

土木研究所資料

橋座部の水平耐力の評価 に関する研究

平成9年2月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright © (1997) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

橋座部の水平耐力の評価 に関する研究

STUDY ON EVALUATION OF THE STRENGTH OF BRIDGE SEAT FOR SEISMIC FORCE

基礎研究室 前 室 長 中野正則^{※1}
室 長 福井次郎
研 究 員 七澤利明
交流研究員 大野 了^{※2}

要 旨

橋梁の支承等が取付く下部構造頂部の橋座部は、支承等の機能が十分に発揮できる構造とする必要があるが、道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成6年2月）の橋座部の設計では、支承の取付け位置を上部構造の支間長に応じて定めており、地震時などの作用水平力に対して橋座部が十分な耐力を有しているかは判断できない。また、これまでの中大規模の地震による橋座部の被害が報告されている。

本研究では、橋座部の水平耐力に関して、合理的な設計法を確立するために、橋座部の模型試験体による水平載荷実験を実施したうえで、橋座部の破壊性状や耐力等について検討し、実用的な評価式を提案した。

キーワード：橋座，支承，アンカーバー，水平耐力，地震力，設計法

※1 現・建設省建設経済局調査情報課 建設専門官

※2 交流研究員 在職期間（平成7年7月～平成9年3月）

目 次



1. はじめに	2
2. 道路橋示方書での支承縁端距離	2
2.1 現行基準	2
2.2 基準の変遷	2
3. 支承部の被害例	5
3.1 宮城県沖地震による被害	5
3.2 釧路沖地震による被害	5
3.3 北海道南西沖地震による被害	5
3.4 北海道東方沖地震による被害	5
3.5 兵庫県南部地震による被害	6
4. 実験	10
4.1 試験体	10
4.2 使用材料	18
4.3 載荷方法	19
4.4 計測方法	20
5. 実験結果とその考察	21
5.1 破壊性状	21
5.2 荷重性状	23
5.3 ひずみ性状	28
6. 橋座部の水平耐力の評価	29
6.1 ひび割れ耐力の評価	29
6.2 最大耐力の評価	32
7. 実橋への適用	34
7.1 設計地震力	34
7.2 検討結果	34
8. 設計式の提案	41
9. まとめ	42
参考文献	43
付録資料	44

1. はじめに

支承は、橋梁の上部構造に加わる荷重を下部構造に伝え、かつ、上部、下部構造間の相対変位にも追従できる機能を持つ構造物として、上部構造と下部構造の接点に設けられる部材である。したがって、支承部およびその周辺部（以下、これらを総称して橋座部と記す。）は、支承の機能が十分発揮できる構造とする必要がある。

橋座部は橋梁の構成部材として極めて重要であるにもかかわらず、道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成6年2月）¹⁾（以下、道示下部構造編と記す。）では、橋座部の支承縁端距離を本来は上部構造の種類、支間長、支承の構造、躯体および基礎の構造、地盤の状況などから決定すべきであるとしながらも、上部構造の支間長の関数として経験式で与えている。また、橋梁の長大化や連続化する現在において、この規定は、単純支間についての規定となっており、連続橋の場合の支承縁端距離については、特に規定がないまま、これを準用しているのが現状である。

一方、過去に生じた支承部の被害として、小規模の地震に対しては、この規定を満足していれば、顕著な被害は報告されていないが、中大規模な地震に対しては、充填モルタルのひび割れ、橋座コンクリートの破壊、沓座コンクリートの圧壊、アンカーボルトの引き抜けや破断などが報告されている。これらの被害、特に橋座部コンクリートの破壊は、落橋につながる可能性が高く、このような被害の発生は防がなければならない。そのためには、橋座部の破壊メカニズムや破壊時の耐力を明確にしたうえで、それらに基づいた設計を行わなければならない。

また、本来、橋座部の設計は、上部構造の慣性力に対して橋座部が抵抗する力学的モデルであるべきであり、現行規定では、上部構造の重量が支間長に単純に比例するという仮定のもとにコンクリート強度や鉄筋量等、橋座部の耐力を左右するいくつかの要素を無視している。そのため、現行規定による設計では、支承部に作用する設計地震力を想定しても、橋座部がこの地震力に対して十分な耐力を有しているかは判断できない。特に、1点固定で他点自由の構造形式の橋梁における固定支承が取り付く橋脚は、地震時の慣性力が大きくなるため、この規定に準拠した場合でも、地震による被害を受けやすいと考えられる。

橋座部の補強については、道路橋支承便覧（平成3年7月）²⁾では、沓座補強筋としてD13を125mm間隔で格子状に配置することとしているが、この補強筋の定量的な評価については記述されていない。

一方、ゴム支承を有する橋梁の変位制限構造や落橋防止構造として、桁端にアンカーバーを設置する場合があるが、この設置位置についても道示下部構造編¹⁾の規定を準用し、縁端距離を算定することとしている。しかし、アンカーバー取付け部についても、支承取付け部と同様にその耐力を算定し、地震外力に対して十分な耐力を有することを照査する必要がある。

こうした背景から、本研究では、橋座部の水平耐力に関する水平繰返し載荷試験を実施したうえで、橋座部の破壊メカニズムを検証し、その耐力の実用的な評価法について検討した。

2. 道路橋示方書での支承縁端距離

2.1 現行基準^{※1}

「道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編（平成6年2月）」¹⁾では、「5.2.4 橋座の設計」において以下のよう
に記述されている。

下部構造頂部における橋軸方向の支承縁端と下部構造頂部縁端との間の距離 S (cm) は、次に示す値以上とする。

けたの支間長100m以下： $S=20+0.5 \ell$

けたの支間長100m以上： $S=30+0.4 \ell$

ただし、 ℓ ：支間長 (m)

特に重要な橋で、耐震設計編3.6に規定するⅢ種地盤では、 S は35cm以上とする。

支承縁端距離 S の大きさは、本来は上部構造の種類、支間長、支承の構造、躯体および基礎の構造、地盤の状況などから決定すべきであると記述しながらも、算定式は、支間長 ℓ のみの関数となっている。また、この条文は、一般的に単純支間で地震時などにおける躯体支承部の移動量が大きくないと考えられる場合で、コンクリート橋座に鋼製支承を設ける場合の支承縁端距離 S について定めたとしている。橋軸直角方向には、けたの架設、架換えなどのための余裕を見込んでおかなければならないとしている。なお、解説文には、ゴム支承の場合の支承縁端距離の考え方（図・2.1.1 参照）および斜橋あるいは曲線橋の場合の縁端距離のとり方（図・2.1.2 参照）等を規定している。

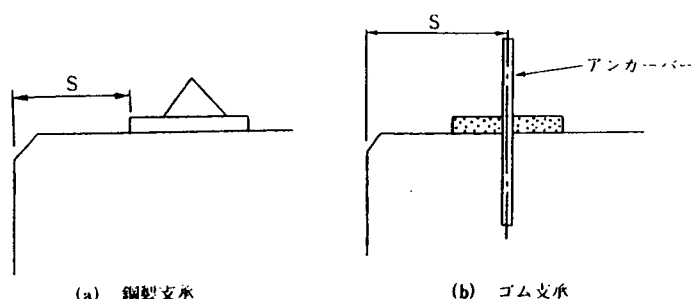


図-2.1.1 支承縁端距離

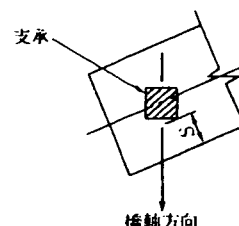


図-2.1.2 斜橋・曲線橋の支承縁端距離

2.2 基準の変遷

道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編は、「橋、高架の道路等の技術基準」として昭和55年に建設省より通達された。これは、8編に分かれていた「道路橋下部構造設計指針」を整理統合し、制定されたものである。その後、平成2年に昭和55年以降の調査研究、実績等を考慮して示方書が改訂され、さらに、荷重の大型化への対応や耐久性の向上を目的に活荷重の見直しを行い、現在に至っている。

2.2.1 「道路橋下部構造設計指針」での支承縁端距離

「道路橋下部構造設計指針」の中の「橋台・橋脚の設計編（昭和43年）」³⁾では、以下のように記述され

^{※1} 道路橋示方書・同解説は、平成8年11月に改訂となっているが、ここでは、平成6年2月の示方書を指している。

ている。

一般に単純支間で地震時などにおける躯体支承部の移動量が大きくないと考えられるときで、コンクリート橋座に鋼製支承を設ける場合には、支承縁端距離 S （図-2.2.1 参照）は次式によって求めてよい。

$$S \geq 20 + 0.5 \ell : \ell = 100\text{m以下}$$

$$S \geq 30 + 0.4 \ell : \ell = 100 \sim 150\text{m}$$

ただし、 S ：支承端から頂面縁端までの距離 (cm)

ℓ ：スパン (m)

また、スレンダーなパイルベント橋脚のように、地震時などにおける躯体支承部の移動量が大きいと考えられる場合は、けたの落下を防止するための縁端距離 S は十分な余裕をとっておかなければならない。このような場合、特別なけたの落下防止装置を設けないときには、 S は35cm以下にはしてはならない。

この条文は、「道路橋耐震設計指針・同解説（昭和47年4月）」⁴⁾にも反映されており、その中で条文の説明として地震時のけたの逸脱に対処するためのほかに、鉄筋コンクリート橋脚・橋台頂部が、けたのたわみ、温度変化などの影響等で欠けるのを防止することを目的に、設計例を調査し標準化したものであると記述している。

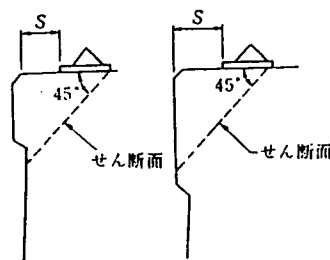


図-2.2.1 支承縁端距離

2.2.2 「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（昭和55年5月）」での支承縁端距離

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（昭和55年5月）」⁵⁾では、以下のように記述されている。

下部構造頂部における橋軸方向の支承縁端と下部構造頂部縁端との間の距離 S (cm) は、次に示す値以上とする。

$$\text{けたの支間長}100\text{m以下} : S = 20 + 0.5 \ell$$

$$\text{けたの支間長}100\text{m以上} : S = 30 + 0.4 \ell$$

ただし、 ℓ ：支間長 (m)

特に重要な橋で、耐震設計編3.6に規定する4種地盤では、 S は35cm以上とする。

この条文では、支承縁端距離は、「道路橋下部構造設計指針」と同じものを使用しており、追加項目は、

耐震設計編に規定する重要度区分でいう1級に属する橋で軟弱地盤上にかかる橋について縁端距離の最小値を確保するよう定めたものである。

このように、支障縁端距離に関する規定は、単純支間について支間長 l に関する関数で与えたものを従来の基準からそのまま踏襲しているのが現状である。また、その算定式は、当時の設計例を調査し、標準化したものであり、作用外力と橋座部の耐力の関係から規定したものではないと考えられる。

3. 支承部の被害例

3.1 宮城県沖地震による被害^{6),7)}

昭和53年（1978年）2月20日、宮城県沖約60kmの地点を震源としマグニチュード6.7の地震、いわゆる宮城県沖地震が発生し、宮城県、岩手県等東日本を中心に被害が生じた。

支承部の被害については、国道346号線と北上川の交差部に架けられた錦桜橋では、右岸側橋台の橋座コンクリートが写真-3.1.1に示すようにせん断破壊している。この橋は、昭和31年に架設された5連の単純ワーレントラス桁（ $l=59\text{m}$ ）と9連のゲルバー桁からなり、橋長は525mである。この被害箇所は、昭和37年の宮城県北部地震の際にも被害を受けており、橋座コンクリートが剥離した部分を鋼板で押さえて補修したにもかかわらず、再度被害を受けたものである（写真-3.1.1）。

また、この地震による支承部の被害調査では、総被害形態数662件の内、沓座コンクリートの被害は、11.6%（77件）となっている。また、その内、固定・可動の別による被害では、固定支承の方が著しく被害件数が多いと報告している。

