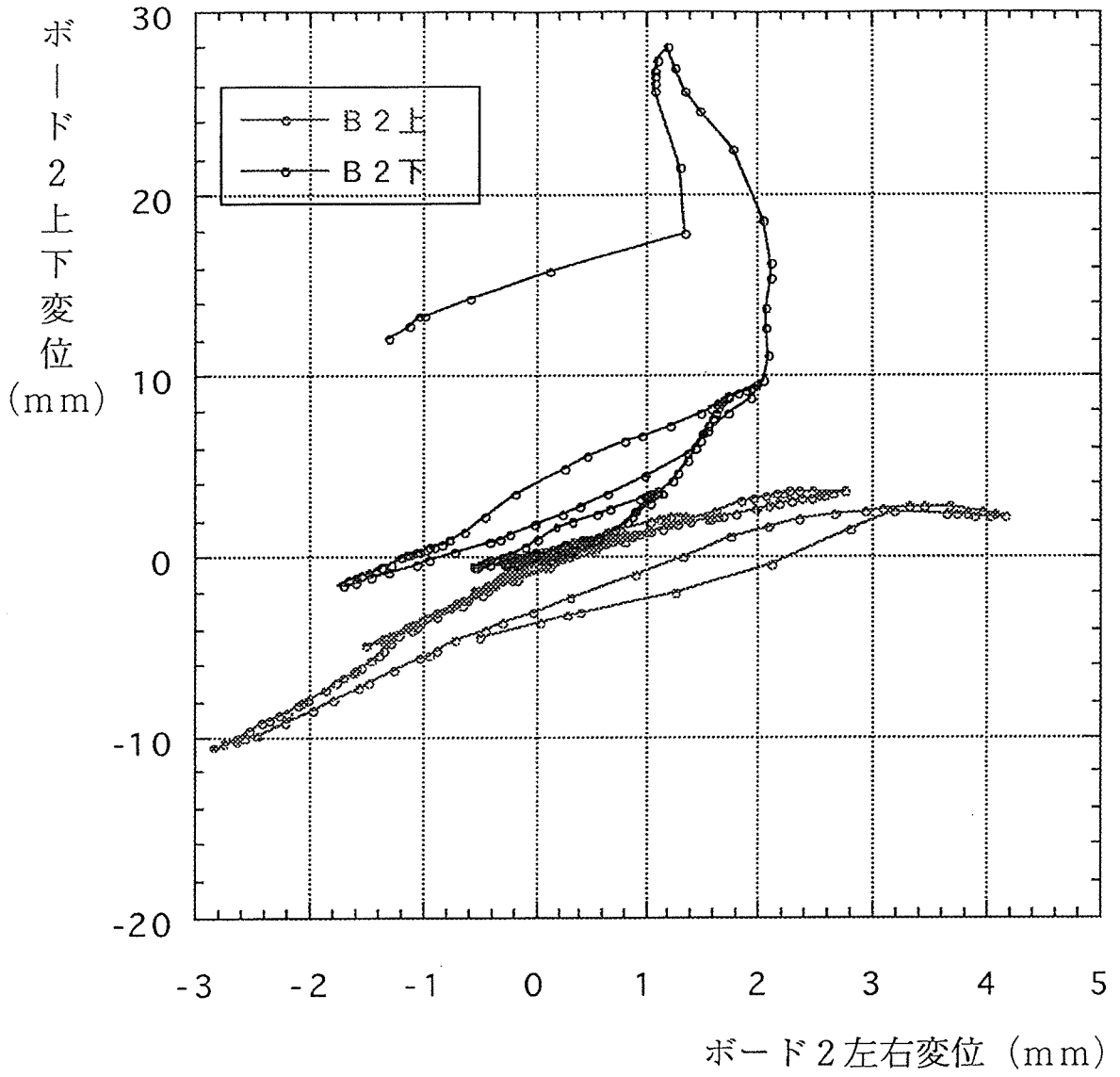
実験NO11



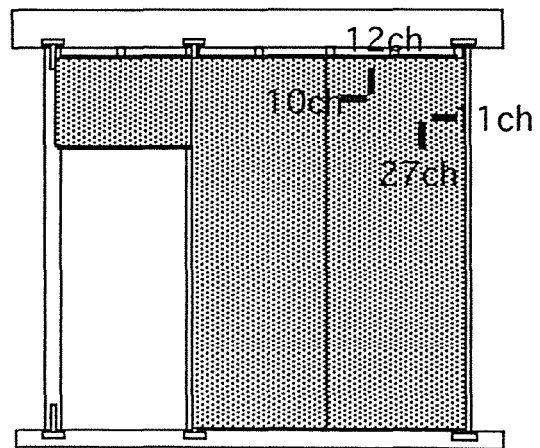
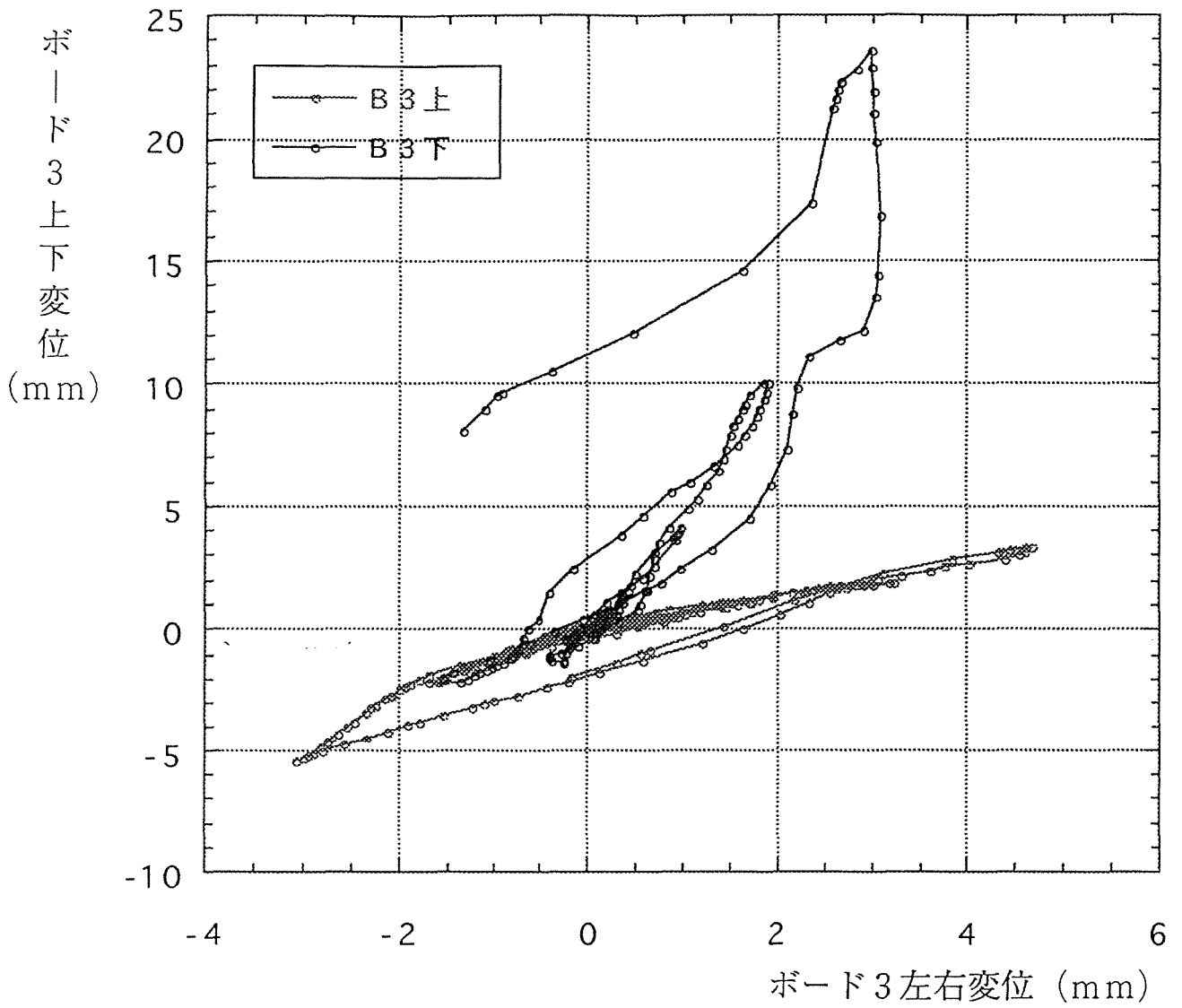
実験NO11



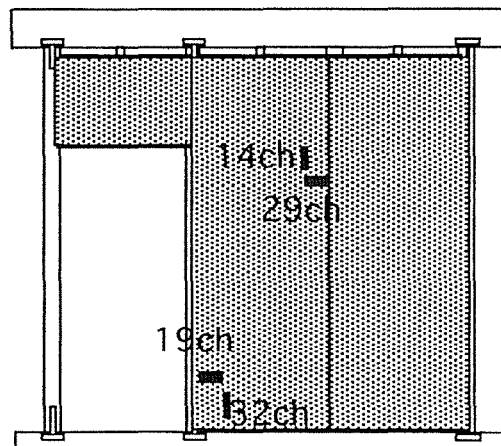
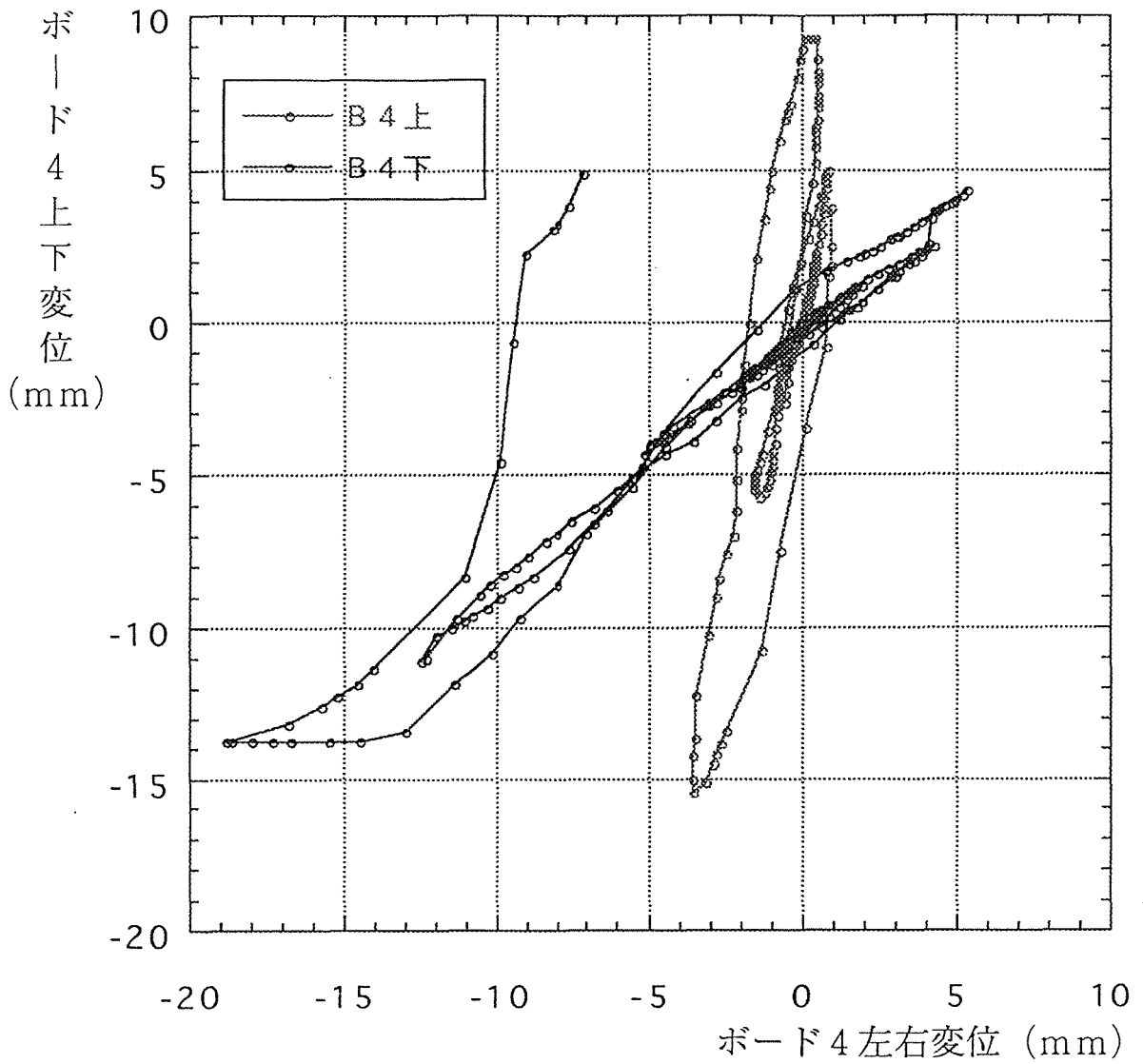
実験NO11



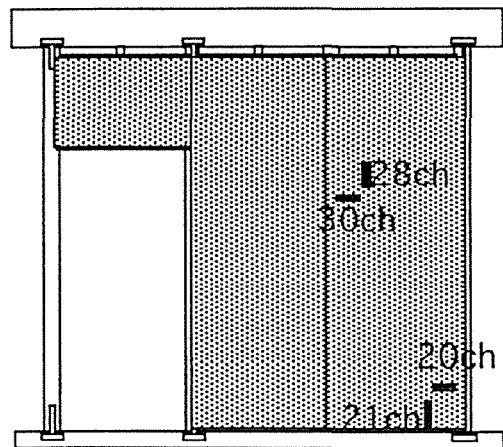
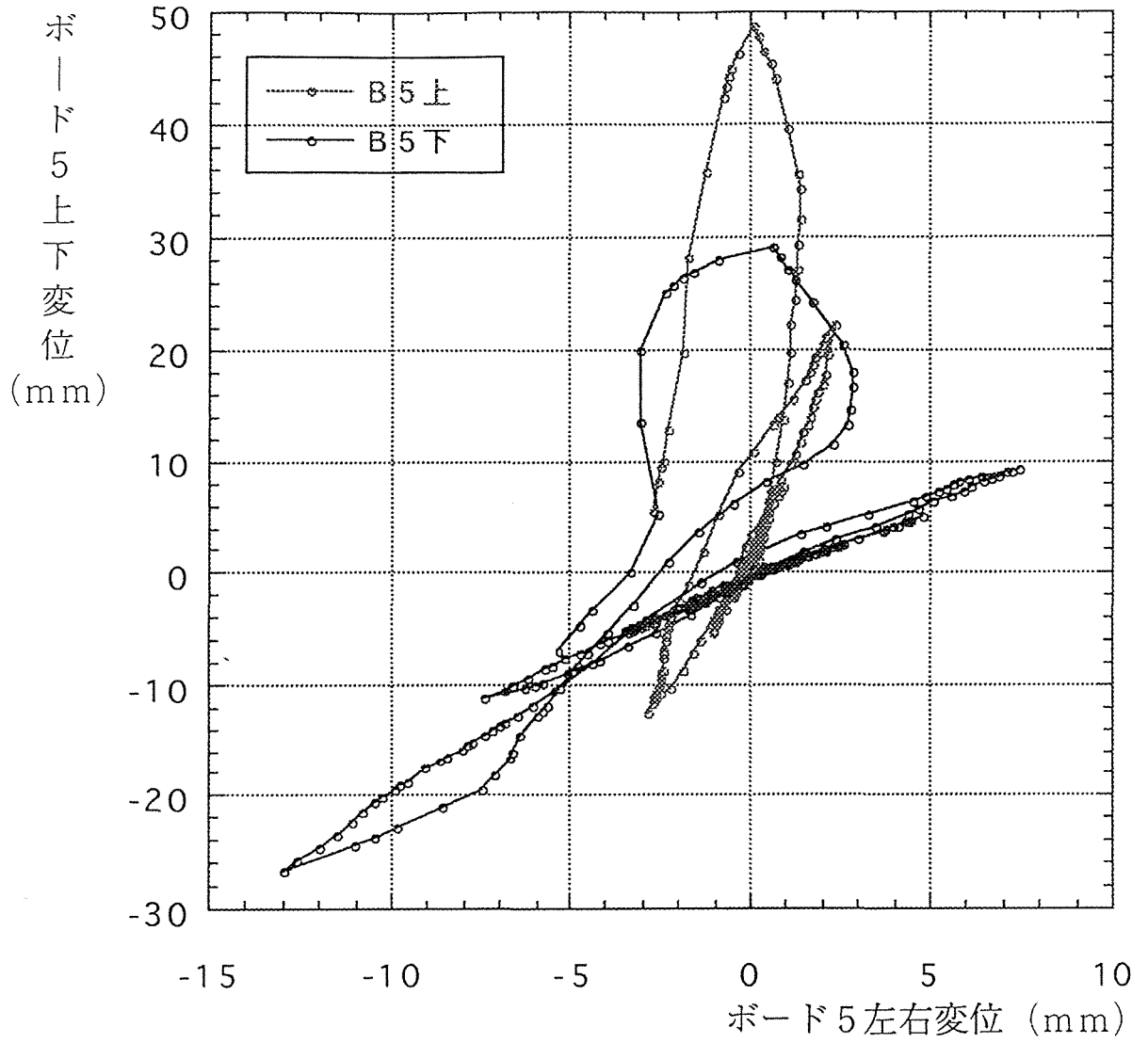
実験NO11



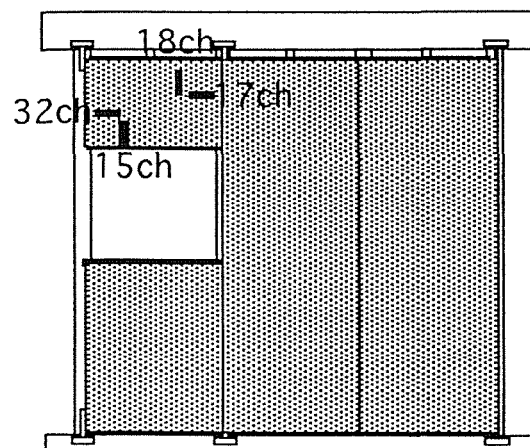
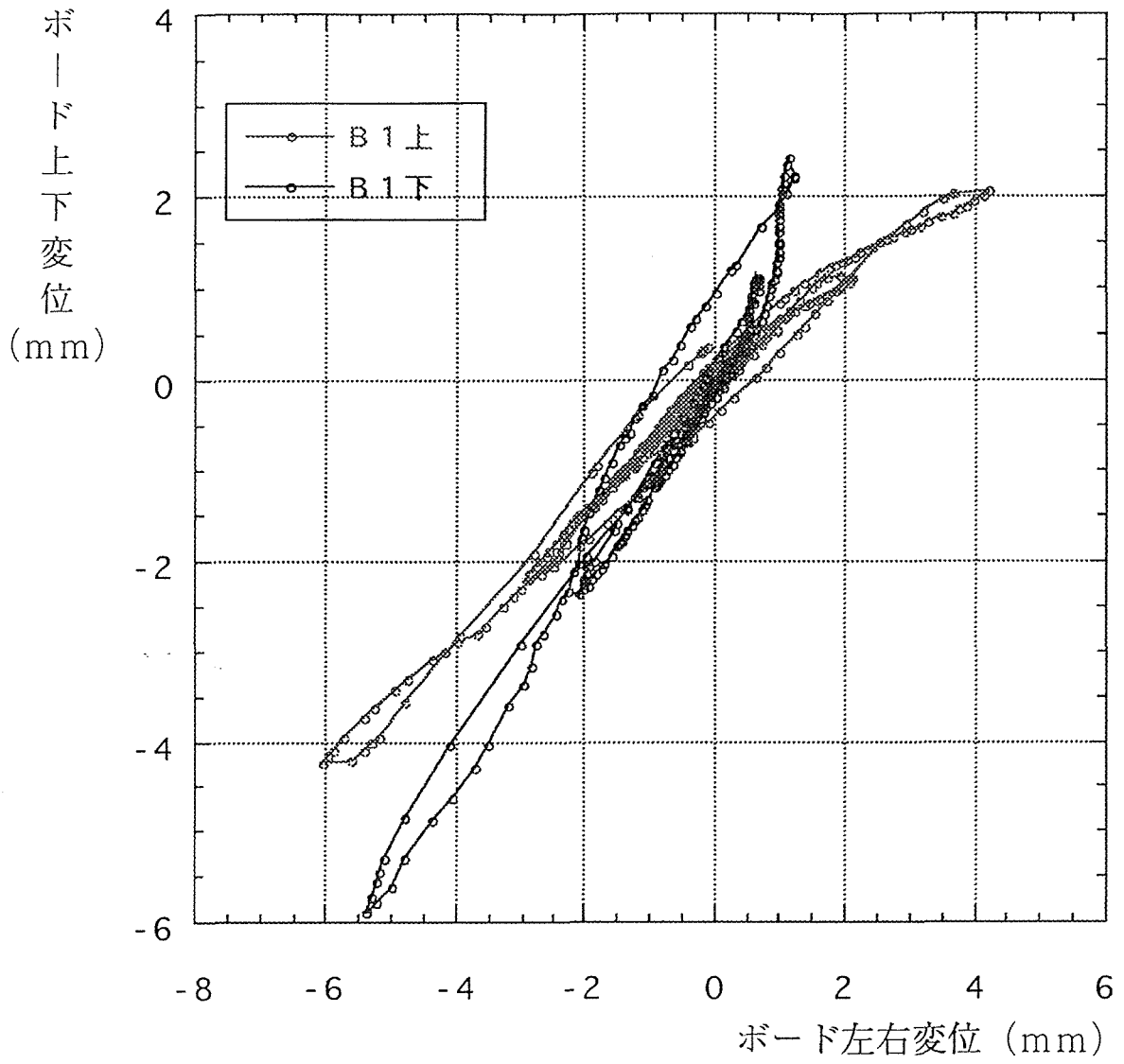
実験NO11



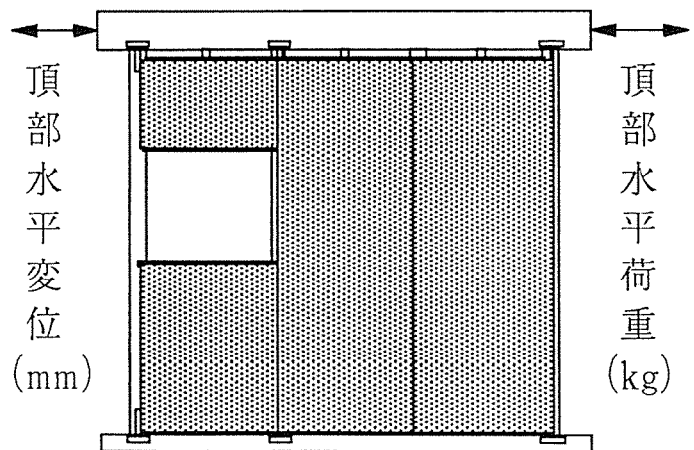
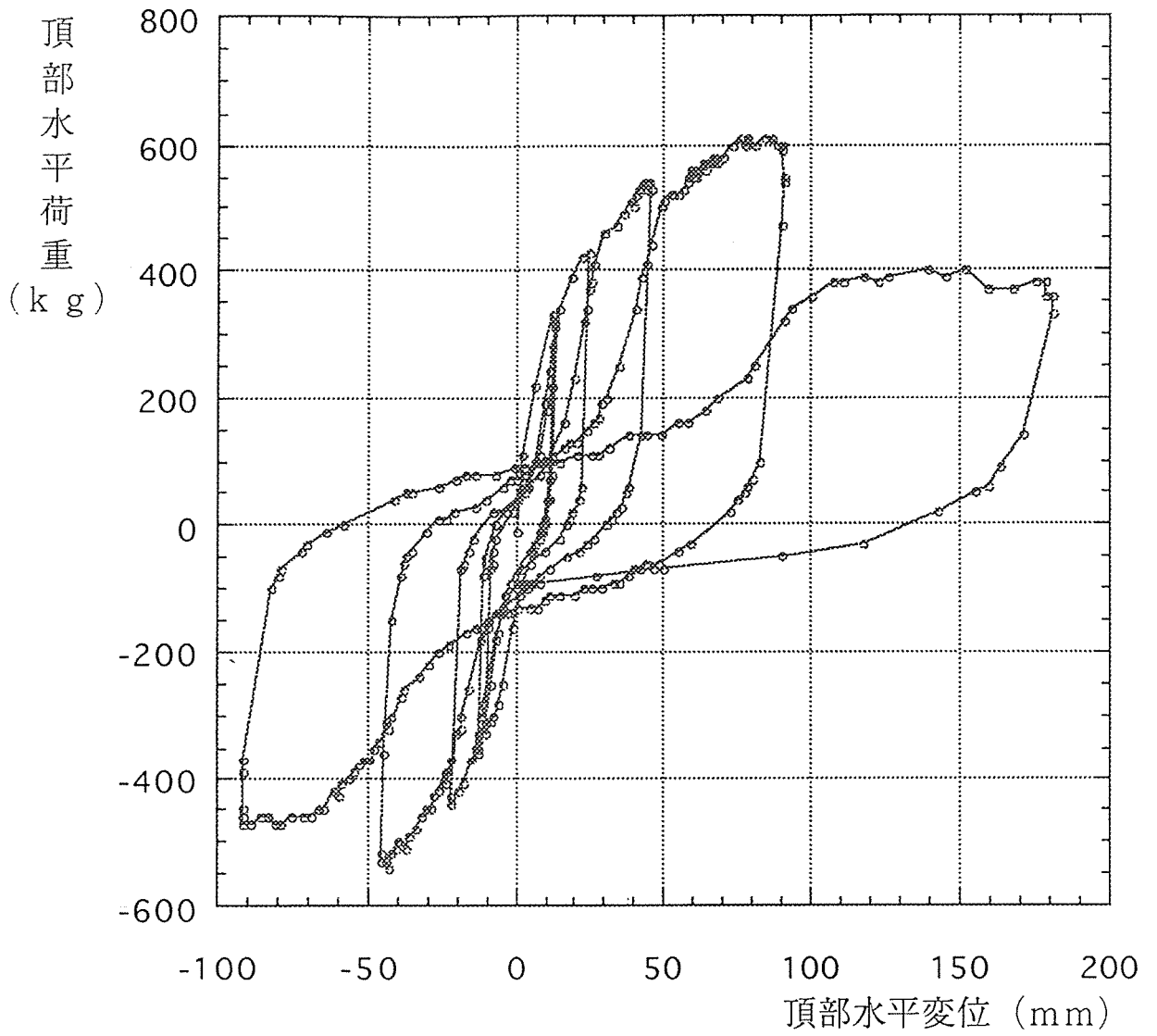
実験NO11



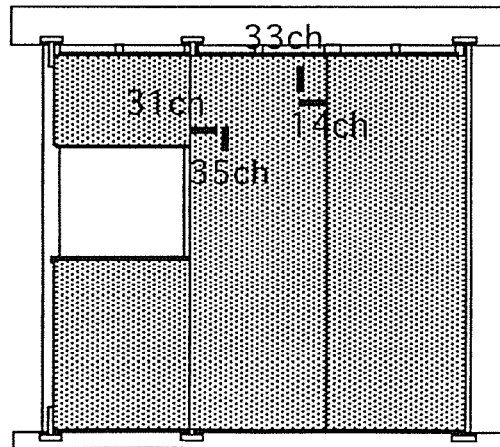
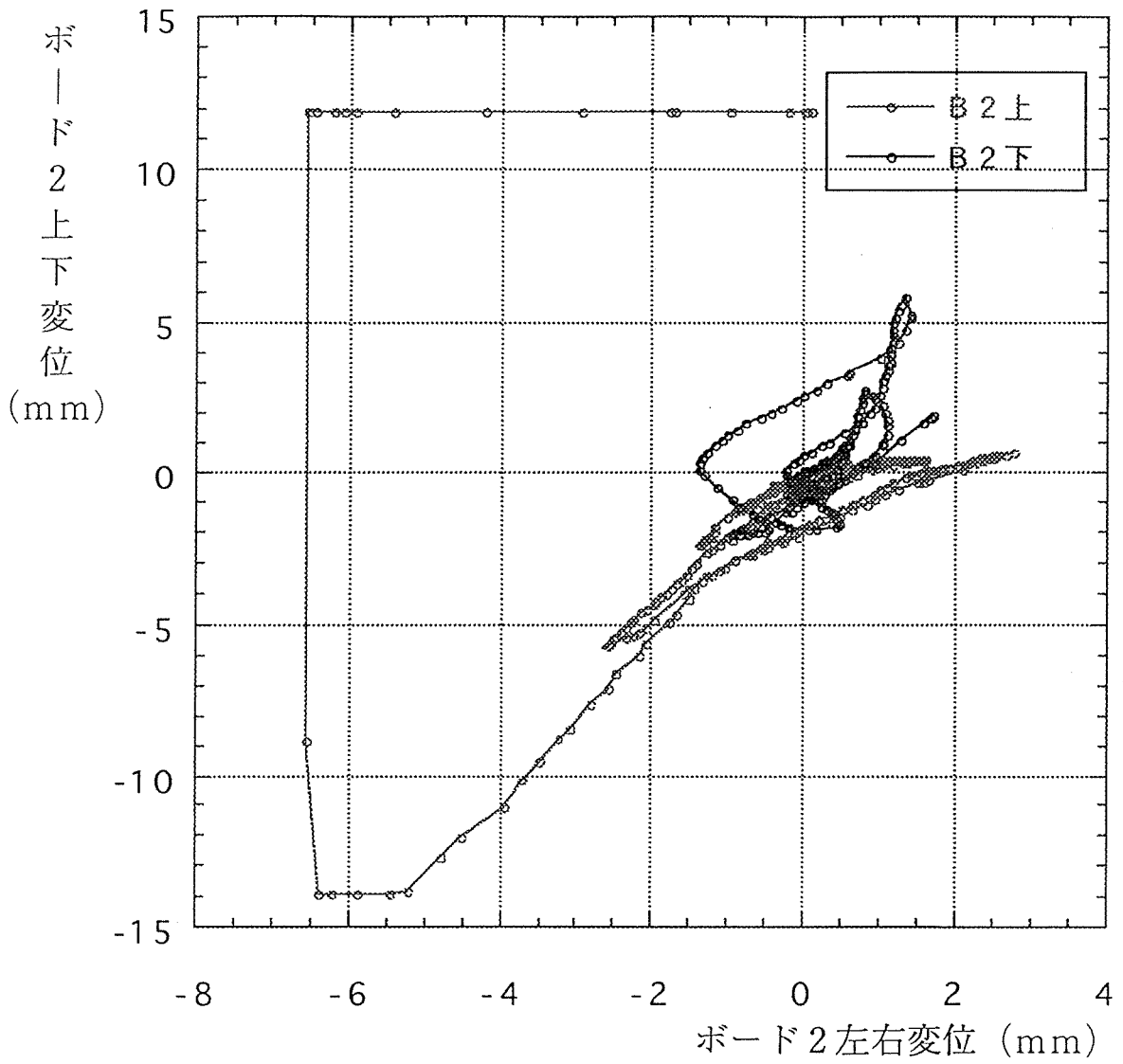
実験NO12



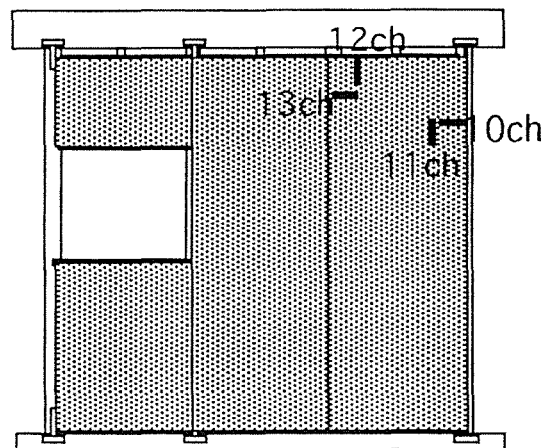
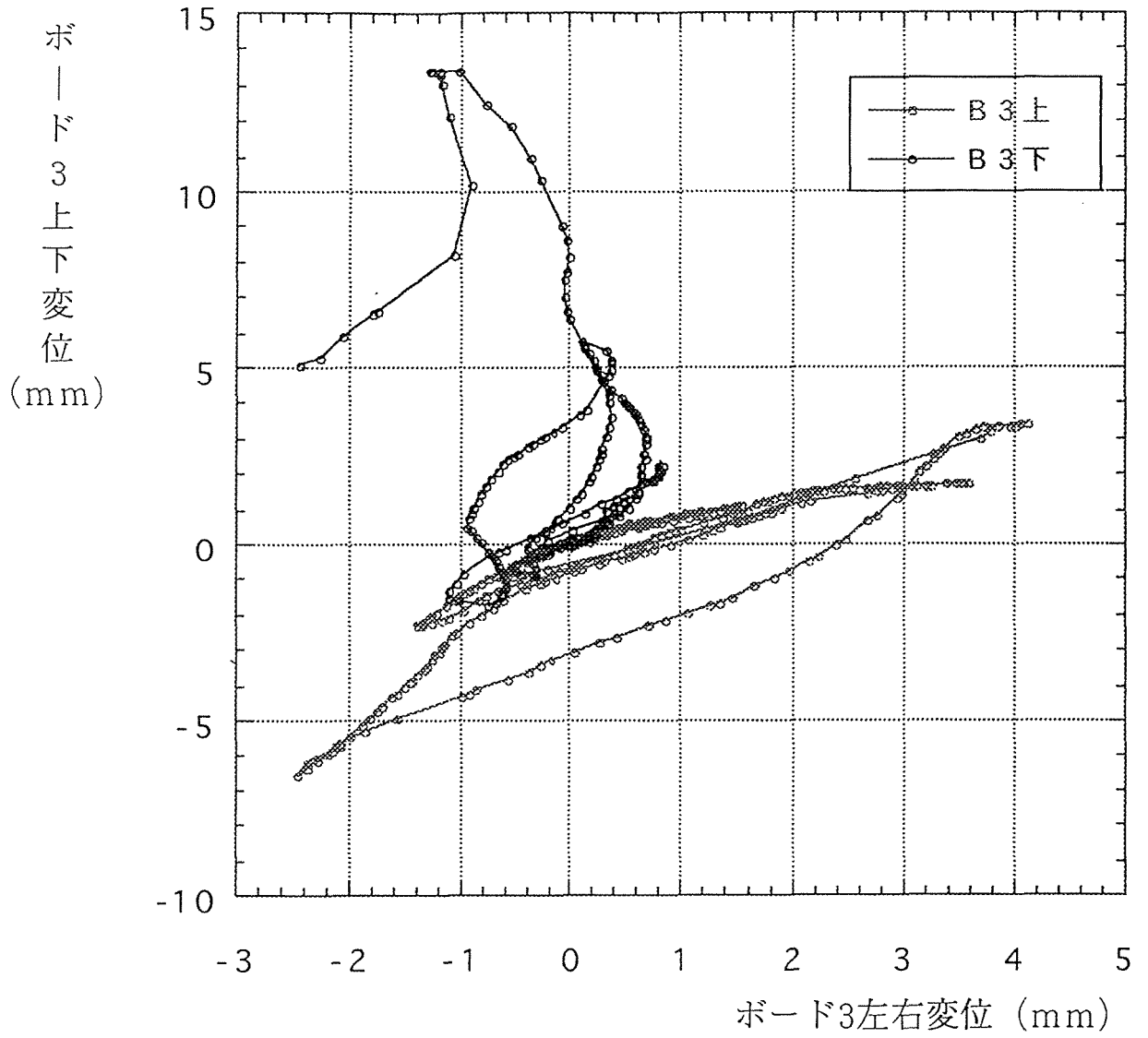
実験NO12



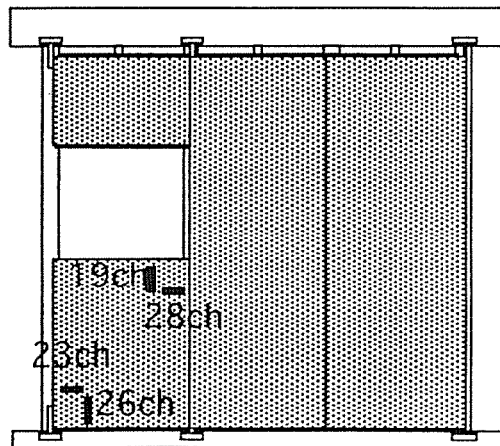
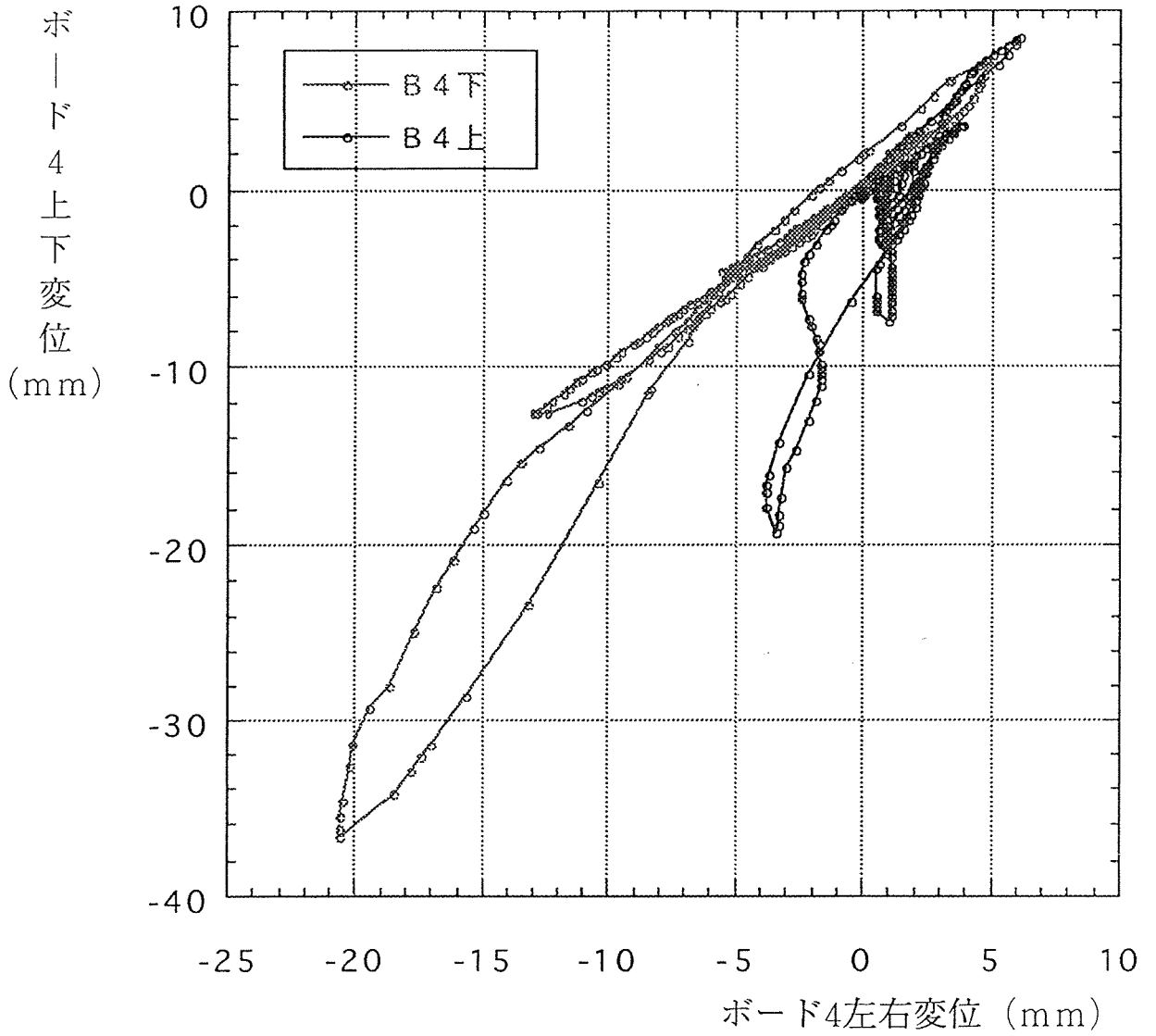
実験NO12



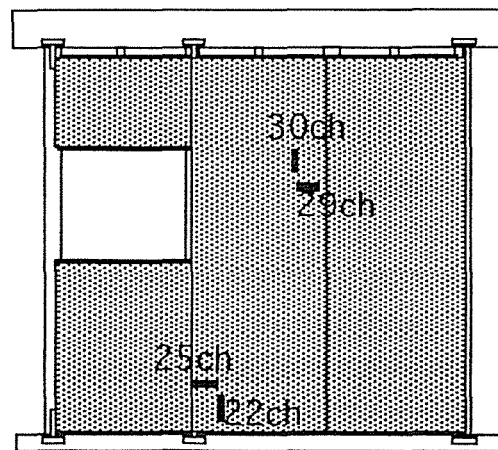
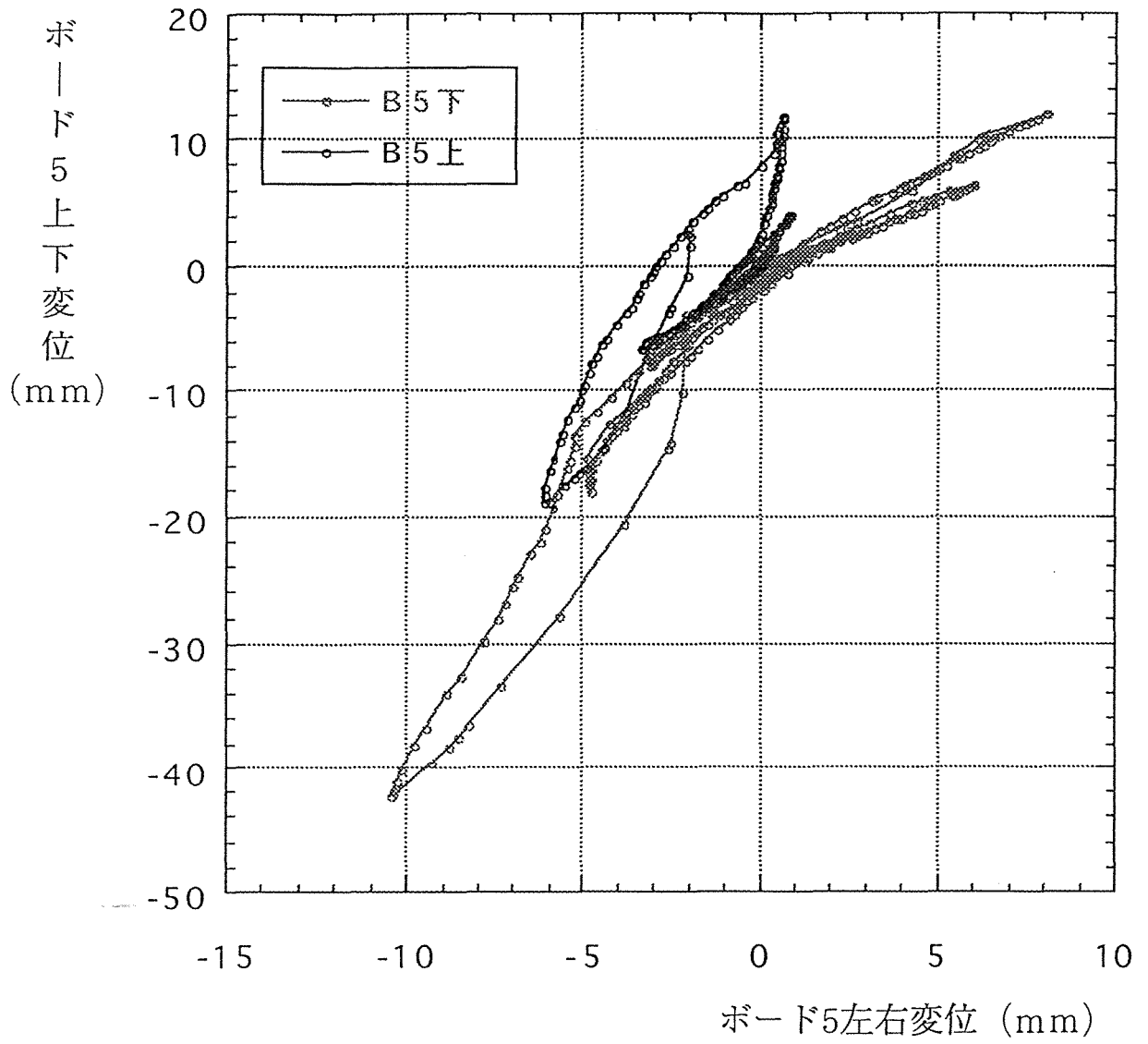
実験12