3.2 釧路沖地震による被害⁸⁾

平成5年（1993年）1月15日、北海道釧路沖を震源としマグニチュード7.8の地震、いわゆる釧路沖地震が発生し、北海道釧路市を中心に被害が生じた。

支承部の被害については、国道38号の直別橋では、支承の取付けモルタルの損傷、落橋防止装置や移動制限装置のストッパーの損傷が、国道242号の池田大橋では、固定支承であるピン支承のピンの破断が、それぞれ生じた。その他、上部構造や下部構造にある程度の被害を受けた7橋については、沓座モルタルの損傷がすべての橋梁に、橋座の損傷がその内の1橋に生じたと報告している。

3.3 北海道南西沖地震による被害⁹⁾

平成5年（1993年）7月12日、北海道南西沖を震源としマグニチュード7.8の地震、いわゆる北海道南西沖地震が発生し、北海道南部を中心に各地で被害が生じた。

震源地に近い地域には、大規模な橋梁がなく、橋梁の被害としては、全般に小規模であったが、国道228号函館市上磯町に架かる上磯新橋（橋長53.1m、幅員8mの3径間単純鋼鈑桁橋）では、A2橋台（固定支承）側で支承部のアンカーの抜け出しによる被害が生じた。また、上磯新橋から600m離れた新有川橋（橋長98.5m、幅員8mの4径間単純鋼鈑桁橋）でも沓座の破壊など、上磯新橋と同様の被害が生じていると報告している。

3.4 北海道東方沖地震による被害¹⁰⁾

平成6年（1994年）10月4日、北海道東方沖を震源としマグニチュード8.1の地震、いわゆる北海道東方沖地震が発生し、釧路市を中心に道東地区各地で被害が生じた。

支承部の被害では、敷きモルタルの損傷、アンカーボルトの抜け出し、移動制限装置のストッパーの損傷、さらには支承を支持する橋台躯体の損傷や破壊が生じている（写真-3.4.1, 3.4.2）。特に、橋台躯体の被害は、国道244号の釧路市に架かる万年橋（橋長99mの3径間連続橋）のように、支承縁端距離Sの不足（現行指針に準拠すると必要縁端距離35cmに対し、施工図による縁端距離31cm）していた橋（写真-3.4.3）に多いと報告している。また、今回の被害調査の範囲では、橋台や橋脚の頂部を打ち足し、Sおよび桁端から下

部構造頂部縁端までの距離 S_E を確保していた国道391号の五十石橋や釧路市内の旭跨線橋では、橋台躯体の被害が生じていないと報告している。一方、 S や S_E を確保していたにもかかわらず橋台躯体に被害が生じた橋もある。国道272号の中標津町に架かるりんどう大橋（3径間連続の2ボックスタイプの箱桁橋、平成5年12月竣工）では、固定支承側の橋台躯体に大きなひび割れが生じた（写真-3.4.4, 3.4.5）。

3.5 兵庫県南部地震による被害

平成7年（1995年）1月17日、淡路島の北4kmを震源としマグニチュード7.2の地震、いわゆる兵庫県南部地震が発生し、神戸市を中心に各地でこれまでにない甚大な被害が生じた。

支承部の被害では、敷きモルタルの損傷、アンカーボルトの抜け出しや破断、移動制限装置のストッパーの損傷、さらには支承を支持する橋脚・橋台躯体の損傷や破壊が生じている。特に、橋脚や橋台の頂部コンクリートが上部工の地震時慣性力により剥落したものが多い（写真-3.5.1, 写真-3.5.2）。また、空間の有効利用の観点から、2本柱形式で上部工を支えていた橋脚の支承部については、橋軸直角方向での躯体の被害も見られる（写真-3.5.3）。



写真-3.1.1 橋台躯体コンクリートの破壊（錦桜橋）



写真-3.4.1 アンカーボルトの抜け上がりおよびモルタルの損傷（翔雲橋）

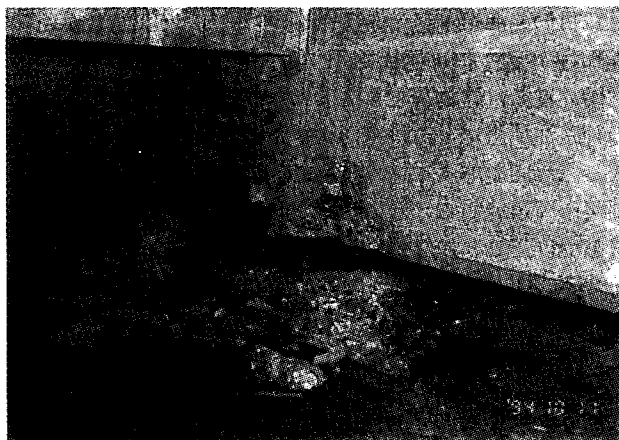


写真-3.4.2 モルタルの損傷（松之恵橋）

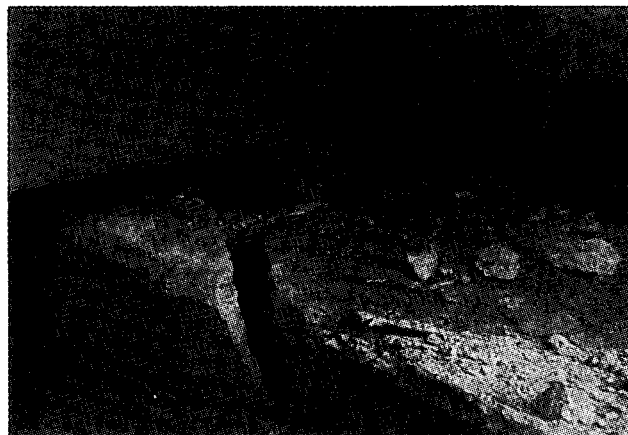


写真-3.4.3 橋台躯体の破壊（万年橋）

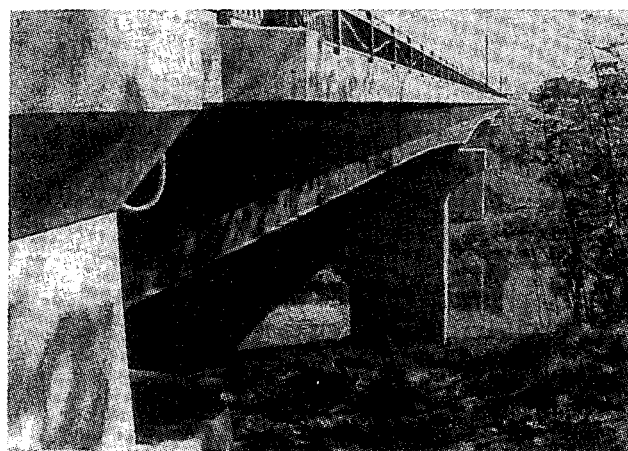


写真-3.4.4 りんどう大橋



写真-3.4.5 固定支承を支持する橋台躯体の破壊（りんどう大橋）

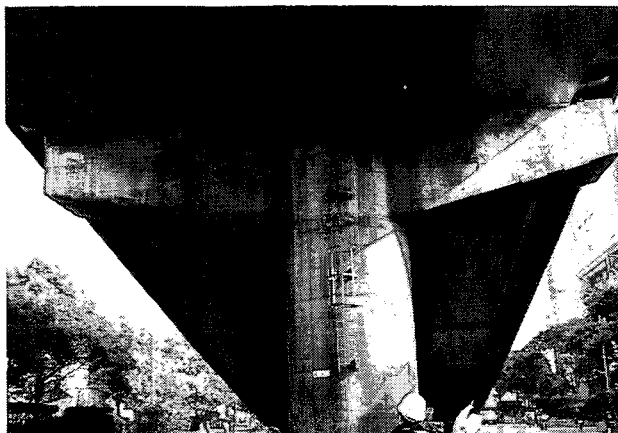


写真-3.5.1 橋脚軀体の破壊

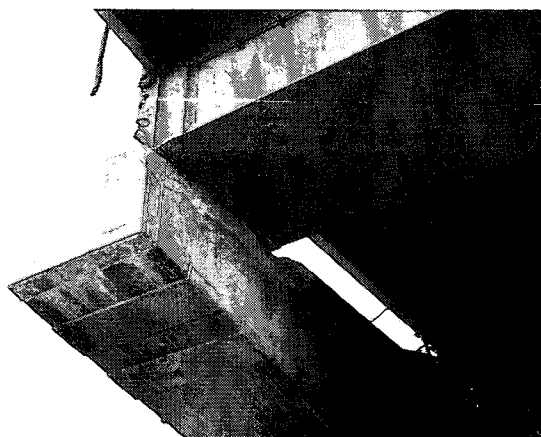


写真-3.5.2 橋脚軀体の破壊

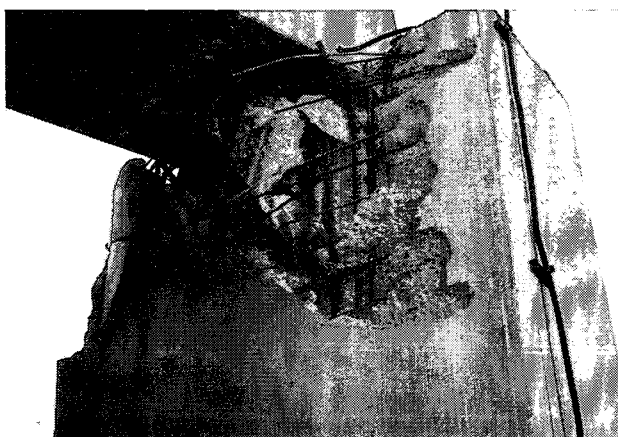


写真-3.5.3 橋脚軀体の破壊

4. 実験

4.1 試験体

4.1.1 支承タイプ (BPシリーズ試験体)

試験体は、支間長30m程度の橋梁を想定し、一般に用いられる反力分散支承の最大反力が350t級のものであることから、この支承部についてモデル化することとした。表-4.1.1に実橋と試験体との対比を示す。

表-4.1.1 実橋と試験体との対比

	実橋 (支間長30m)	試験体 (1/5モデル)
支承縁端距離	35.0cm	7.0cm
下査の大きさ	120cm×120cm	25.0cm×25.0cm
死荷重反力	270tf	12.0tf

また、パラメーターは、支承縁端距離および鉄筋の補強方法とした。表-4.1.2に試験体種別を、図-4.1.1～図-4.1.2に試験体の支承部の詳細を示す。

表-4.1.2 試験体種別

試験体	支承縁端距離	補強方法
BP-S	7cm	補強なし
BP-S-A		補強筋A
BP-S-B		補強筋A+B
BP-L	11cm	補強なし
BP-L-A		補強筋A
BP-L-B		補強筋A+B
BP-L-C		補強筋C
BP-L-D		補強筋C+D
BP-L-E		補強筋C

各試験体の概要を以下に示す。

BP-S試験体：無補強の基準試験体であり、支承前面には一切鉄筋を配置していない。

BP-S-A試験体：支承前面に、コの字型形状の補強筋A (D10) を水平に6段配置した。なお、補強筋は、支承最後部から背面側へ所定の定着長さを取り、先端に半円形フックを設けている。

BP-S-B試験体：BP-S-A試験体に加えて、L字型形状の補強筋B (D10) 3本を補強筋Aを取り囲むように配置した。なお、補強筋Bの定着長は、BP-S-A試験体と同様に支承最後部から背面側へ所定の定着長さを取り、先端には半円形フックを設けるとともに、支承前面では、鉛直方向に45度で広がる破壊面との交点から所定の定着長さを取り、こちらも半円形フックを設けている (図-4.1.1)。

BP-L試験体：BP-S試験体と同様に無補強の試験体であるが、BP-S試験体に比べ支承縁端距離を1.5倍に大

きくした。

BP-L-A試験体：BP-L試験体を基準としてBP-S-A試験体と同様に補強筋を配置している。

BP-L-B試験体：BP-L試験体を基準としてBP-S-B試験体と同様に補強筋を配置している。

BP-L-C試験体：BP-L試験体を基準としているが、実際の橋脚や橋台を考慮して支承前面に鉛直方向鉄筋（橋脚や橋台の主鉄筋等に相当）および水平方向鉄筋（橋脚や橋台の配力筋等に相当）を配置している。補強筋には、壁式橋脚や橋台のかぶせ筋を想定し、コの字型形状の補強筋C（D10）5本を配力筋にかけている。なお、補強筋Cの定着長は、補強筋の曲げ終わりから主鉄筋との所定の重ね継手長さを確保し、先端部ではフックを設けていない。