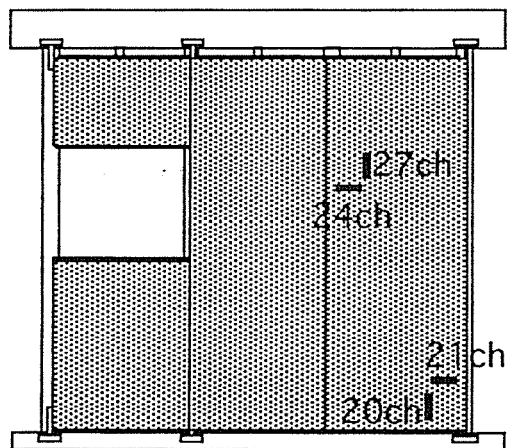
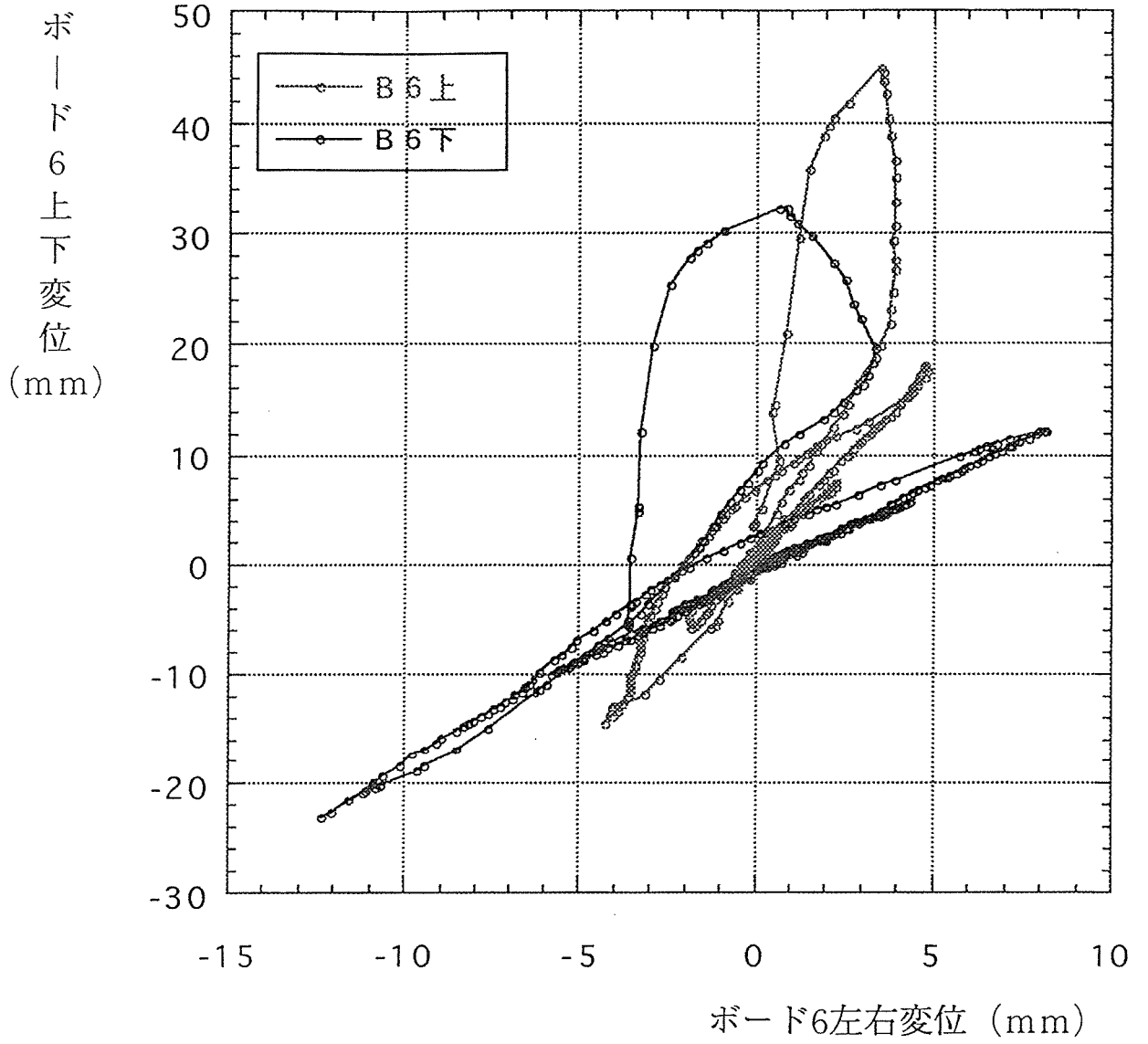
実験12



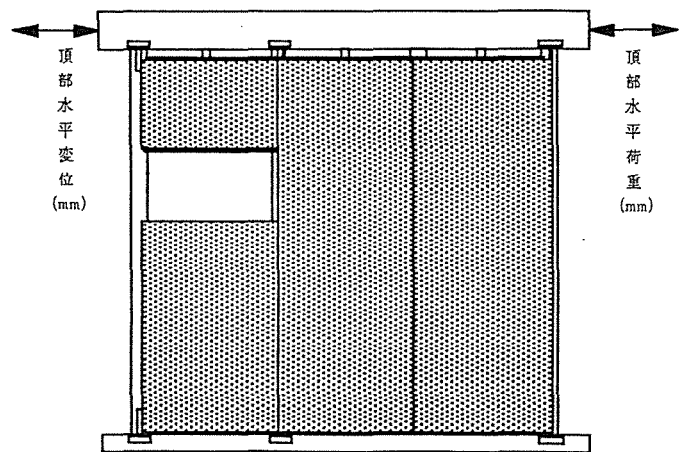
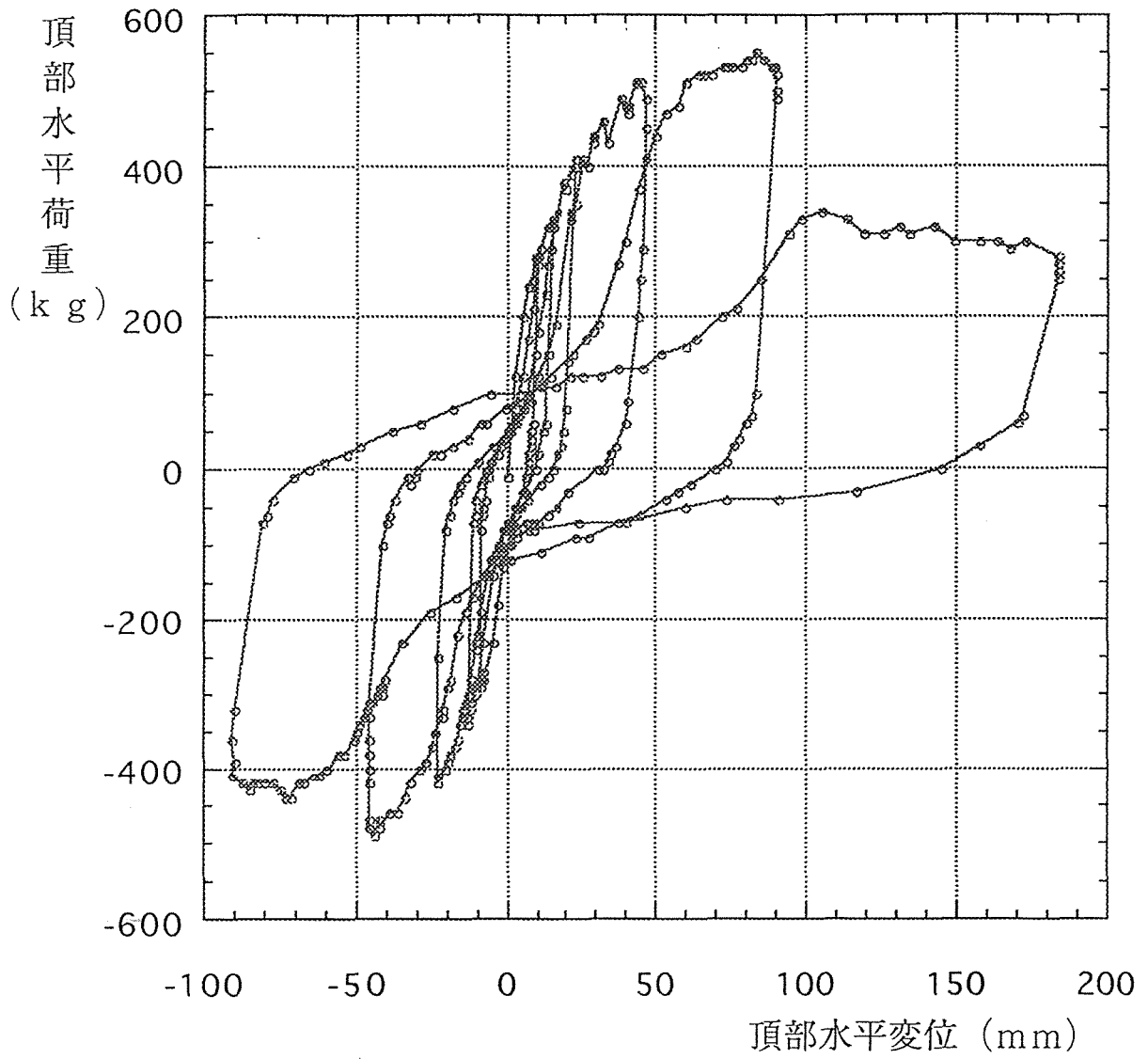
実験NO12



実験NO12

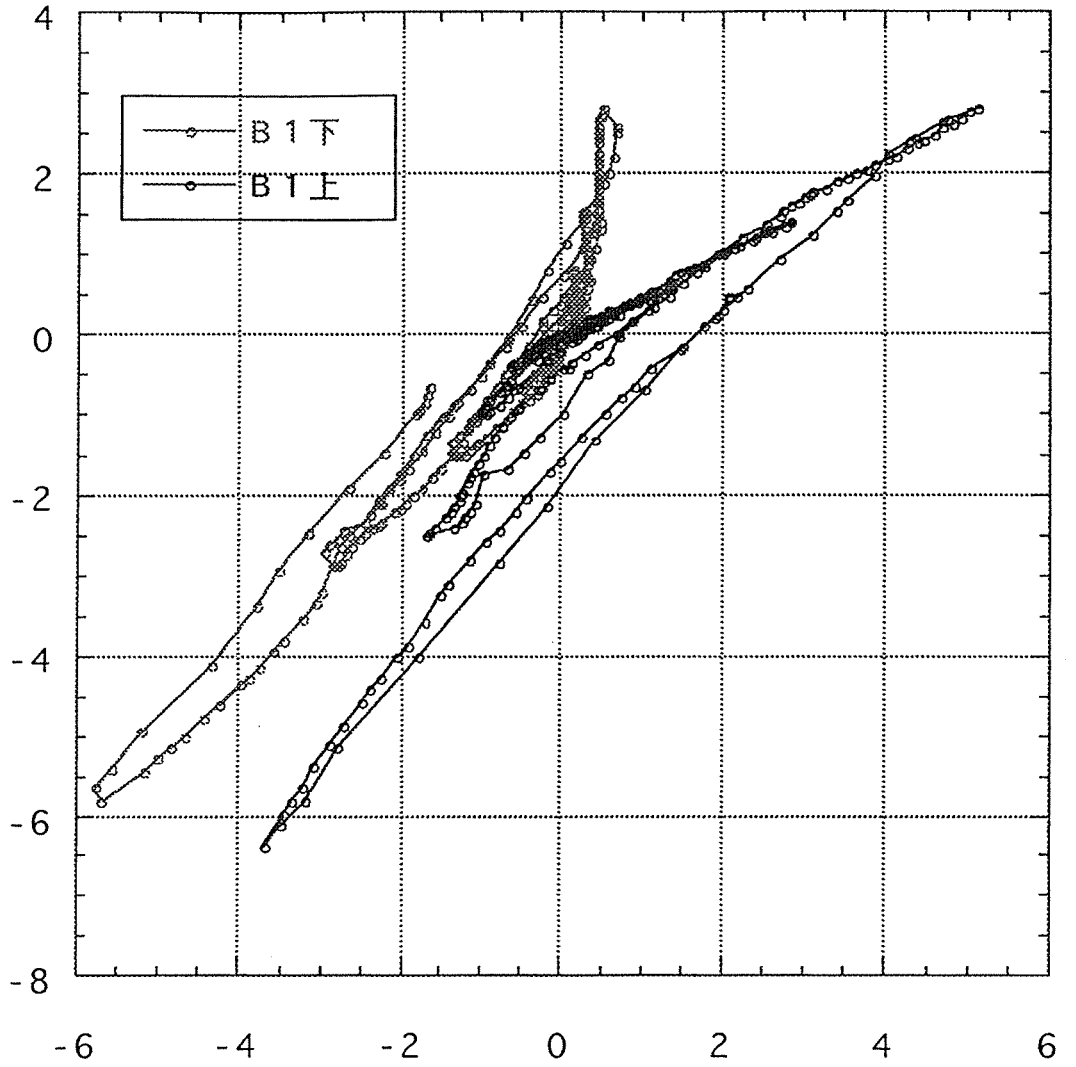


実験NO13

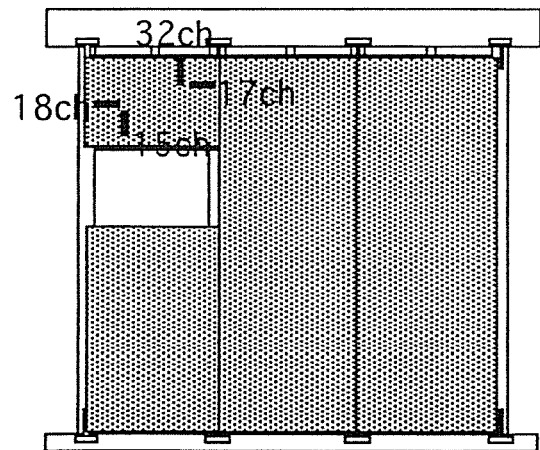


実験NO13

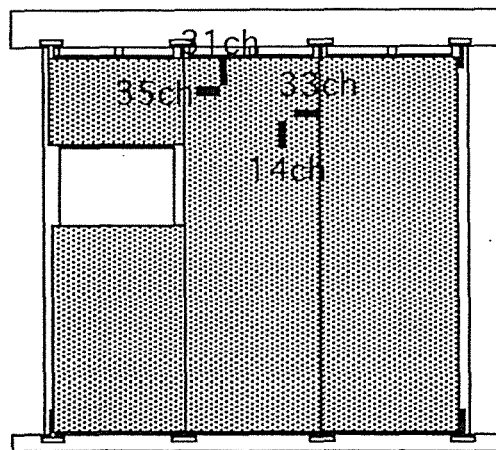
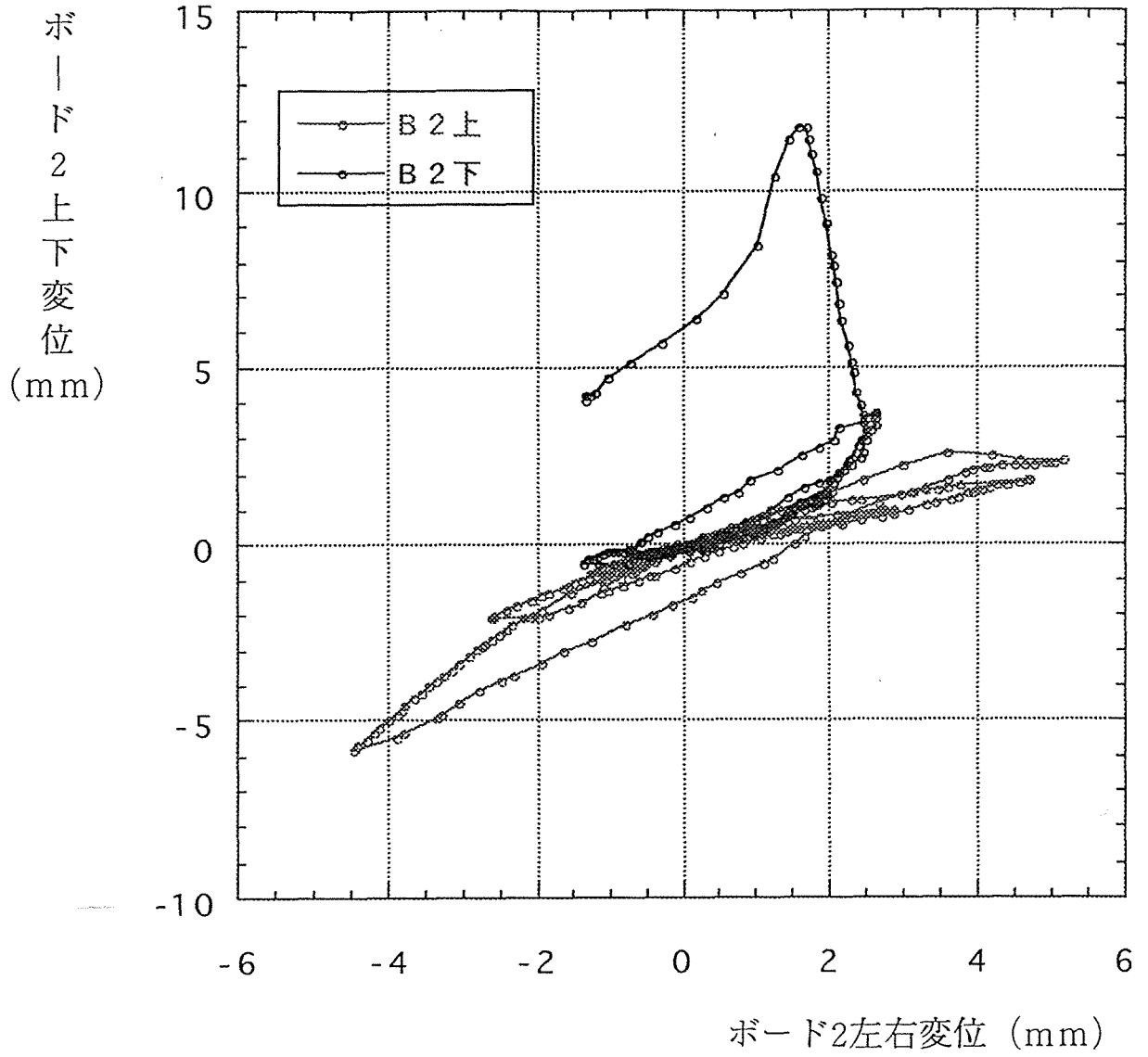
ボード1上下変位
(mm)



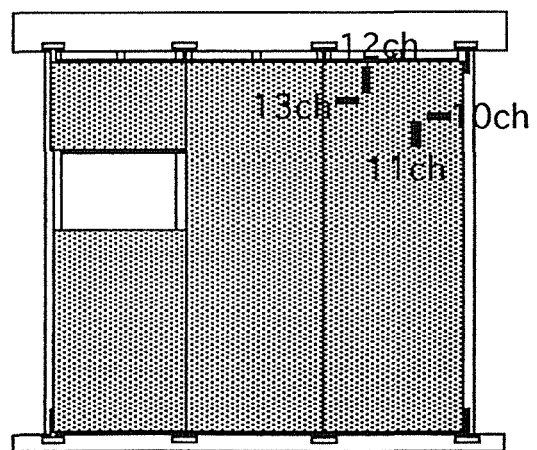
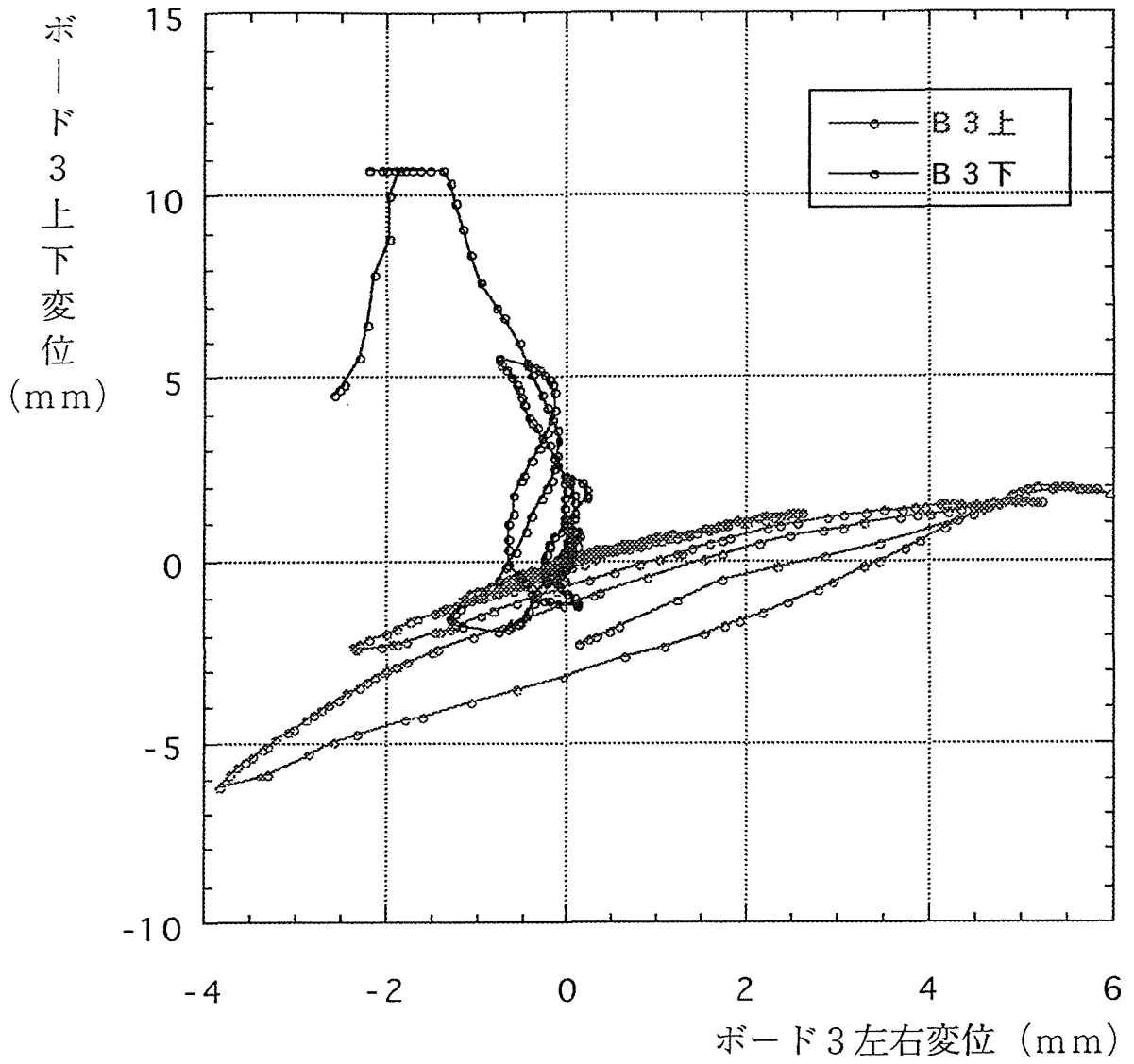
ボード1左右変位 (mm)



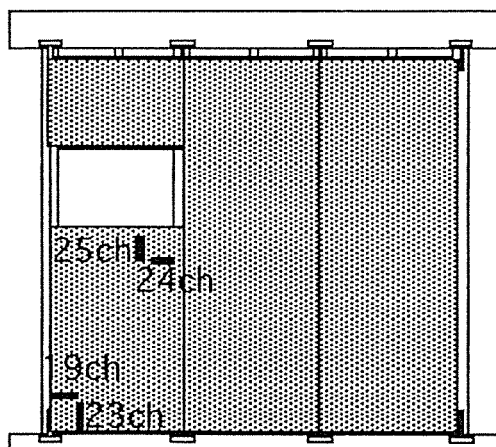
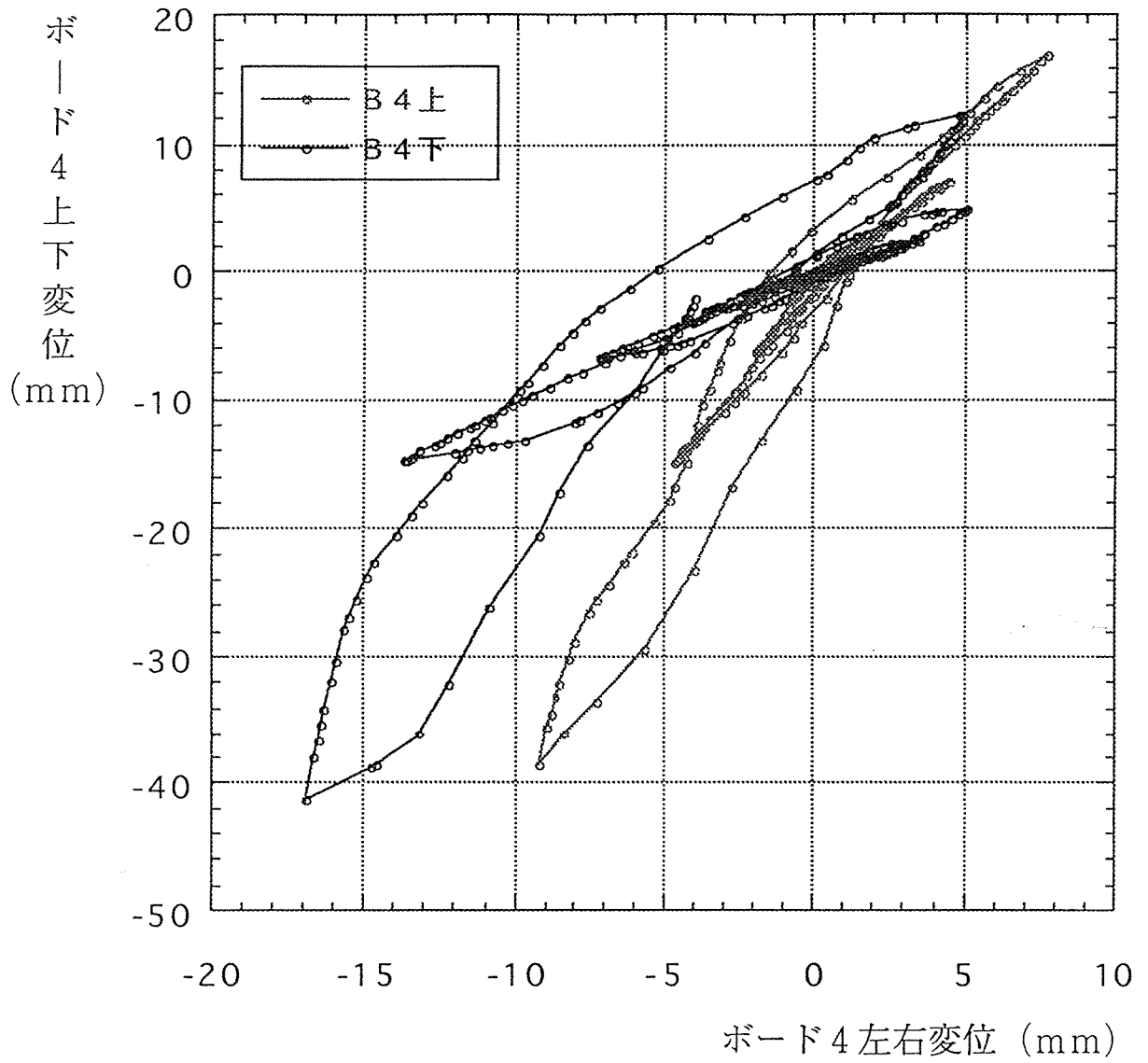
実験NO13



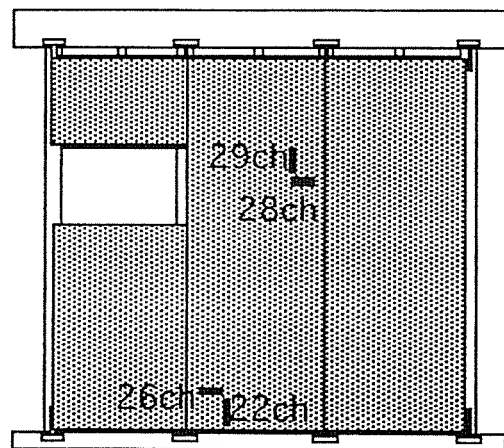
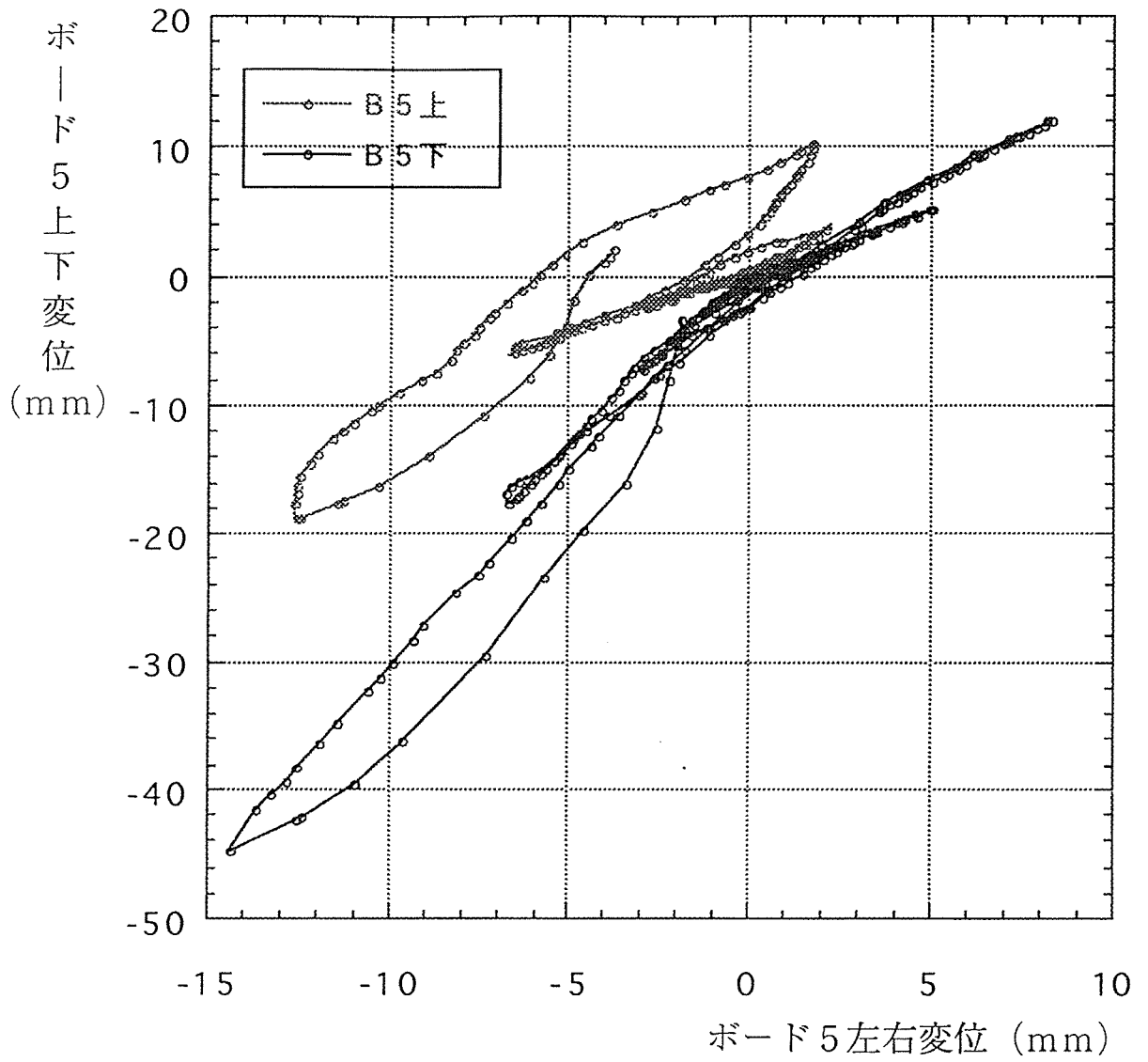
実験NO13



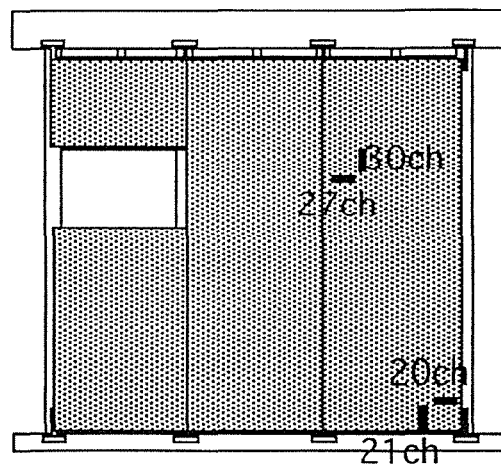
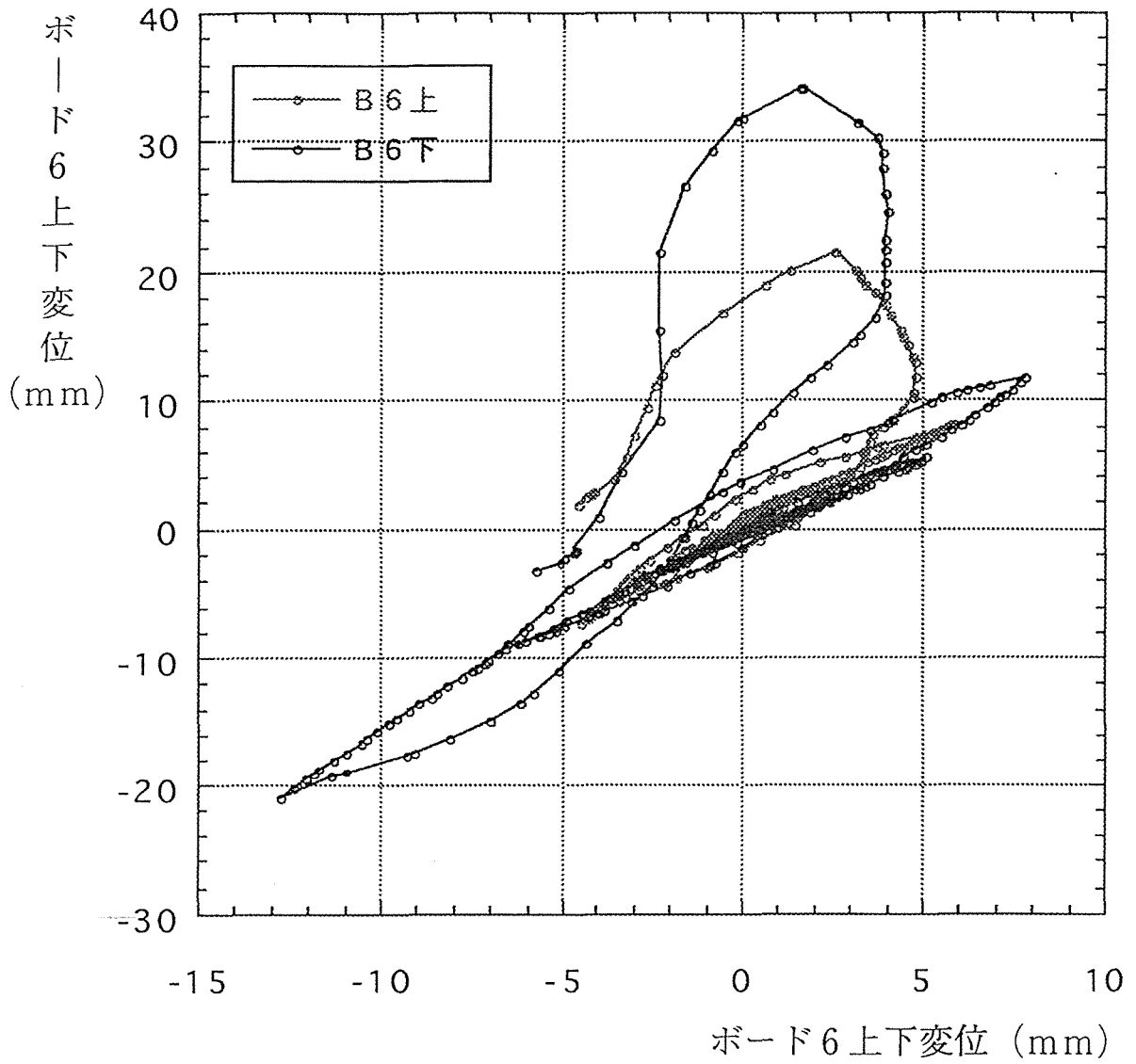
実験NO13



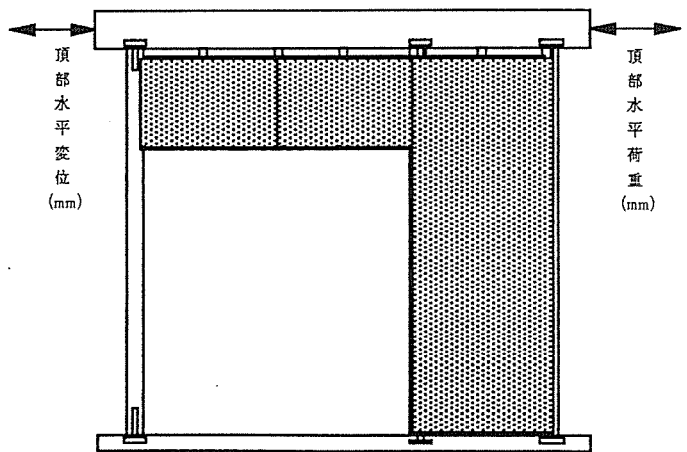
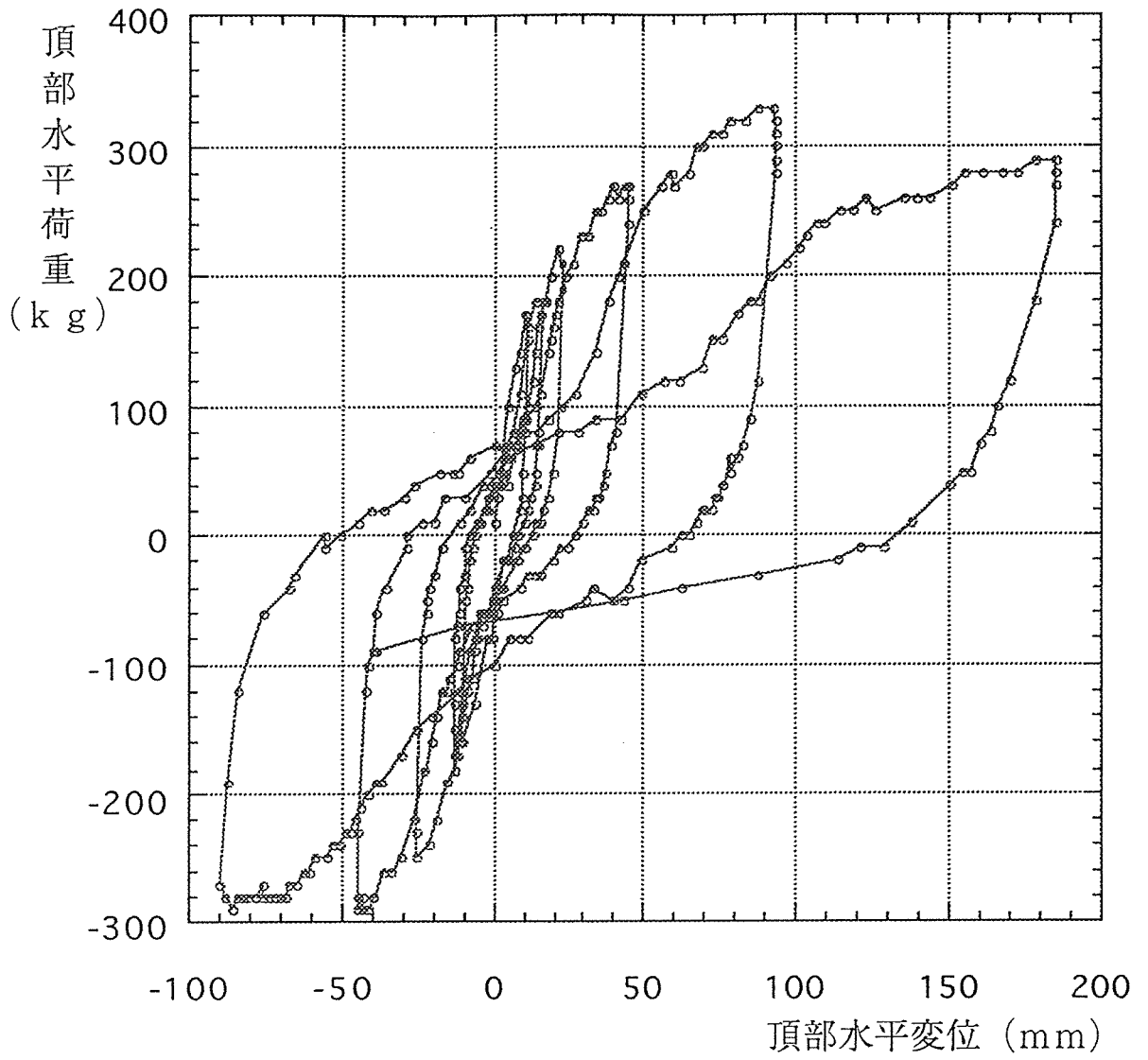
実験NO13



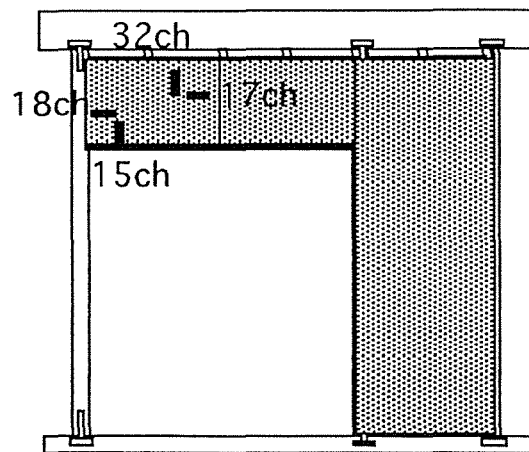
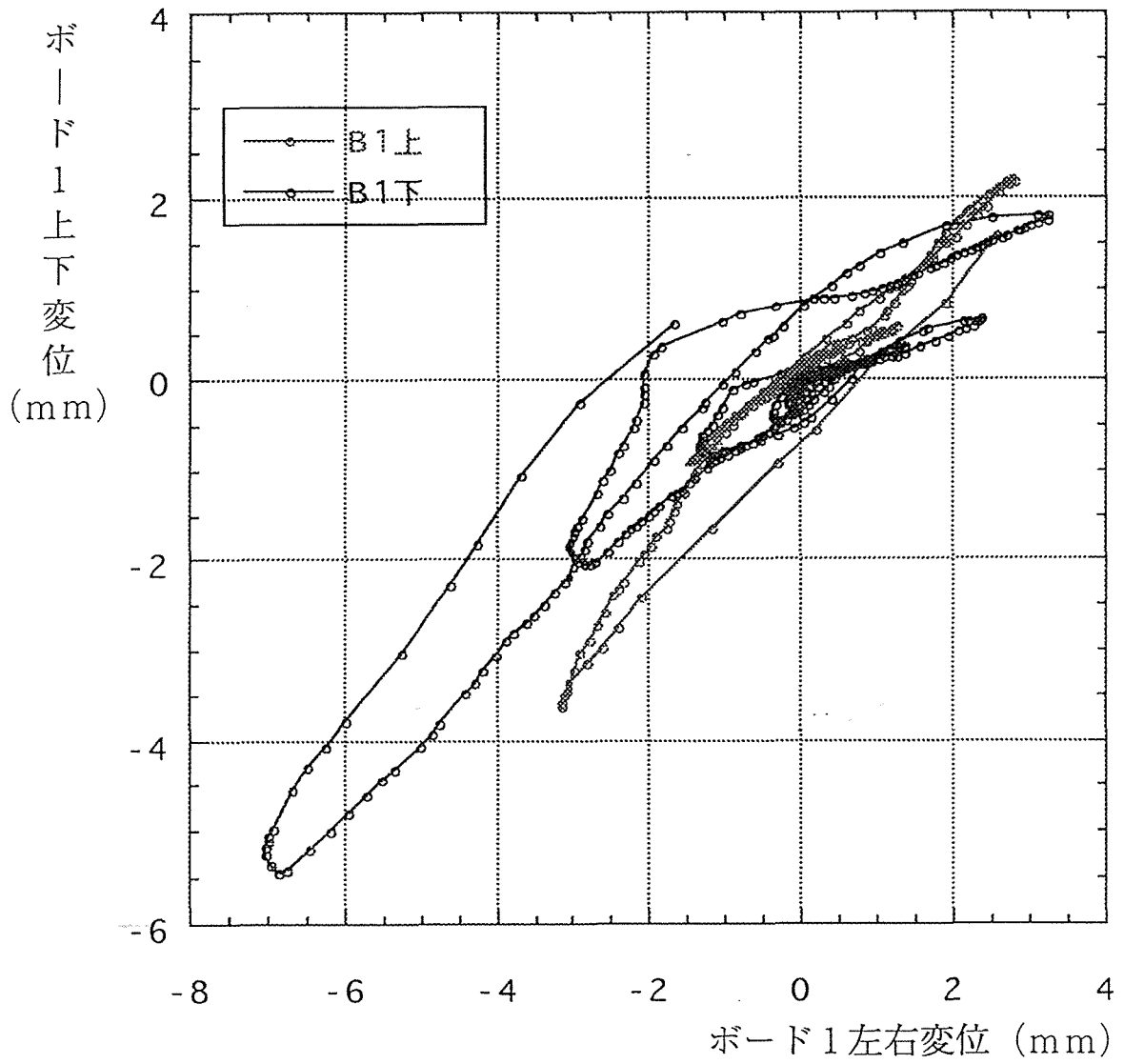
実験NO13



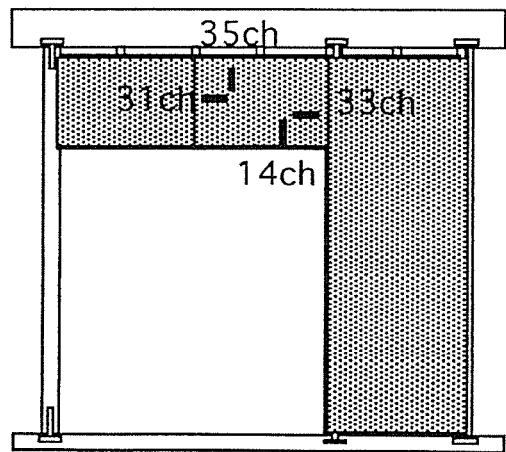
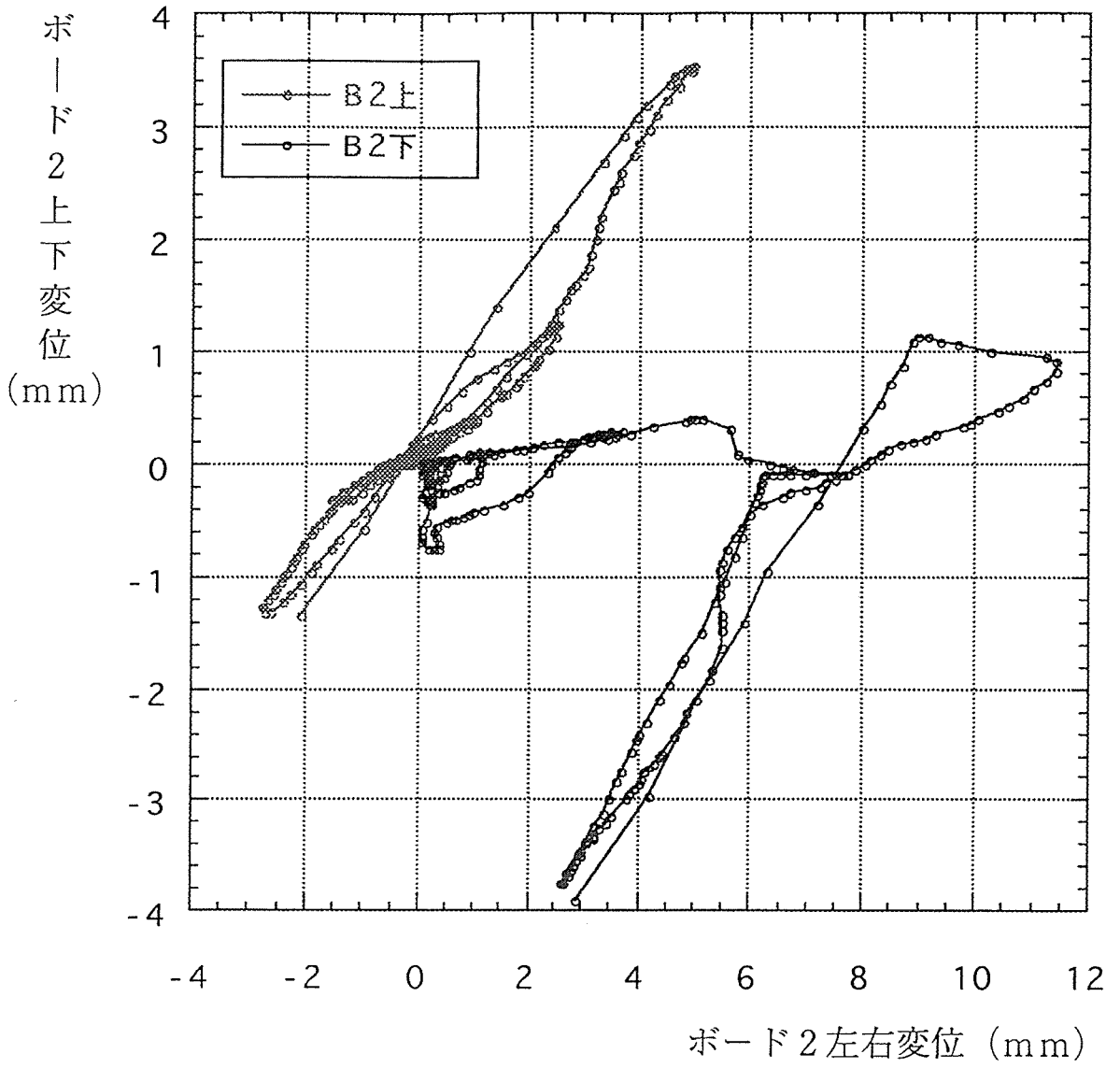
実験NO14



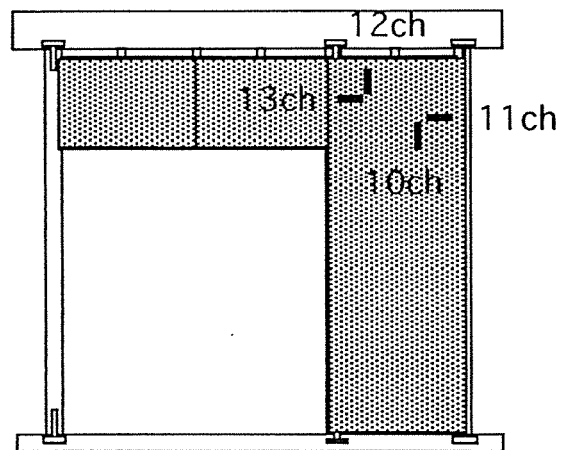
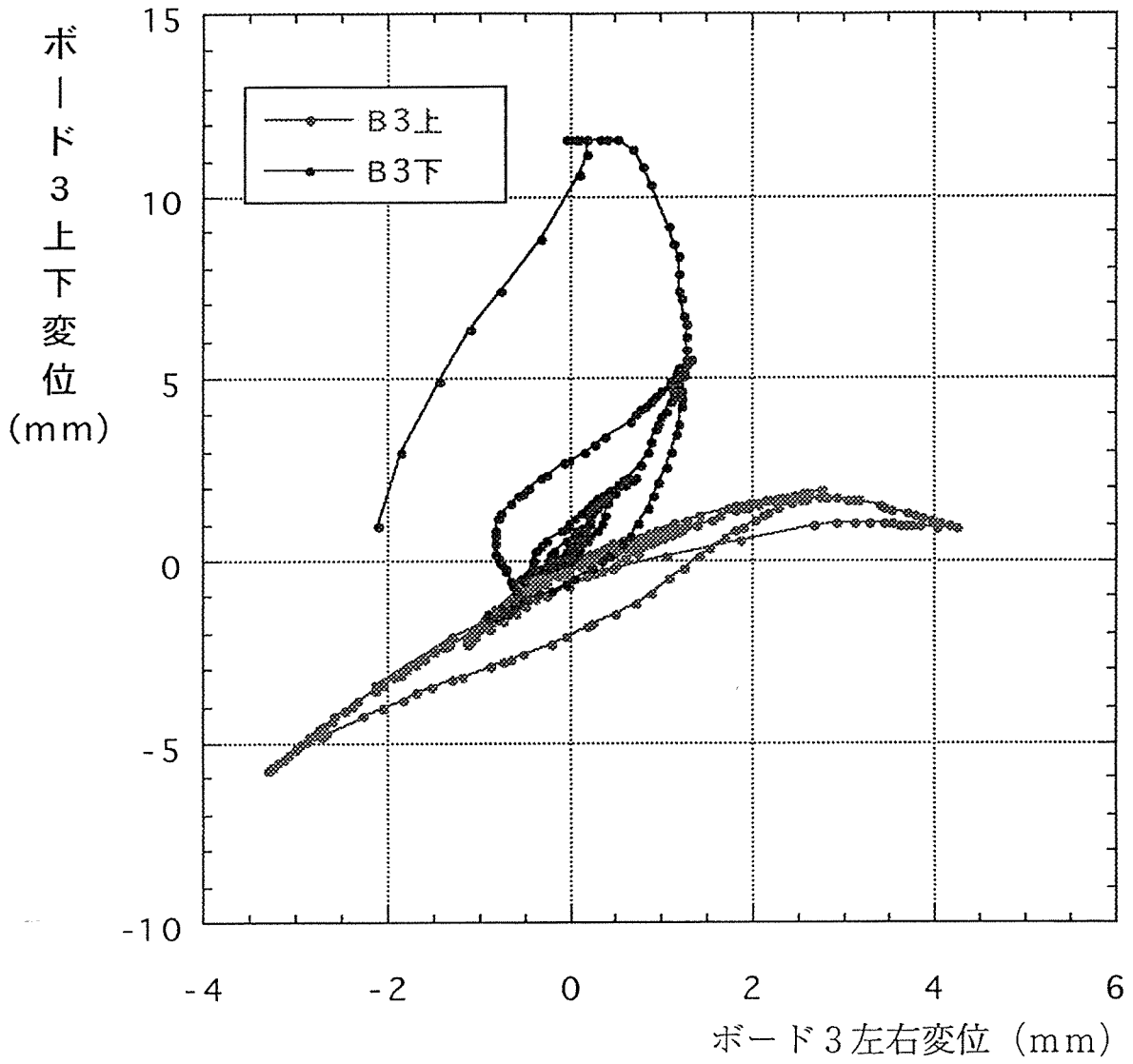
実験NO14



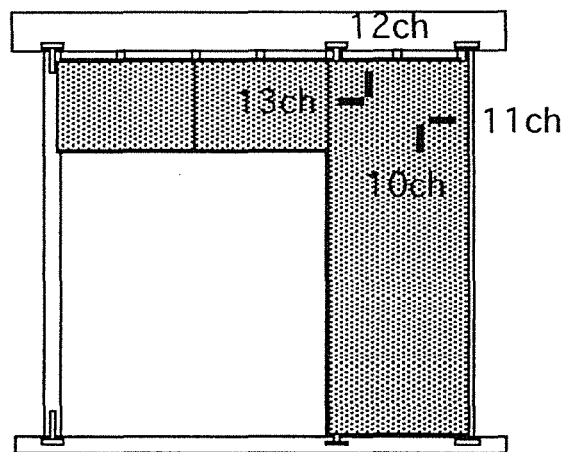
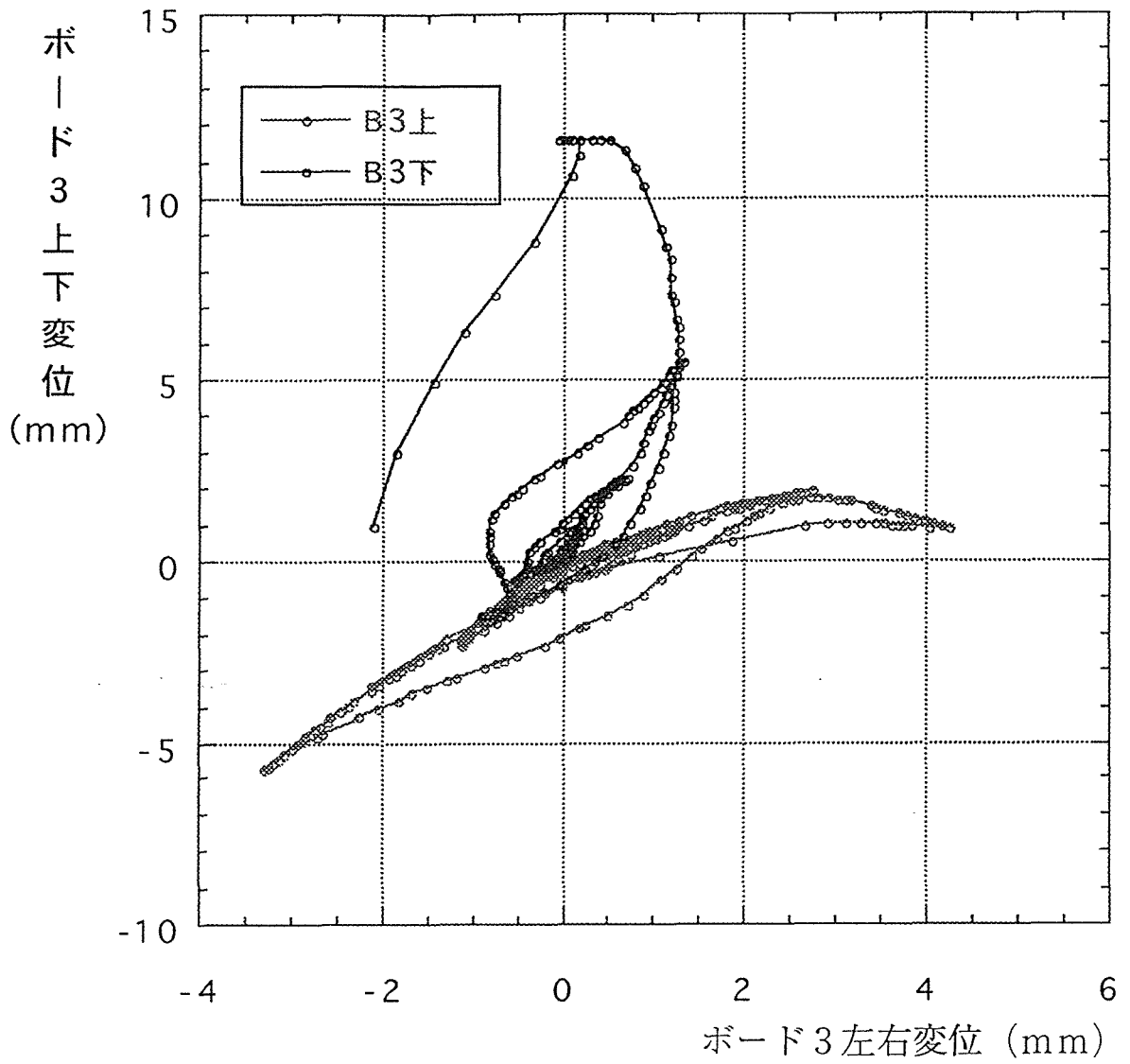
実験NO14



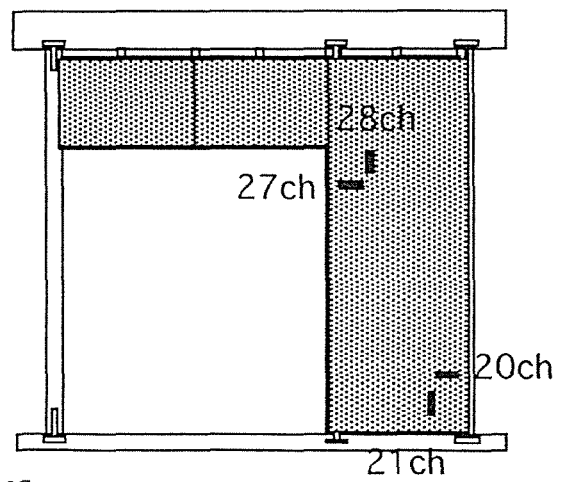
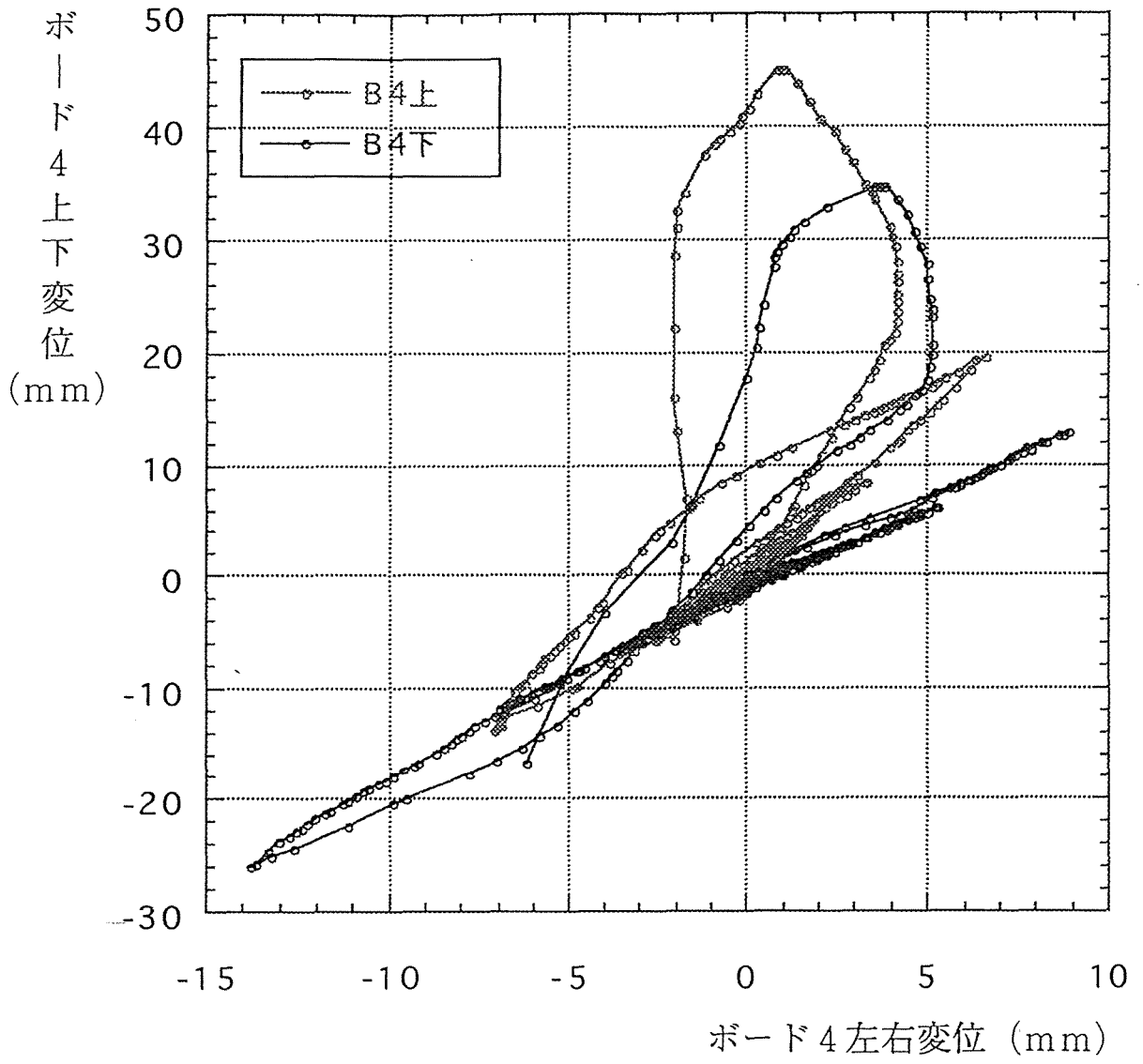
実験NO14



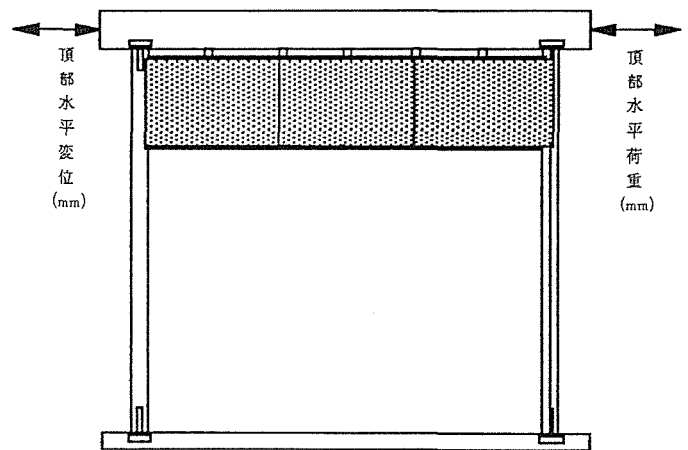
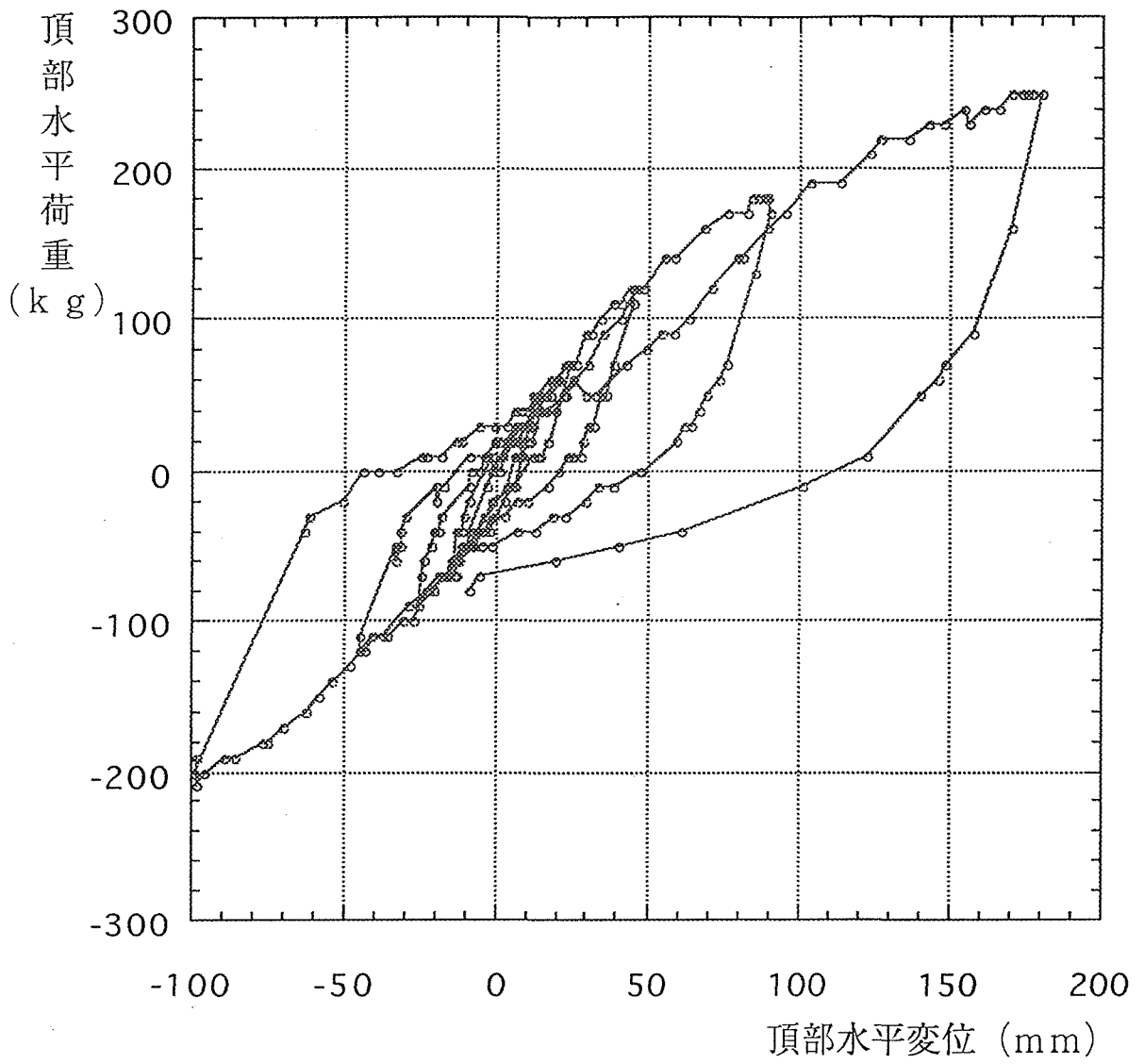
実験NO14



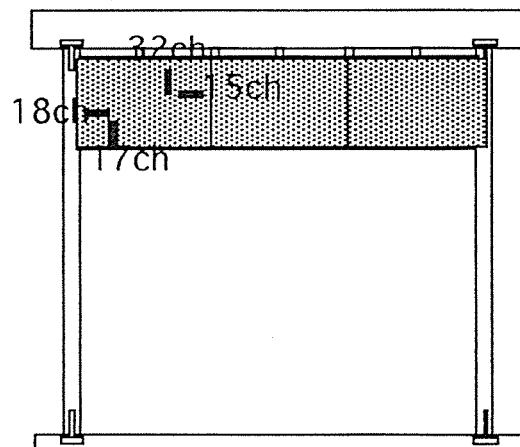
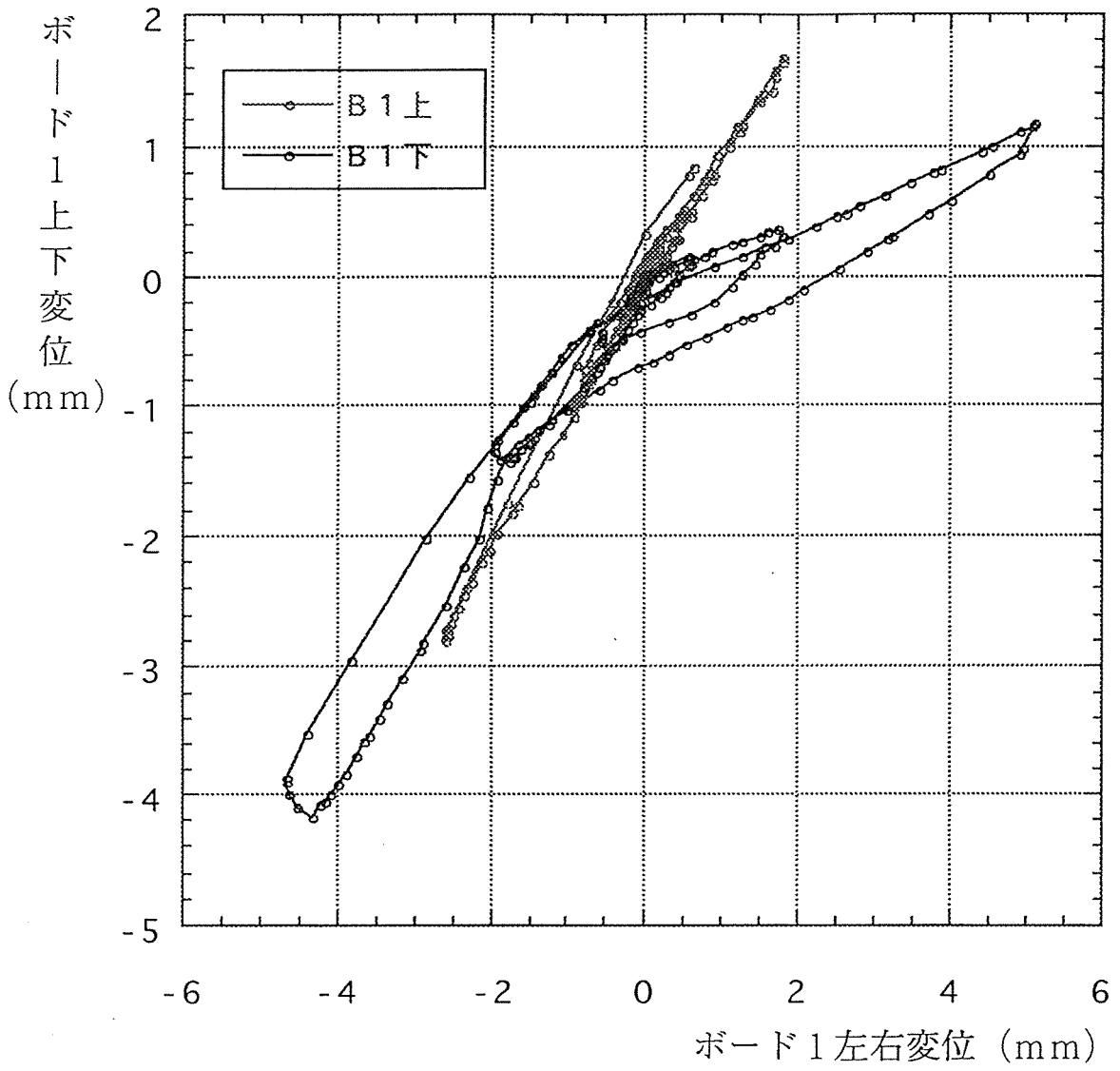
実験NO14



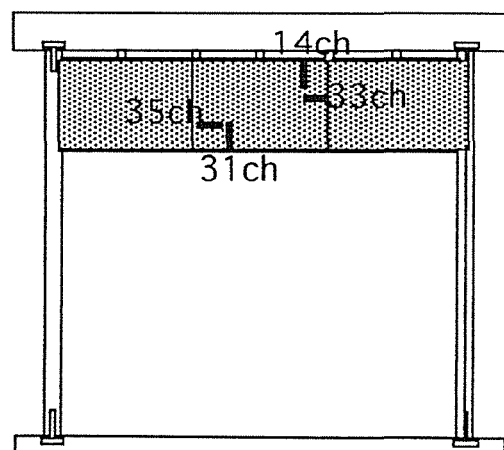
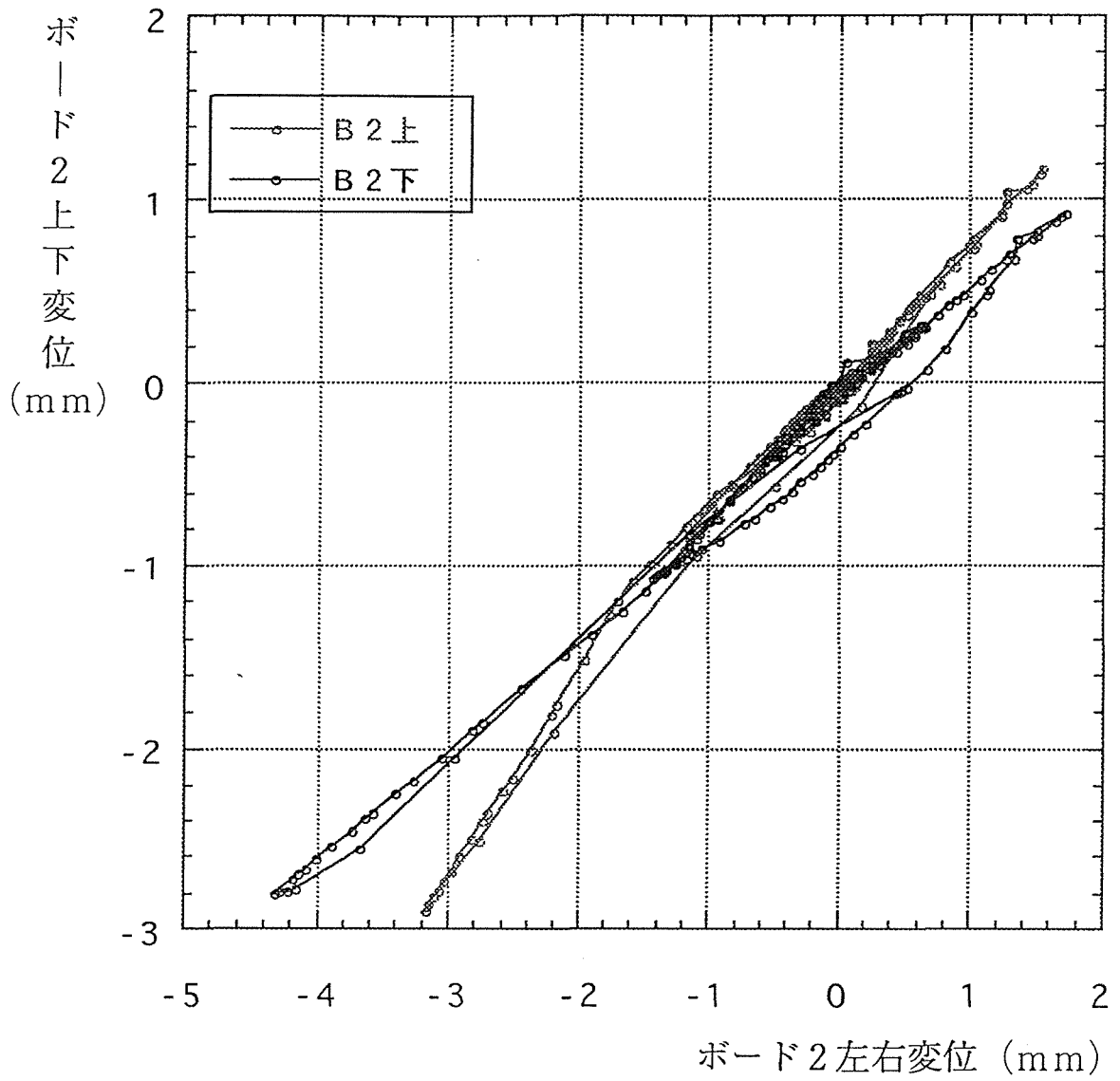
実験NO15



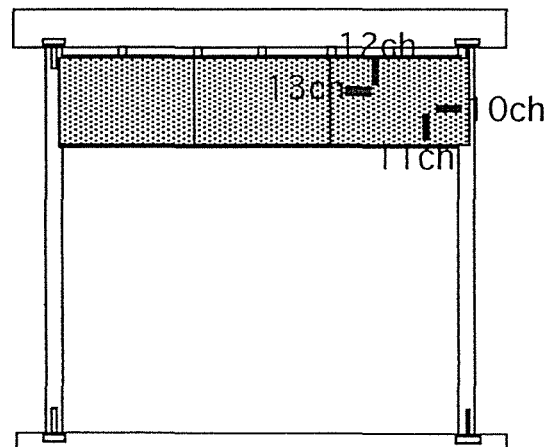
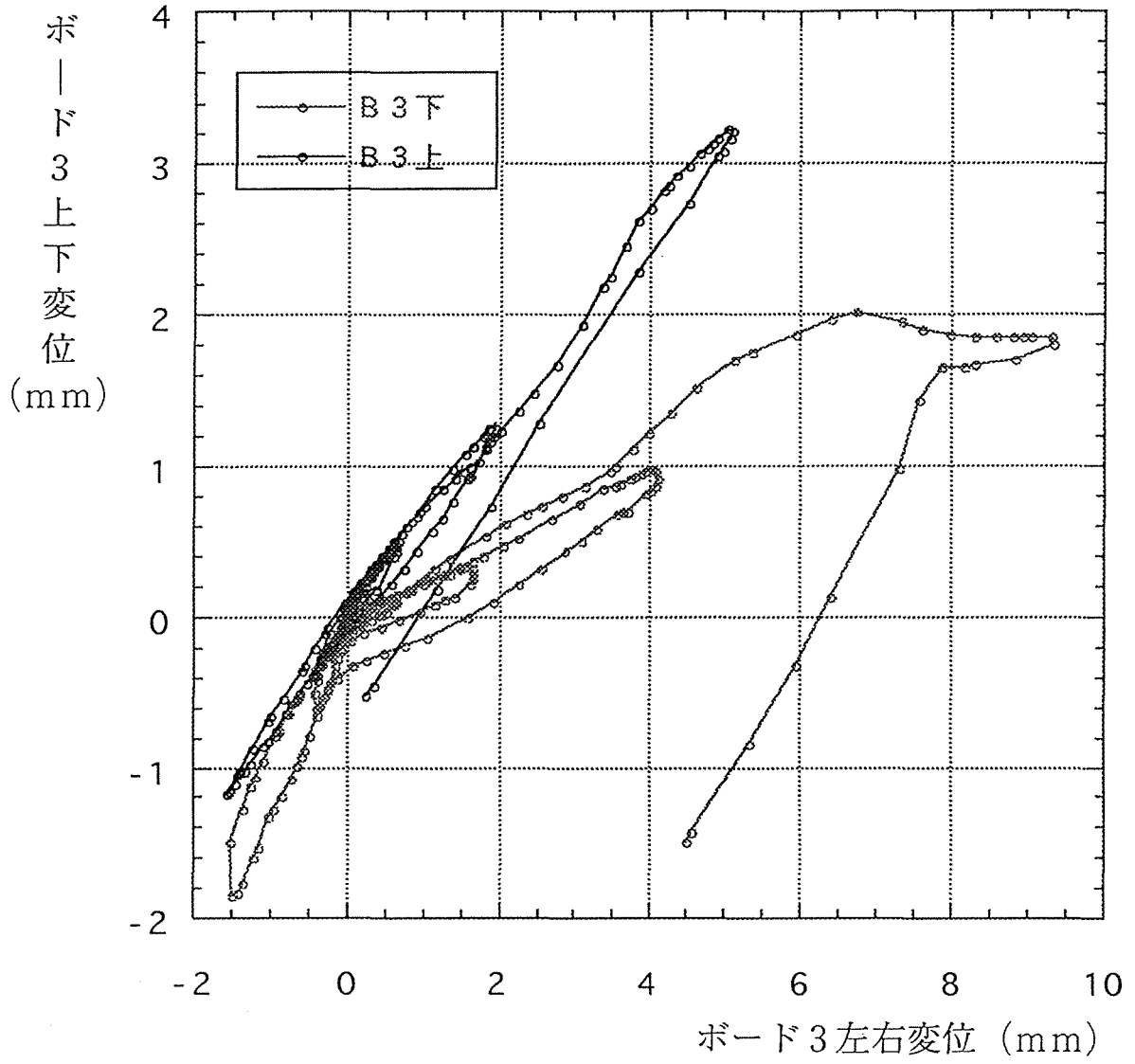
実験NO15