BP-L-D試験体：BP-L-C試験体の補強筋に加えて2段目、3段目に補強筋D（D10）をそれぞれ3本、2本配置した。補強筋Dは、一般の橋脚に配置される中間帯鉄筋と同様の定着方法とし、支承前面側では、鋭角フックを、支承背面側では、直角フックをそれぞれ設けた（図・4.1.2）。

BP-L-E試験体：BP-L-D試験体と同様の配筋としたが、1段目の補強筋を補強筋Cから補強筋Dに変更した。

また、鉛直力は、地震力の上下動も考慮した場合、道示V耐震設計編（平成8年12月）の改訂案を参考に以下のように考えた。

設計鉛直地震力Rは、次式で表わすことができる。

$$R=R_d \pm \sqrt{(R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2)}$$

ここに、 R_d ：死荷重 (tf)

R_{HEQ} ：設計水平地震力により支承に生じる反力 (tf)。ただし、橋軸方向は見込まなくてよい。

R_{VEQ} ：設計鉛直震度 k_v により生じる上下方向の地震力 (tf)

今、橋軸方向を検討しているので、 $R_{HEQ}=0$ となり、設計鉛直地震力Rは、

$$R=R_d \pm R_{VEQ}$$

となる。さらに、 R_{VEQ} は、次式で表わされ、設計水平震度 $k_{hc}=2.0$ とし、許容塑性率 $\mu=3$ とすれば、

$$R_{VEQ}=k_{hc} \times R_d \times 0.67 / \sqrt{(2\mu - 1)} = 0.6R_d$$

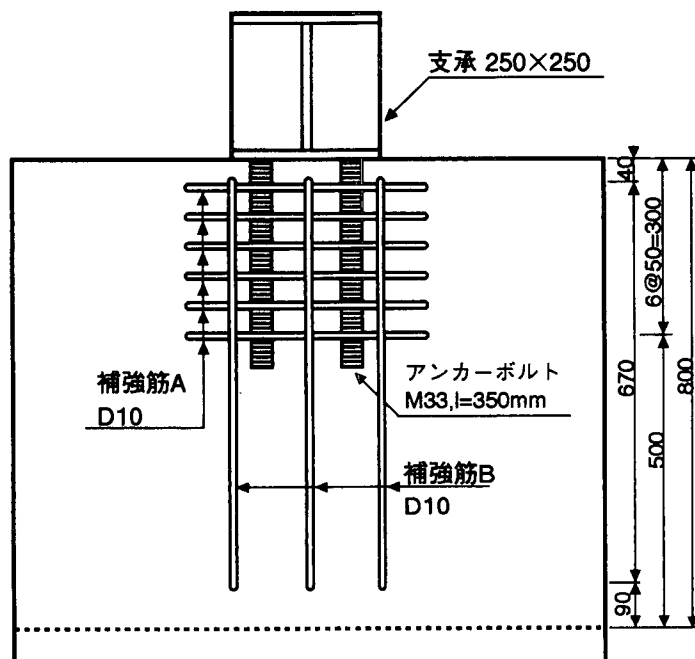
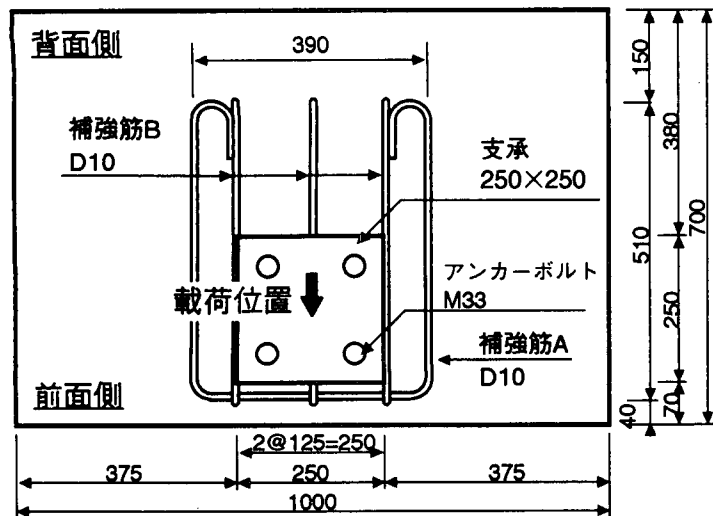
となる。したがって、設計鉛直地震力Rは、

$$R=R_d \pm 0.6R_d$$

と表わすことができる。

また、既往の実験では、鉛直力が小さいほど水平耐力が小さいことから、本実験では、鉛直力を $R=0.4R_d$ （ $=5.0\text{tf}$ ）とした。

なお、水平力の載荷位置は、実際の支承でもある程度のモーメントが加わることから、載荷位置を試験体頂部から20cmの位置とするとともに、支承治具中心（4本のアンカーボルトの中心）を加力するようにした。ただし、後述するが、BP-L-E試験体は、BP-L-C、BP-L-D試験体が支承前面側での橋座部コンクリートの破壊ではなく、背面側でのアンカーボルトの引き抜けあるいはコンクリートのコーン破壊となったため、載荷位置を試験体頂部から5cmの位置とし、曲げモーメントの影響を少なくした。



BP-Sシリーズは、支承縁端距離 s を7.0cm
BP-Lシリーズは、支承縁端距離 s を11.0cm

補強筋A：BP-S-A、BP-S-B、BP-L-A、BP-L-Bの各試験体を使用

補強筋B：BP-S-B、BP-L-Bの各試験体を使用

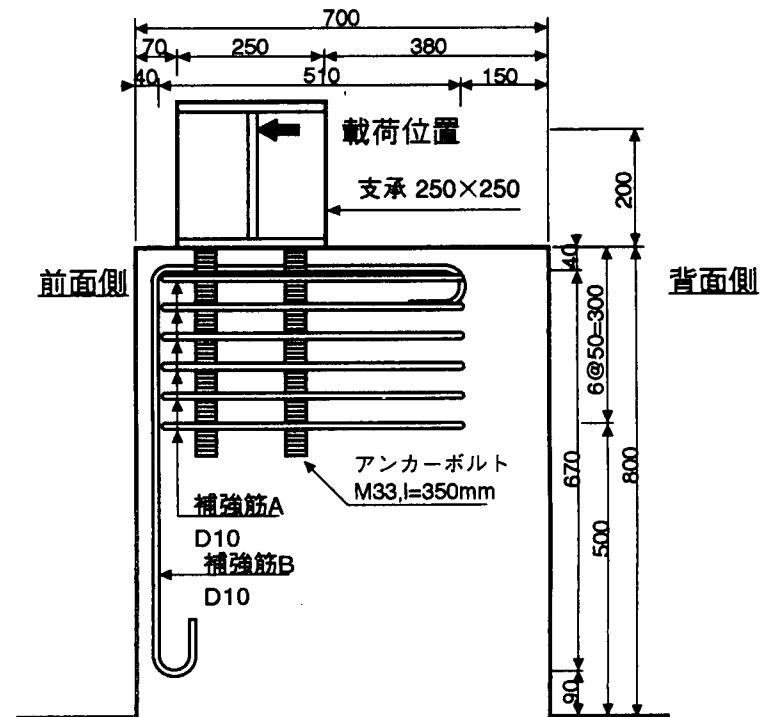
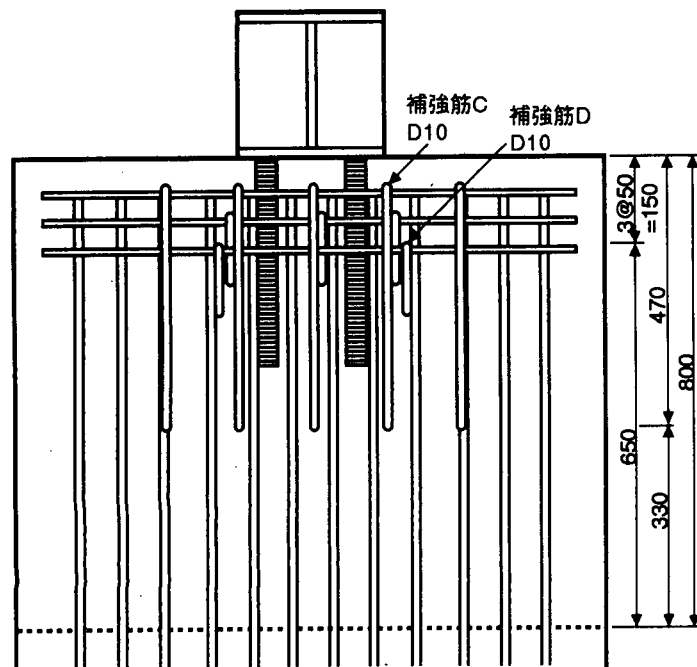
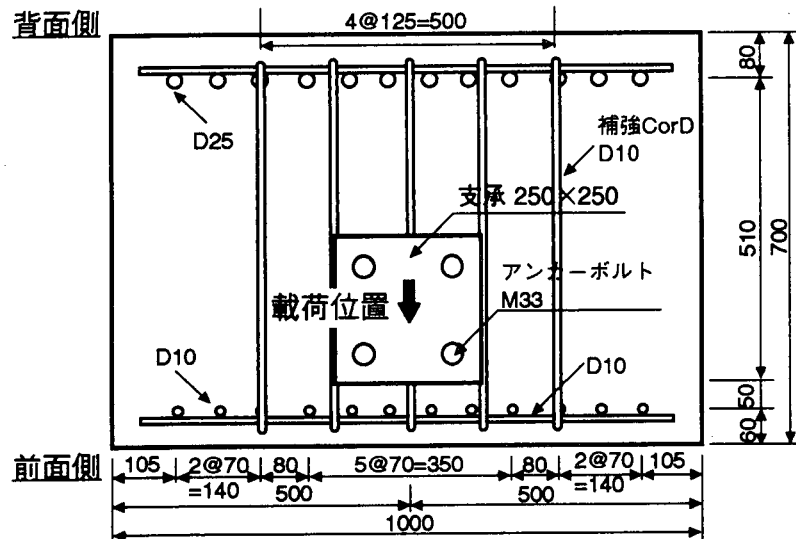


図-4.1.1 支承タイプ試験体支承部配筋例 (BP-S-B試験体)



補強筋C：BP-L-C試験体を使用
補強筋D：BP-L-D、BP-L-E試験体を使用
なお、BP-L-E試験体は、1段目に補強筋Cに変え、補強筋Dを配置

支承縁端距離 $s=11.0\text{cm}$

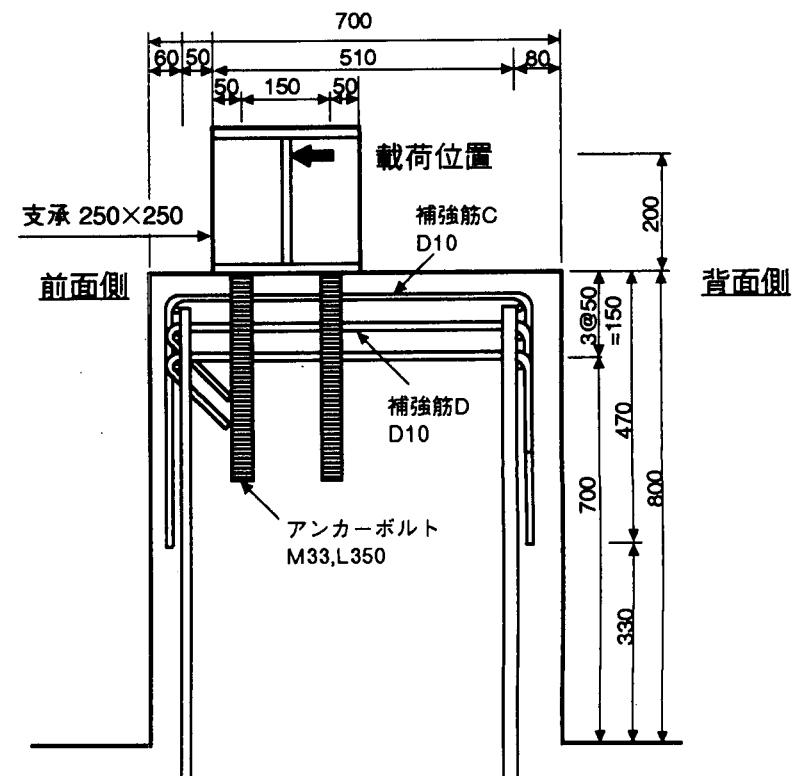


図-4.1.2 支承タイプ試験体支承部配筋例 (BP-L-D試験体)