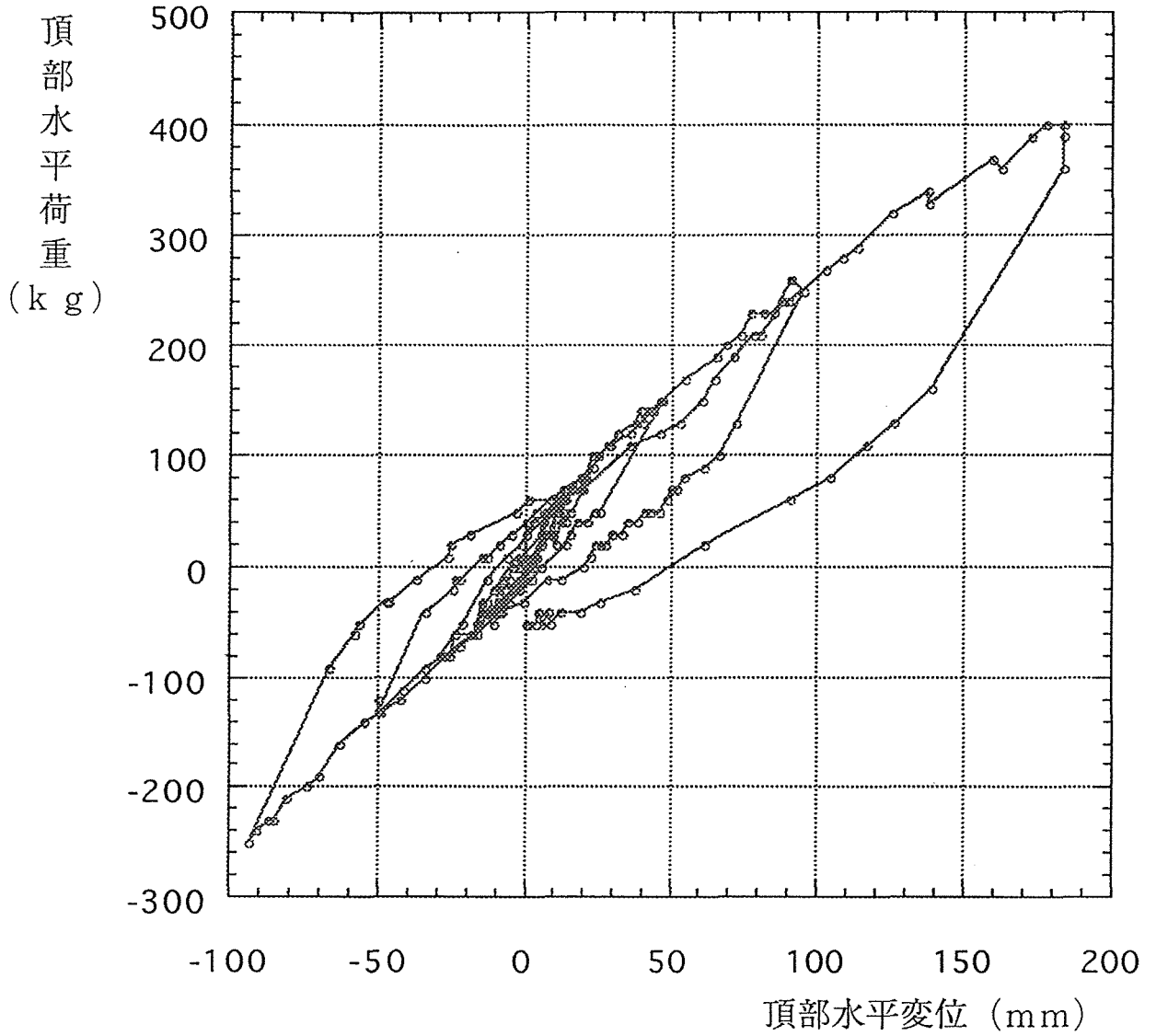
実験NO15



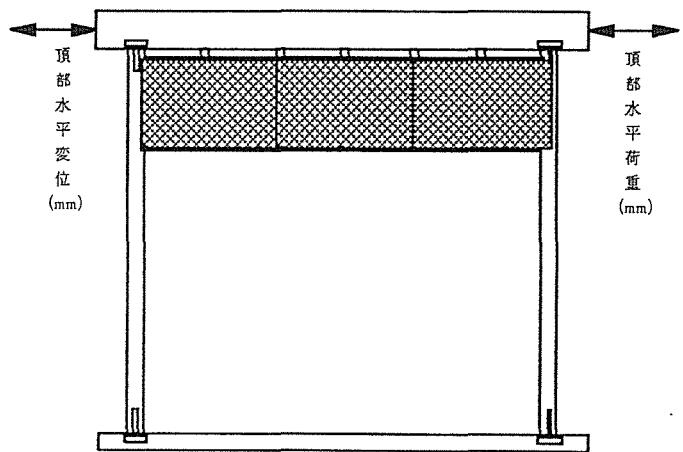
実験NO15



実験NO15'



実験15の供試体よりボードを合板にとりかえ。



第2章 トラス構造とした木造軸組の水平せん断試験

1. はじめに

目 的

本研究では、プレカット仕口、各種接合金物、およびこれらの併用からなるトラス構造をもった木造軸組（骨組）の水平加力に対するせん断性能を実験的に究明し、耐力発現に関与する面材（構造用合板）への依存低減の可能性を検討することを目的としている。

内 容

木造住宅の水平方向の耐力は、木造フレームに構造用合板等を張り付けた耐力壁の存在に依存している。軸組に合板等の面材を釘着した耐力壁は、軸組と面材との力の伝授を数多くの釘を通して行うため、構造耐力上優れたものとして評価されている。しかしながら、この種の耐力壁は骨組を面材で覆っており、これらの接合が正常な状態であれば初期剛性については優れた性能を発揮するが、大変形に至った場合には急激な耐力の低下生じ、また、耐用期間中には壁内の結露等による耐久性上の障害や、その結果として剛性や粘りの低下が心配される。

そこで、この研究は、水平力に対する剛性の発現を面材に頼るのではなく、軸組を力学的に合理的なトラス構造とすることにより、軸組（骨組）だけでできるだけ耐力を持たせようと考えている。同時に、ラチスの接合部に木材の横圧縮機構を導入し、木材の「めりこみ」による接合部の粘りを利用して構造物のエネルギー吸収性を高めようとしている。すなわち、構造物が地震力（繰返し性の荷重）に耐えるにはエネルギー吸収性を高めるのが合理的であると考えられるからである。このため軸組構造の接合部には機械プレカットによる仕

口や既存の接合金物を、そしてラチスの構成には従来の筋交い用部材を使用し、これらの併用から成るトラス構造を木造軸組に導入することにより、現行基準で最大限の値とされている壁倍率 5.0 相当の初期剛性と、大変形にも耐えうる粘りのあるエネルギー吸収性能を同時にもたせることを目標としている。

想定通りの軸組が実現した場合には、木造住宅の耐震性の向上のみならず、工法の簡略化、間取りの自由度の増大、さらには耐用期間中における部材の交換が可能になることによる住宅自体の耐久性の向上や非耐久材の使用の可能性の増大等が期待できる。

2. 実験

2.1 試験体

図1および表1に試験体を示す。構造様式としては3種類であるが、使用した筋交いの断面寸法、金物類等の条件により試験体の総数は15体である。

各試験体の軸組には断面105 mm 角のスプルー（*Picea glauca* Voss）集成材（構造用 JAS 1 級品）を用いた。試験体の外形寸法は 2760 x 2420 x 105 mm、芯々寸法は 2655 x 1820 mm である。また、筋交い用には3種類の断面（90 x 90, 90 x 45, 90 x 30 mm）を持つベイマツ（*Pseudotsuga menziesii* Franco）の製材を用いた。軸組の接合は各試験体ともプレカット加工によるほぞ差しおよびZ金物（CP.T）に準ずるかど金物（カネシン製エースプレート、リングくぎ FRN75 - 6本）によった。また、筋交いの接合にはZ金物（BP-2）に準ずる筋交い接合金物（カネシン製2倍用ジャスティプレート、リングくぎ FRN55 - 8本, FRN45 - 7本）を用いた。さらに、表1に示すように4つの試験体（A-1, A-2, B-1, B-2）を除く11体には柱-桁の接合に羽子板ボルト

(SB.E) を併用した。

2. 2 実験方法

JIS A 1414 (B) に準ずる方法で行った。使用した試験機は島津製作所製構造物疲労試験機 (EHF-JB10-20L) で、鉄骨製門型フレームを有し、その側面に電気油圧式サーボジャッキ (水平動的アクチュエータ) を組み込んだものである。試験機および試験方法の概略を図 2 および写真 1 に示す。試験体は、試験機の反力フレームに固定するために振れ止めのほか、試験体土台と試験機基礎部をアンカーボルト 2 個を用いて緊結した。さらに、3 つの試験体 (A-1, A-2, B-1) を除く 12 体の試験体には柱脚部にホールダウン金物 (S-HD15) と全ねじボルト (M16, 300 mm 長) を用いて試験体と試験機基礎部を固定した。この時の端距離は 290 mm とした。この様子を写真 2 に示す。全ねじボルトはアンカーボルトを通じて試験機基礎部に固定されている。

なお、この実験では筋交いの座屈防止のための振れ止めは用いていない。

試験体に対する加力経過は下に定義する見かけのせん断ひずみ (γ_1) がおおよそ $\pm 1/300, 1/200, 1/150, 1/120, 1/60, 1/30, 1/25.5, 1/12.75$ rad. に達する 8 つのステップにおいて、それぞれ 3 回ずつ合計 24 サイクルの正負繰り返し負荷を与えた。なお、各ステップにおける変形角をアクチュエータのストロークに換算すると $\pm 8.5, 12.75, 17, 21.25, 42.5, 85, 100, 200$ mm である。図 3 に载荷履歴を示す。ストローク速度は約 200 mm/min. であり、加力試験所要時間は約 30 分であった。

荷重、変位の測定は、図 2 に示すようにロードセル (容量 10 tonf) とひずみゲージ式変位計 4 台 (東京測器研究所製 DP-500C および CDP-50 型、それぞれの感度は $10 \times 10^{-6}/\text{mm}$ と $200 \times 10^{-6}/\text{mm}$) を用いて行った。計測には、データア

クイジションコントローラ（日本電気三栄製 7V-14 型）を用い、その制御には GP-IB インタフェイスを介してパーソナルコンピュータを用いて行った。

これらにより得られた測定値から次式により見かけのせん断変形角（ $\gamma 1$ rad.），回転角（ $\gamma 2$ rad.），真のせん断変形角（ $\gamma 3$ rad.）を算出した。

$$\gamma 1 = (H1 - H2) / DA$$

$$\gamma 2 = (V1 - V2) / DB$$

$$\gamma 3 = \gamma 1 - \gamma 2$$

ただし、図 2 に示すように H1, H2 は水平方向変位、V1, V2 は垂直方向変位で、DA, DB はそれぞれ水平・垂直方向の変位測定間距離である。今回の試験では DA=2350mm, DB=1820mm とした。

3. 試験結果

3. 1 せん断力とせん断変形角の関係

せん断力と見かけのせん断変形角（ $\gamma 1$ rad.）との関係について、各タイプ別の例を図 4～11 に示す。なお、ここでいうせん断力は実験時にロードセルから得られた荷重（加力値）を試験体の加力方向の壁長（すなわち 1.82 m）で割った値であり、単位壁長当たりの荷重である。

図 6 と図 7 を比べると、B-1 と B-4 の性能の違いは歴然としており、ホールダウン金物の効果が明らかである。同様のことが図 4 と図 5（A-2 と A-3）の比較からもうかがわれる。

図 5 と図 7 を比べると、AタイプとBタイプの性能の違いも明らかである。

図 7, 図 8, 図 9 はいずれも Bタイプであるが筋交いの断面寸法が異なり、それぞれ 90 x 45, 90 x 90, 90 x 30 mm である。筋交いの断面寸法の違いによ

り、最大耐力・エネルギー吸収能力が異なることがわかる。

図10, 図11はいずれもCタイプで、筋交いの断面寸法はそれぞれ 90 x 45, 90 x 90 mm である。Cタイプの場合も筋交いの断面寸法の違いにより最大耐力・エネルギー吸収能力に若干の違いが見受けられる。

また、図7・8と図10・11をそれぞれ比べると、BタイプとCタイプとでは性能に大きな違いは見受けられない。

これらの曲線をから読みとることができる特定のせん断変形角に対するせん断力、最大耐力とその時の変形角、壁倍率、安全率などを表2にまとめた。

3. 2 最大せん断耐力と変形

図12にせん断力と見かけのせん断変形角の包絡線関係を示す。これらは各タイプの特定のせん断変形角におけるせん断力の平均値(表2)をプロットしたものであり、最終点は最大せん断耐力の2/3のせん断力を保持する最大の変形角までとしている。また、図13には最大耐力を各タイプ別にプロットした。

全試験体を通じて最も大きな最大耐力を示したのはBWタイプであり、ついでCWタイプであった。値は2000 kgf/m弱を示している。また、最大耐力時の変形(γ_{max})もBWタイプが最も大きく、ついでC・CWタイプで、これらは約1/30 rad.の値を示している。いずれも筋交い断面が90 x 90 mmのものである。

Aタイプおよびホールダウン金物を使わなかったB-1は最大耐力が小さい。また、D-1も最大耐力が小さい。これらの試験体は、後述するように、破壊状況が筋交いの圧縮座屈か(引張材による)土台・桁の割裂に依るものであった。

3. 3 壁倍率

表2に壁倍率の値を、図14には試験体タイプ毎の平均値のプロットを示した。これらの値は次式によって求めた。

$$\text{壁倍率} = (3/4) \times (P/130)$$

ただし、ここではPとして見かけのせん断変形角 (γ_1) が 1/120 rad. に達した時のせん断力を採用している。

表2および図14によれば、A-1・2を除く13体は壁倍率3.0を越えた。また、AタイプとB-1を除く11体については壁倍率5.0であった。D-1は筋交い断面が最も小さい90 x 30 mm であるが高倍率を示した。一方、試験時にホールダウン金物を使用していないA-1・2とB-1については、同じタイプの他の試験体よりも低い倍率であった。

なお、上式中のPとして真のせん断変形角 (γ_3) が 1/300 rad. に達した時のせん断力を採用した場合の壁倍率も図14に併せて示した。この場合、倍率は小さく評価され、Aタイプ以外は約3倍を示した。なお、Aタイプは2倍を下回った。

3. 4 破壊状況

全試験体を通じてよく見ることができた破壊状況は、筋交いの引き抜けと圧縮座屈である。以下に試験体タイプ別に破壊状況を示す。

Aタイプ：いずれの試験体も筋交いが圧縮座屈を起こした。また、ホールダウン金物を使用しなかった試験においては、引張筋交いにより土台・桁が割裂を起こした。この様子を写真3に示す。接合部には大きな損傷は見受けられな

かった。

Bタイプ：筋交いの接合部からの引き抜け（写真4）が見られた。圧縮筋交いが有効に機能するため、場合によっては中央の柱を押し上げることになり、軽微ではあるが土台の割裂と桁の曲がりを引き起こす。

ホールダウン金物を使用しない場合は筋交い・柱の引張力により土台に割裂が生じる。

断面 90 x 30 mm の筋交いを使用した試験体は、4本の筋交い全てが圧縮座屈を起こした。

Cタイプ：このタイプに特徴的であるのは、軸組両側の柱中央接合部の釘が抜け、胴差しのほぞが折れるため、この接合部があたかも軸組外周部と内部菱型骨組とのローラー接点状態になることである（写真5）。筋交いが圧縮座屈を起こす場合もあった。

断面 90 x 90 mm の筋交いを使用した試験体はB・Cタイプ共に接合部における引き抜けを起こした。最大耐力の発現は圧縮筋交いに依るところが大きいですが、その結果、桁に損傷（折損）を与える可能性がある。

筋交いにはベイマツ材を使用したのが金物を釘着する際、材の割れるものがよくあった。特に 断面 90 x 30 mm の筋交いを使用した場合は甚だしかった。

3. 5 荷重安全率

見かけのせん断変形角（ γ_1 ）が 1/120 rad. に達した時のせん断力と最大耐力との比を荷重安全率として求めた。これを図 1 4 に示す。最も大きい安全率を示したのはBW-1 で 2. 0 5 倍であった。これ以外の試験体は 2 倍以下であり、各タイプの平均値としては 1. 1 3 ~ 1. 7 7 倍程度であった。中でもC

タイプの6体は大きい値を示した。

一方、真のせん断変形角 (γ_3) が $1/300$ rad. 時のせん断力に基づく荷重安全率も併せて図 1 4 に示したが、これらは概ね 2 ~ 4 倍を示した。

3. 6 変形安全率

最大耐力時の見かけのせん断変形角と $1/120$ rad. 変形角との比を変形安全率として求めた。これを図 1 5 に示す。これは、靱性あるいは粘りを評価する際の一つの指標になると思われる。これらは概ね 2 ~ 4 倍の値が得られた。特に BW-1 と C タイプについては比較的大きな値が得られている。これに対し、D-1 は筋交いの断面寸法が小さい試験体であるが、小さい安全率となった。

さらに、図 1 5 には「最大耐力時の見かけの変形角」と「最大耐力の $2/3$ 値を示す見かけの変形角の最大値」との比も併せて示した。これは、降伏後の変形能力を評価する指標になると思われる。これによれば、大略 1.5 前後 (1.02 ~ 2.18 程度) の値が得られた。

なお、図 1 5 には真のせん断変形角に基づく値も同時に示しておいた。

上で求めた変形安全率と荷重安全率について、それぞれを縦横軸とする平面上に図示すると図 1 6 のようになる。これによれば、荷重安全率が大きいものは変形安全率も大きい。中でも B タイプの一部と C タイプのものは大きい値を示した。

4. まとめ

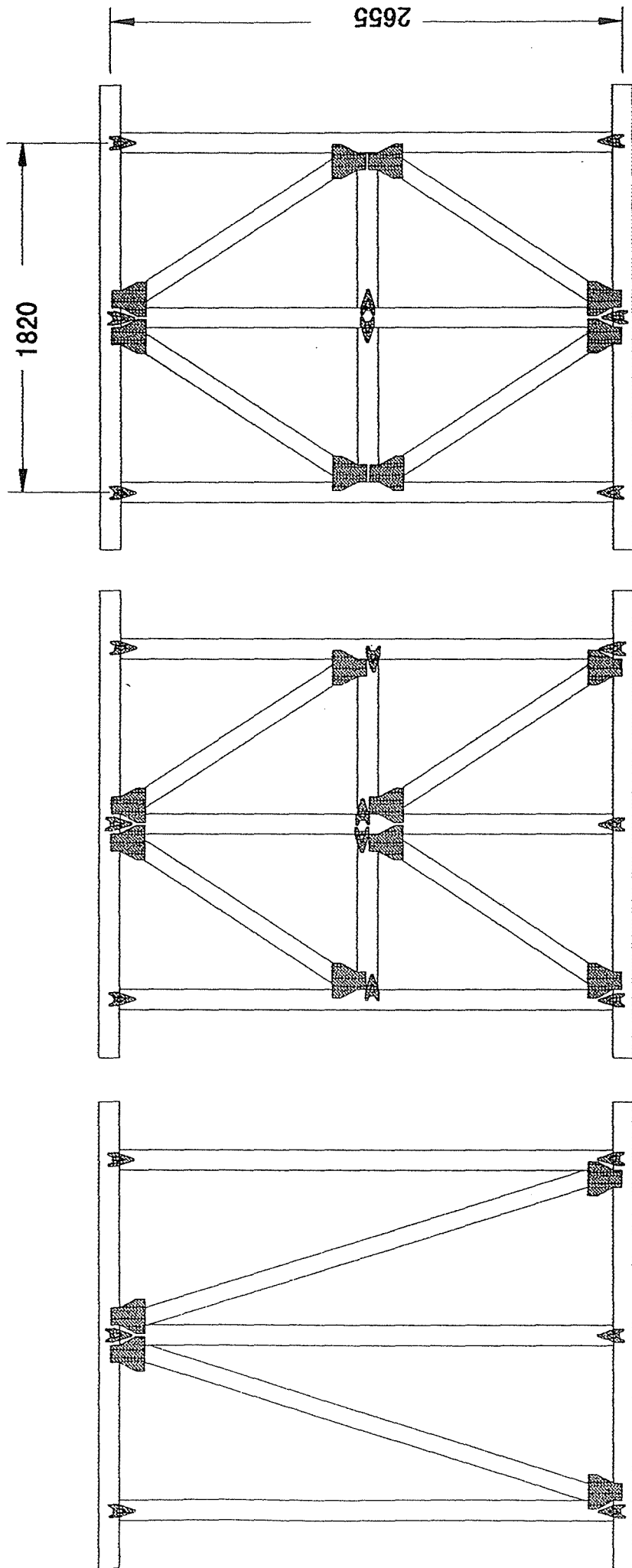
1) B タイプ, C タイプの壁倍率は, $2/3$ の試験体 (8 体) において, 現

- 行基準で最大限の値とされている5.0を上回る高い値が得られた。
- 2) 筋交いの断面寸法は小さくても高い壁倍率を得ることは可能であるが、安全率の観点からは好ましくない。
 - 3) 荷重安全率が2.0を上回ったのはBW-1とCタイプの一部であった。
 - 4) 変形安全率については、BW-1およびCタイプが3倍を上回った。
 - 5) 壁倍率、安全率等を総合的に考慮し、より好ましい性能を発揮したのはBWおよびCタイプということになる。

今後の課題

軸組をトラス構造にすることは、はじめにも述べたように耐震要素として高い初期剛性を持つだけでなく、耐力および降伏後の変形能力・エネルギー吸収能力の増大にも有効であると考えられる。これが本研究を行った動機である。今回は、ラチスに相当する筋交い部材およびこれらを接合する金物等は全て既存の市販品を利用した。これらの接合具は多数の釘を限られた場所に打ち込むため施工時に材料が割れやすく、今回のように多数使用する場合は作業性も良くない。また、この種の接合方式は初期剛性の発現には寄与しても、終局領域の性能発現には必ずしも寄与していない。したがって、この種の接合方式に頼らない、例えば筋交い部材を縦横部材で挟み込み圧縮材に耐力の発現を期待する等、材料にあまり傷を付けない、作業性の良い、何か別の方法が望ましいと思われる。さらに筋交い部材には、豊富にありながら低利用資源である間伐材等の中小径スギ材を正角材として利用することも一つの方法であると考えられる。

(文責：名古屋大学農学部 佐々木 康寿)



C Type

B Type

A Type

図1 試験体

表 1 試験体の種類

試験体	構造様式	筋違断面	接合金物	柱脚部 引き寄せ金物	柱頭部 羽子板ボルト	備考
A-1 A-2	A Type	90 x 45	ジャステイプレート (4 箇所) エースプレート (6 箇所)	なし	なし	A-3は部材ひずみ, 対角変位を測定
A-3		同上	同上	S-HD15 (2 箇所)	SB・E (2 箇所)	
B-1 B-2		90 x 45 同上	ジャステイプレート (8 箇所) エースプレート (10 箇所) 同上	なし S-HD15 (2 箇所)	なし なし	
B-3 B-4	同上	同上	同上	SB・E (2 箇所)		
D-1 BW-1	90 x 30 90 x 90					
C-1 C-2	C Type	90 x 45	ジャステイプレート (8 箇所) エースプレート (8 箇所)	S-HD15 (2 箇所)	なし	C-4,CW-2は部材ひずみ, 対角変位を測定
C-3 C-4		同上	同上	同上	SB・E (2 箇所)	
CW-1 CW-2		90 x 90	同上	同上	同上	

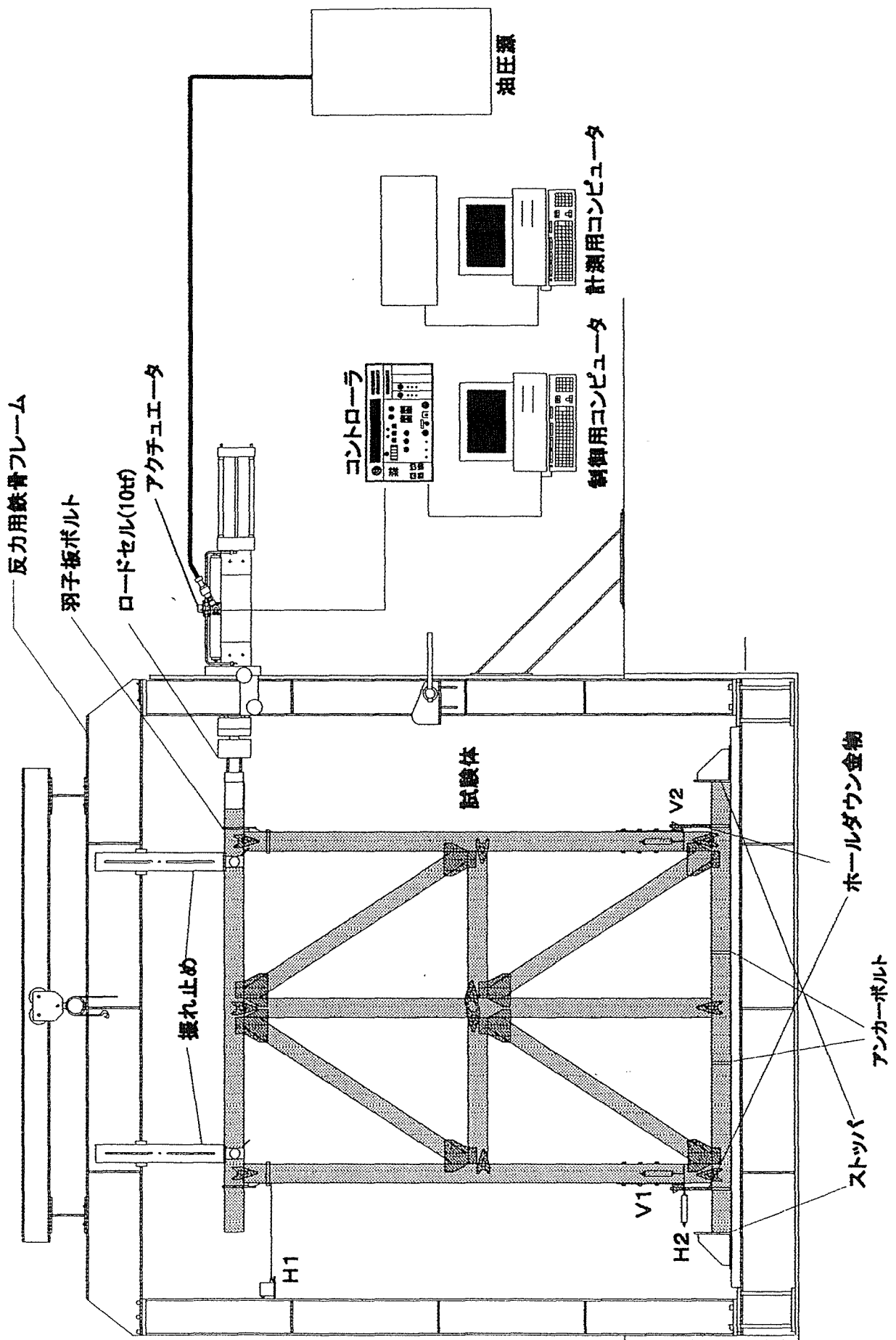


図2 試験装置概要

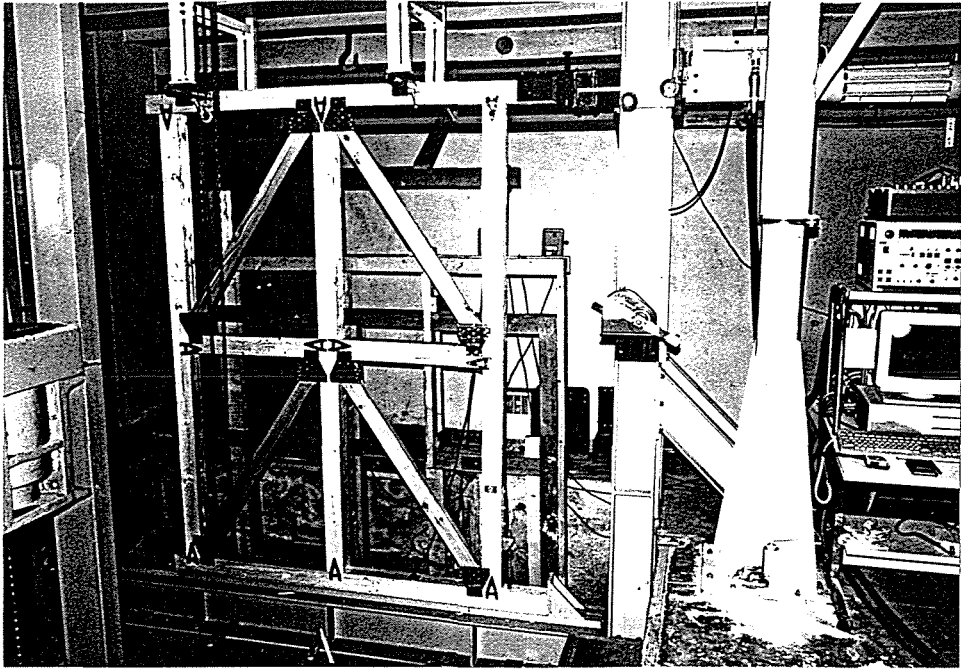


写真1 試験装置および試験方法



写真2 ホールドダウン金物 (S-HD15) の取り付け

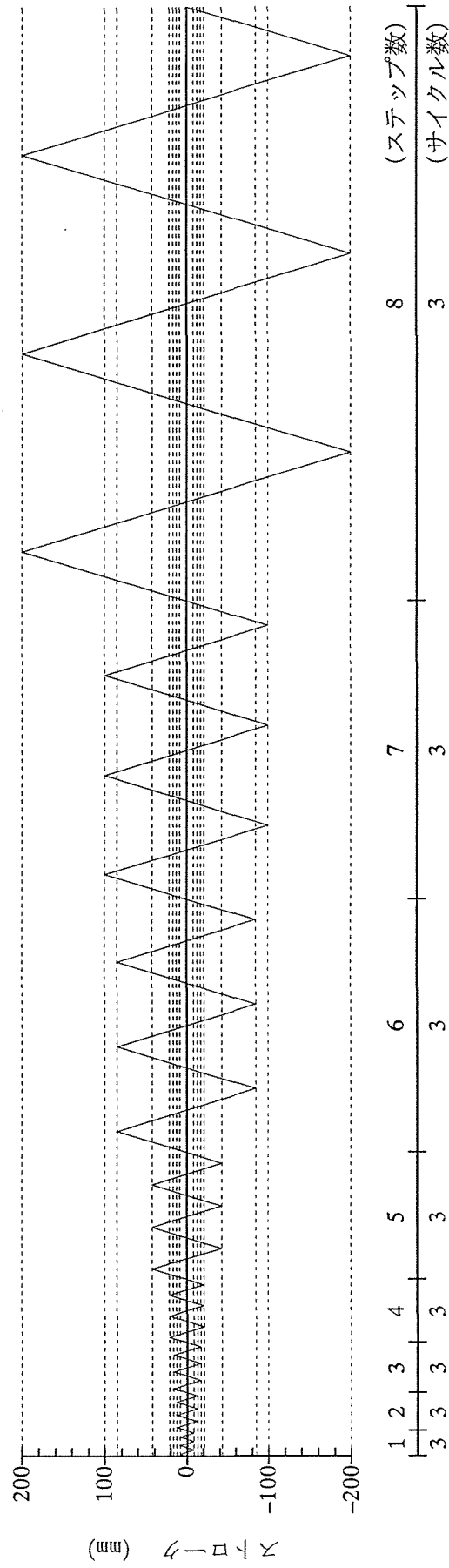


図3 載荷履歴

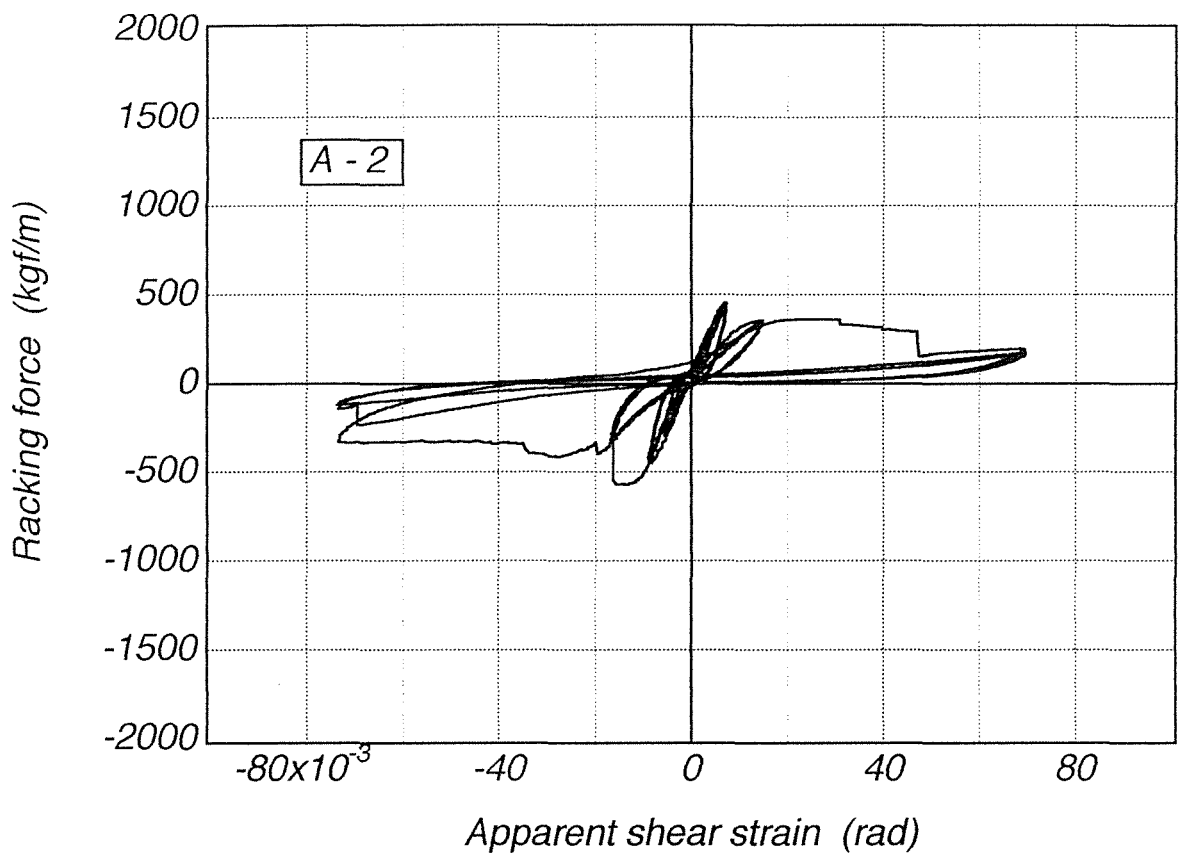


図4 繰り返し載荷試験結果 (A-2)

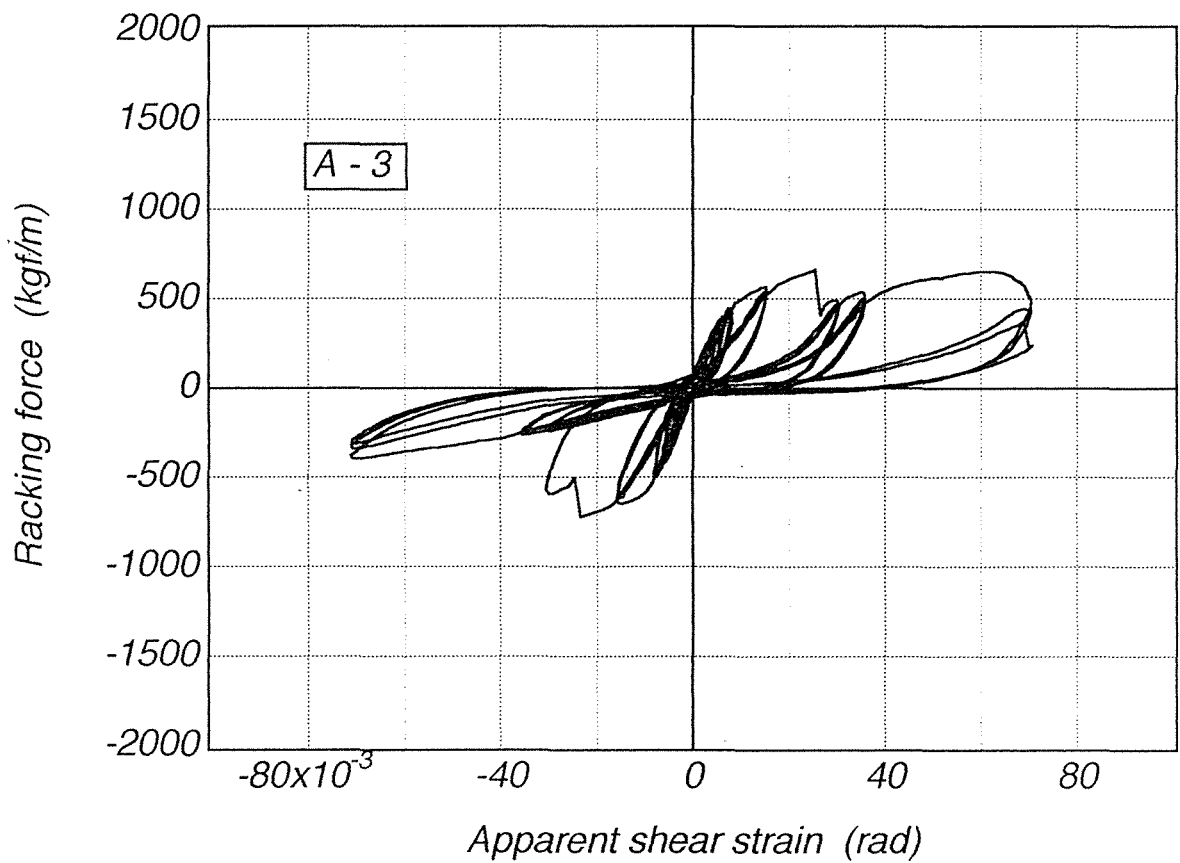


図5 繰り返し載荷試験結果 (A-3)

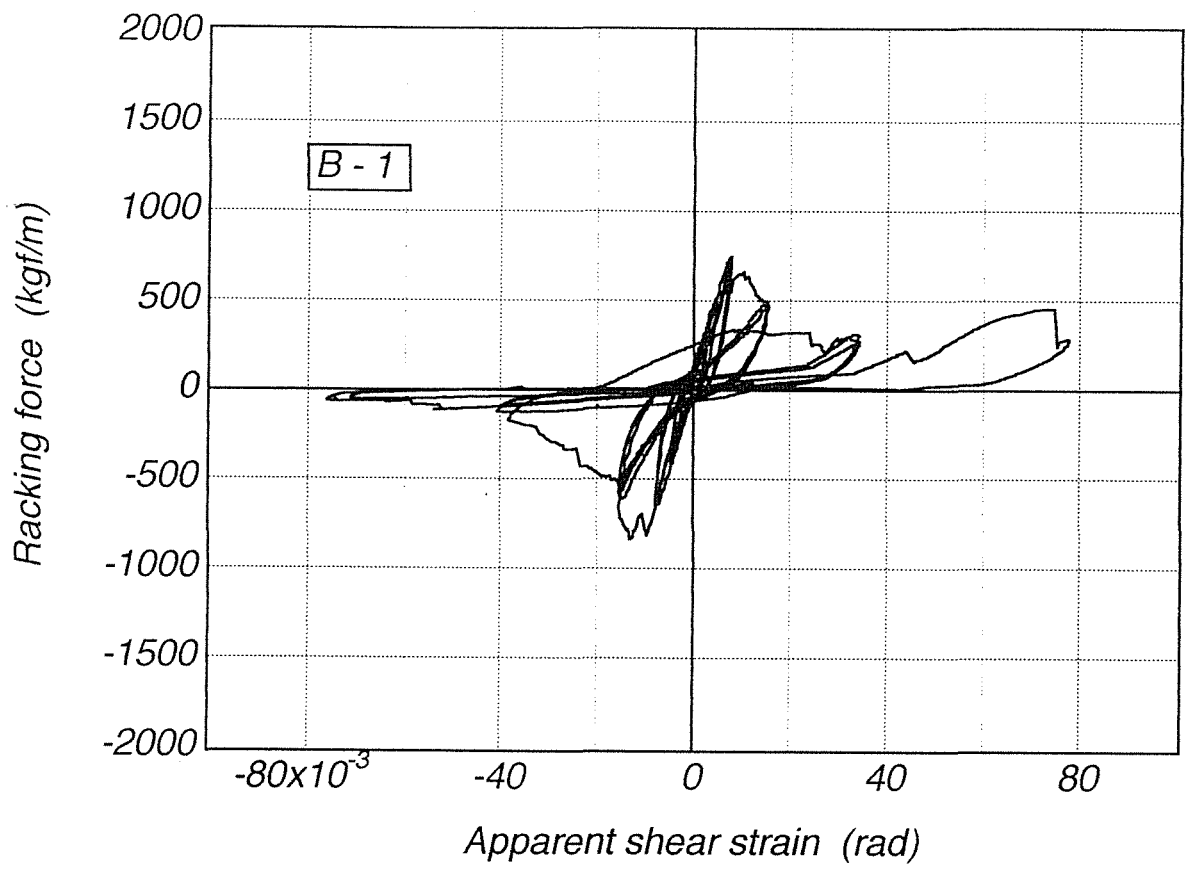


図6 繰り返し載荷試験結果 (B-1)

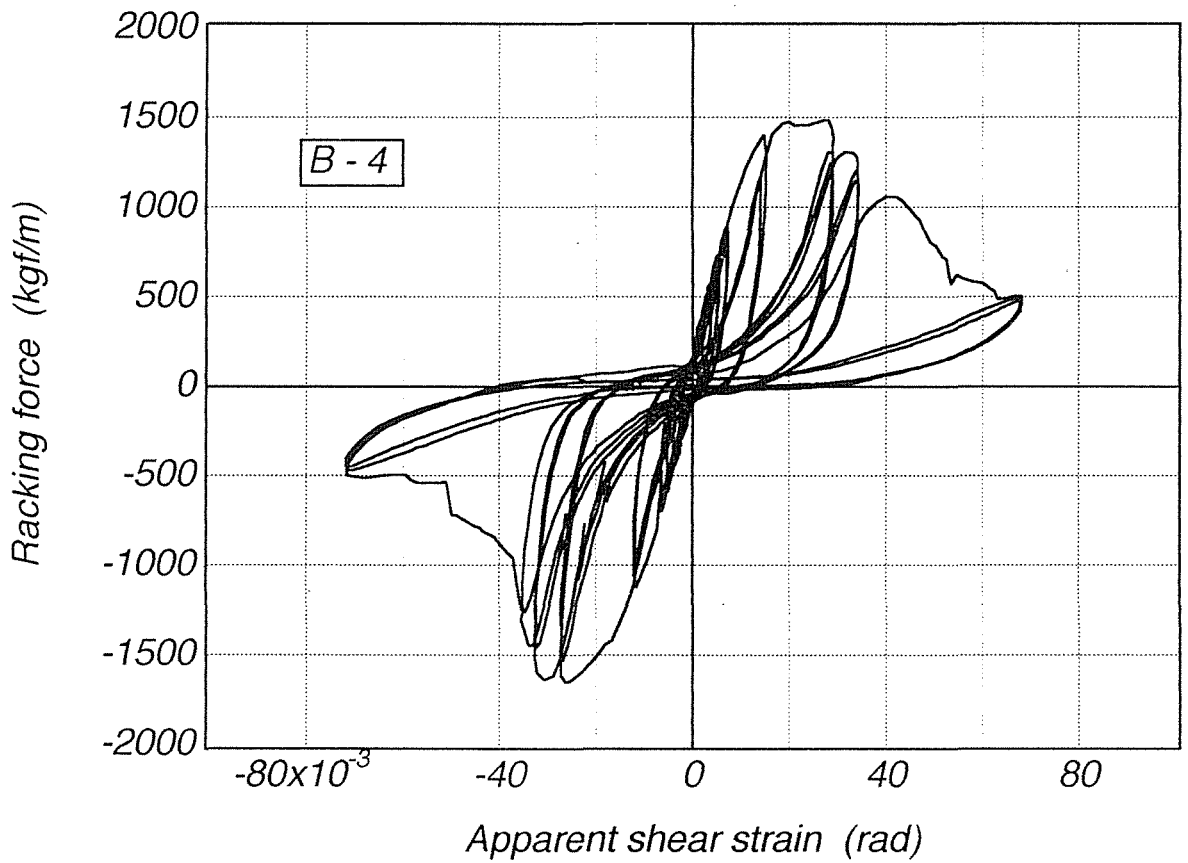


図7 繰り返し載荷試験結果 (B-4)

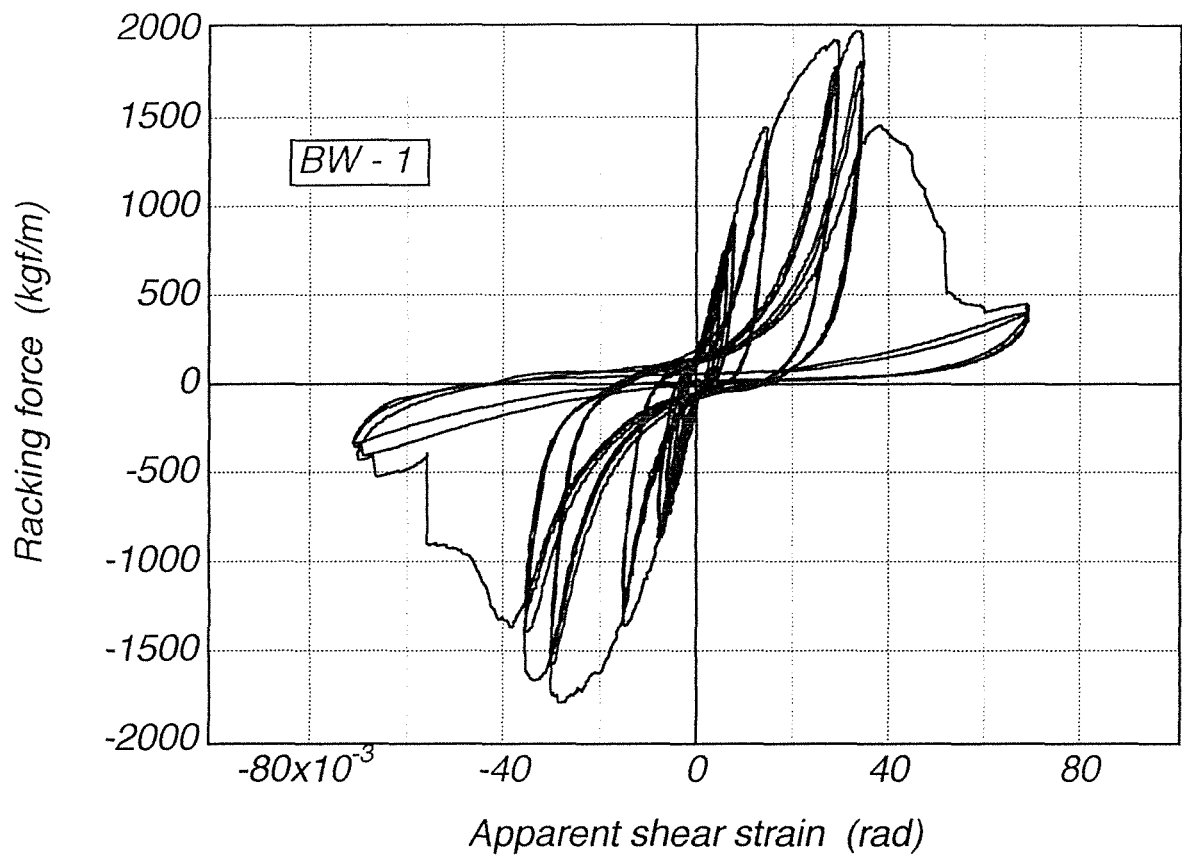


図8 繰り返し載荷試験結果 (BW-1)

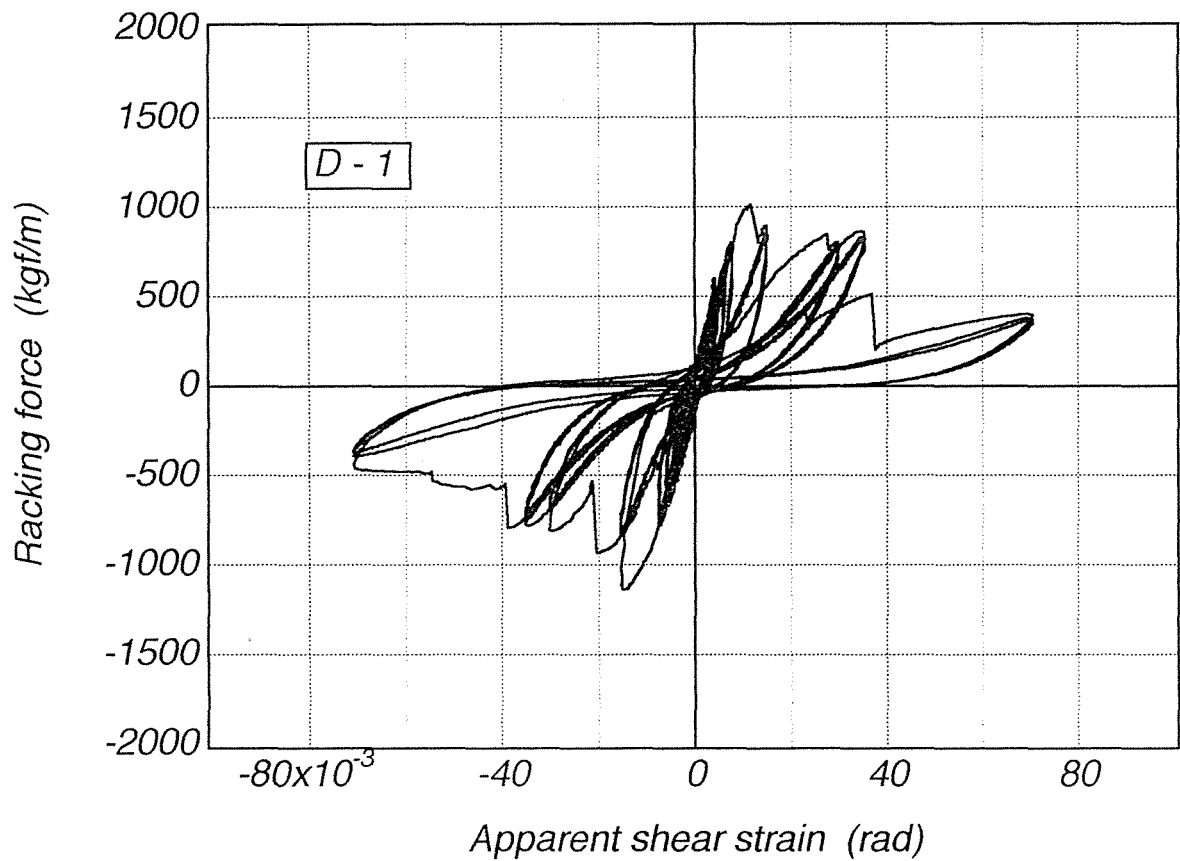


図9 繰り返し載荷試験結果 (D-1)

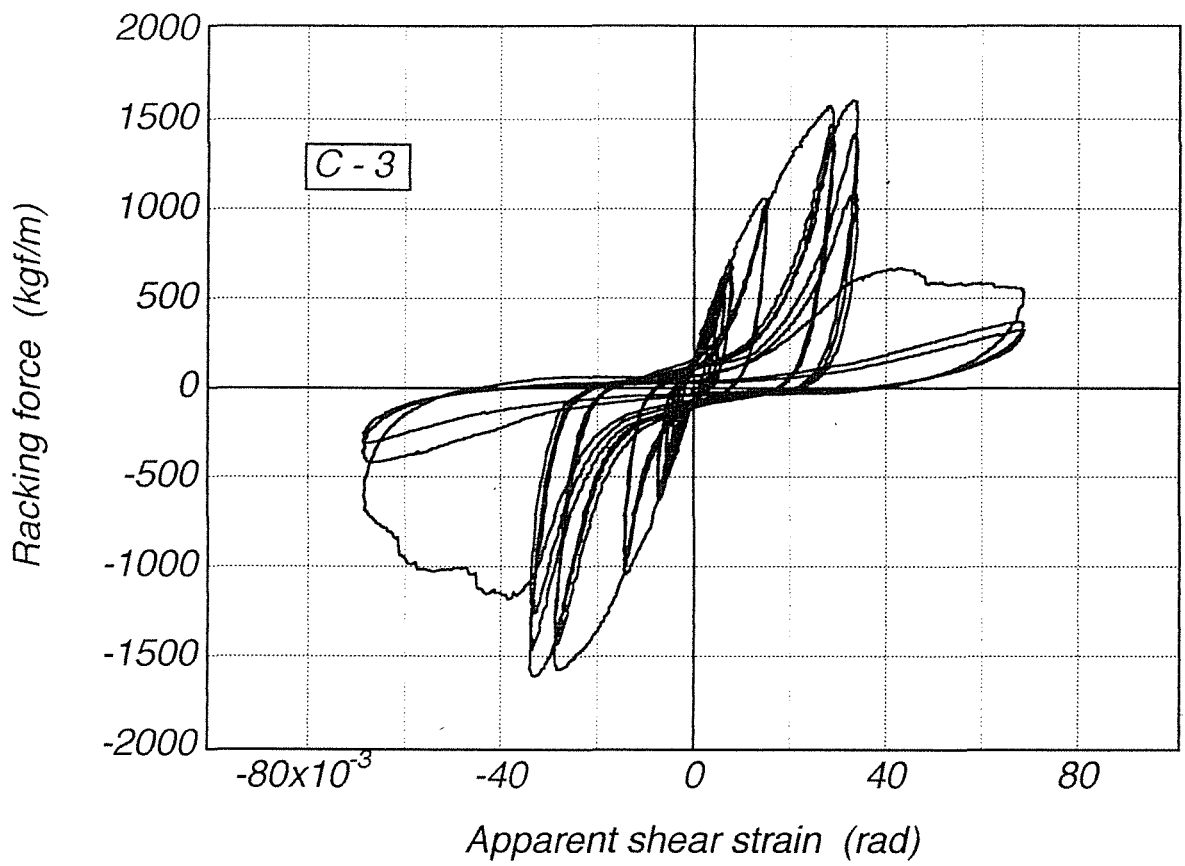


図 1 0 繰返し載荷試験結果 (C-3)

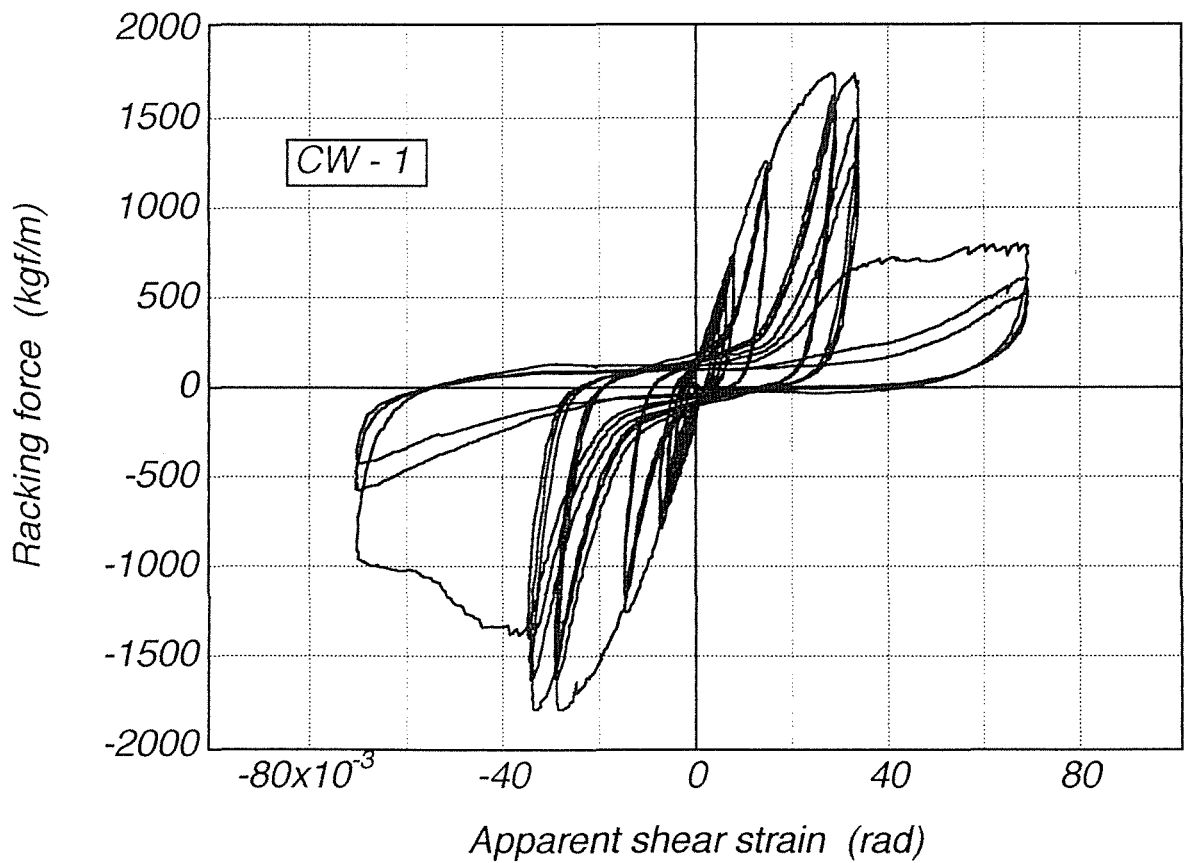


図 1 1 繰返し載荷試験結果 (CW-1)

表 2-1 セン断試験結果一覧（見かけのせん断変形角に基づき各数値・1）

試験体	見かけのせん断変形角 (γ 1) に対するせん断耐力 (kgf/m)										Pmax (kgf/m) (1)	γ Pmax (10 ⁻³ rad) (2)	変形安全率 γ Pmax / γ 1/120 (3)
	1/600 rad	1/300 rad	1/200 rad	1/150 rad	1/120 rad	1/100 rad	1/60 rad						
A-1	64	107	146	160	172	190	236	333	43.0	5.16			
A-2	189	295	375	449	451	523	347	570	13.5	1.62			
平均	127	201	261	305	312	357	292	452	28.3	3.39			
A-3	204	308	410	490	532	597	652	721	23.3	2.80			
平均	204	308	410	490	532	597	652	721	23.3	2.80			
B-1	266	440	553	721	742	693	507	836	13.1	1.57			
平均	266	440	553	721	742	693	507	836	13.1	1.57			
B-2	194	336	469	617	748	851	858	1110	14.2	1.70			
B-3	334	517	651	798	953	1069	1436	1633	24.2	2.90			
B-4	388	570	725	887	1105	1167	1443	1649	26.3	3.16			
平均	305	474	615	767	935	1029	1246	1464	21.6	2.59			
D-1	351	477	632	757	872	974	904	1137	14.8	1.78			
平均	351	477	632	757	872	974	904	1137	14.8	1.78			
BW-1	335	538	699	849	969	1166	1502	1990	33.3	4.00			
平均	335	538	699	849	969	1166	1502	1990	33.3	4.00			
C-1	238	429	568	729	887	999	1305	1770	29.7	3.56			
C-2	260	431	602	710	849	952	1071	1441	29.2	3.50			
C-3	328	448	574	690	793	869	1205	1610	33.1	3.97			
C-4	471	649	793	942	1114	1171	1422	1532	28.1	3.37			
平均	324	489	634	768	911	998	1251	1588	30.0	3.60			
CW-1	353	497	604	771	921	1016	1368	1802	28.1	3.37			
CW-2	420	639	804	927	1166	1297	1449	1689	27.9	3.35			
平均	387	568	704	849	1044	1157	1409	1746	28.0	3.36			

- (1) 最大耐力
(2) 最大耐力時の変形角
(3) 最大耐力時の変形角 (2) と γ 1=1/120rad 変形角の比

表 2-2 セン断試験結果一覧（見かけのせん断変形角に基づき各数値・2）

2/3Pmax (kgf/m) (4)	γ 1/23 Pmax (10 ⁻³ rad) (5)	1/2 γ 1 Pmax (10 ⁻³ rad) (6)	P/2 γ 1 Pmax (kgf/m) (7)	γ 1max(2/3Pmax) (10 ⁻³ rad) (8)	γ 1max(2/3Pmax) / γ 1Pmax (9)	γ 1max(2/3Pmax) / γ 1/20 (10)	壁倍率 (11)	荷重安全率 (12)	許容耐力 (kgf/m) (13)
222	13.3	21.5	270	6.26	0.15	0.75	0.99	1.94	129
380	7.01	6.76	377	7.01	0.52	0.84	2.60	1.26	338
301	10.2	14.13	324	6.64	0.33	0.80	1.80	1.60	234
481	7.36	11.7	628	30.5	1.31	3.66	3.07	1.36	399
481	7.36	11.7	628	30.5	1.31	3.66	3.07	1.36	399
557	6.32	6.57	626	15.0	1.15	1.80	4.28	1.13	557
557	6.32	6.57	626	15.0	1.15	1.80	4.28	1.13	557
740	8.35	7.09	617	28.9	2.04	3.47	4.31	1.48	561
1089	10.6	12.1	1214	42.2	1.74	5.06	5.50	1.71	715
1099	11.6	13.1	1205	35.6	1.35	4.27	6.37	1.49	829
976	10.2	10.8	1012	35.6	1.71	4.27	5.39	1.56	702
758	6.85	7.42	762	39.0	2.64	4.68	5.03	1.30	654
758	6.85	7.42	762	39.0	2.64	4.68	5.03	1.30	654
1327	12.4	16.7	1502	43.6	1.31	5.23	5.59	2.05	727
1327	12.4	16.7	1502	43.6	1.31	5.23	5.59	2.05	727
1180	13.6	14.8	1253	38.2	1.29	4.58	5.12	2.00	665
960	10.6	14.6	925	35.2	1.21	4.22	4.90	1.70	637
1074	16.0	16.5	1096	33.7	1.02	4.04	4.58	2.03	595
1021	12.4	14.0	1093	61.2	2.18	7.34	6.43	1.38	836
1059	13.2	15.0	1092	42.1	1.42	5.05	5.26	1.77	683
1201	13.5	14.1	1254	50.1	1.78	6.01	5.31	1.96	691
1126	8.61	14.0	1359	29.1	1.04	3.49	6.73	1.45	875
1164	11.1	14.1	1307	39.6	1.41	4.75	6.02	1.70	783

- (4) 最大耐力の2/3値
(5) (4)時の見かけのせん断変形角
(6) 最大耐力時変形角(2)の1/2値
(7) (6)時のせん断耐力
(8) (4)時の見かけのせん断変形角の最大値
(9) (8)と(2)の比
(10) (8)と γ 1=1/120rad,変形角の比
(11) P/120 × (3/4) × (1/130)
(12) PmaxとP/120の比
(13) P/120の3/4値

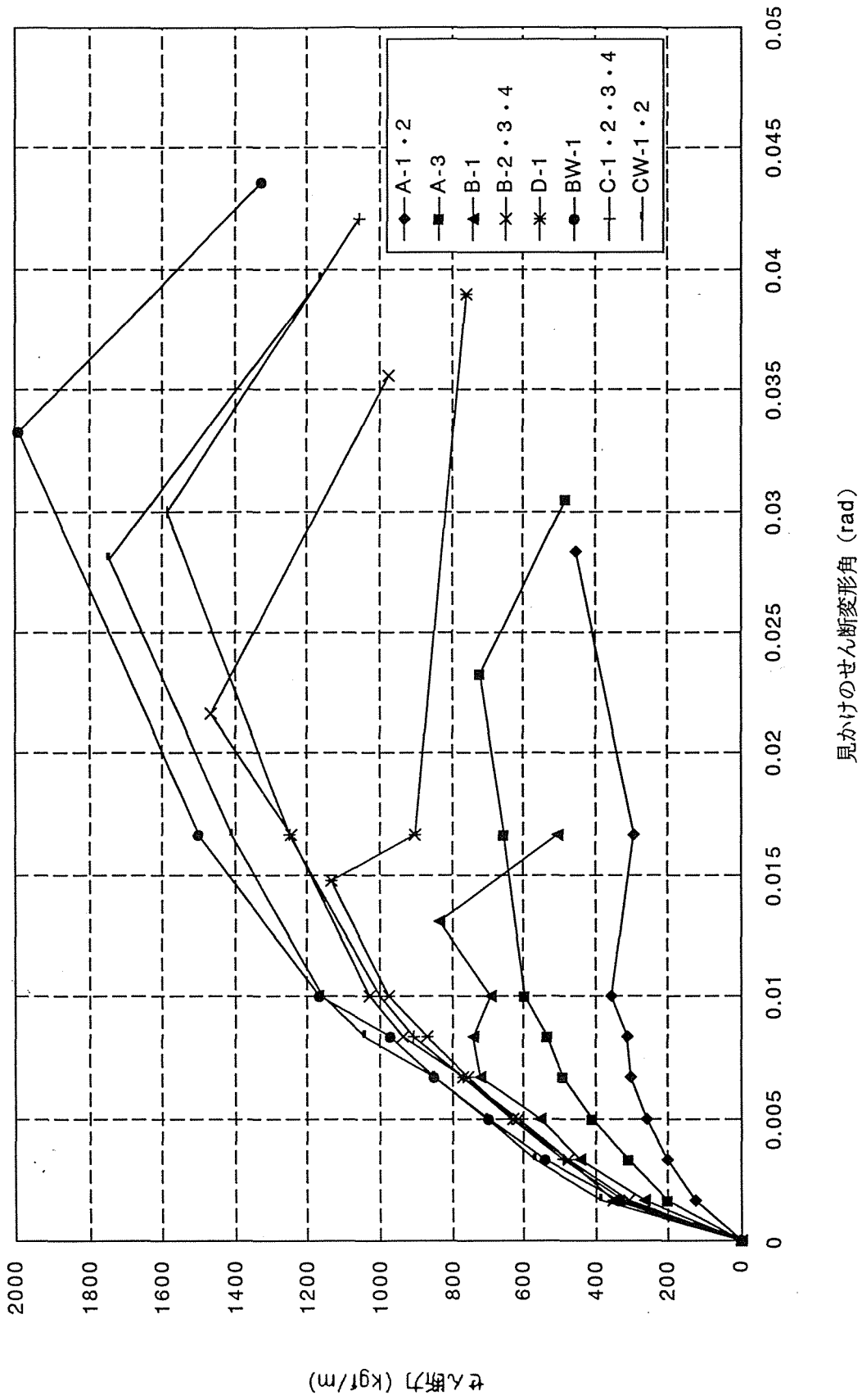


図12 せん断力 - せん断変形角包絡線関係

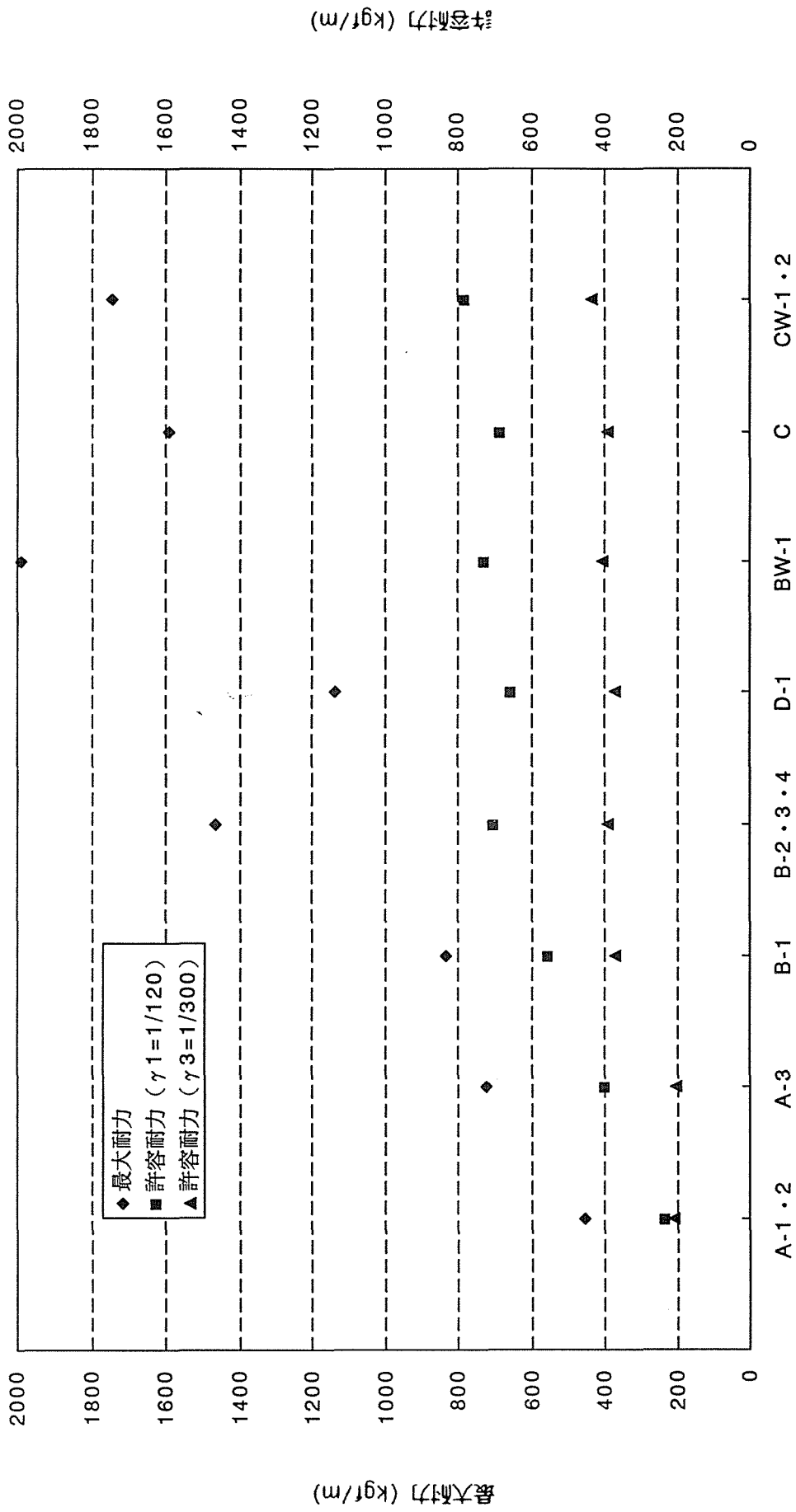


図 1.3 最大耐力および許容耐力

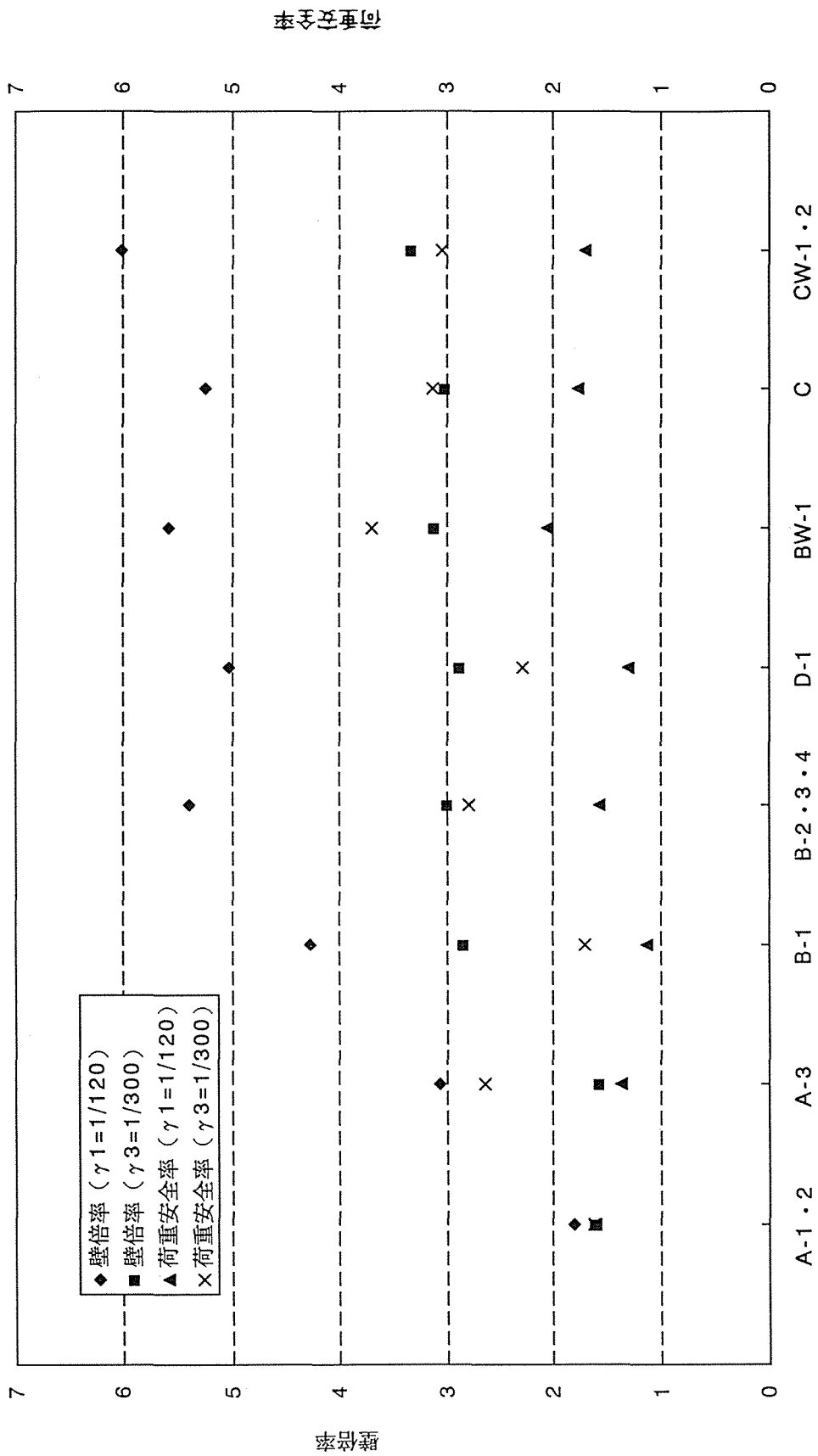


図14 壁倍率および荷重安全率

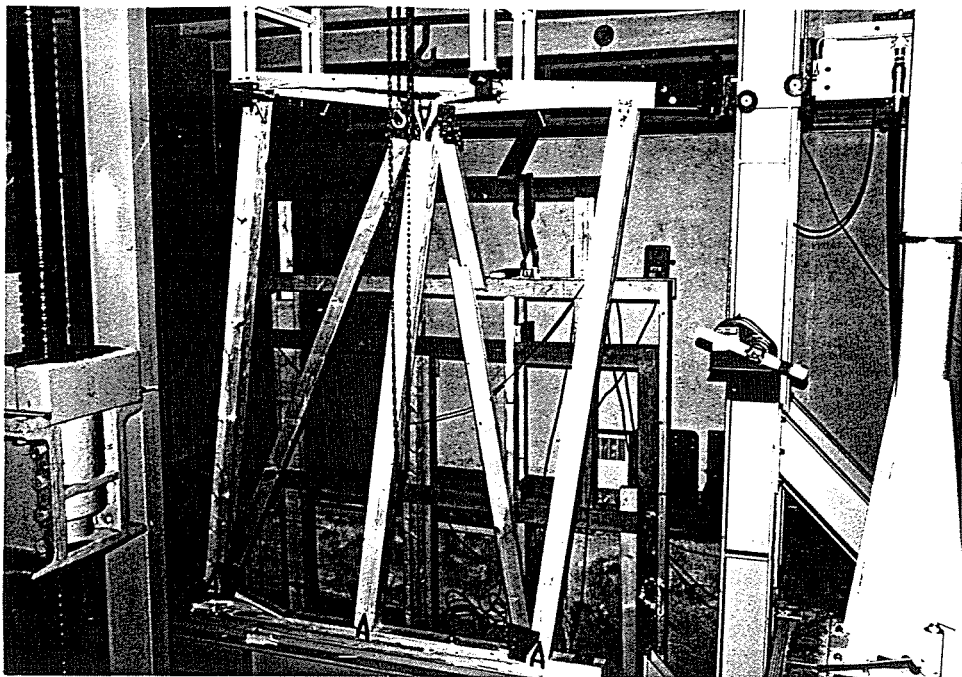


写真3 破壊状況（Aタイプ）

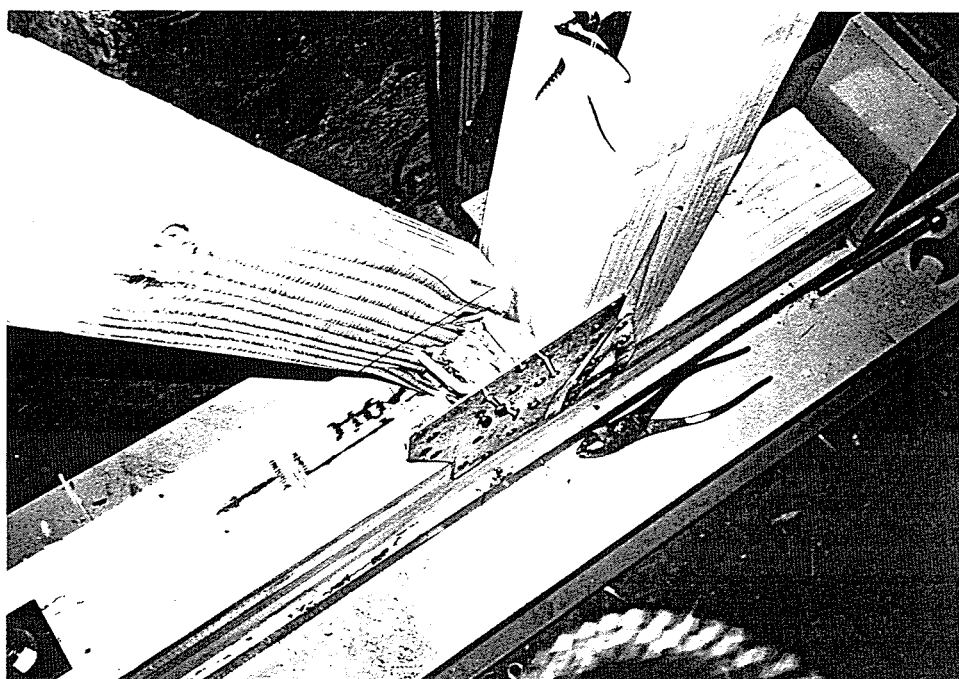


写真4 破壊状況（Bタイプ）

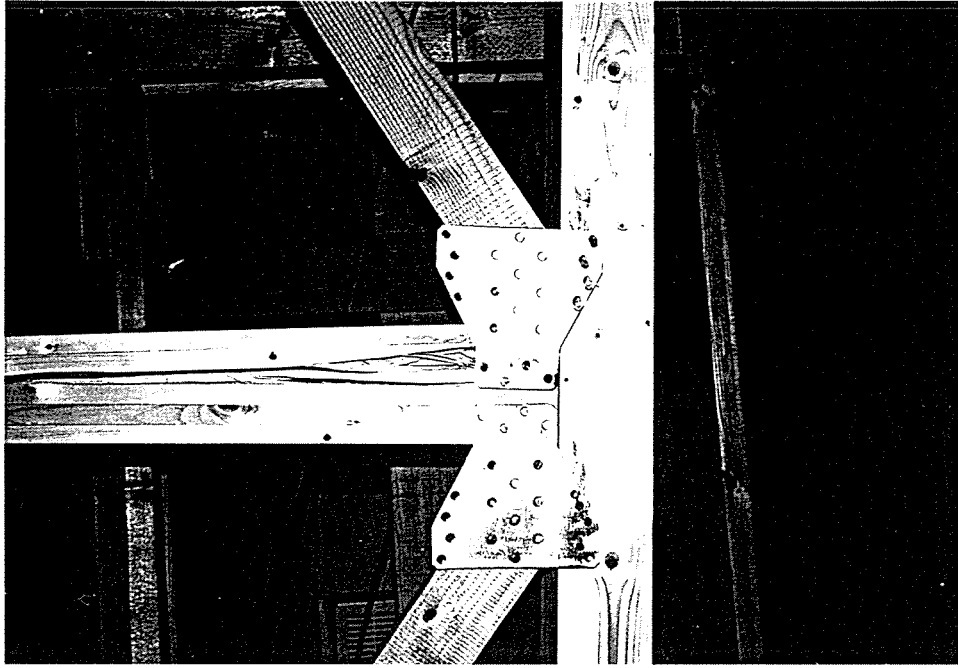
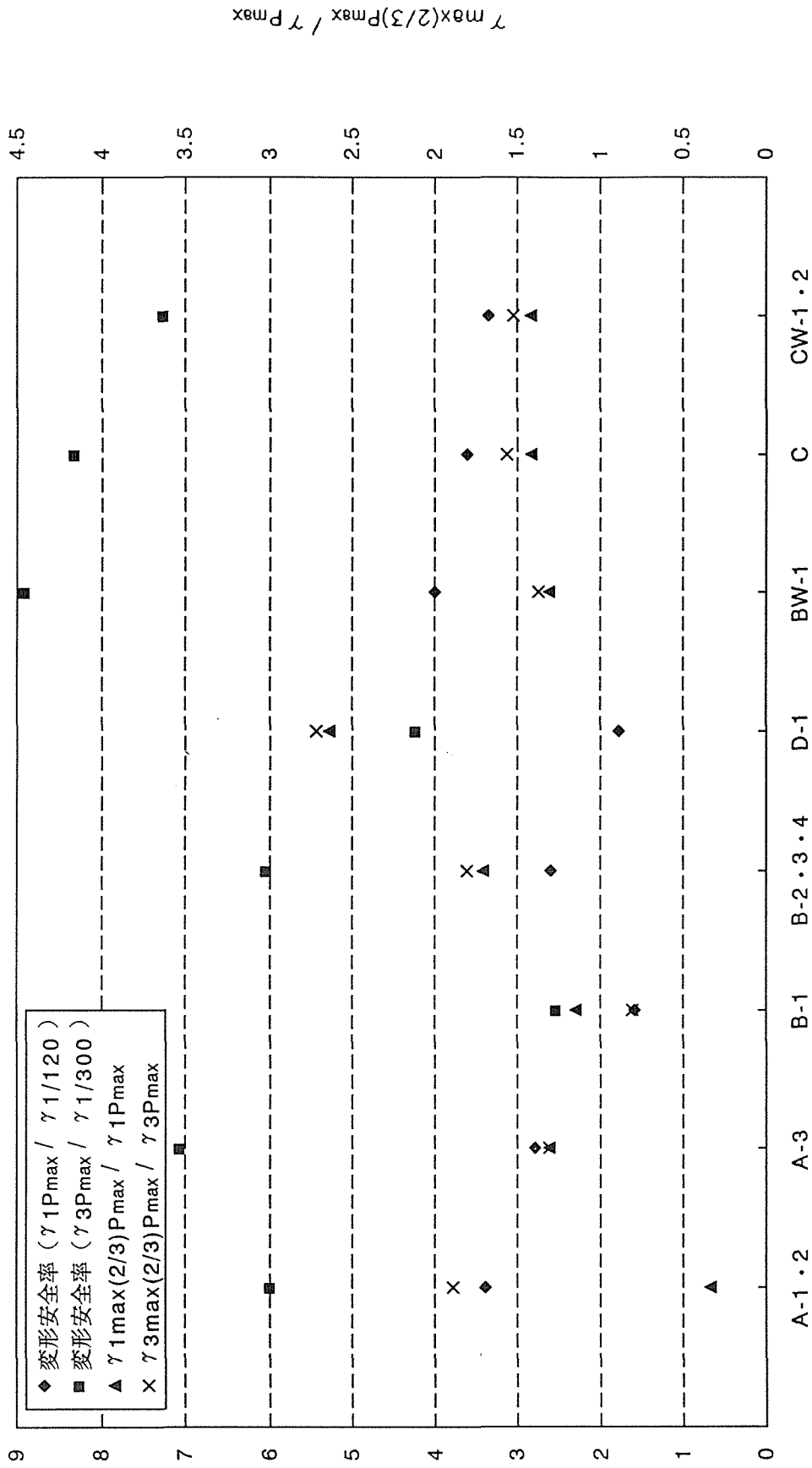