4.1.2 アンカーバータイプ (ABシリーズ試験体)

試験体の形状および寸法は、支承タイプと同一とし、支間長30m程度の橋梁を想定し、縮尺1/2としてモデル化した。試験体のパラメーターは、縁端距離と補強筋の補強方法である。また、支間長が長い場合や設計地震力が大きい場合には、縁端距離を大きくする必要があるが、この場合、隣り合うアンカーバーのせん断抵抗面が相互に干渉すること考えられるため、干渉を考慮した試験体も作成した。

表-4.1.3に試験体種別を、図-4.1.3、図-4.1.4に試験体のアンカーバー部の詳細をそれぞれ示す。

表-4.1.3 試験体種別

試験体	縁端距離	アンカーボルト 本数	補強方法
AB-S	17.5cm	1本	補強無し
AB-L	22.5cm		
AB-S-C	17.5cm		補強筋C
AB-S-D			補強筋C+D
AB-S-E			補強筋D
AB-SW		2本 間隔30cm	補強無し
AB-SW-A			補強筋C
AB-SW-B	補強筋C+D		

各試験体の概要を以下に示す。

AB-S試験体：無補強の基準試験体であり、アンカーバー1本を縁端から17.5cm位置に設置した。なお、アンカーバー前面側には、実際の橋脚や橋台を考慮して鉛直方向鉄筋（橋脚や橋台の主鉄筋等に相当）および水平方向鉄筋（橋脚や橋台の配力筋等に相当）を配置している。

AB-L試験体：AB-S試験体と同様に無補強の試験体であるが、アンカーバー1本を縁端から22.5cm位置に設置した。

AB-S-C試験体：AB-S試験体を基準とし、補強筋には、壁式橋脚や橋台のかぶせ筋を想定し、コの字型形状の補強筋C（D10）4本を配力筋にかけている。なお、補強筋Cの定着長は、補強筋の曲げ終わりから主鉄筋との所定の重ね継手長さを確保し、先端部ではフックを設けていない。

AB-S-D試験体：AB-S-C試験体の補強筋に加えて2段目に補強筋D（D10）を4本配置（アンカーボルトの中心から両側にそれぞれ50mm、60mm離れた位置に1本ずつ）した。補強筋Dは、一般の橋脚に配置される中間帯鉄筋と同様の定着方法とし、アンカーバーの前面側では、鋭角フックを、アンカーバーの背面側では、直角フックをそれぞれ設けた（図-4.1.3）。

AB-S-E試験体：AB-S-D試験体と同様の配筋としたが、1段目の補強筋を補強筋Cから補強筋Dに変更した。

AB-SW試験体：コンクリートのせん断抵抗面の相互干渉の影響を検討するための無補強の基準試験体であり、アンカーバー2本を縁端から17.5cm位置に設置した。なお、アンカーバー同士の間隔は30cmとした。

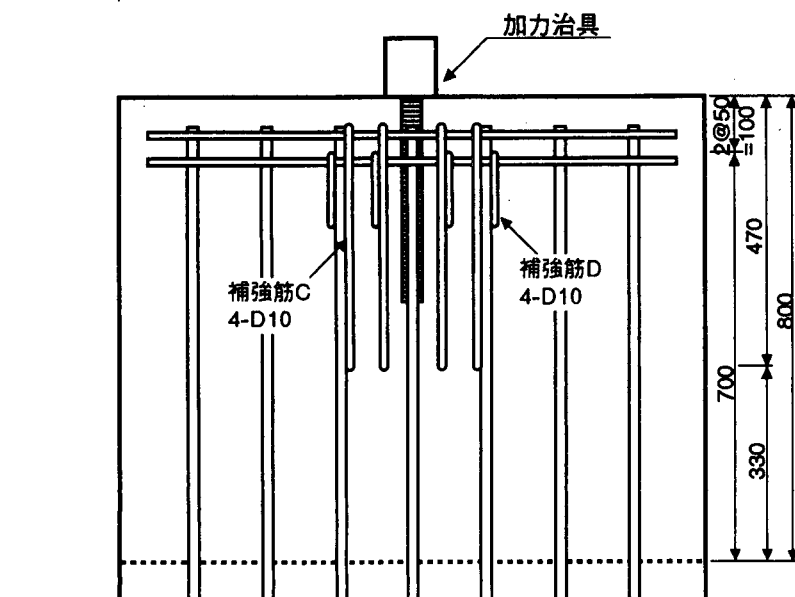
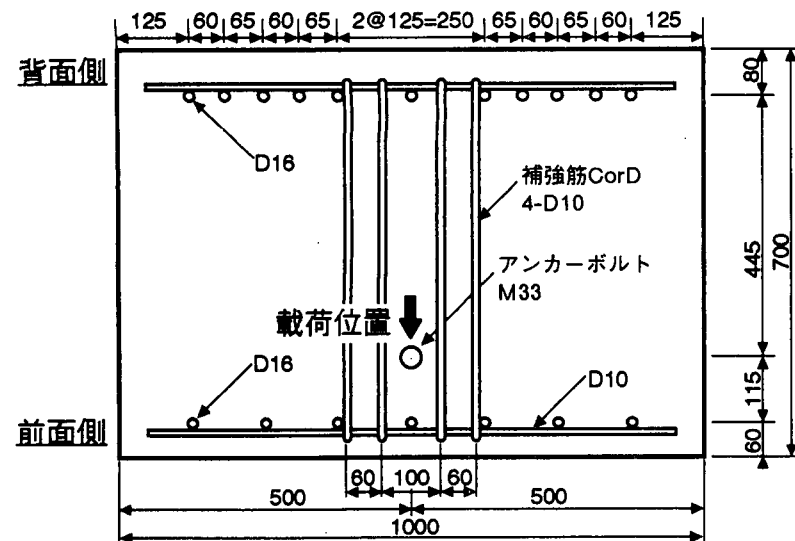
AB-SW-C試験体：AB-SW試験体を基準とし、補強筋C（D10）8本を配力筋にかけている。なお、アンカ

ーバー間には、補強筋Cを4本配置し、外側にはそれぞれ2本配置した。

AB-SW-D試験体：AB-SW-C試験体の補強筋に加えて2段目に補強筋D（D10）を4本配置（それぞれのアンカーボルトの中心から両側に50mm離れた位置に1本ずつ）した。補強筋Dは、一般の橋脚に配置される中間帯鉄筋と同様の定着方法とし、アンカーバー前面側では、鋭角フックを、アンカーバー背面側では、直角フックをそれぞれ設けた（図-4.1.4）。

なお、実橋では、アンカーバー部の下部構造天端と上部構造とのあきは、アンカーバーにできるだけ曲げモーメントとを生じさせないため、2cm程度としている例が多い。そこで、本実験においてもできるだけ曲げモーメントを発生させないように、载荷中心をを試験体頂部から25mmとした。

また、実橋においてアンカーバーには軸力が作用しないため、試験体においても軸力は、载荷していない。



AB-Sシリーズは、アンカーボルト中心と試験体頂部縁端との距離Sを17.5cm
 AB-L試験体は、アンカーボルト中心と試験体頂部縁端との距離Sを22.5cm

補強筋C：AB-S-C, AB-S-D試験体を使用

補強筋D：AB-S-D, AB-S-E試験体を使用

なお、AB-S-E試験体は、1段目に補強筋Cに変え、補強筋Dを配置

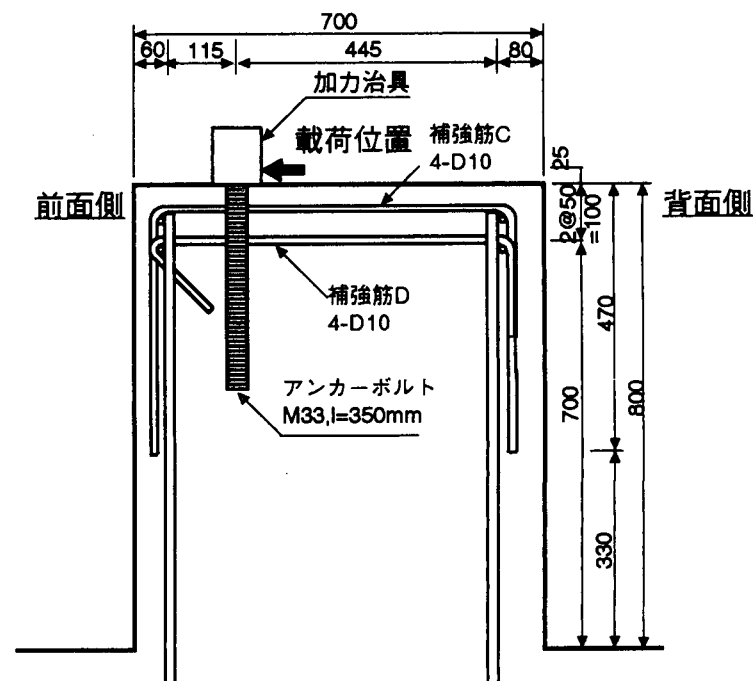
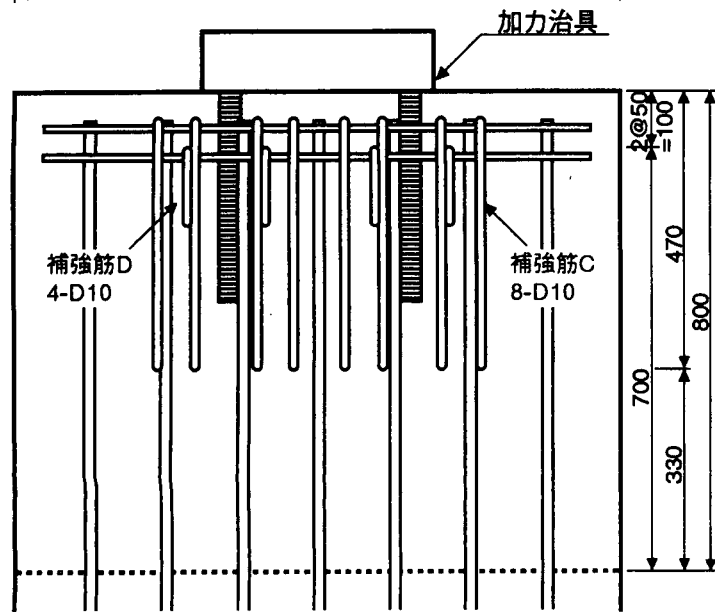
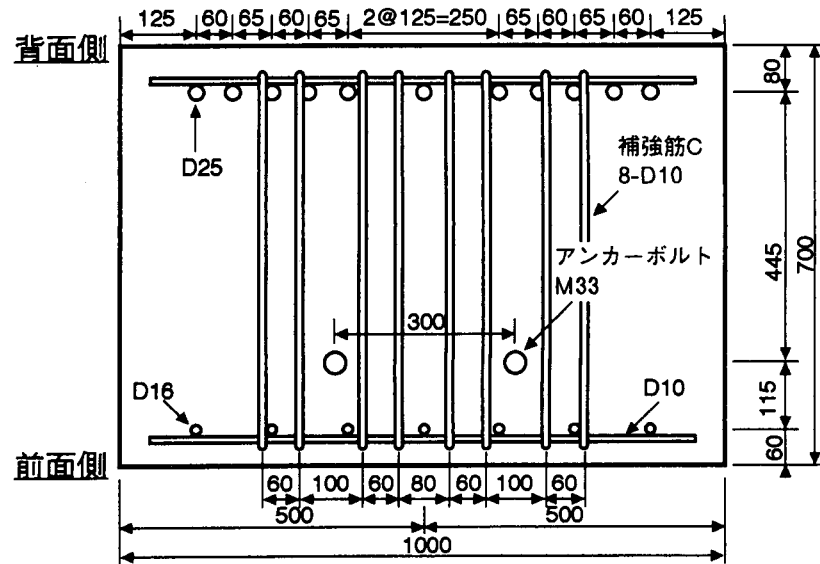


図-4.1.3 アンカーバータイプ試験体アンカーバー部配筋例 (AB-S-D試験体)



AB-SWシリーズは、アンカーボルト中心と試験体頂部縁端との距離Sを17.5cm

補強筋C：AB-SW-C、AB-SW-D試験体を使用

補強筋D：AB-SW-D試験体を使用

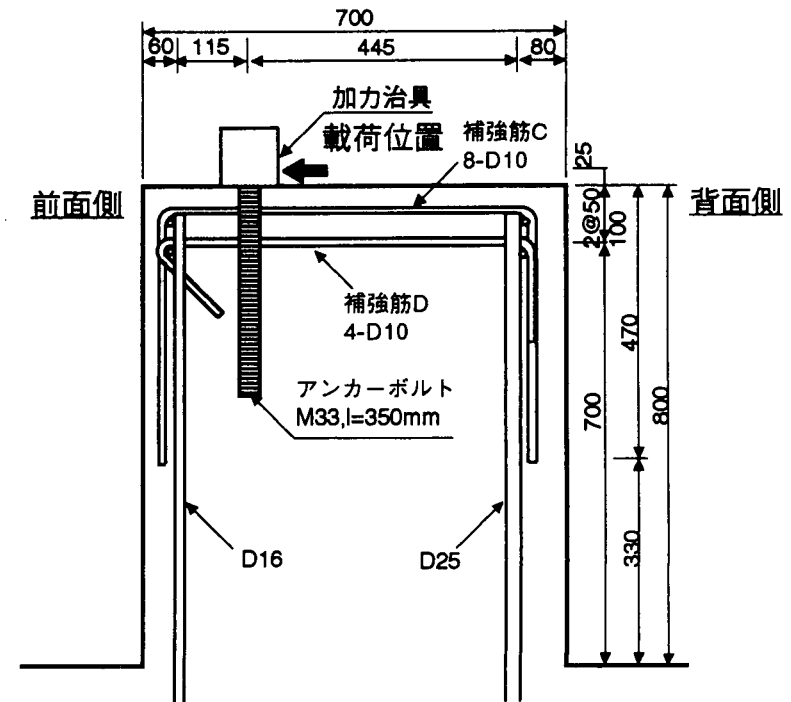


図-4.1.4 アンカーバータイプ試験体アンカーバー部配筋例 (AB-SW-D試験体)

4.2 使用材料

4.2.1 コンクリート

(1) 配合

試験体に使用したコンクリートは、呼び強度180kgf/cm²、スランプ12cm、粗骨材の最大寸法20mmのレディーミクストコンクリート（早強）を使用した。

(2) 強度

テストピースは、直径10cm、高さ20cmの円柱供試体を使用し、圧縮強度試験は、JIS A 1108に、引張強度試験は、JIS A 1113にそれぞれ準拠し実施した。養生条件は、試験体と同様に現場湿潤養生とした。試験結果を表-4.2.1、表-4.2.2に示す。なお、この材料試験は、各試験体の載荷時期に併せて実施したものである。

表-4.2.1 コンクリートの材料試験結果（支承タイプ）

試験体	材令 (日)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 ×10 ⁵ (kgf/cm ²)
BP-S	6	272	25.9	2.55
BP-S-A	7	237	26.3	2.56
BP-S-B	8	217	23.8	2.63
BP-L	5	270	27.6	2.58
BP-L-A	6	282	28.6	2.60
BP-L-B	7	276	26.8	2.63
BP-L-C	11	154	17.9	2.14
BP-L-D	8	176	19.4	2.36
BP-L-E	9	195	20.8	2.37

表-4.2.2 コンクリートの材料試験結果（アンカーバータイプ）

試験体	材令 (日)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 ×10 ⁵ (kgf/cm ²)
AB-S	4	215	21.9	2.35
AB-L	7	237	23.2	2.39
AB-S-C	8	225	23.5	2.33
AB-S-D	5	238	23.0	2.51
AB-S-E	6	188	18.0	2.19
AB-SW	7	189	19.9	2.16
AB-SW-C	11	195	20.5	2.36
AB-SW-D	9	157	16.1	2.20

4.2.2 鉄筋

鉄筋は、異形棒鋼を使用した。支承部の補強筋には、D10を、柱主筋には、D16、D25、D29をそれぞれ使用した。JIS Z 2201およびJIS Z 2241に準拠した鉄筋の引張試験結果を表-4.2.3に示す。

表-4.2.3 鉄筋の引張試験結果

鉄筋	配置位置		降伏強度 (kgf/cm ²)	降伏ひずみ ×10 ⁻⁶	引張強さ (kgf/cm ²)	弾性係数 ×10 ⁶ (kgf/cm ²)
D10	補強筋	BP-S-A, B BP-L-A, B	3948	2285	5967	1.86
		BP-L-C, D, E	3827	1948	5322	1.95
		AB-S-C, D	3519	1941	4930	1.82
		AB-S-E, AB-SW-C, D	3827	1948	5322	1.95
D16	柱主筋	BP-L-C, D, E	3716	1921	5495	1.95
		AB-S, AB-L AB-S-C, D	4028	2268	5901	1.82
D25	柱主筋	AB-S-E AB-SW, AB-SW-C, D	3716	1921	5495	1.95
		BP-S, BP-S-A, B BP-L, BP-L-A, B	3750	2001	5546	1.96
		BP-L-C, D, E	3763	2045	5726	1.94
		AB-SW, AB-SW-C, D	3763	2045	5726	1.94

4.2.3 アンカーボルト

アンカーボルトは、支承タイプにはM33（破断強度6740kgf/cm²）を、アンカーバータイプにはM33（破断強度11620kgf/cm²）をそれぞれ使用した。

4.2.4 樹脂

アンカーボルトの埋込みには、エポキシ樹脂（商品名：マンボダイン、日本ドライバジット（株））を使用した。このエポキシ接着剤は、エポキシ樹脂の主剤とアミン系化合物からなる硬化物の2液混合タイプである。施工は、コンクリート打設時にシース管を埋め込むことにより所定の孔（孔径45φ、深さ36cm）を確保し、型わく脱型後、シース管の撤去および孔内の清掃を行い、アンカーボルトを精度よく設置し、エポキシ樹脂を流し込んだ。

なお、この樹脂とコンクリートの設計付着強度を、160.0kgf/cm²（日本ドライバジット（株）カタログ値）として、埋め込み長を算定した。

4.3 載荷方法

試験体を反力床にPC鋼棒で固定し、試験体頭部に載荷治具を取り付け、水平力と鉛直力をジャッキによ

り加えた（鉛直力は支承タイプの試験体のみに加えた。）。支承タイプの試験体に加えた鉛直力は、水平力の載荷中、一定の値（5.0tf）を保持させた。また、水平力の載荷パターンは、ひび割れ発生までは静的単調載荷とし、ひび割れ発生後、一方向に鉛直力の0.2, 0.4, 0.6, ……倍で3回の繰り返し荷重を載荷させることとした。つまり、ひび割れ発生後、1.0tf増加させるごとに、載荷、除荷の繰り返しを3回実施した。

なお、ABシリーズでも、この載荷パターンを採用し、ひび割れ発生後、1.0tf増加させるごとに、載荷、除荷の繰り返しを3回実施した。

載荷状況の概要図を図-4.3.1に示す。

4.4 計測方法

計測は、各荷重ごとにロードセルによる荷重、変位計による変位およびひずみゲージによる補強筋のひずみを主に計測した。また、ひび割れは、目視により観察した。

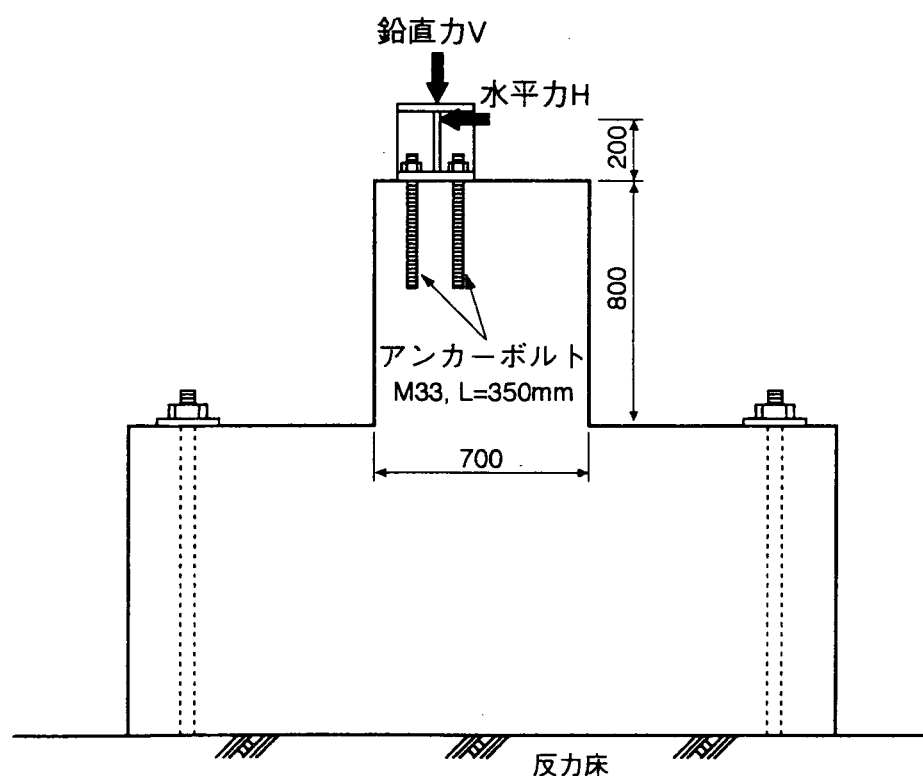


図-4.3.1 載荷状況の概要図

5. 実験結果とその考察

5.1 破壊性状

5.1.1 支承タイプ (BPシリーズ)

試験体にひび割れが入り、破壊に至るまでの状況は、各試験体ともおおむね以下に示すとおりである。

代表的な破壊状況を写真-5.1.1, 5.1.2に示す。

ひび割れは、まず、後方のアンカーボルト部から斜め前方に発生し、その後荷重の増加とともにそのひび割れが前方へ進展する。やがて前方のアンカーボルト部からもひび割れが生じるが、後方のアンカーボルトから生じたひび割れが大きく開口することにより荷重が増加しなくなる。

無補強の試験体では、後方のアンカーボルト部から発生したひび割れが、水平面で荷重方向となす角度は90度に近いが、補強した試験体では、その角度が45度に近くなる。ただし、必ずしも45度とはならない。

破壊状況の観察から、無補強の試験体は、割裂破壊的な性状を示していたが、補強した試験体は、せん断ずれを伴う破壊性状を示していた。さらに、試験終了後、荷重治具をはずしてひび割れを観察すると、背面側のアンカーボルト2本の間には、相互を直線で結ぶようなひび割れが生じており、破壊面を形成していた。