写真5 破壊状況（Cタイプ）



試験体タイプ

図15 変形安全率および $\gamma_{\max(2/3)}P_{\max} / \gamma_{P_{\max}}$

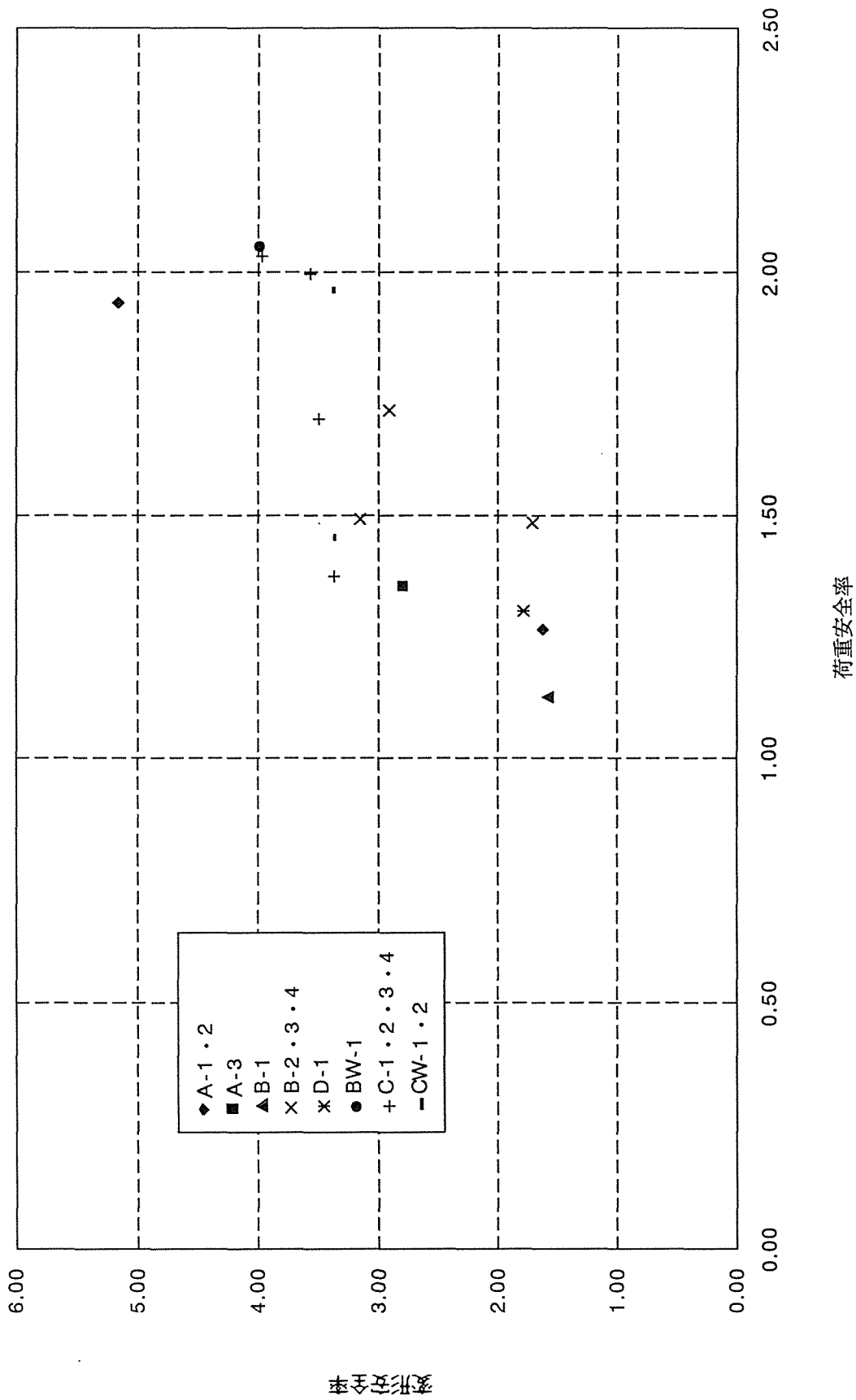


図16-1 変形安全率と荷重安全率 ($\gamma_1=1/120$ に基づく)

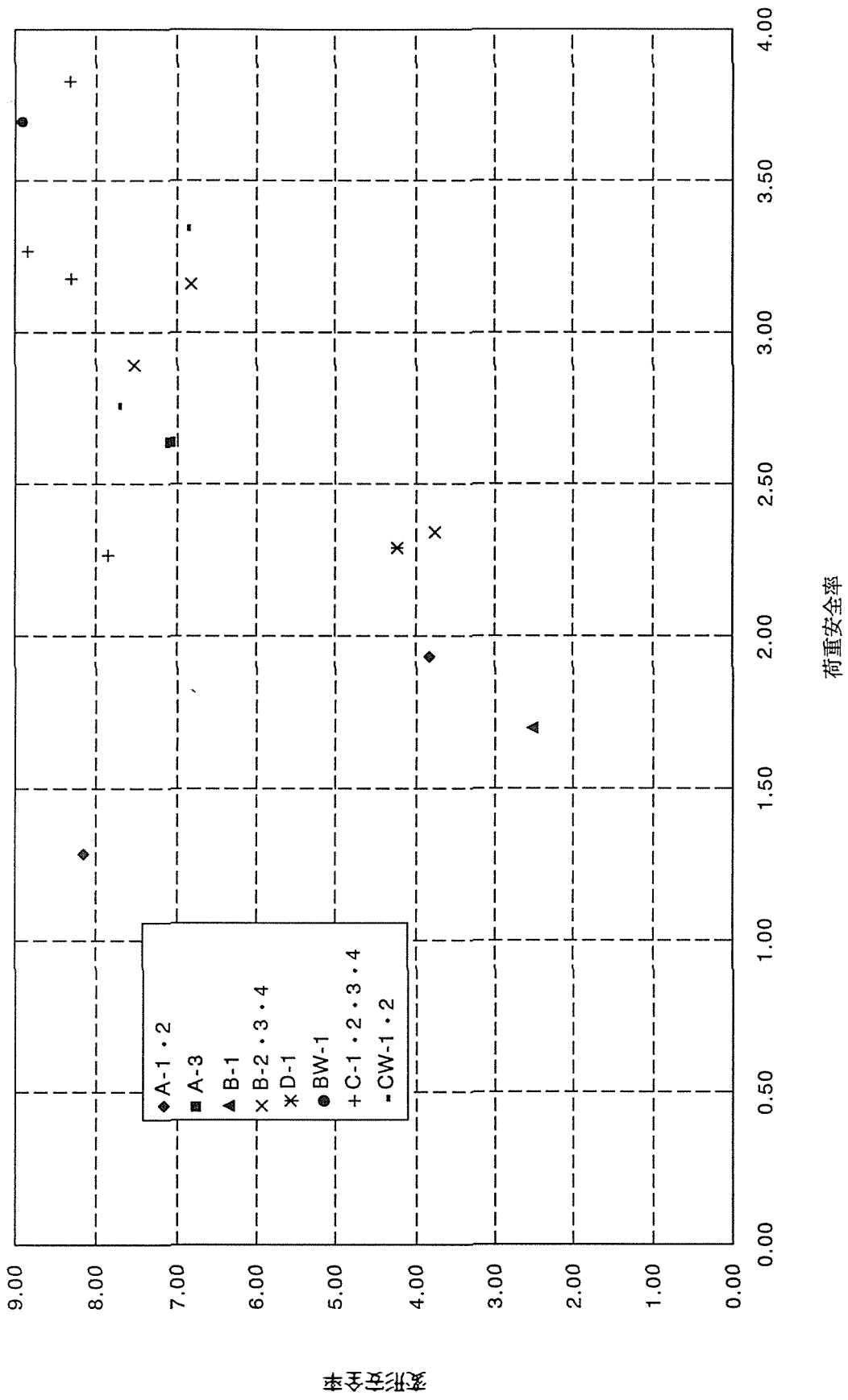


図16-2 変形安全率と荷重安全率 ($\gamma_3=1/300$ に基づく)

付表 せん断試験結果一覧（真のせん断変形角に基づく各数値・1）

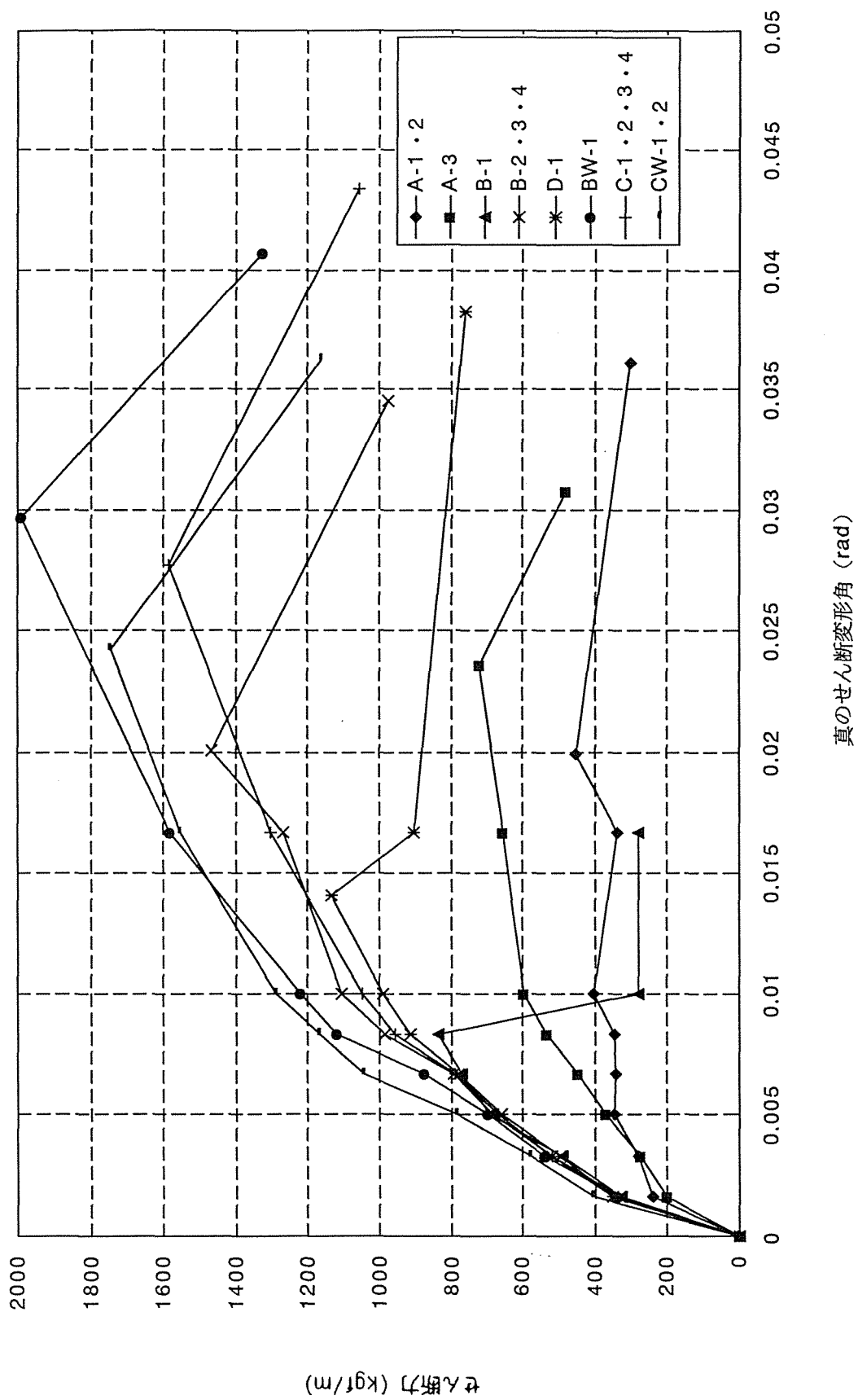
試験体	真のせん断変形角（ γ_3 ）に対するせん断耐力(kgf/m)										Pmax (kgf/m) (1)	γ_3 Pmax (10^{-3} rad) (2)	変形安全率 γ_3 Pmax / γ_3 1300 (3)
	1/600 rad	1/300 rad	1/200 rad	1/150 rad	1/120 rad	1/100 rad	1/60 rad	1/60 rad	1/60 rad	1/60 rad			
A-1	277	259	266	272	273	278	309				333	27.2	8.16
A-2	205	295	422	412	421	531	361				570	12.7	3.81
平均	241	277	344	342	347	405	335				452	20.0	5.99
A-3	204	273	370	449	532	597	652				721	23.6	7.08
平均	204	273	370	449	532	597	652				721	23.6	7.08
B-1	326	492	693	769	836	279	279				836	8.41	2.52
平均	326	492	693	769	836	279	279				836	8.41	2.52
B-2	279	474	649	655	842	963	881				1110	12.5	3.75
B-3	334	517	691	831	1006	1134	1487				1633	22.7	6.81
B-4	388	570	710	887	1105	1226	1443				1649	25.1	7.53
平均	334	520	683	791	984	1108	1270				1464	20.1	6.03
D-1	351	497	658	779	915	991	904				1137	14.1	4.23
平均	351	497	658	779	915	991	904				1137	14.1	4.23
BW-1	335	538	699	873	1118	1222	1580				1990	29.7	8.91
平均	335	538	699	873	1118	1222	1580				1990	29.7	8.91
C-1	301	462	649	777	923	960	1351				1770	27.8	8.34
C-2	299	454	602	746	900	991	1114				1441	27.7	8.31
C-3	340	493	620	608	895	1018	1345				1610	29.5	8.85
C-4	471	676	793	1015	1114	1225	1409				1532	26.2	7.86
平均	353	521	666	787	958	1049	1305				1588	27.8	8.34
CW-1	390	540	771	921	1035	1179	1587				1802	22.8	6.84
CW-2	420	614	798	1166	1297	1398	1519				1689	25.7	7.71
平均	405	577	785	1044	1166	1289	1553				1746	24.3	7.28

- (1) 最大耐力
(2) 最大耐力時の変形角
(3) 最大耐力時の変形角（2）と $\gamma_3=1/300$ rad変形角の比

付表 せん断試験結果一覧（真のせん断変形角に基づく各数値・2）

2/3Pmax (kgf/m) (4)	γ 32/3Pmax (10°-3rad) (5)	1/2 γ 3Pmax (10°-3rad) (6)	P1/2 γ 3Pmax (kgf/m) (7)	γ 3max(2/3Pmax) (10°-3rad) (8)	γ 3max(2/3Pmax) / γ 3Pmax (9)	γ 3max(2/3Pmax) / γ 1/300 (10)	整倍率 (11)	荷重安全率 (12)	許容耐力 (kgf/m) (13)
222	5.59	13.6	299	45.6	1.68	13.7	1.49	1.29	194
380	6.58	6.36	377	26.7	2.10	8.01	1.70	1.93	221
301	6.09	10.0	338	36.2	1.89	10.8	1.60	1.61	208
481	7.55	11.8	628	30.8	1.31	9.24	1.57	2.64	205
481	7.55	11.8	628	30.8	1.31	9.24	1.57	2.64	205
557	4.94	4.20	498	6.70	0.80	2.01	2.84	1.70	369
557	4.94	4.20	498	6.70	0.80	2.01	2.84	1.70	369
740	7.35	6.24	617	27.8	2.22	8.34	2.74	2.34	356
1089	9.91	11.3	1214	41.1	1.81	12.3	2.98	3.16	388
1099	11.1	12.5	1205	34.8	1.39	10.4	3.29	2.89	428
976	9.45	10.0	1012	34.6	1.81	10.4	3.00	2.80	390
758	6.59	7.07	779	38.3	2.72	11.5	2.87	2.29	373
758	6.59	7.07	779	38.3	2.72	11.5	2.87	2.29	373
1327	11.5	14.8	1473	40.7	1.37	12.2	3.11	3.70	404
1327	11.5	14.8	1473	40.7	1.37	12.2	3.11	3.70	404
1180	13.4	13.9	1253	36.6	1.32	11.0	2.67	3.83	347
960	9.83	13.8	991	33.9	1.22	10.2	2.62	3.17	341
1074	13.2	14.7	1234	42.4	1.44	12.7	2.85	3.27	370
1022	11.5	13.1	1093	60.5	2.31	18.2	3.90	2.27	507
1059	12.0	13.9	1143	43.4	1.57	13.0	3.01	3.13	391
1201	10.7	11.4	1254	45.2	1.98	13.6	3.11	3.34	405
1126	7.67	12.9	1313	27.3	1.06	8.19	3.54	2.75	461
1164	9.19	12.2	1284	36.3	1.52	10.9	3.33	3.04	433

- (4) 最大耐力の2/3値
(5) (4) 時の真のせん断変形角
(6) 最大耐力時変形角(2)の1/2値
(7) (6) 時のせん断耐力
(8) (4) 時の真のせん断変形角の最大値
(9) (8) と (2) の比
(10) (8) と $\gamma 3=1/300rad$ 変形角の比
(11) $P1/300 \times (3/4) \times (1/130)$
(12) Pmax と P1/300 の比
(13) P1/300 の 3/4 値



付図 せん断力 - せん断変形角包絡線関係

第3章 部分実験による筋かい金物の剛性及び強度の評価

1. はじめに

筋かい壁の耐力評価は、実大実験による方法が一般的であるが、新たな金物の開発の際、毎度実大実験を行うのは、手間と費用の面で問題がある。しかし、筋かい金物の耐力は金物の形状寸法、接合具の種類、本数、配置といった様々な要素に影響されるために、計算だけの評価は困難を伴う。したがって、筋かい取り付け部を部分的に取出し、これに実際に則した荷重を加えて検討するのが合理的と考えられる。

平嶋らは圧縮筋かい壁の剛性と強度を、いくつかの仮定を設け、各種の部分実験の結果を踏まえて計算によって評価した。しかし、そこでは、筋かいが圧縮に効く場合だけを対象としており、引張りについては検討していない。最近の筋かいの取り付け金物は、従来の薄くて、面積の小さなものから、引張りにも効く、厚くて面積の大きな金物になってきており、筋かいは圧縮のみならず、引張りにも効果があることがわかってきた。また、これらの金物を使った実大実験結果によると、筋かいに圧縮力が加わる場合は、筋かいの座屈による破壊がほとんどで、筋かい端部のめり込みの影響は少ない。したがって、筋かい金物の評価は引張り力に対して行えば、圧縮については、筋かいの金物による固定度の評価を行えば、後は座屈荷重の計算で十分と考えられる。

以上の観点から、今回は筋かい金物取付部分を取り出して、筋かいに引張り力を加えて、金物の評価を行った。また、別途行った実大実験結果との比較から、部分実験における金物強度の評価方法の妥当性を検討した。

2. 実験

2.1 実験材料

1) 筋かい金物

a) 筋かいプレート (BP-2 Z金物)BPと略す。

b) 皿ビス筋かいボックス (SSB-3 2倍用 カナイ製)SBと略す。

いずれも、壁倍率2として市販されている。

2) 木材

スギ、ベイマツ

2.2 試験体および試験方法

図1に筋かい金物の取り付け方を、図2に試験方法を、また図3には変位計の取り付け位置を示した。BPは17本のZS50と、M12の角根平頭ボルトで、SBは15本のパーティクルボード用ビスで取り付けした。部材寸法は土台(105x105x600)、柱(105x105x455)、筋かい(45x105x600)である。土台と柱は短ほぞで、ホールダウン金物(s-HD15)と12φのアンカーボルトでフレームAに固定した。柱の上部はフレームBにボルトに締めつけた。ただし、BP金物のスギ、1Pで一部の試験体は柱頭をフレームBに固定しないで試験を行った。

試験体の種類と試験体数は次の通りである。

金物	木材	筋かい角度	試験体数	記号
BP	スギ	1P	7 *1	BP-S-1P
BP	スギ	2P	3	BP-S-2P
BP	ベイマツ	1P	3	BP-D-1P
SB	スギ	1P	3	SB-S-1P
SB	スギ	2P	3	SB-S-2P
SB	ベイマツ	1P	3	SB-D-1P

*1：うち3体は柱をフレームBに固定せず。

3. 結果と考察

図4-1 から 図4-4 に、筋かいに加えた軸力と筋かい-土台間の相対変位 (δ_2) の関係を示した。 δ_2 は、筋かいの表側と裏側に付けた2つの変位計の平均値である。後の考察ででてくる δ_1 は、金物を取り付けた側 (図1で紙面に表れている側) での相対変位である。BP-S-1P の1、2、3は柱をフレームBに固定しなかった場合で、試験体4、5、6、7はボルトで固定した場合である。固定をしないと、荷重の上昇と共に、柱が土台との角度を広げる方向に倒れ込んでいき、柱と筋かいを止め付けている釘が十分に耐力を発揮しないうちに土台が割れるため、剛性、強度ともかなり低くなってしまった。部分実験が実大の耐力壁の水平せん断試験と異なるのは、部分実験では土台の寸法が短い点と、柱がホールダウン金物のみで固定されている実大壁よりも、土台と柱の固定度が高い点である。実際の壁で試験をした場合には、土台と柱との角度はせん断による変形以上の開きは生じない。したがって、部分実験の方が土台の割れが生じやすく、土台筋かい間のギャップが大きくなることが予想される。そこで、耐力壁と似た状況を作り出すために、以後の実験は、柱をフレームAと直交するフレームBに固定して行うこととした。

図4を見ると、筋かいプレートBPで加力初期で、荷重が上がっても、変位が増えない部分が見られる。これは、筋かいに偏心によるモーメントがかかるためと考えられる。耐

力壁の実験では、筋かいと土台間の相対変位測定は金物を取付けた側 (δ_1) しか行っていない。そこで、図5にBP、SBとも金物を取付けた面のみの変位計の読みと荷重の関係を示した。

図6は引張り筋かい壁の水平せん断試験における、筋かい引張り力と筋かいと土台間の相対変位 (δ_w) の関係である。図5と図6を基に、軸力 $N_j = 1000\text{kgf}$ における δ_1 と δ_w を比較してみた (図7)。SBで比が3に近いものがあり、部分実験と耐力壁実験では単純に δ の比較をすることは難しいことがわかる。これは、部分実験では土台と柱がしっかりと基礎に固定されているのに比べ、耐力壁実験では土台はホルダウン金物のみで固定されているのと、柱は自由に曲げ変形をする点が異なるためと考えられる。

図8は軸力 N_j の最大値の部分実験と耐力壁実験の比較である。皿ビス筋かいボックスSBはほぼ値が1に近かったが、筋かいプレートBPでは、部分実験値が耐力壁の値をやや上回った。これは変形のところで述べたのと同様に、土台、柱の固定度の違いと考えられる。BPは耐力壁では筋かいに打たれた釘がせん断変形をし、角根ボルトの部分から筋かいに割れが発生し、破壊したが、部分実験では、土台が繊維方向に割れて最大荷重に達したためと考えられる。

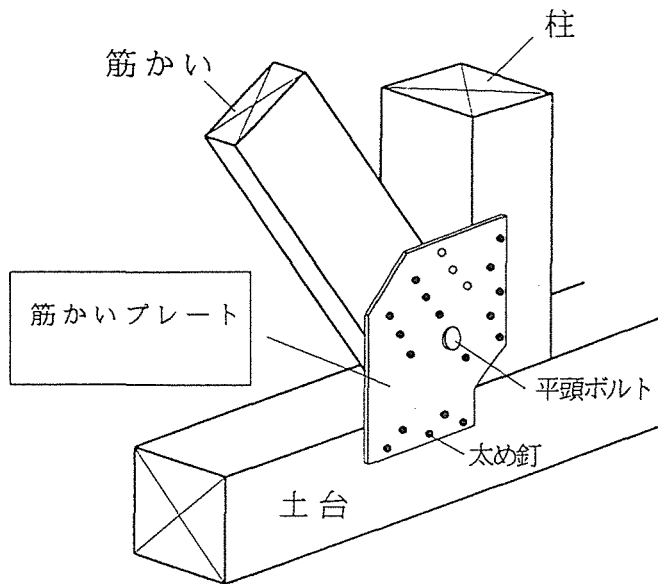
図9には耐力壁実験において、壁倍率を決定する因子である $2/3P_{\text{max}}$ と $P_{1/120\text{rad}}$ の比を示した。これを眺めると、ほとんどが1/120rad時の荷重で壁倍率が決まっている。先の考察で、部分実験では筋かいの最大荷重の評価は耐力壁実験とほぼ同じであったが、荷重-変位の関係は大きく異なったことを考慮すると、部分実験から直接壁倍率を推定することは困難である。しかし、筋かい金物の強度あるいは、既知の金物との相対比較には十分に活用できる。

そもそも、耐力壁実験において壁倍率を求める場合、土台の固定の仕方や、柱と土台の止め付け方によって、倍率は変わってくる可能性があるので、筋かい壁における金物の評価は今後、強度で比較する必要があるのではないだろうか。そう考えると、今回の部分実験のような形式で評価をするのが、各種の要因に影響されてくる実大試験よりもむしろ正当な評価ができるかも知れない。

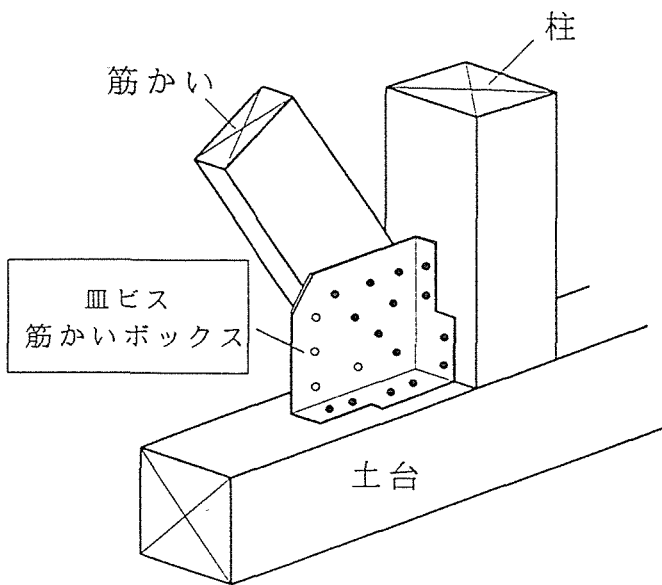
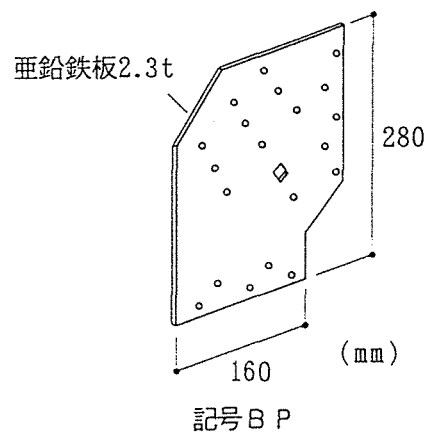
(文責：三重大学生物資源学部 徳田 迪夫)

文献

- (1) 平嶋義彦他4名、筋違入り軸組の剪断性能とその構造解析 (第1報) 軸組の水平剪断試験)、木材学会誌、Vol.27, No.12(1981)
- (2) 平嶋義彦他4名、筋違入り軸組の剪断性能とその構造解析 (第2報) 軸組の構造解析)、木材学会誌、Vol.27, No.12(1981)



- 角根平頭ボルト M12
- 六角ナット M12
- 小型角座金 W2.3x30
- 太め釘 ZS50 (17本)



- パーティクルボードビス
- 5.5φ×45mm (15本)

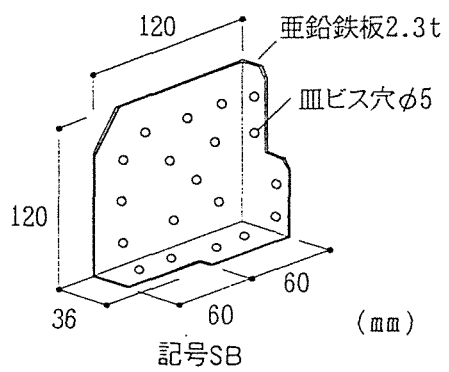


図1. 筋かい金物の形状・寸法

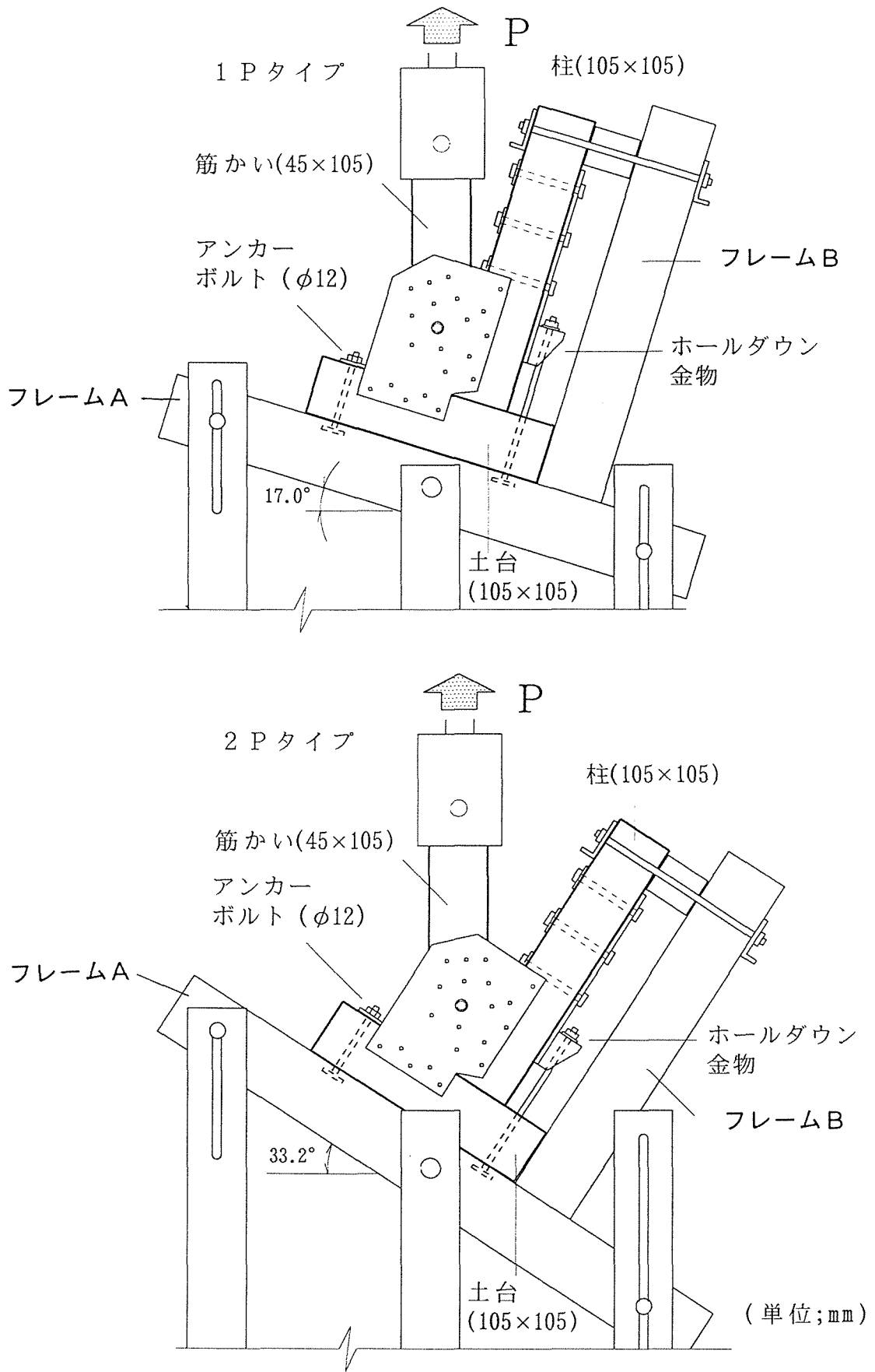
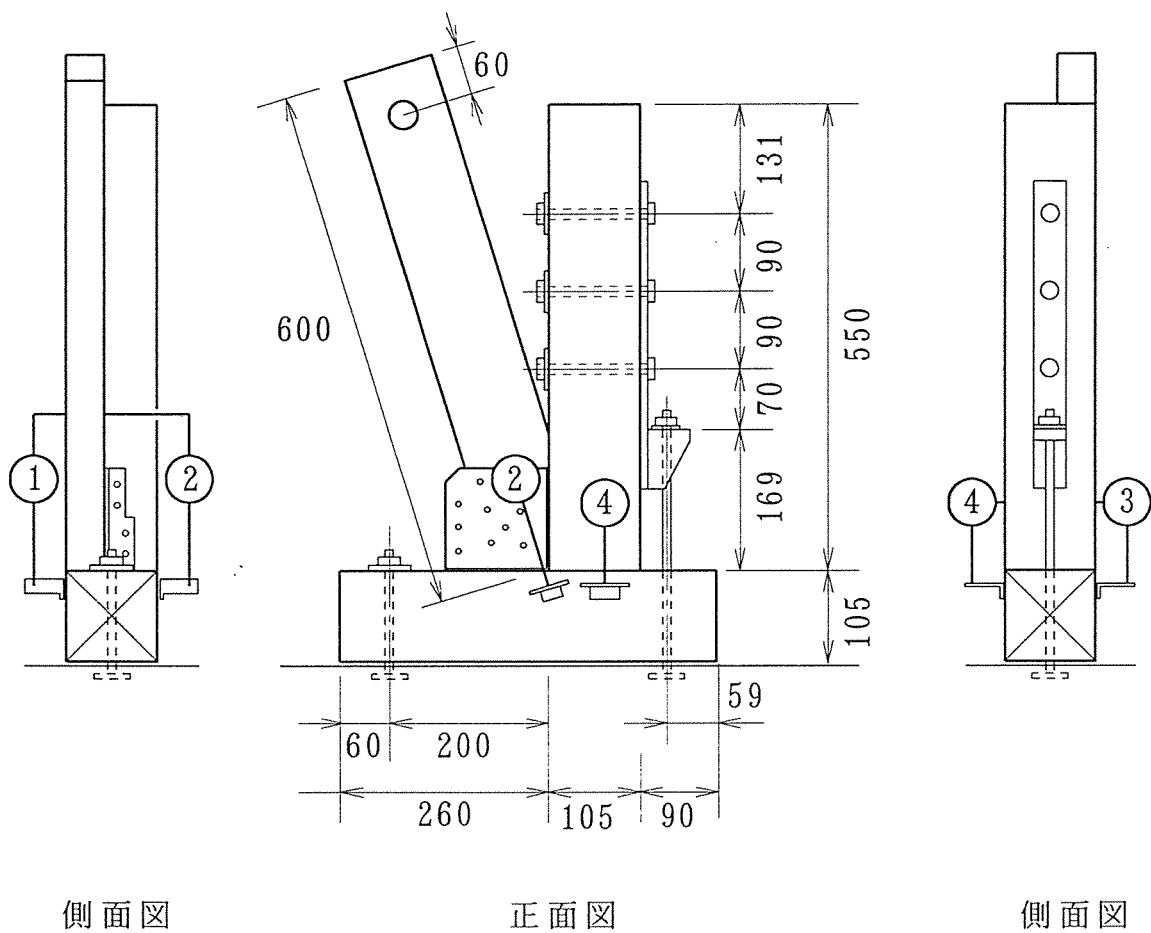


図2. 筋かい部分試験体の試験方法 (BP、SBとも同様)



(単位;mm)

図3. 相対変位測定位置

(筋かいボックス、SBの場合。変位計2の読みを $\delta 1$ 、(変位計1+変位計2)/2を $\delta 2$ とした)

(註) 筋かいプレートでは変位計1の読みを $\delta 1$ 、(変位計1+変位計2)/2を $\delta 2$ とした)

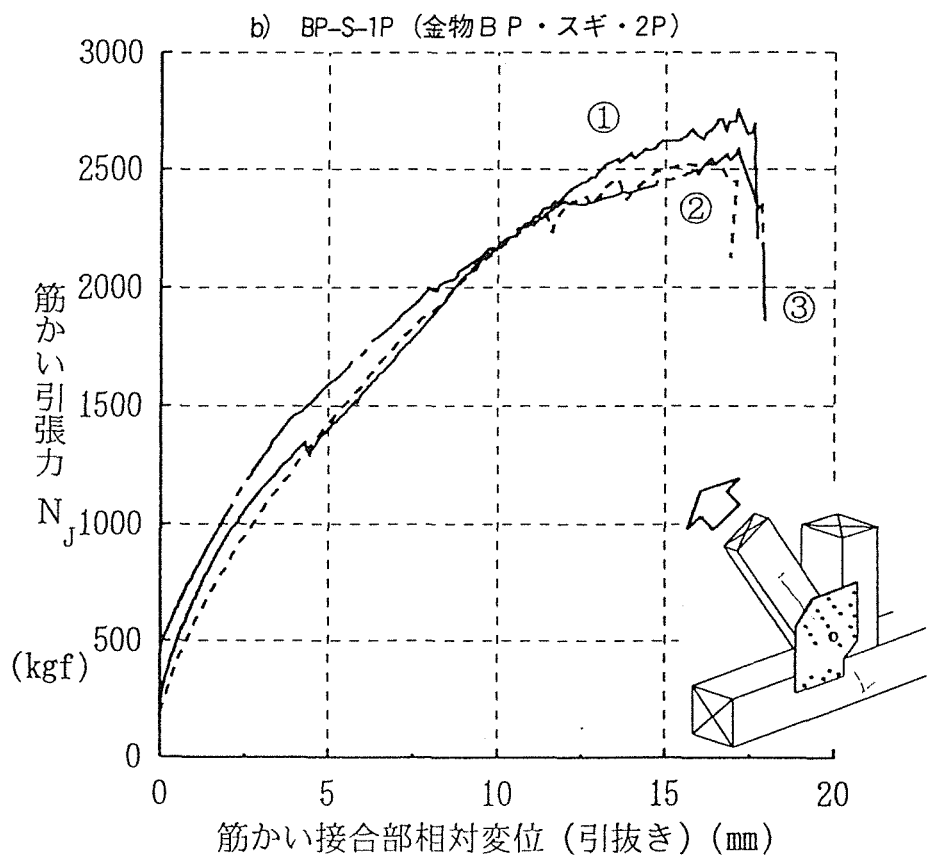
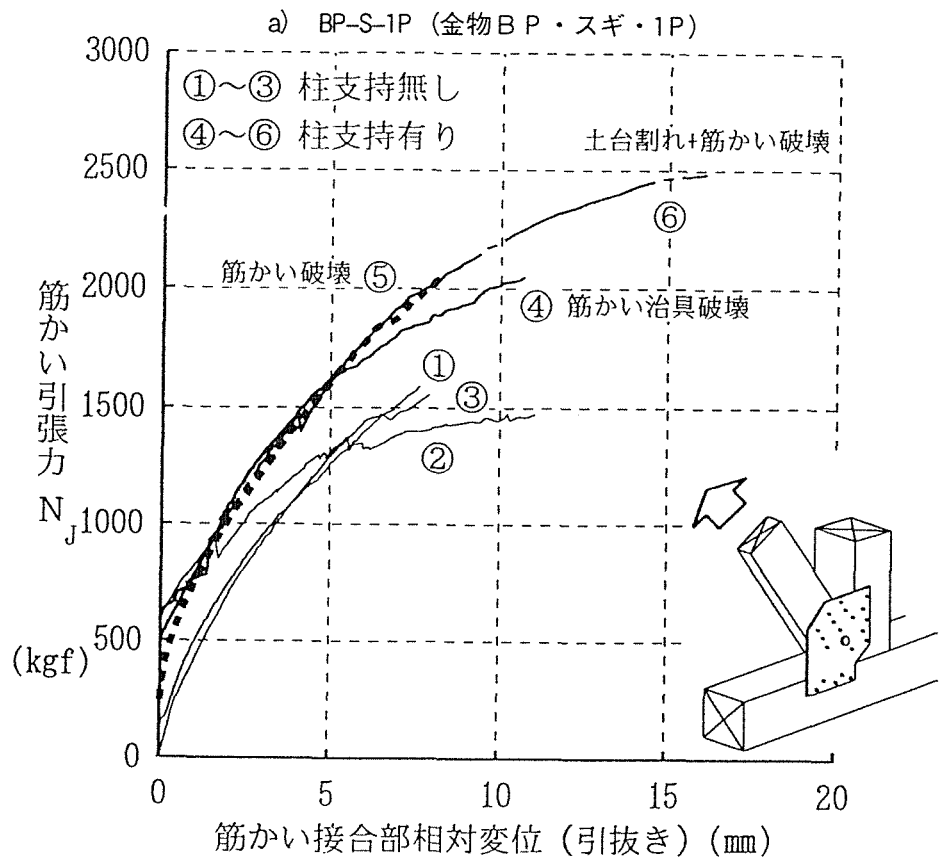


図4-1. 筋かい部分実験における、筋かい引張り力 (N_j) と筋かいと土台間の相対変位 (δ_2) の関係
(註) 相対変位は筋かいの裏表に取り付けた2つの変位計の平均値