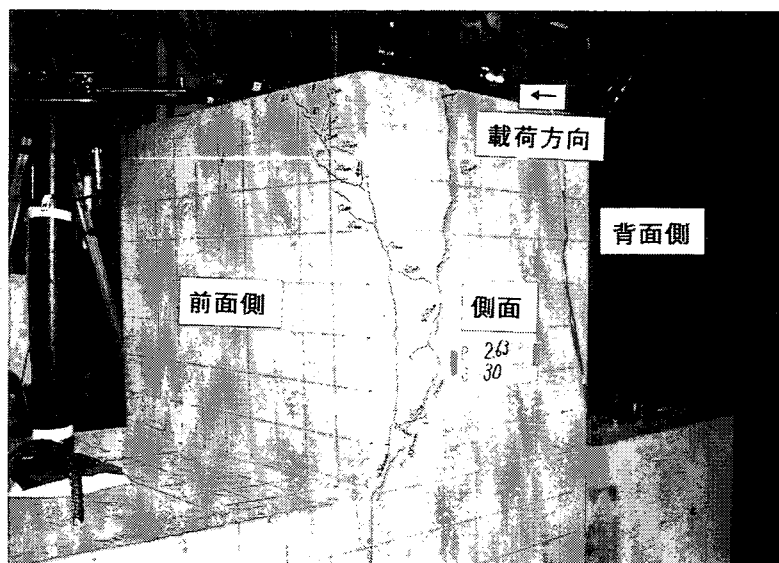


写真-5.1.1 破壊状況（補強筋なし）

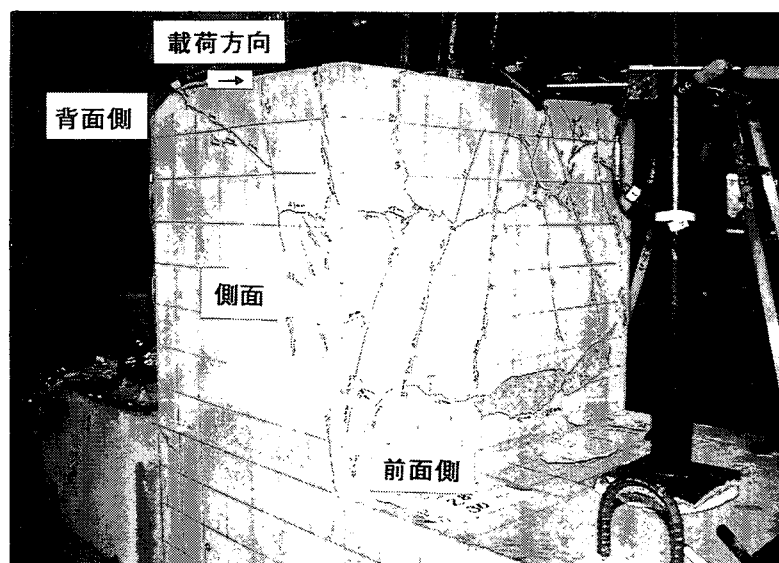


写真-5.1.2 破壊状況（補強筋あり）

5.1.2 アンカーバータイプ (ABシリーズ)

試験体にひび割れが入り、破壊に至るまでの状況は、各試験体ともおおむね以下に示すとおりである。

代表的な破壊状況を写真-5.1.3, 5.1.4に示す。

載荷方向に対し、アンカーボルト側方に生じたひび割れが、荷重の増加とともに進展し、そのひび割れが大きく開口することにより破壊に至る。ひび割れが、水平面で載荷方向となす角度は、BPシリーズの試験体と同様に、無補強の試験体では90度に近く、補強した試験体では、その角度が45度になる。また、補強筋の量を多くした試験体（例えば、AB-S-D試験体、AB-S-E試験体）では、アンカーボルト前面での局部的なかぶりコンクリートの剥落が生じ、荷重が増加しなくなる。

アンカーボルト2本を配置し、相互干渉を考慮した試験体では、最大荷重に達する前にアンカーボルト間にアンカーボルト同士を直線で結ぶようなひび割れが入り、そのひび割れが大きく開口し破壊に至る。この破壊状況から、アンカーバータイプでは、隣り合うアンカーボルト間隔によって異なるひび割れ抵抗面を考慮する必要があるといえる（後述の図-6.1.1参照）。

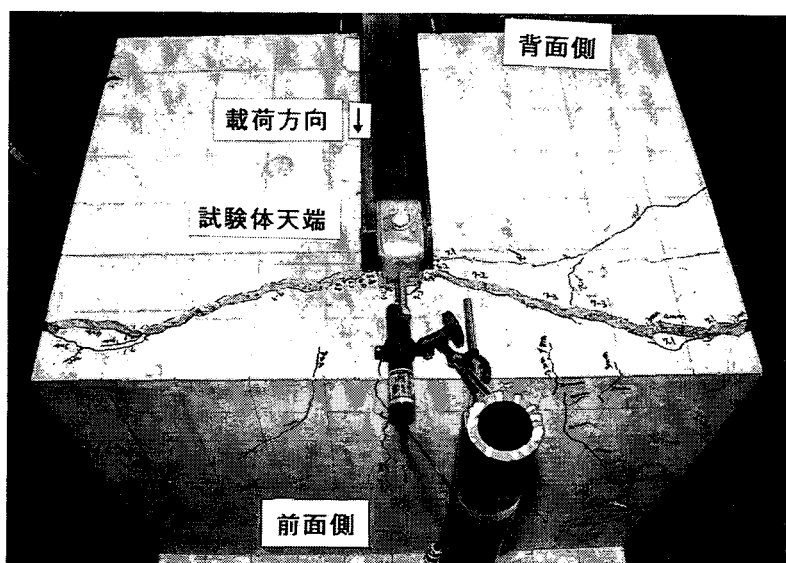


写真-5.1.3 破壊状況（補強筋なし）



写真-5.1.4 破壊状況（補強筋あり）

5.2 荷重性状

5.2.1 支承タイプ (BPシリーズ)

実験結果の一覧を表-5.2.1に示す。

表-5.2.1 実験結果一覧 (支承タイプ)

試験体	圧縮強度 (kgf/cm ²)	補強方法	ひび割れ 荷重(tf)	最大荷重 (tf)
BP-S	272	無補強	11.8	16.0
BP-S-A	237	補強筋A	12.0	19.7
BP-S-B	217	補強筋A+B	8.0	20.9
BP-L	270	無補強	13.4	18.7
BP-L-A	282	補強筋A	12.8	25.0
BP-L-B	276	補強筋A+B	12.2	28.0
BP-L-C	154	補強筋C	13.2	18.0 ↑ 1)
BP-L-D	176	補強筋C+D	13.0	19.0 ↑ 1)
BP-L-E	195	補強筋D	18.0	32.2

1) BP-L-C, D試験体は、支承前面側での破壊ではなく、支承背面側のアンカーボルト部での破壊により最大荷重が決まったため、支承前面の破壊耐力は表中の値よりも大きい。

支承縁端距離をパラメーターとした場合の荷重～変位関係の包絡線の比較を図-5.2.1～5.2.3に示す。縁端距離が小さい試験体より大きい試験体の方が最大耐力が大きいことから、縁端距離を大きくすると最大耐力が増加することがわかる。

一方、補強の有無を比較した場合の荷重～変位関係の包絡線の比較を図-5.2.4, 図-5.2.5に示す。無補強の試験体と比較して、補強した試験体は、最大耐力が大きいことから、補強筋の効果があることがわかる。また、補強筋Aを配置した試験体 (BP-S-A, BP-L-A試験体) に比べ、補強筋Aに加え補強筋Bを配置した試験体 (BP-S-B, BP-L-B試験体) の方が最大耐力が大きく、補強筋Bによる補強効果が認められる。なお、補強筋Cや補強筋Dを配置した試験体 (BP-L-C, BP-L-D試験体) は、背面側のアンカーボルト部からひび割れが発生した後、背面側での、前者がアンカーボルトの引き抜けを伴うコンクリートのコーン破壊、後者がアンカーボルトの引き抜けによる破壊となったため、他の補強試験体と比べ、最大荷重が小さくなっている。これらの破壊要因として、コンクリートの材令が若く、圧縮強度や割裂強度が他の試験体と比べ小さかったこと、そのため曲げモーメントの影響が大きくなったこと、アンカーボルトの埋め込み作業時の施工誤差等が考えられる。BP-L-E試験体 (BP-L-D試験体と同量の補強筋を配置) では、これらの影響を極力小さくするために、水平力の載荷位置を試験体頂部天端から50mmの位置に変更し、載荷したところ、支承部全面側の破壊

となった。アンカーボルトの付着破壊やコンクリートのコーン破壊に対して試験体設計時に、十分な安全率を確保していたにもかかわらず、このような破壊形態となった原因として、コンクリートの圧縮強度が低かったこと、ひび割れ発生後の付着強度およびコーン破壊耐力の低下などが考えられ、アンカーボルトの埋め込み長さやひび割れ発生後のコーン破壊耐力等に関しては今後の検討課題となるが、BP-L-C、BP-L-D試験体の支承取付け部の耐力としては、表中の値よりも大きくなることが予想される。

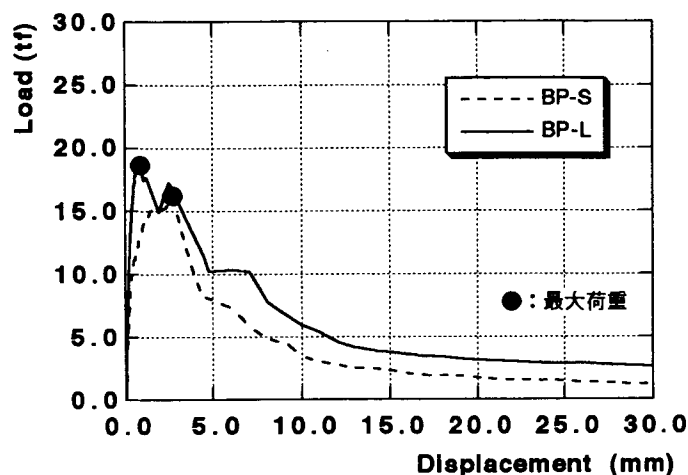


図-5.2.1 荷重～変位関係包絡線の比較

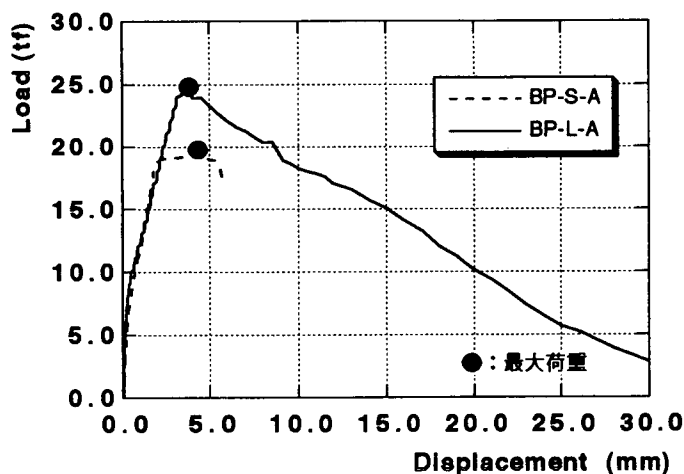


図-5.2.2 荷重～変位関係包絡線の比較

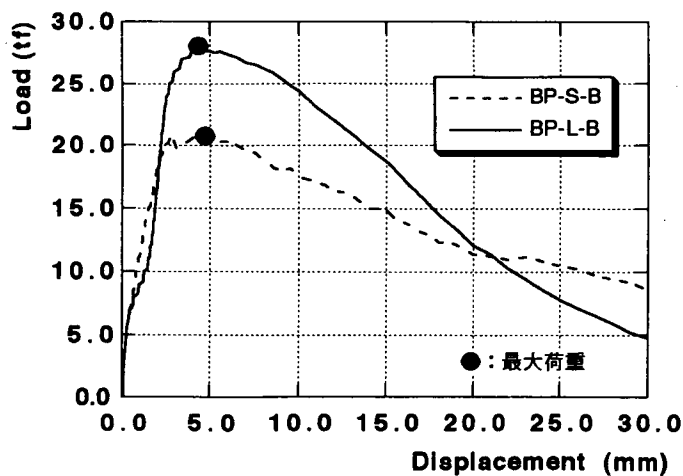


図-5.2.3 荷重～変位関係包絡線の比較

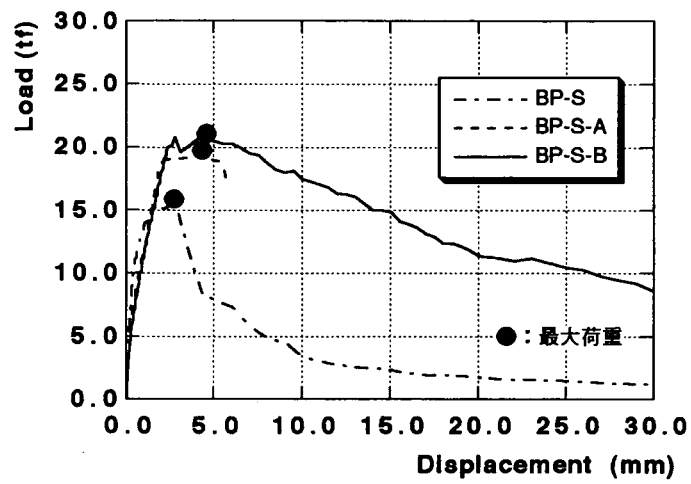


図-5.2.4 荷重～変位関係包絡線の比較

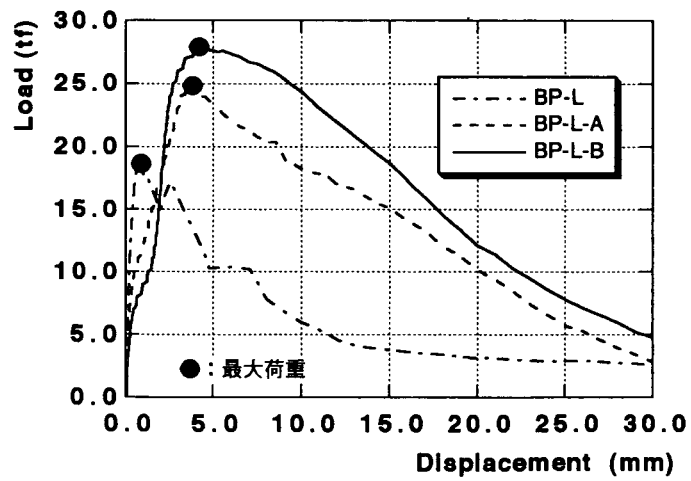


図-5.2.5 荷重～変位関係包絡線の比較

5.2.2 アンカーバータイプ (ABシリーズ)

実験結果の一覧を表-5.2.2に示す。

表-5.2.2 実験結果一覧 (ABシリーズ)

試験体	圧縮強度 (kgf/cm ²)	ひび割れ 荷重(tf)	最大荷重 (tf)	備考
AB-S	215	5.9	7.1	アンカーボルト1本 縁端距離17.5cm 無補強
AB-L	237	9.4	11.8	アンカーボルト1本 縁端距離22.5cm 無補強
AB-S-C	225	6.0	12.8	アンカーボルト1本 縁端距離17.5cm 補強筋1段
AB-S-D	238	6.8	14.0 ↑ ¹⁾	アンカーボルト1本 縁端距離17.5cm 補強筋2段
AB-S-E	188	5.0	11.0 ↑ ¹⁾	アンカーボルト1本 縁端距離17.5cm 補強筋2段
AB-SW	198	9.1	9.2	アンカーボルト2本 縁端距離17.5cm 無補強
AB-SW-C	195	9.8	22.7	アンカーボルト2本 縁端距離17.5cm 補強筋1段
AB-SW-D	157	6.0	21.0	アンカーボルト2本 縁端距離17.5cm 補強筋2段

1) かぶりコンクリートの剥離とアンカーボルトの曲げ変形により最大荷重が決まったため、アンカーバー取り付け部の耐力はこの値以上である。

試験体頂部縁端とアンカーバーとの距離をパラメーターとした場合の荷重～変位関係の包絡線の比較を図-5.2.6に示す。縁端距離が短い試験体より長い試験体の方が最大耐力が大きいことから、縁端距離を大きくすると最大耐力が増加することがわかる。

補強の有無を比較した場合の荷重～変位関係の包絡線の比較を図-5.2.7に示す。無補強の試験体と比較して、補強した試験体は、最大耐力が大きいことから、補強筋の効果があることがわかる。また、補強方法を比較した場合、各補強方法による顕著な差は見られないが、無補強の試験体に比べ、最大耐力が大きくなっていることから、各補強方法とも効果があるといえる。

一方、隣り合うアンカーボルトの相互干渉については、AB-S試験体とAB-SW試験体を比較した場合、AB-SW試験体がAB-S試験体の2倍の耐力とはなっておらず、また、アンカーボルト間に相互を直線で結ぶようなひび割れが入ったことから、コンクリートのせん断抵抗面積が干渉していると考えられ、隣り合うアンカ

ーボルトからの相互干渉を考慮したせん断耐力を評価する必要がある。

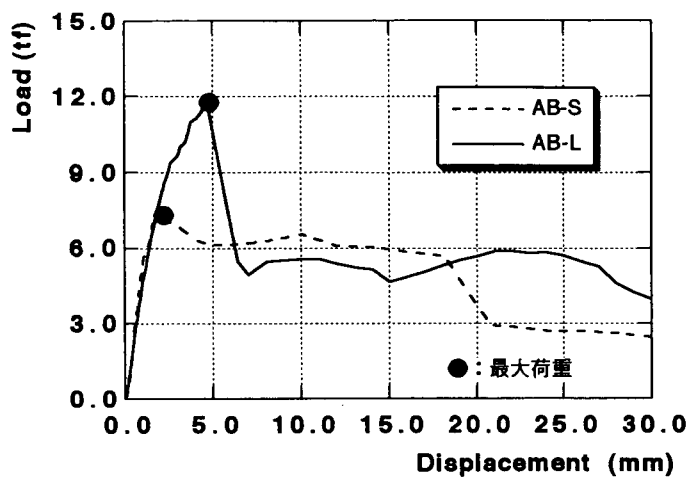


図-5.2.6 荷重～変位関係包絡線の比較

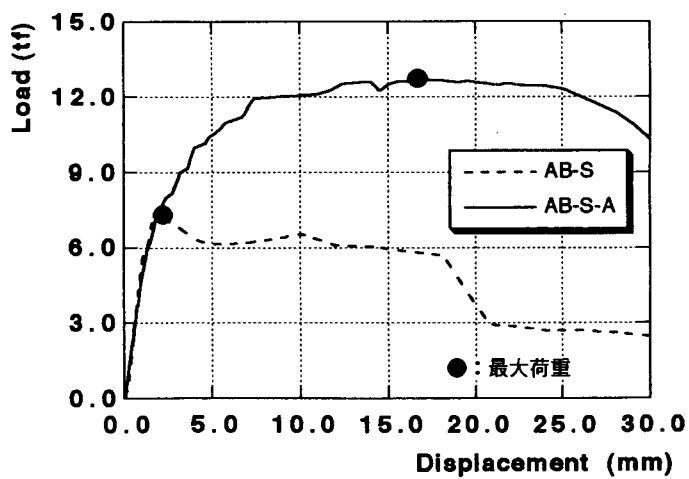


図-5.2.7 荷重～変位関係包絡線の比較

5.3 ひずみ性状

BPシリーズ試験体のうち、補強筋を深さ方向に6段配置した試験体における補強筋のひずみ分布を図5.3.1に示す。

この図から以下のことがわかる。

- ①補強筋のひずみは、ひび割れ荷重以降徐々に増大しているが、最大荷重近傍で大きく増えている。
- ②最大荷重時には、補強筋は、必ずしも降伏ひずみには達していない。
- ③深さ方向の分布を見ると、補強筋の配置位置が深くなるに連れて最大荷重時のひずみは小さくなる傾向にある。

これらの理由としては、以下の要因が考えられる。

①については、最大荷重近傍で補強筋が応力を負担していたことを裏付けるものと考えられる。

②の理由としては、一般にコンクリートの負担分と鉄筋の負担分の総和として、破壊時の耐力を考えることができるが、破壊時のメカニズムは、鉄筋が降伏強度に相当する負担分を発揮する前に、コンクリートの負担分がなくなり、破壊に至ると考えられる。つまり、後述する耐力の評価式において、コンクリートの負担分と鉄筋の負担分との和として考えた場合、破壊時の耐力として補強筋の全強（降伏強度）を考慮することはできないと考えられる。

③の理由としては、実験中のひび割れ状況を観察すると、試験体頂部に発生したひび割れが、荷重の増加とともに深さ方向に進展し、ある時点で、上記に示した理由によりそのひび割れが大きく開口し、荷重が増加しなくなることで、また、ひび割れ幅は、試験体頂部に近いほど大きいことから、試験体頂部に近い補強筋ほど応力を負担していたと考えられる。

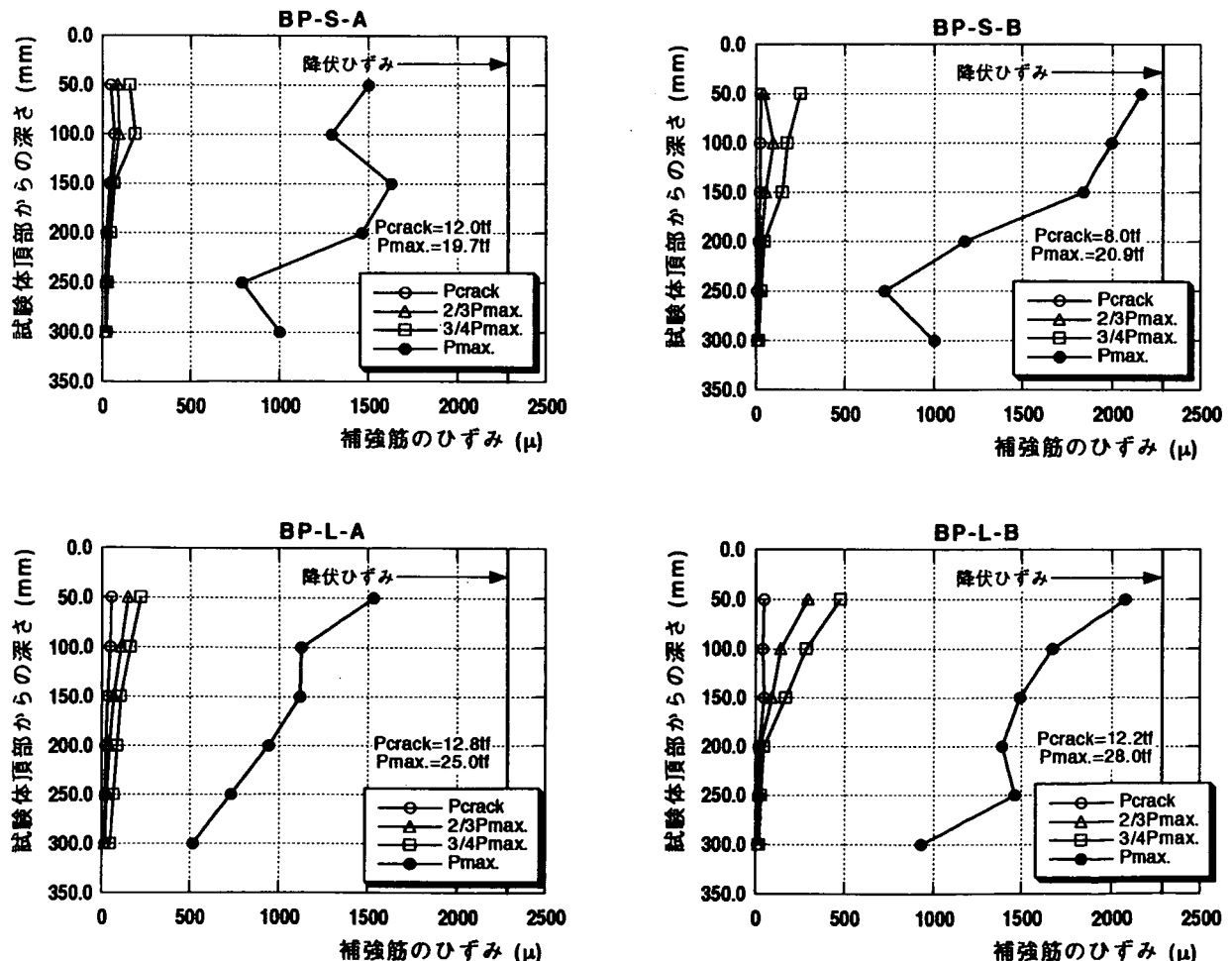


図-5.3.1 各試験体のひずみ分布

6. 橋座部の水平耐力の評価

支承取付け部の水平耐力については、「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 平成4年10月鉄道総合技術研究所」¹¹⁾（以下、鉄道標準と記す。）があるが、この中では、突起支承についての記述となっており、アンカーボルトにより支承を下部構造に取付けた場合の水平耐力については、明記されていない。また、補強筋を配置する場合の鉄筋量については、安全側の配慮から作用水平力をすべて補強筋に負担することとして、作用水平力を補強筋の降伏強度で除した値を鉄筋量と算定している。