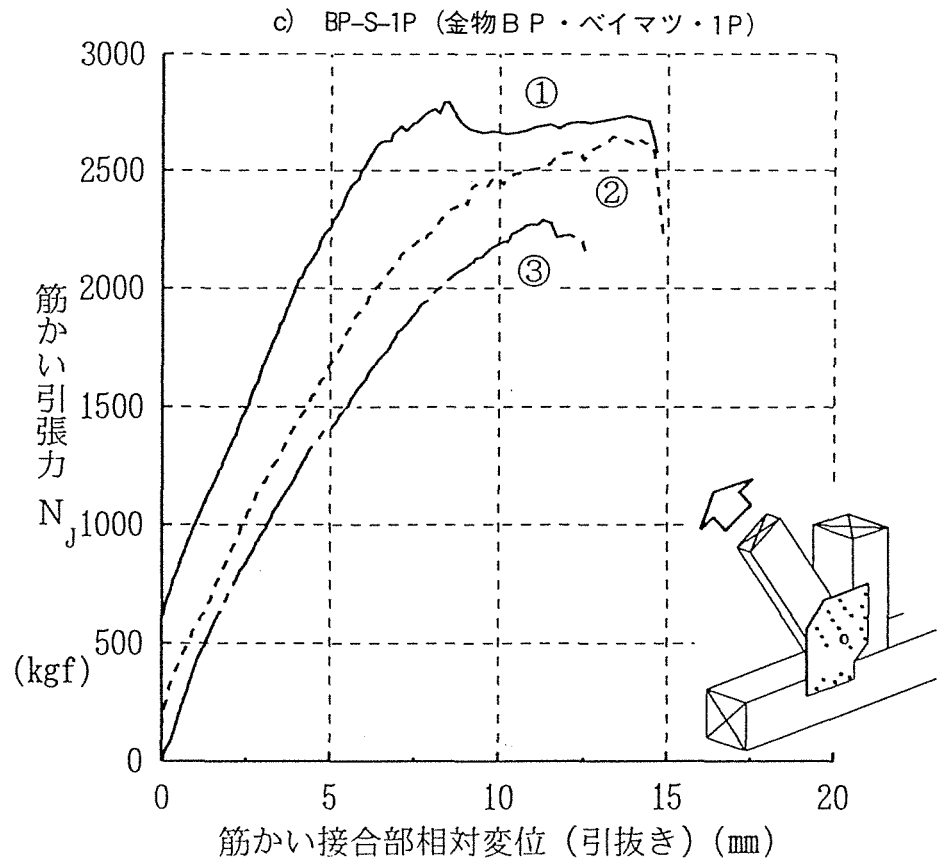


図4-2. 筋かい部分実験における、筋かい引張り力 (N_j) と筋かいと土台間の相対変位 (δ_2) の関係

(註) 相対変位は筋かきの裏表に取り付けた2つの変位計の平均値

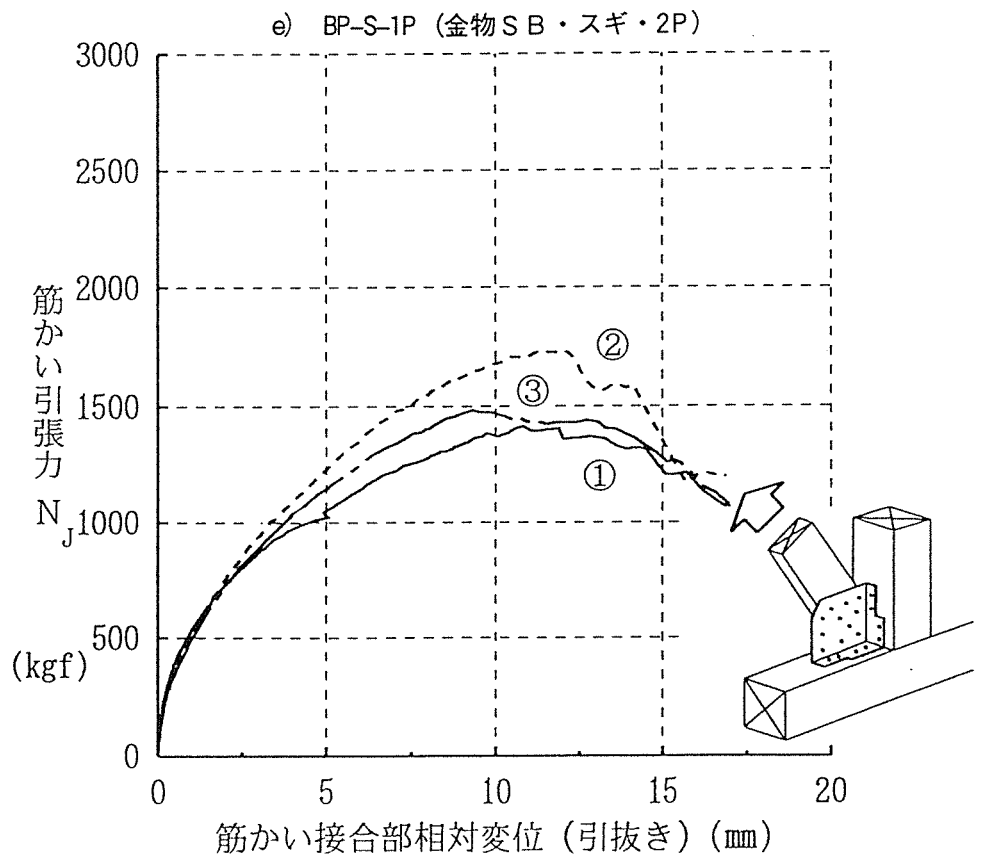
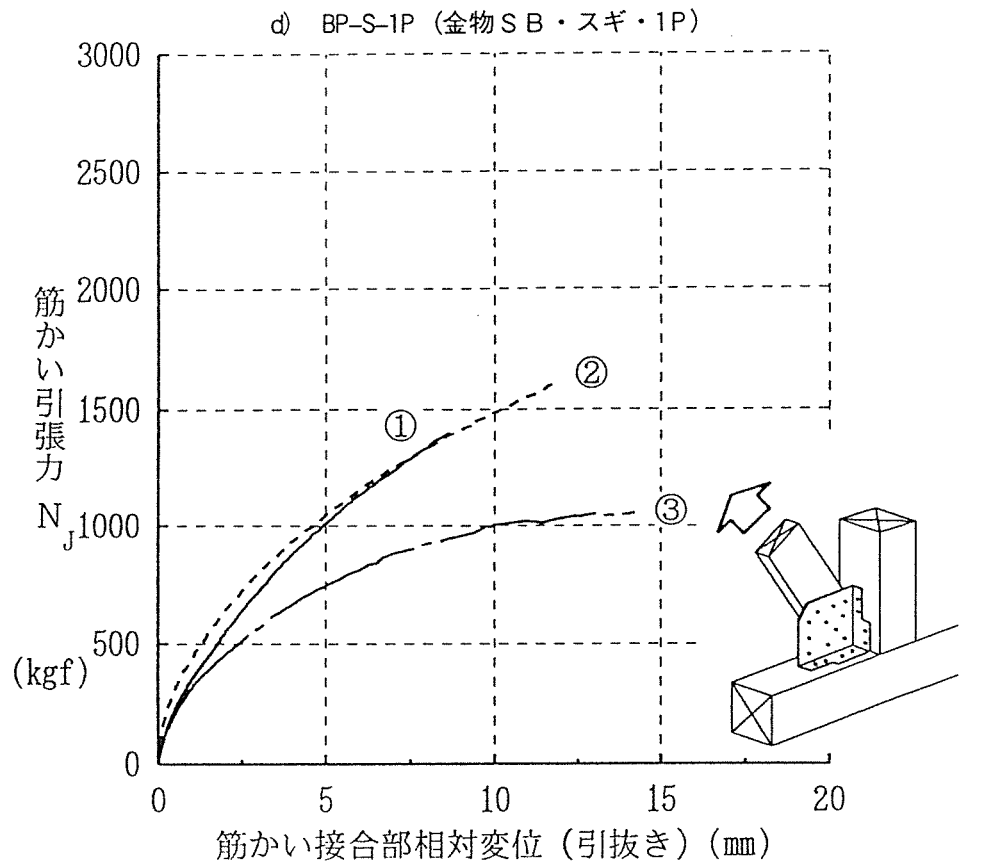


図4-3. 筋かい部分実験における、筋かい引張り力 (N_j) と筋かいと土台間の相対変位 (δ_2) の関係
 (註) 相対変位は筋かいの裏表に取り付けた2つの変位計の平均値

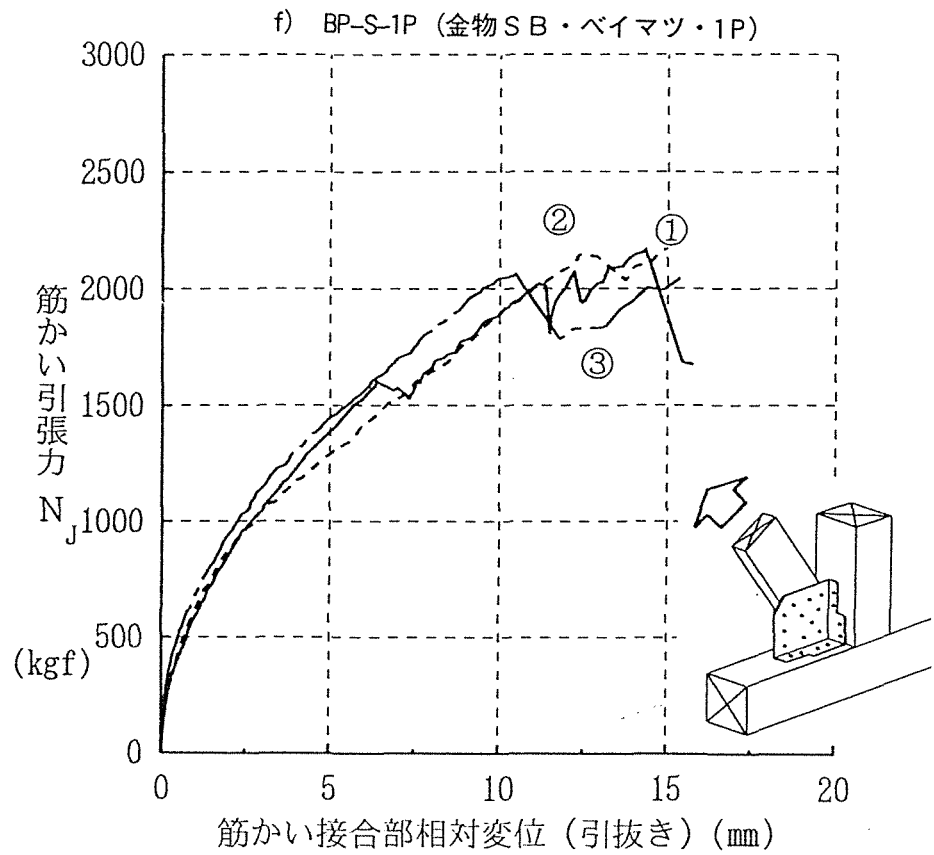


図4-4. 筋かい部分実験における、筋かい引張り力 (N_j) と筋かいと土台間の相対変位 (δ_2) の関係
 (註) 相対変位は筋かいの裏表に取り付けた2つの変位計の平均値

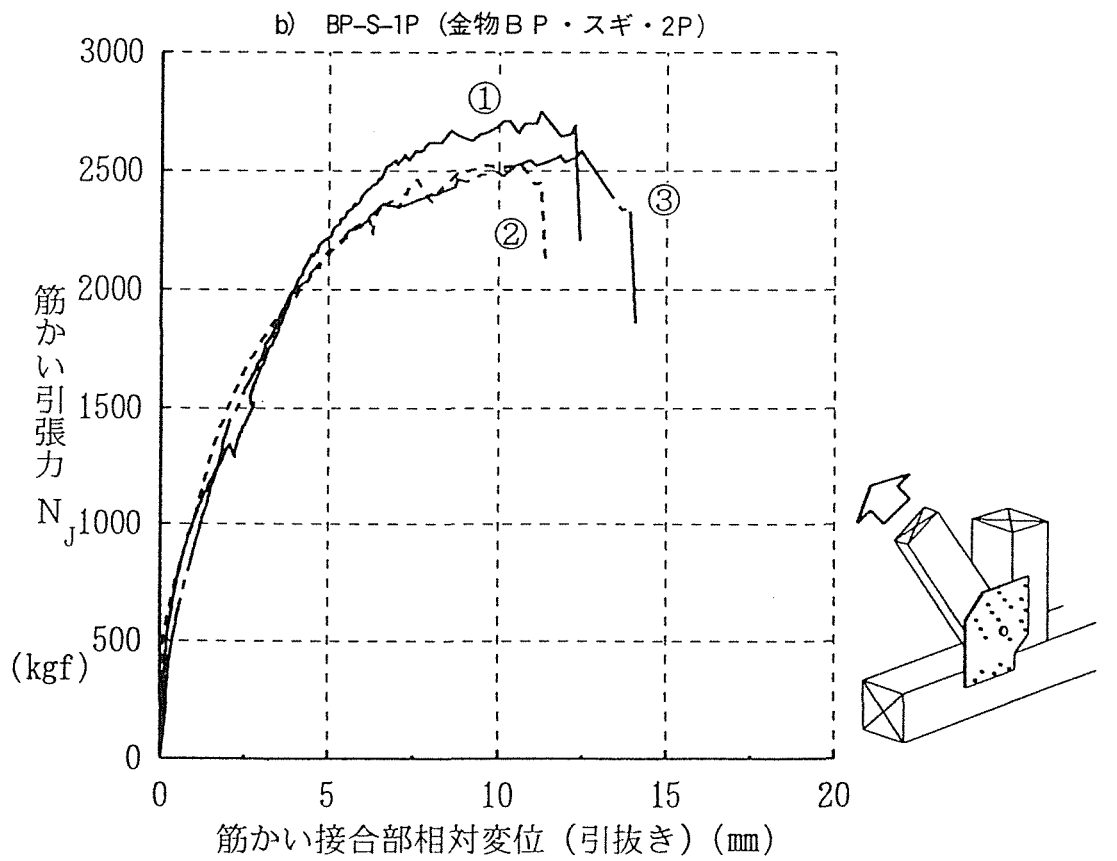
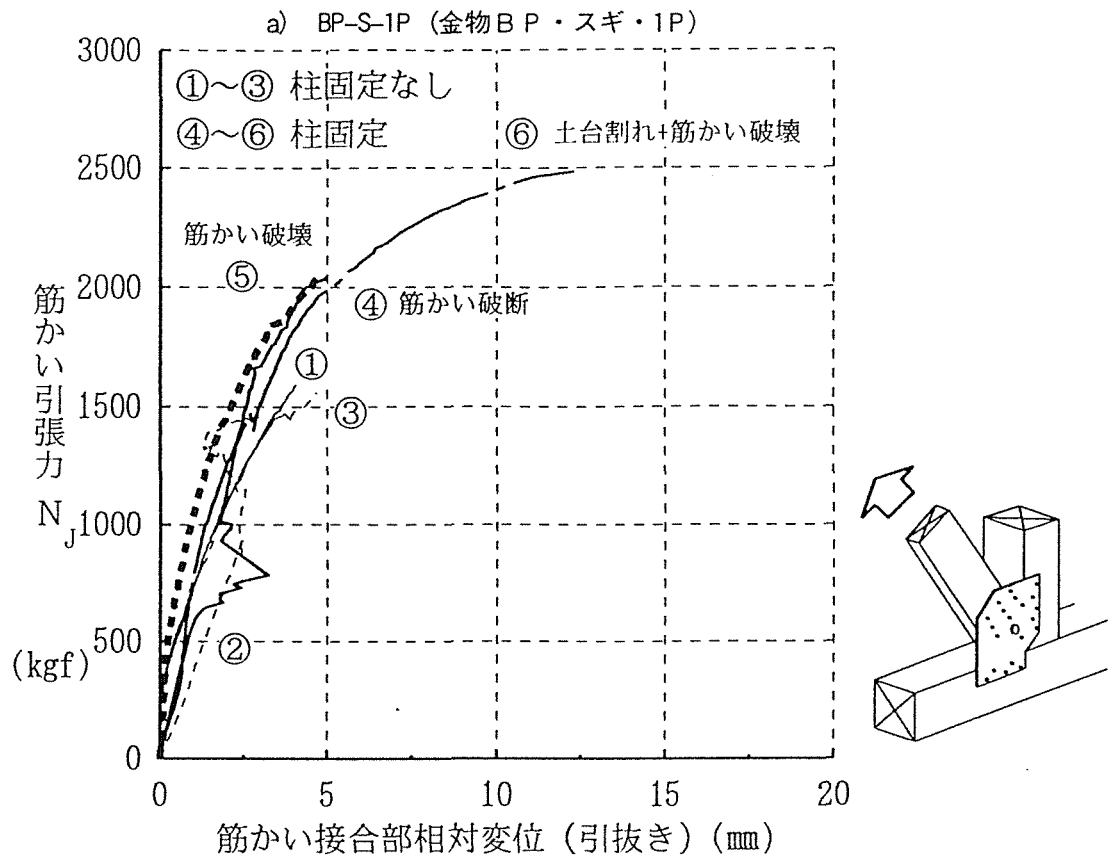


図5-1. 筋かい部分実験における、筋かい引張り力 (N_j) と筋かいと土台間の相対変位 (δ_1) の関係

(註) 相対変位は筋かいの金物取付側に取り付けた1つの変位計値

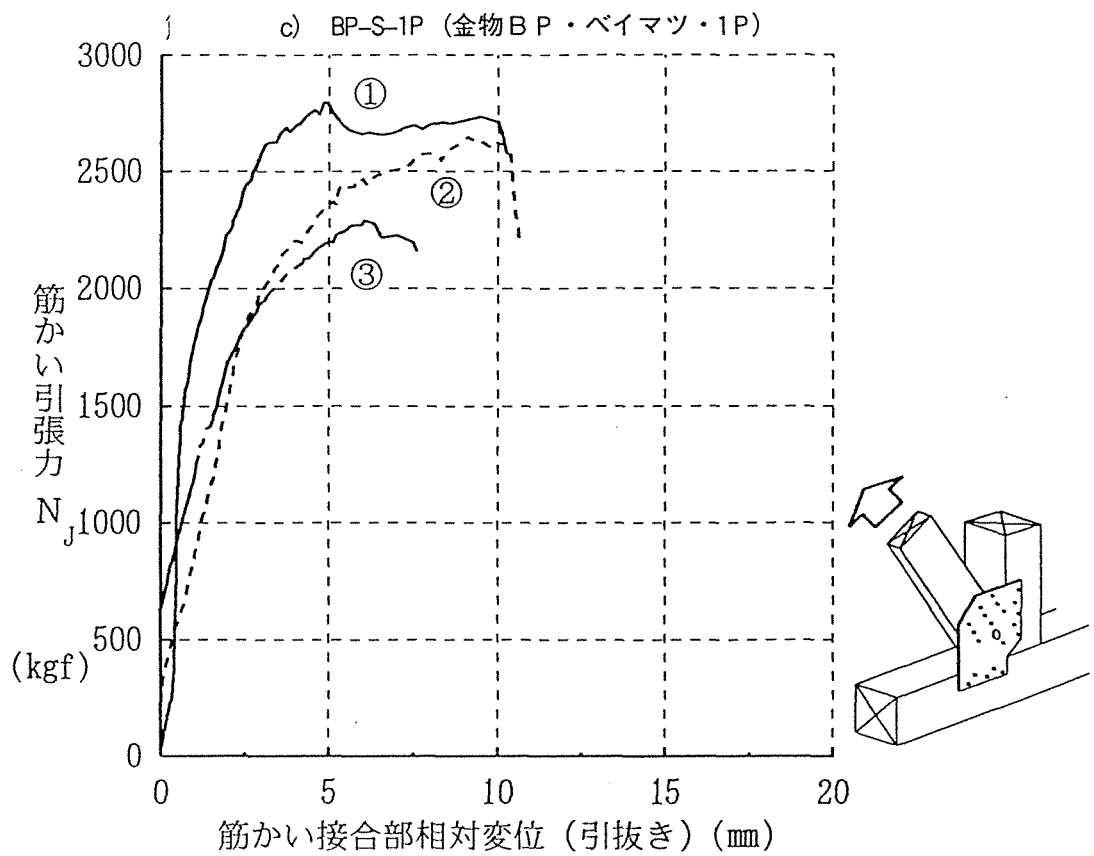


図5-2. 筋かい部分実験における、筋かい引張り力 (N_j) と筋かいと土台間の相対変位 (δ_i) の関係

(註) 相対変位は筋かいの金物取付側に取り付けた1つの変位計値

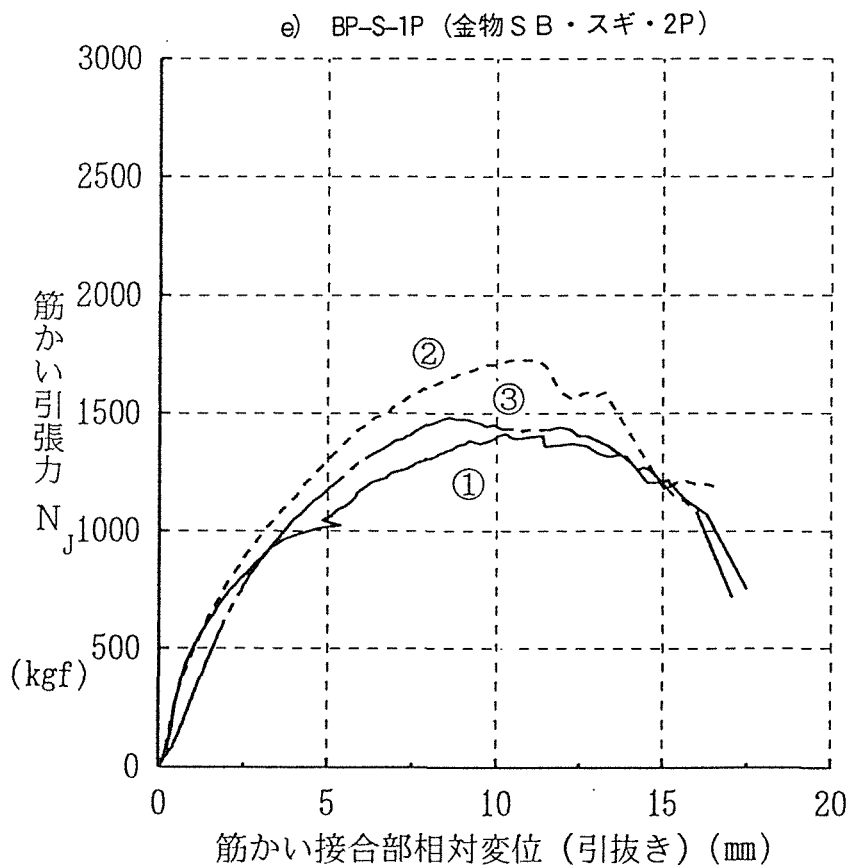
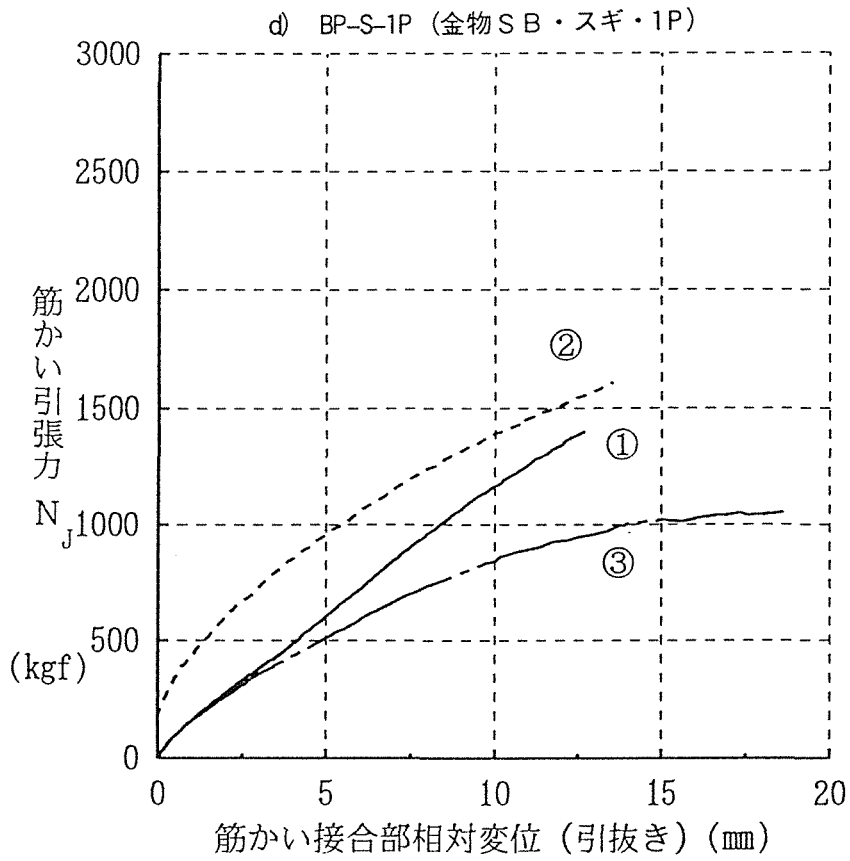


図5-3. 筋かい部分実験における、筋かい引張り力 (N_j) と筋かいと土台間の相対変位 (δ_1) の関係
 (註) 相対変位は筋かいの金物取付側に取り付けた1つの変位計値

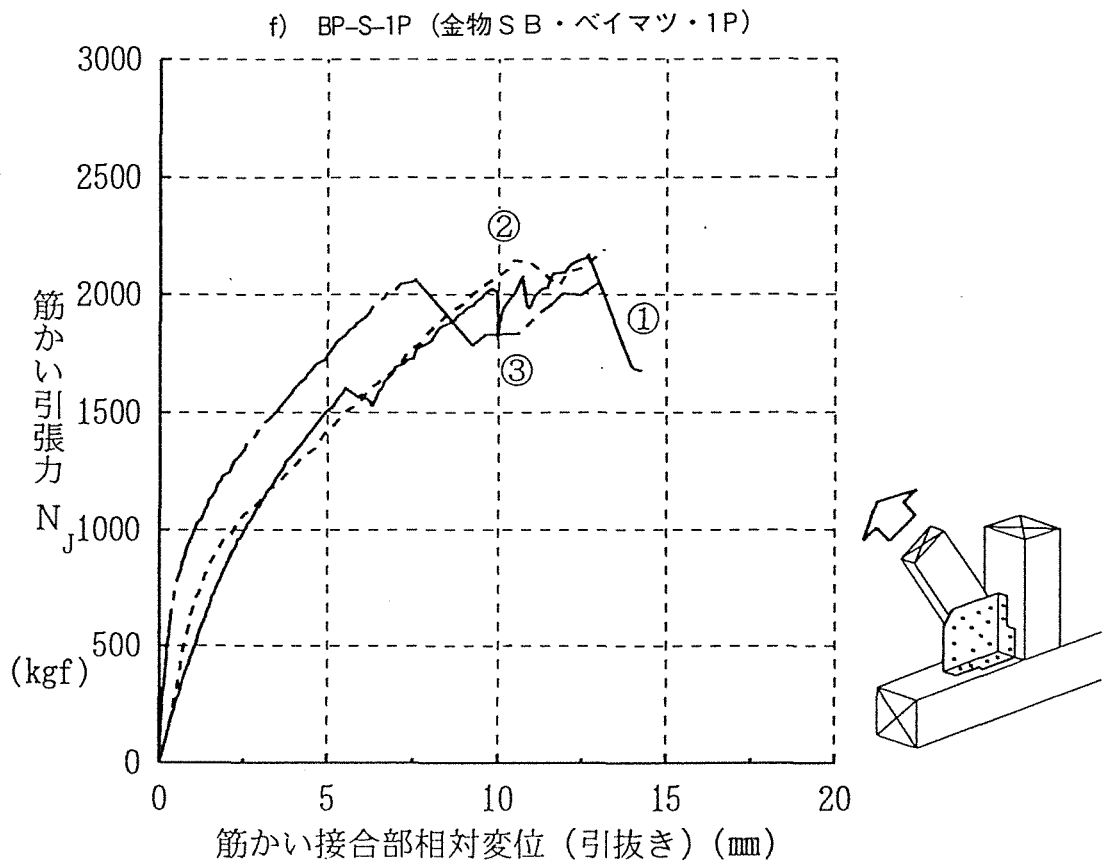


図5-4. 筋かい部分実験における、筋かい引張り力 (N_j) と筋かいと土台間の相対変位 (δ_t) の関係

(註) 相対変位は筋かいの金物取付側に取り付けた1つの変位計値

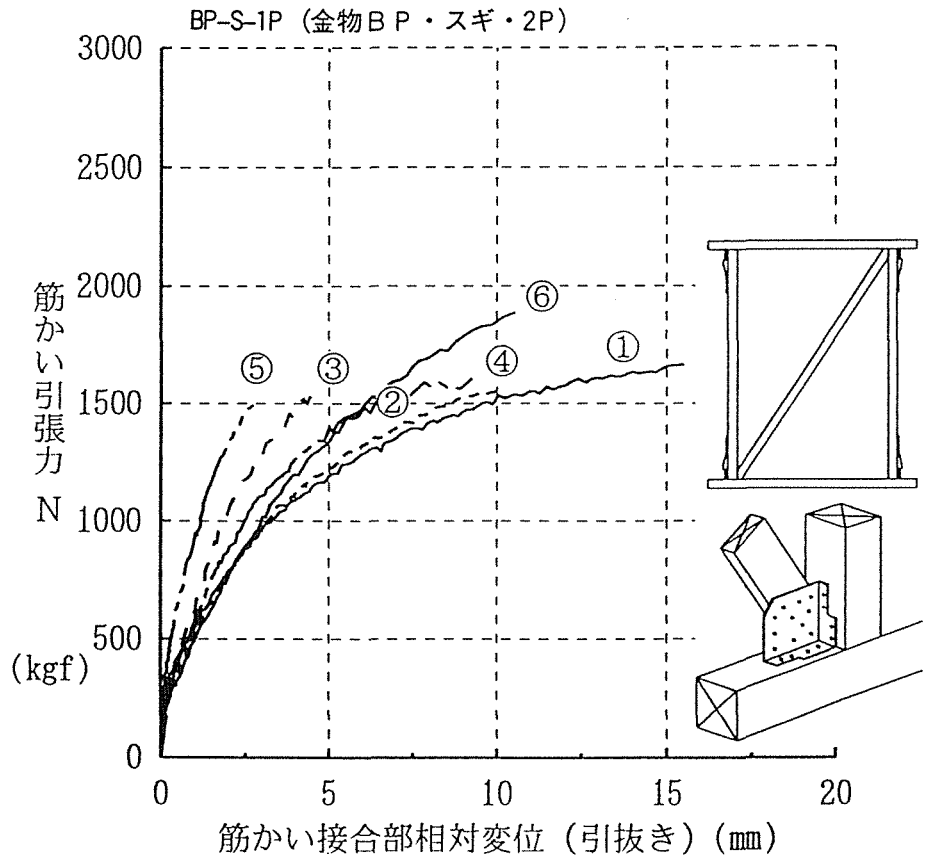
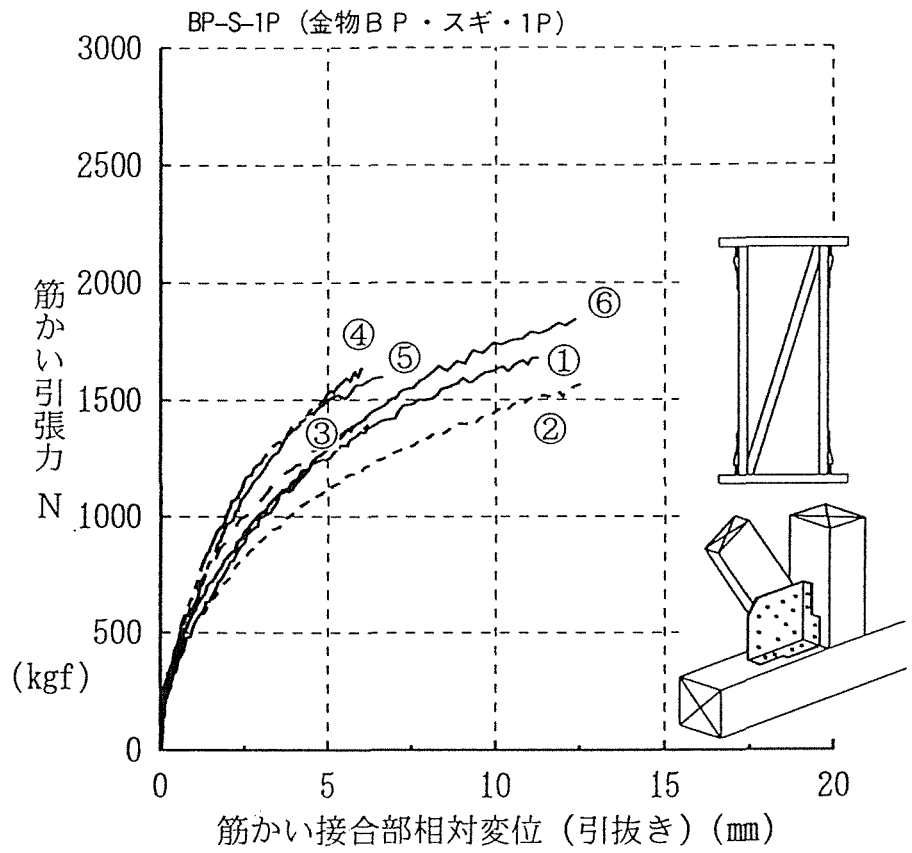


図 6-1 筋かい耐力壁における引張り力 (N) と筋かい-土台間の相対変位 (δw) の関係

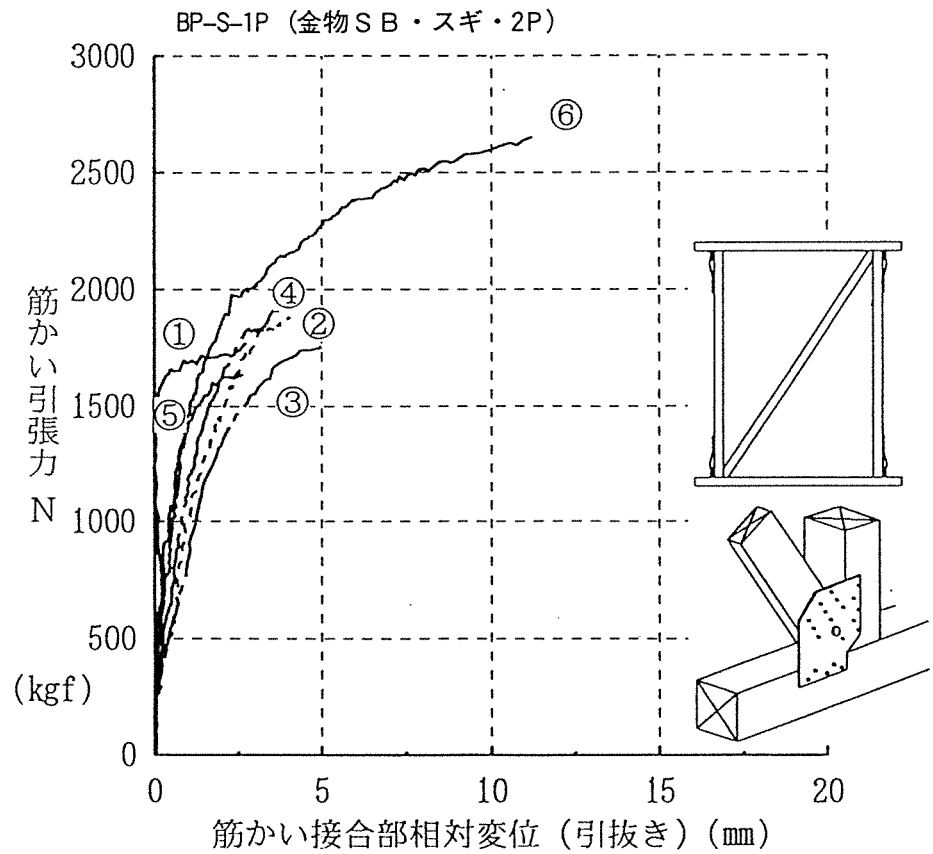
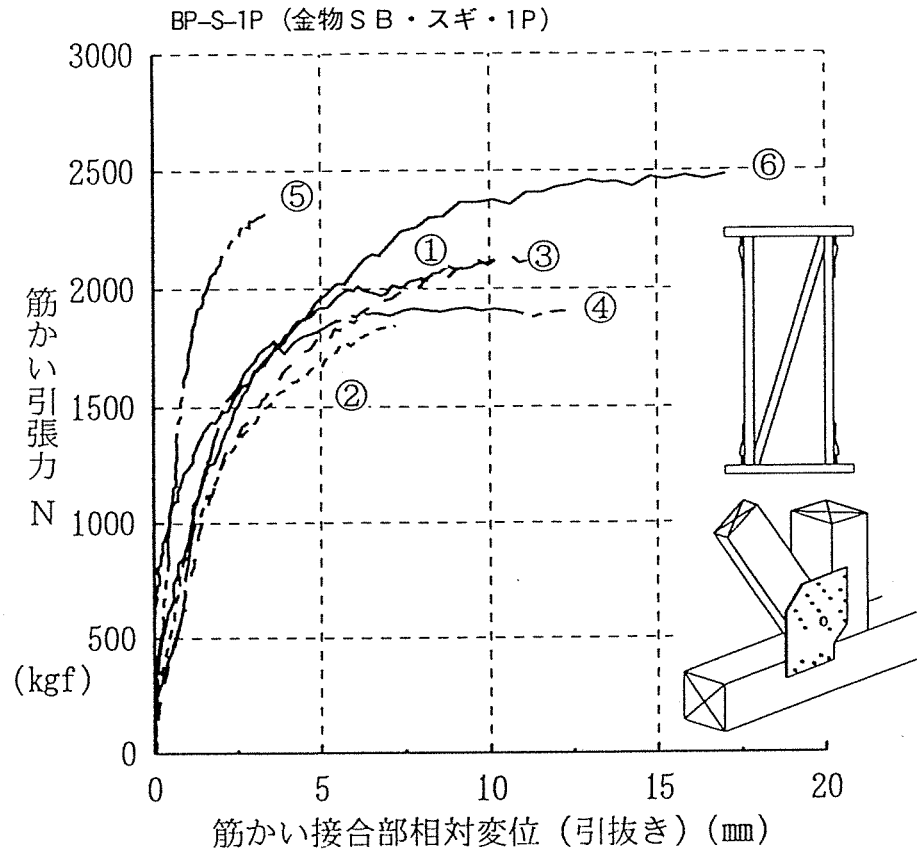


図 6-2 筋かい耐力壁における引張り力 (N) と筋かい-土台間の相対変位 (δw) の関係

表1. 筋かいの引張り部分試験結果

a) BP-S-1P (金物B P・スギ・1P)

試験体 No.	負担軸力と筋かいの引抜き量(mm)					N jmax (kgf)	N jmax時引抜き量(mm)		破壊形態
	500kgf	1000kgf	1500kgf	2000kgf	2500kgf		筋かい*2	柱*2	
1 *1	0.48	1.67	3.63			1592	7.62	0.02	土台割れ
2 *1	1.33	2.38				1476	10.22	-6.03	//
3 *1	0.42	1.72	4.31			1557	7.89	0.30	//
4	0.83	2.13	2.58	4.36		2048	10.69	-1.21	筋かい破断
5	0.24	0.92	2.12	4.47		2065	8.34	0.56	筋かい+土台割れ
6	0.72	1.35	2.96	5.10		2485	16.08	-0.89	//
7	0.08	1.09	2.61			1955	11.98	-0.11	//

b) BP-S-1P (金物B P・スギ・2P)

試験体 No.	負担軸力と筋かいの引抜き量(mm)					N jmax (kgf)	N jmax時引抜き量(mm)		破壊形態
	500kgf	1000kgf	1500kgf	2000kgf	2500kgf		筋かい*2	柱*2	
1	0.20	0.96	2.72	3.96	6.65	2710	16.65	-0.49	筋かい+土台割れ
2	0.10	0.97	1.99	4.17	9.09	2520	16.61	1.08	//
3	0.37	1.20	2.27	4.10	10.31	2565	16.82	0.46	//

c) BP-S-1P (金物B P・ベイマツ・1P)

試験体 No.	負担軸力と筋かいの引抜き量(mm)					N jmax (kgf)	N jmax時引抜き量(mm)		破壊形態
	500kgf	1000kgf	1500kgf	2000kgf	2500kgf		筋かい*2	柱*2	
1	0.43	0.47	0.66	1.41	2.73	2735	13.80	0.59	土台割れ
2	0.36	1.21	1.93	3.01	6.76	2645	13.35	0.68	//
3	-0.16	0.64	1.66	3.34		2290	11.26	0.93	//

d) BP-S-1P (金物S B・スギ・1P)

試験体 No.	負担軸力と筋かいの引抜き量(mm)					N jmax (kgf)	N jmax時引抜き量(mm)		破壊形態
	500kgf	1000kgf	1500kgf	2000kgf	2500kgf		筋かい*2	柱*2	
1	4.14	8.36				1402	8.62	1.62	木ネジ引抜き
2	1.41	5.45	11.81			1608	11.84	1.98	//
3	4.87	13.93				1056	14.20	1.77	//

e) BP-S-1P (金物S B・スギ・2P)

試験体 No.	負担軸力と筋かいの引抜き量(mm)					N jmax (kgf)	N jmax時引抜き量(mm)		破壊形態
	500kgf	1000kgf	1500kgf	2000kgf	2500kgf		筋かい*2	柱*2	
1	1.01	4.45				1415	10.83	0.15	木ネジ引抜き
2	1.04	3.07	6.78			1725	11.48	0.35	//
3	1.58	3.70				1485	9.31	0.14	//

f) BP-S-1P (金物S B・ベイマツ・1P)

試験体 No.	負担軸力と筋かいの引抜き量(mm)					N jmax (kgf)	N jmax時引抜き量(mm)		破壊形態
	500kgf	1000kgf	1500kgf	2000kgf	2500kgf		筋かい*2	柱*2	
1	1.06	2.54	4.92	9.57		2170	14.34	1.12	筋かい+土台割れ
2	0.74	2.22	5.50	9.23		2190	15.08	0.97	//
3	0.23	1.06	3.44	6.70		2065	10.47	0.51	//

註; *1 試験体柱上部の支柱への固定なし

*2 土台からの引抜き量(mm)は部材両面の平均値、その他は実大壁せん断試験に一致

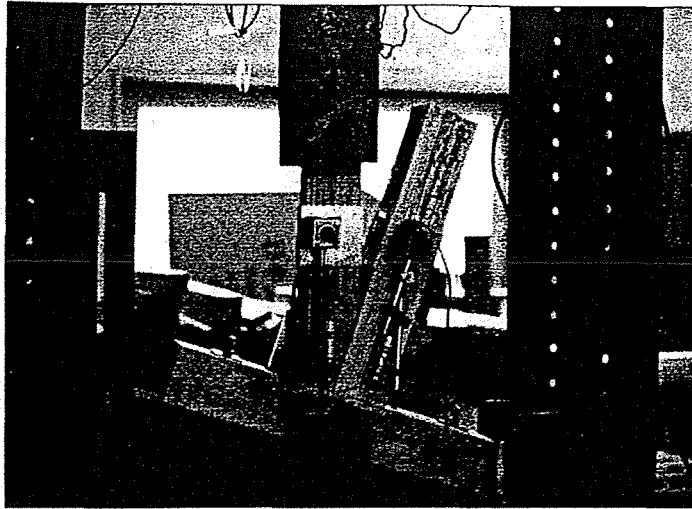


写真 1. 試験体と試験方法（柱をフレームBに固定せず）

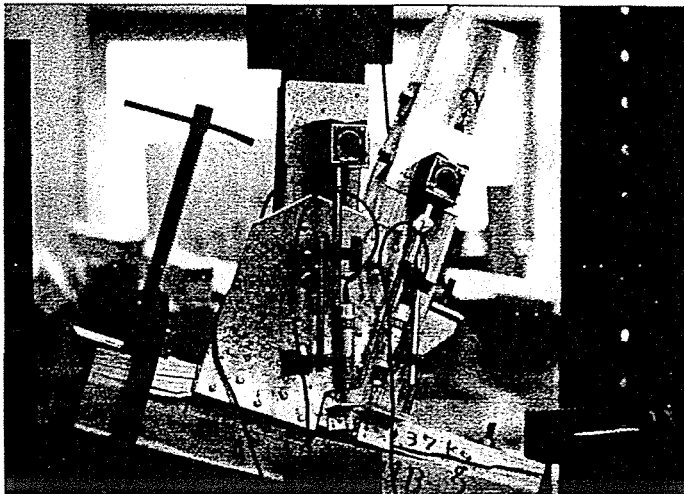


写真 2. 釘による土台の割れと筋かいの割れによる破壊
（金物B P、筋かいプレート）

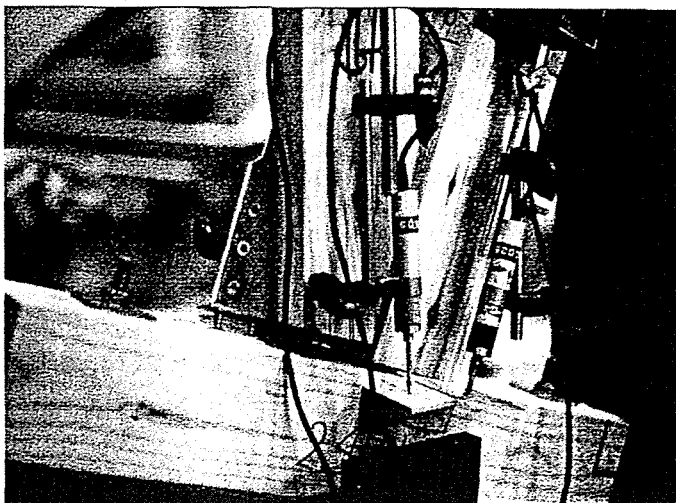


写真 3. 木ネジの引き抜きによる破壊
（金物S B、皿ビス筋かいボックス）

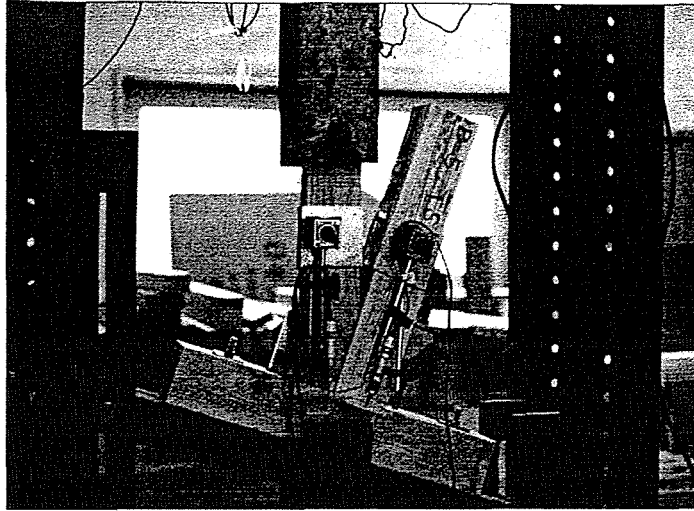


写真 1. 試験体と試験方法 (柱をフレームBに固定せず)

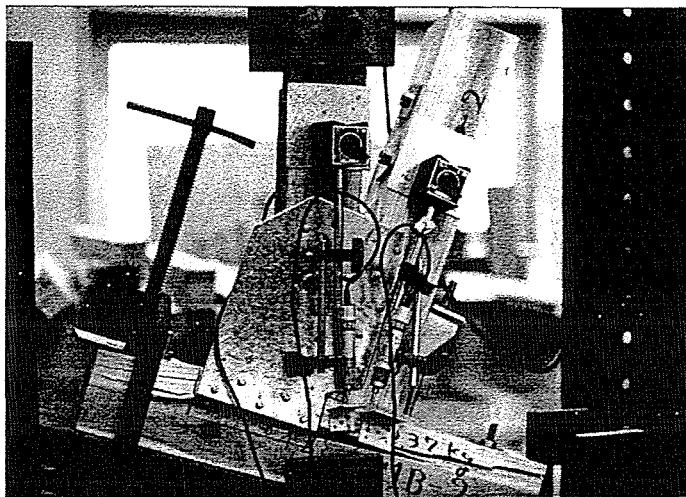


写真 2. 釘による土台の割れと筋かいの割れによる破壊
(金物B P、筋かいプレート)

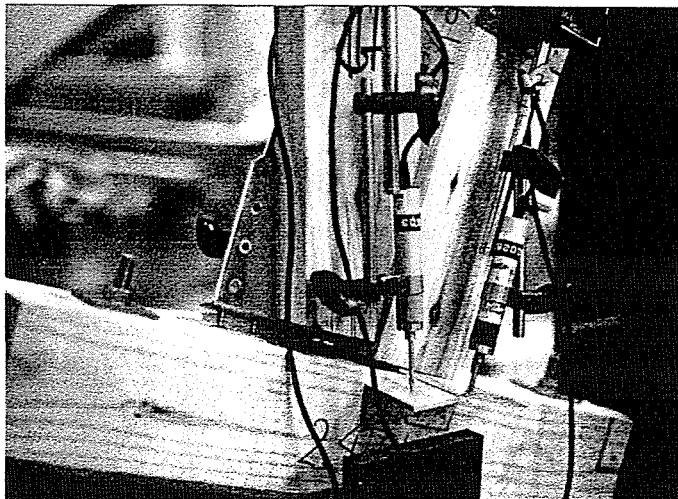


写真 3. 木ネジの引き抜きによる破壊
(金物S B、皿ビス筋かいボックス)

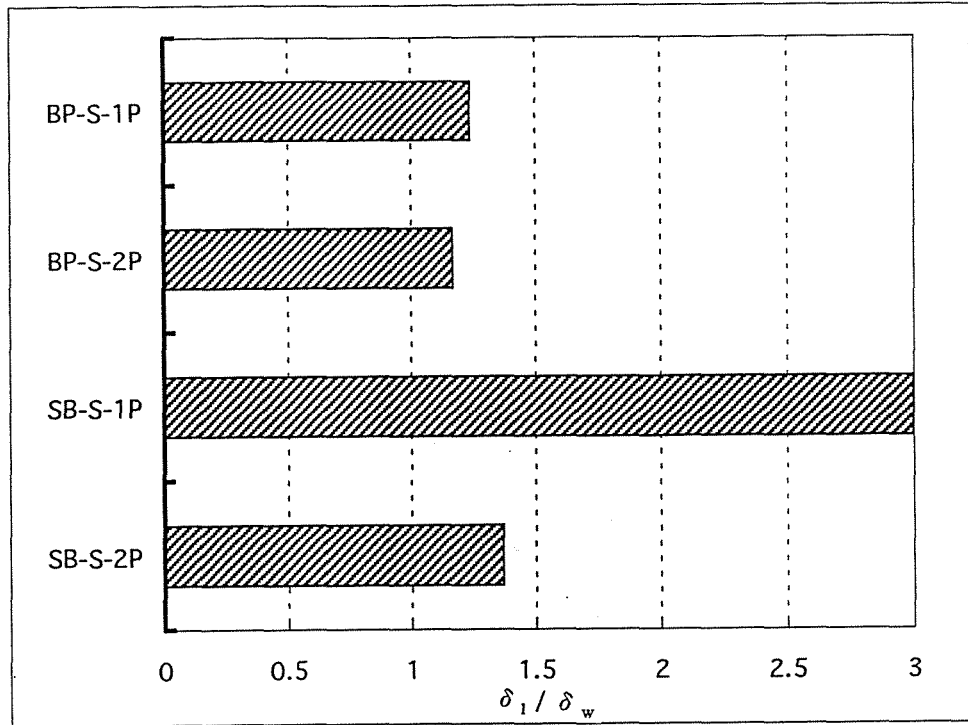


図 7. 筋かいにかかる力 $N_j=1000$ kgf時の筋かい-土台間の相対変位 (δ_1) と実大耐力壁実験における筋かい-土台間の相対変位の比 (δ_w)

(註) 3-4体の平均値の比較

BP、SB：金物（筋かいプレート、皿ビス筋かいボックス）

S、D：樹種（スギ、ベイマツ）

1P、2P：試験体サイズ

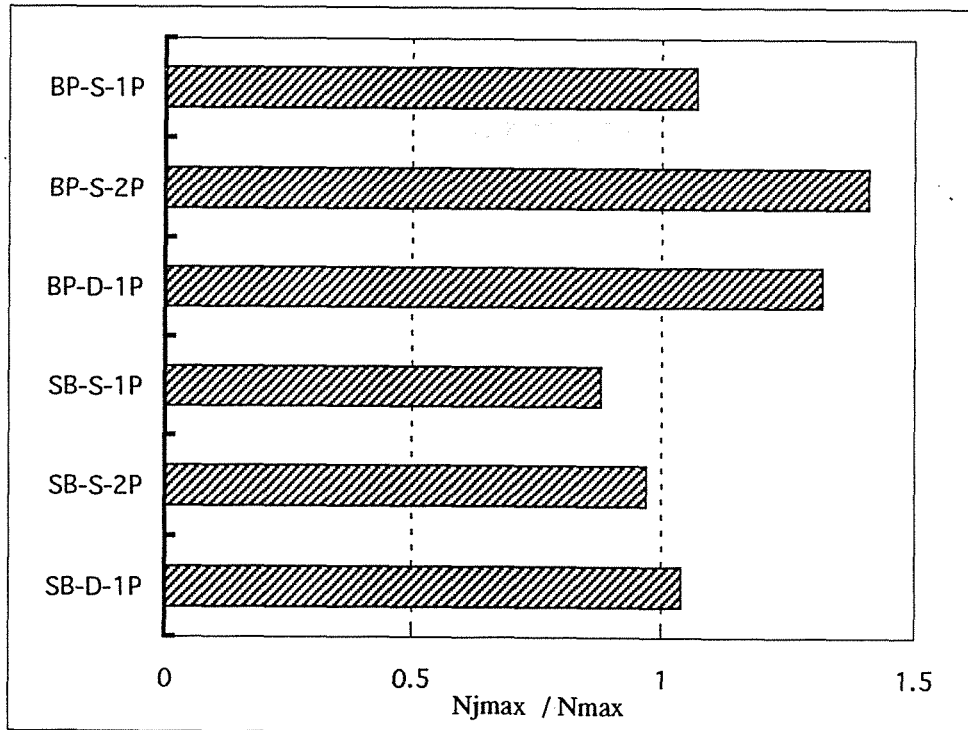


図 8. 部分実験における N_{jmax} と実大耐力壁実験における N_{max} の比

(註) 3-4体の平均値の比較

BP、SB：金物（筋かいプレート、皿ビス筋かいボックス）

S、D：樹種（スギ、ベイマツ）

1P、2P：試験体サイズ

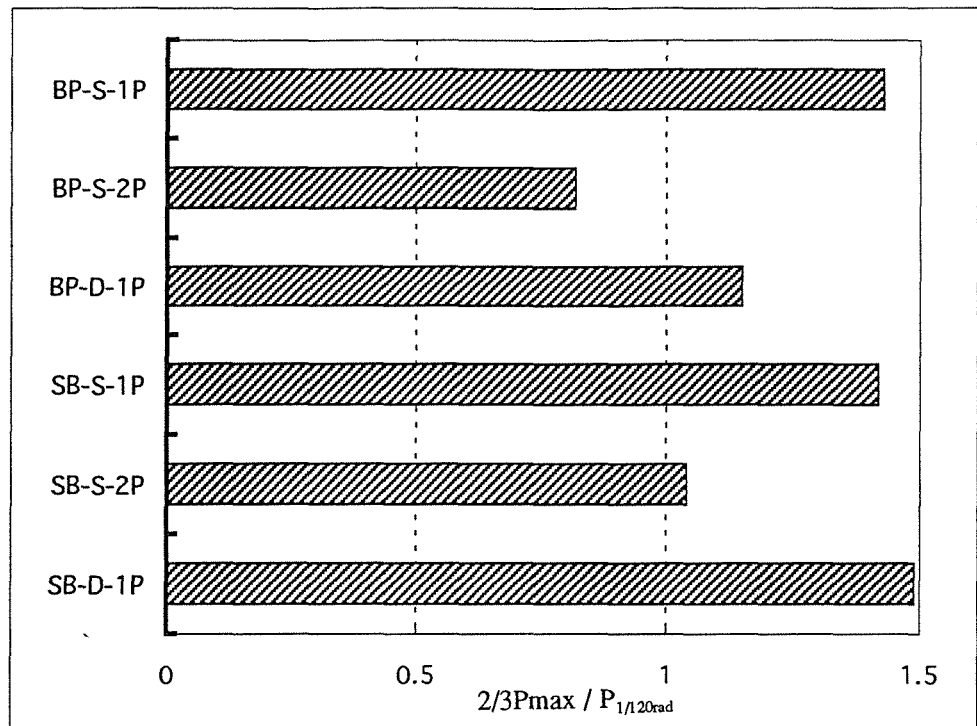


図9. 筋かい耐力壁実験における、 $2/3 P_{max}$ と $P_{1/120rad}$ の比

第4章 スギの在来軸組工法用床梁としての利用法

・・・・・・クリープ変形抑制法の提案・・・・・・

1. はじめに

現在、スギ間伐材や中目材の蓄積が増大し、この利用が課題となっている。しかし、住宅の洋風化に伴い、国産の柱材の需要が減少し、各地で様々な試みがなされている。従来の柱だけの利用では限界がある。最近、スギの表面に圧密加工を施して、床や、壁倍率の内装材としての利用が話題になっている。しかし、スギの需要拡大のためには、構造用としての利用は不可欠で、それには、柱としての利用だけでなく、梁としても使っていくことが重要であろう。

スギを梁材として利用する場合には、ヤング係数が低く、乾燥材であっても、内部の水分は十分に抜けきっておらず、施工後に表面に移動していったクリープ変形を助長させる恐れがある。スギの実大のはりのクリープ試験データは少ない。そこでこれまでに蓄積してきたクリープのデータを利用して、クリープ変形を低減させる有効手段について検討を加えた。なお、今回ベイマツ平角についての実験を追加したが、試験日数がまだ4000時間で、長期載荷の時のクリープ変形を予測するには十分ではないので、ここでは参考資料とするに止めた。

クリープ変形を押さえる手段として、重ね梁にする方法、LVLを外層部に積層する方法、異形鉄筋を木材内に挿入する方法の3手段を検討した。

2. 試験体および試験方法

2.1 試験体

1) S試験体 (スギ105mm x 105mm 3段)、長さ4m 5体

含水率の異なる105mm x 105mm x 4mのスギ正角材35本を用意し、その中から、曲げヤング係数と含水率の近い3本ずつの組み合わせを5組選定した。積層面をプレーナーがけをした後、一液型のポリウレタン樹脂接着剤を用いて3段重ねの梁を製造した。全乾法と高周波型水分計とで測定した。クリープ試験中の含水率は梁端部から切り出した長さ約30cmの梁の全断面のブロック材の木口をシールしたモニター材と、高周波型含水率計の両方で測定した。

2) SL-0 試験体：(スギ90 x 90 2段) プラス (LVL外層ばり)、長さ4m

90X90mm断面のスギ正角材2本とその外側両サイドに40mm厚のLVLを、ポリウレタン樹脂接着剤で積層した。

3) S L-4 試験体：(スギ90mm x 90mm 2段) + (L V L外層2枚) + (12φ異形鉄筋4本)

S L-0のスギ材の圧縮と引張り側に、スパン方向に溝を切り、そこに各2本の異形鉄筋を埋め込み、ポリウレタン接着剤を流し込んだ。

図1に4種類のはりの断面を、図2に載荷方法を示した。曲げクリープ試験は、スパン3600 mm 4点載荷で、クリープ荷重は次のように決めた。

固定荷重 65 kgf/m²

積載荷重 130 kgf/m²

負担幅 1.8m と考え、195 kgf/m² x 1.8 m x 3.6 m = 1260 kg とした。

3. 結果と考察

3.1 S 試験体

初期含水率の異なるS-AからS-Eまでの5体のクリープ曲線とモニター試験体で求めた含水率の経時変化を図3に示した。初期含水率が20%以下のS-AとS-Bはクリープ変形が少なく、30%以上のS-C, S-D, S-Eが大きい結果になった。含水率の変化を見ると、クリープ試験開始約150日で含水率は20%をきり、それに伴ってS-C, S-D, S-Eのクリープ変形も落ち着いてきた。参考のために、モニター試験体で測定した含水率と高周波型での含水率の相違を調べたところ、後者がやや低めにでたが、違いは5%以内であった。

高含水率材のS-C, S-Eは載荷100日で、S-Dは150日ですでに、スパンの1/300である12mmを超過した。

次のクリープ変形推定式を使って、10年後の変形量を推定したのが表1である。

$$\delta_{10年} = \delta_0 + A t^N$$

ここで、 δ_0 : 初期たわみ、

$\delta_{10年}$: 載荷10年後の推定たわみ

t : 時間

時間とクリープたわみの両対数関係の一例(図4)を見ると明らかにバイリニアーとなっており、クリープ開始後約3000時間を境に2直線で近似できた。そこで、3000時間以降の時間とクリープたわみの直線関係を使い、瞬間たわみとして3000時間のときのたわみを使った。すなわち、 $\delta_{10年} = \delta_{3000} + A (t-3000)^N$

3.2 S-0およびS-4試験体

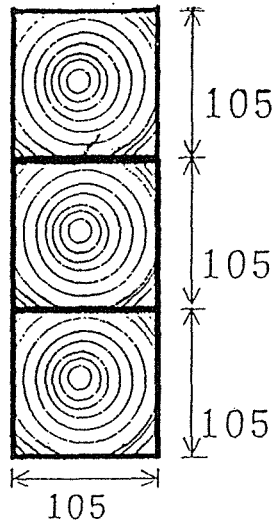
SL-0とSL-4を比較すると（図5）、静的たわみでは鉄筋挿入の効果が現れているが、クリープに関してはほとんど差が見られない。ベイマツ平角材とスギ+LVL重ねばりとは断面も荷重時間も異なるので、直接の比較は難しいが、ベイマツの方がクリープの進行が早い傾向にある（図6）。

図7は梁のクリープ開始時の含水率を横軸に、10年後の推定クリープたわみ（ $\delta_{10年}$ ）の瞬間たわみ（ δ_0 ）に対する比、および、スパンの1/300のたわみ（ $\delta_{1/300}$ ）に対する比を縦軸にプロットしたものである。含水率の上昇に一時比例して縦軸の値が増えているのが読み取れる。

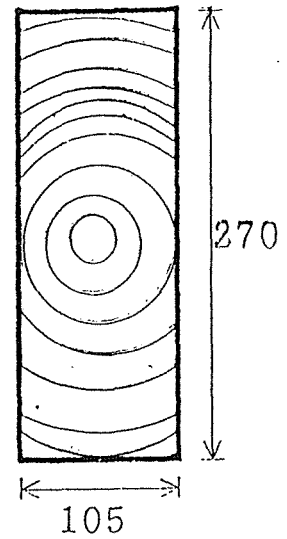
以上のことから、次のことが結論として得られた。

- [1] クリープたわみ速度に最も影響のある因子は、梁の上下端部の含水率である。
- [2] 荷重10年後の推定クリープたわみを、瞬間たわみの3倍以内におさめるためには、荷重時の梁上下端部の含水率を20%以下にしておくことが条件となる。
- [3] LVLを梁上下端に積層することは剛性アップのみならず、クリープ性能向上のためにもきわめて有効である。
- [4] スギ重ね梁に鉄筋を複合させると、EIが上昇にはなるが、クリープに関しては鉄筋なしの場合と差がなかった。

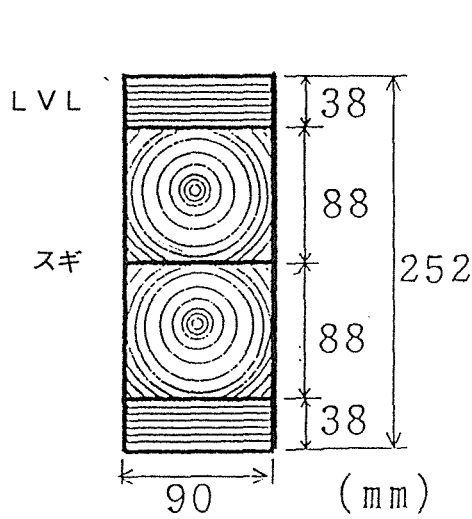
（文責：三重大学生物資源学部 徳田 迪夫）



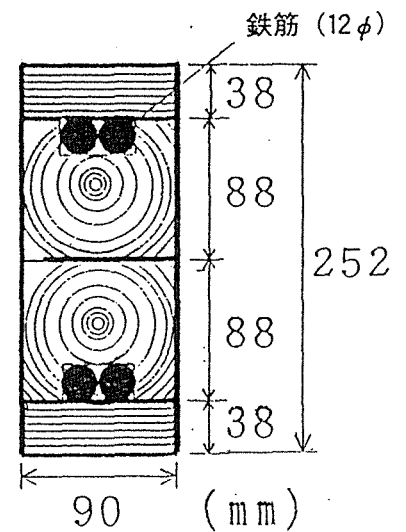
a) S 試験体 (スギ正角重ね梁)
 MOE $49.5 \times 10^3 - 83.2 \times 10^3$ kgf/cm²
 MC 18-38 %



d) ベイマツ平角
 MOE 112×10^3 kgf/cm²
 MC スギ 17.0%



b) SL-0 (スギ+LVL)
 MOE スギ 65.6×10^3 kgf/cm² LVL 140×10^3 kgf/cm²
 MC スギ 12.2% LVL 10%



c) SL-4 (スギ+LVL+異形鉄筋)
 MOE スギ 65.6×10^3 kgf/cm² LVL 140×10^3 kgf/cm²
 MC スギ 19.7% LVL 10%

図1. はりの断面形状

木材および鉄筋の接着はすべてポリウレタン樹脂接着剤

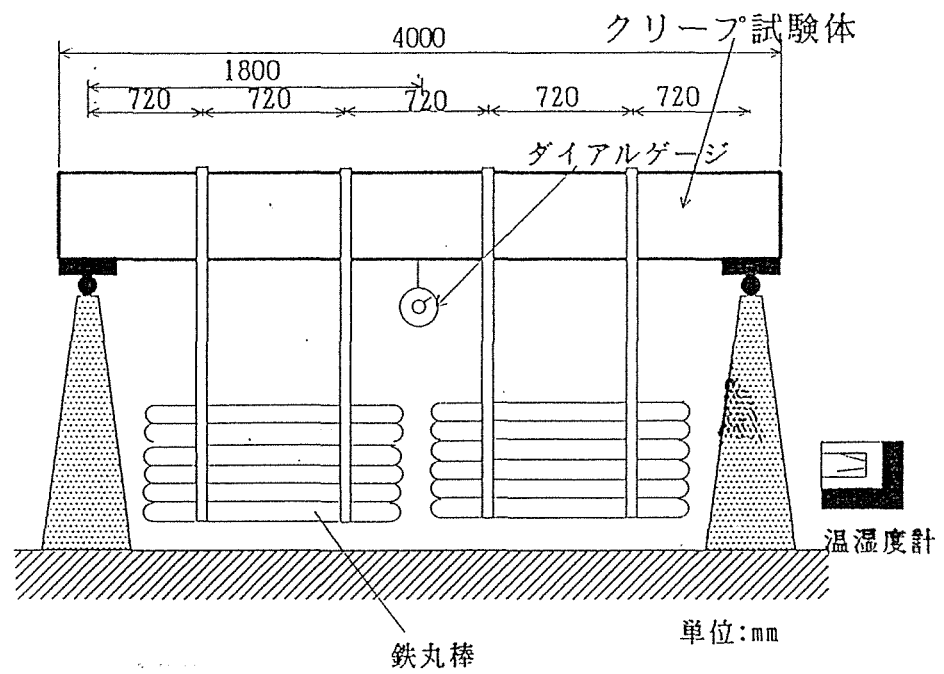


図2. クリープ試験方法

クリープ荷重

固定荷重	65 kg/m ²
積載荷重	130 kg/m ²
合計	195 kg/m ²

$$195 \text{ kg/m}^2 \times 1.8\text{m} \times 3.6\text{m} = 1264 \text{ kg}$$

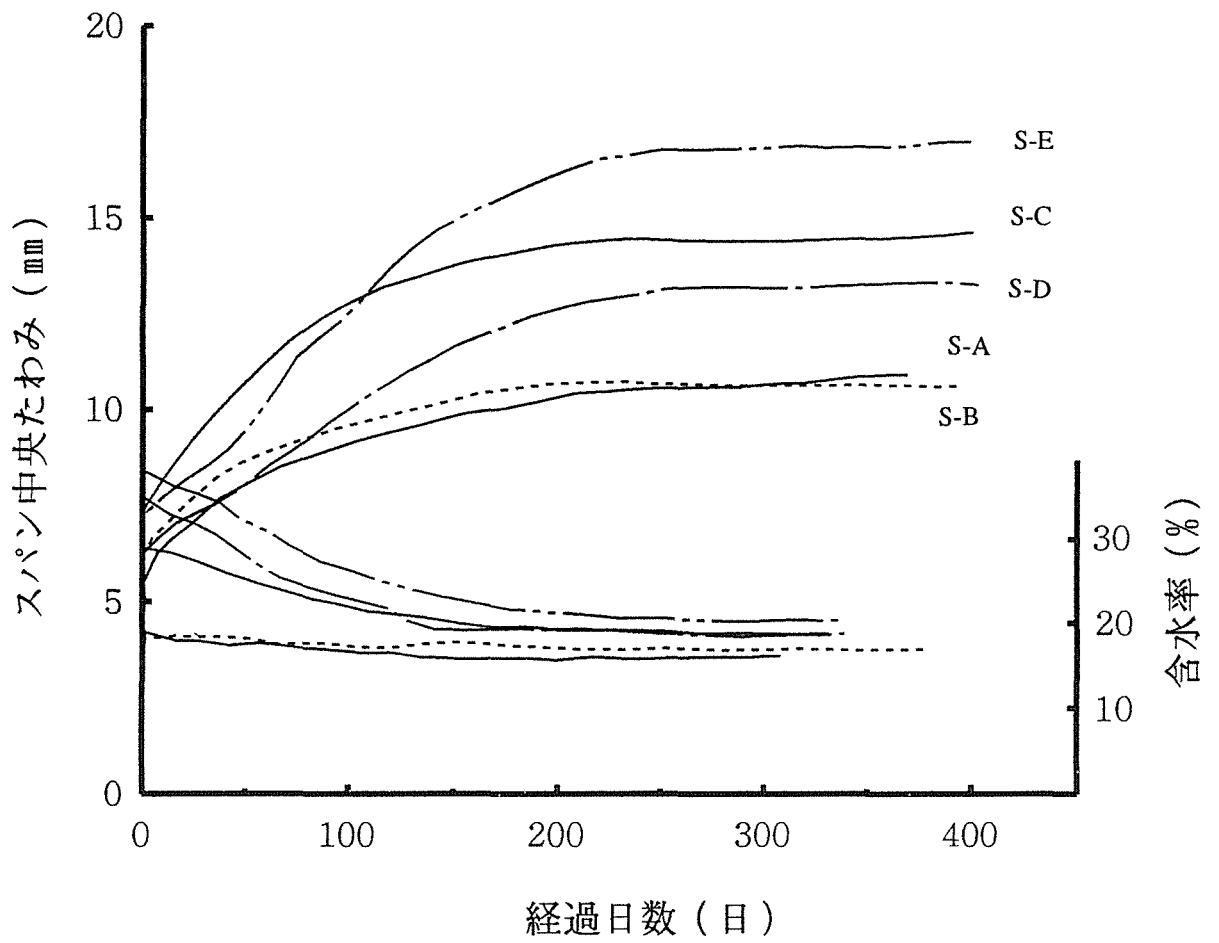


図3. S試験体（スギ正角3段重ね梁）のクリープたわみ

(註) 含水率は重ね梁端部から予め切り出したモニター試験体の重量変化から求めた

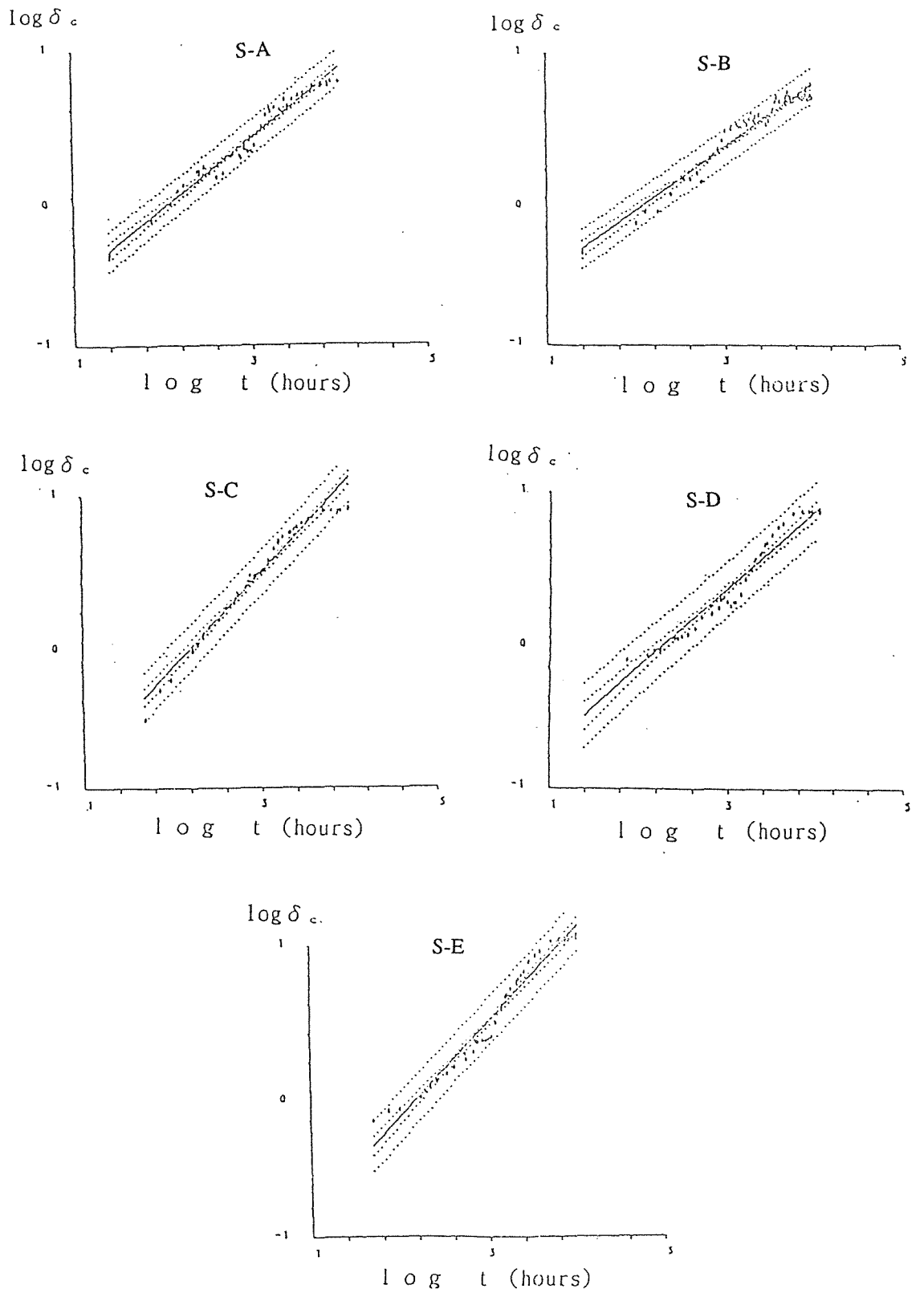


図4. クリープ開始からの経過時間とクリープたわみの両対数表示
 回帰直線は全データをつかっているが、実際には約3000時間を境にバイリニアールになっている。

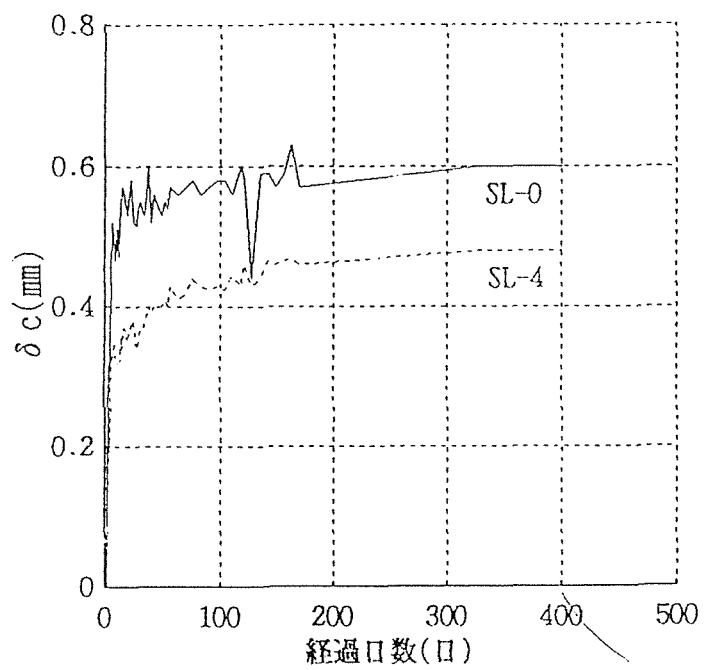
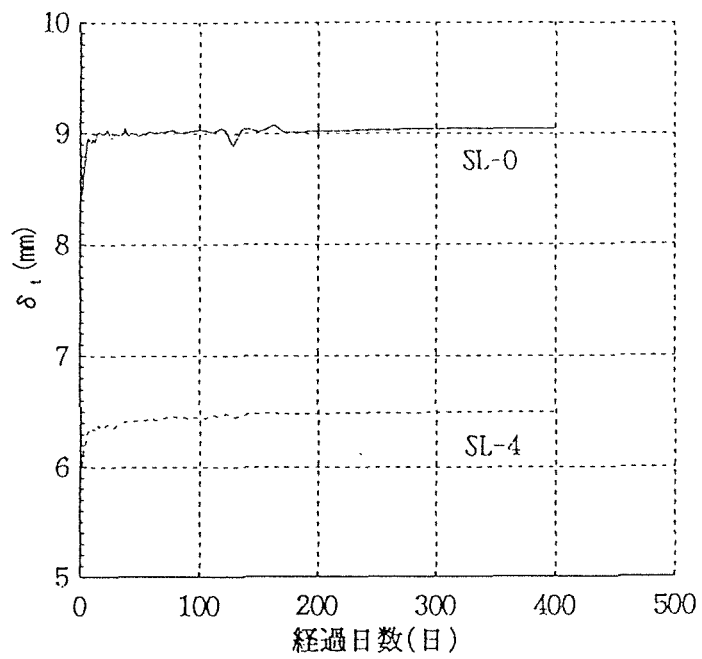


図5. SL-0とSL-4のクリープ変形

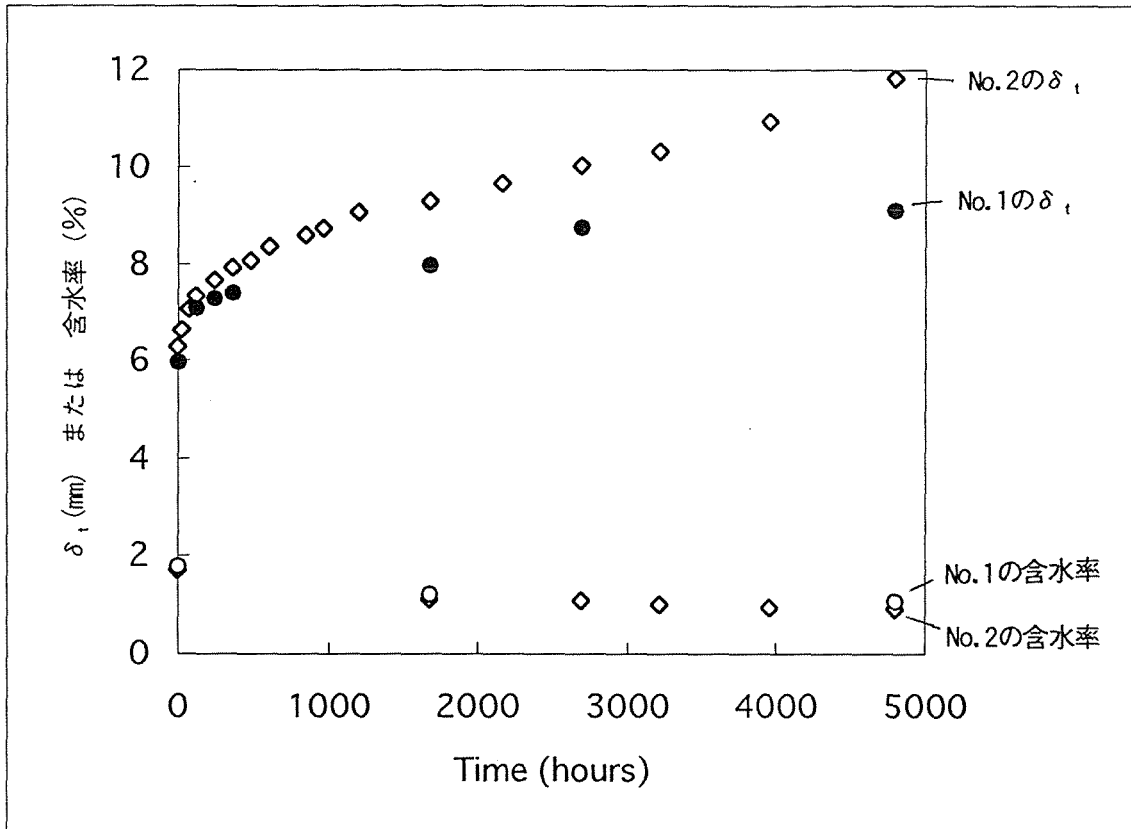


図6. ベイマツ平角のクリープ変形
 (註) 含水率の値は横軸の値 x 10

表1. 載荷10年後の推定たわみ

Specimen	MC(%)	δ_0 (mm)	$\delta_{10年}$ (mm)	$\delta_{10年} / \delta_0$	$\delta_{10年} / \delta_{1/300}$
S-A	18.4	5.10	19.95	3.91	1.66
S-B	19.0	6.00	17.09	2.85	1.42
S-C	29.2	7.06	24.70	3.50	2.06
S-D	34.8	5.97	26.20	4.39	2.18
S-E	38.6	6.80	34.51	5.08	2.88
SL-0	12.2	8.03	17.89	2.23	1.49
SL-4	19.7	5.75	12.86	2.24	1.07

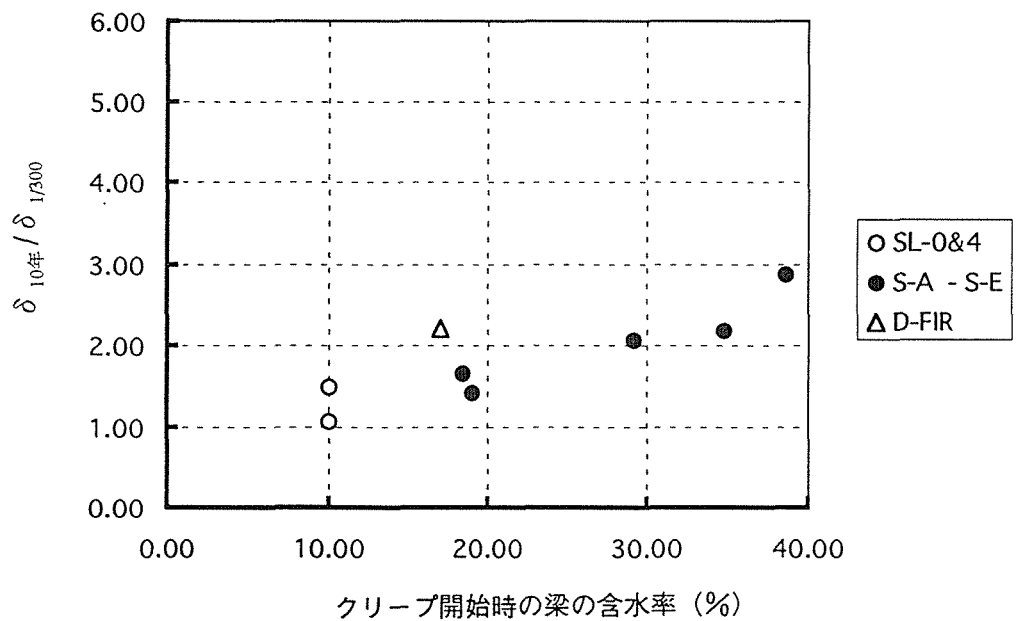
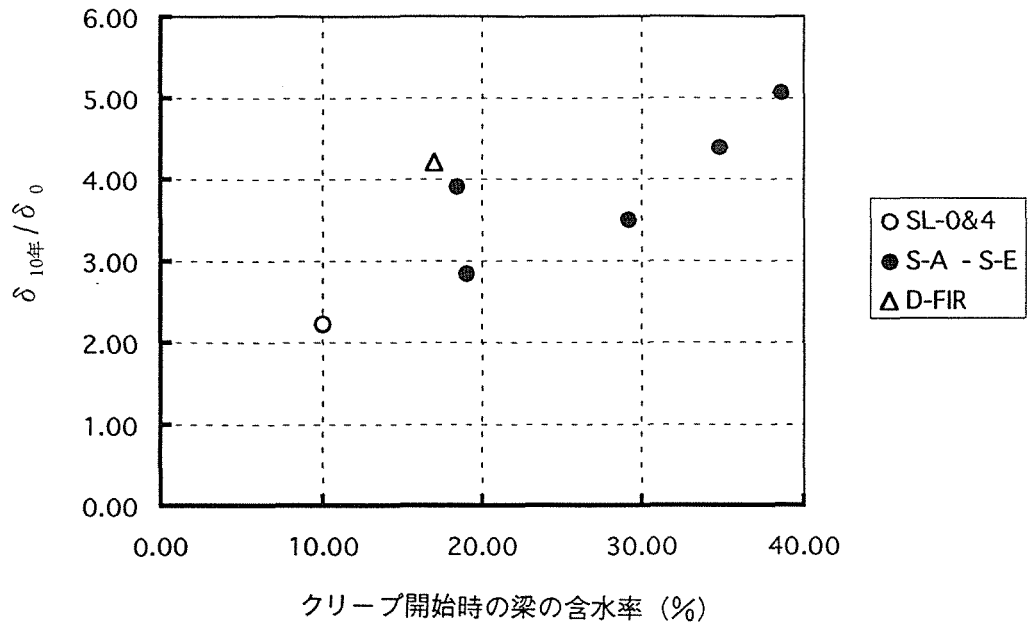


図7. クリープ開始時の梁の含水率と、10年後の推定クリープたわみ ($\delta_{10\text{年}}$) の瞬間たわみ (δ_0) に対する比、および、スパンの1/300 のたわみ ($\delta_{1/300}$) に対する比の関係

(註) SL-0およびSL-4の含水率として表層のLVLの値を使用
 バイマツの値はクリープ期間が短いため参考値で、回帰直線はバイマツを除いたもの