「各種合成構造設計指針 同解説 日本建築学会」¹²⁾（以下、各種合成指針と記す。）では、アンカーボルトをコンクリートに埋め込んだ場合の水平耐力に関する記述があるが、アンカーボルトを1本とした場合の記述であり、また、補強筋の効果は考慮されていない。

この章では、橋座部の水平耐力を合理的かつ実用的に算定する評価式を実験結果に基づいて提案する。

6.1 ひび割れ耐力の評価

まず、鉛直力と水平力の作用する支承取付け部の水平耐力は、便宜上、コンクリートの負担分と鉄筋の負担分との和として評価できると仮定する。この際、コンクリートの負担分は、コンクリートのひび割れ時の応力度と抵抗面積の積で表わすことができると考える。このコンクリートの負担分は、鉄道標準では、押抜きせん断破壊を想定して、コンクリートの圧縮強度の平方根に寸法効果、補強筋の影響、載荷面積の影響による係数を掛けたものをコンクリートのせん断応力度とし、突起支承部から水平および鉛直方向に45度に広がる3次元的な面積を抵抗面として評価している。

一方、各種合成指針では、コンクリートの圧縮強度の平方根をコンクリートのひび割れ時の応力度とし、アンカーボルトから水平および鉛直方向に45度の広がり考慮した半円で表わされる投影面積を抵抗面として評価している。鉄道標準、各種合成指針、どちらもコンクリートのひび割れ時の応力度としてコンクリートの圧縮強度の平方根を基本としていることが特徴である。また、ひび割れ抵抗面積については、鉄道標準では、3次元的な広がり考慮した3つの面からなる抵抗面を、各種合成指針では、3次元的な広がり考慮しているものの、その投影面積としている。

ここでは、まず、コンクリートのひび割れ時の応力度を圧縮強度の平方根とし、抵抗面積を実験時の破壊性状を考慮して、図-6.1.1に示す抵抗面を仮定した。コンクリートの抵抗面積は、支承タイプでは、支承背面側のアンカーボルトの中心から側方および下方へ45度の広がりおよび背面側のアンカーボルト間を直線で結ぶ抵抗面を考慮した3次元形状とした。アンカーバータイプでも、支承タイプと同様に、アンカーボルト中心から45度の広がり考慮した3次元形状とするが、隣接するアンカーバーの抵抗面が重なる場合には、その影響を考慮した。なお、実験では、コンクリートのひび割れは、水平や鉛直方向に45度以上に広がる場合が多い。このひび割れの角度は、補強筋の量や鉛直荷重と水平荷重の割合などにより異なるものと考えられるが、45度とした場合抵抗面積が最も小さくなることから安全側となること、および実用的であることを考慮し、一律45度とした。

図-6.1.2に実験におけるひび割れ荷重と上記の方法によるコンクリートの負担分計算値の比較を示す。図中には、建設省土木研究所で行われた既往の実験¹³⁾の結果も併せて評価した。

この図では、実験値が計算値よりも小さく、計算値が危険側の評価を与えることから、計算値を低減する必要があることがわかる。

既往の実験¹³⁾では、図-6.1.3に示すように橋座部のコンクリートに作用する鉛直力による支圧応力度が増

加するとひび割れ荷重および最大荷重が増加することがわかっている。そこで、この影響を考慮するため、橋座部に作用する軸力による補正係数 α を設定することを試みた。縦軸に図-6.1.2に示した実験値と計算値の比(α)を、横軸に支承部に作用させた軸力を支承の底面積で除した支圧応力度とコンクリートの圧縮強度の平方根の比をとり、両者の比較を図-6.1.4に示す。この図から、 $\sigma_n/\sqrt{\sigma_{ck}}$ が大きくなれば、 α も大きくなる傾向にあることがわかる。そこで、安全側を考慮して補正係数 α (実験値/計算値)の下限值を与える式を設定すると、以下になる。

$$0 \leq \sigma_n / \sqrt{\sigma_{ck}} < 8.5 \text{ の場合} \quad \alpha = 0.1 \cdot \sigma_n / \sqrt{\sigma_{ck}} + 0.15 \quad \cdots \cdots (6.1)$$

$$8.5 \leq \sigma_n / \sqrt{\sigma_{ck}} \text{ の場合} \quad \alpha = 1.0$$

したがって、ひび割れ発生荷重 P_c は、式(6.2)により評価できる。

$$P_c = \alpha \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c \quad \cdots \cdots (6.2)$$

ここに、 P_c : ひび割れ発生荷重 (kgf)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

A_c : コンクリートのせん断抵抗面積 (cm²)

実験におけるひび割れと式(6.2)による計算値との比較を図-6.1.5に示す。この図では、すべての試験体で実験値が計算値よりも大きく、式(6.2)が実験結果を安全側に評価できることがわかる。

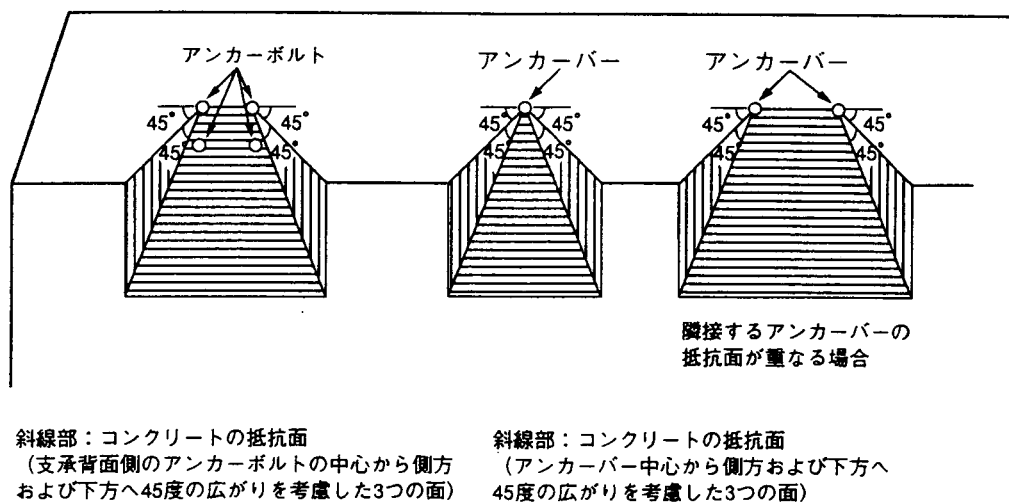


図-6.1.1 コンクリートの抵抗面積

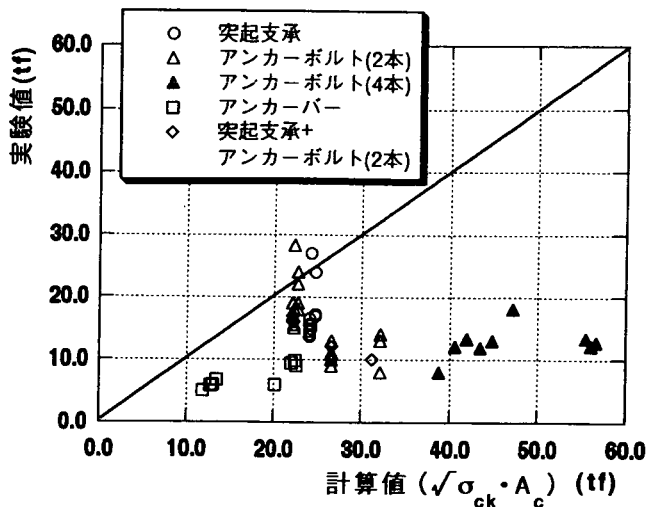


図-6.1.2 実験におけるひび割れ発生荷重と計算値の比較

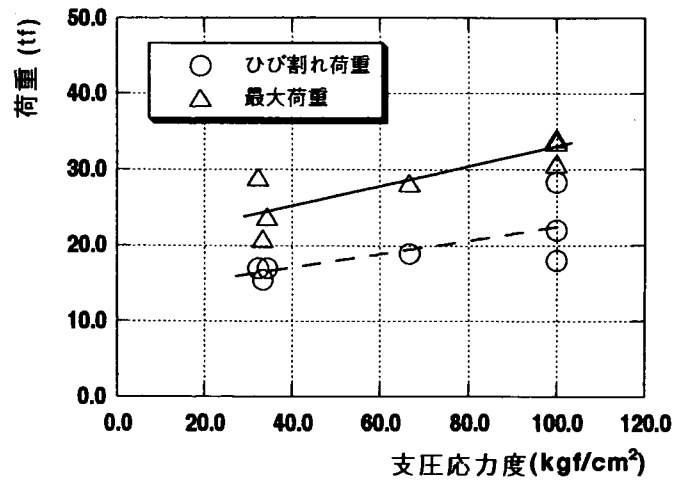


図-6.1.3 支圧応力度と水平荷重の関係

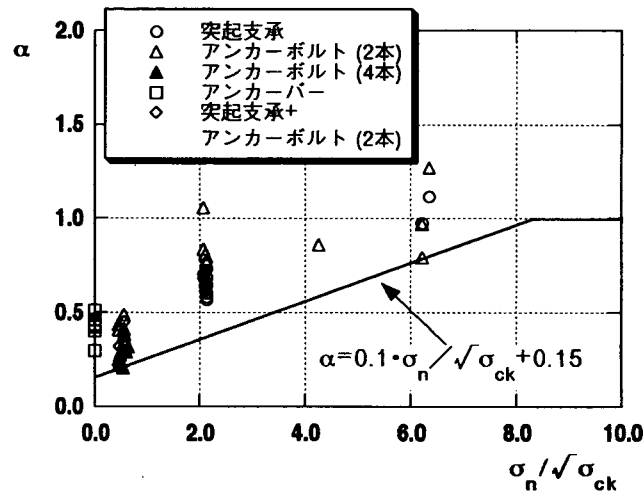


図-6.1.4 補正係数 α

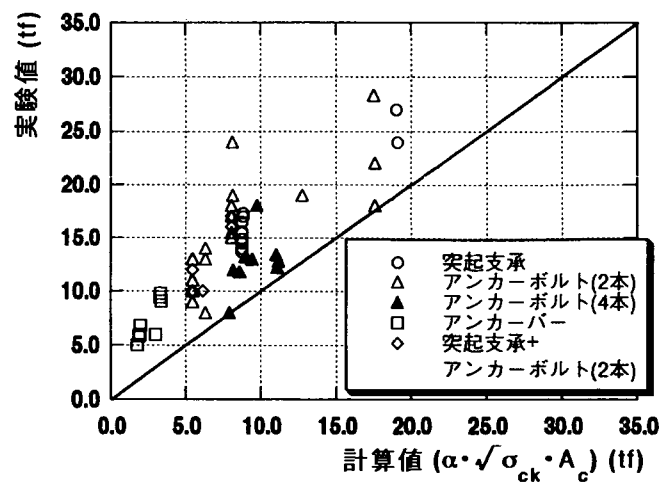


図-6.1.5 実験におけるひび割れ発生荷重と計算値の比較

6.2 最大耐力の評価

橋座部の水平耐力は、6.1で示したコンクリートの負担分に補強筋の負担分を加えたものとして評価できると仮定した。この際、補強筋の負担分は、補強筋の降伏強度と断面積の積で評価することを基本とするが、5.3でも述べたように、試験体が最大荷重に達した際の補強筋のひずみが、必ずしも降伏ひずみに達していないこと、補強筋のひずみ分布が試験体頂部から深さ方向へ徐々に減少することなどから、すべての補強筋が降伏強度を発揮すると考えることは過大評価となるため、ここでは、補強筋の配置位置に関する低減係数を提案することとした。既往の実験結果¹³⁾も含めて、補強筋の応力度の分布を図-6.2.1に示す。なお、縦軸には、最大荷重時に検出された各試験体の補強筋のひずみを応力度に換算した値 σ を降伏強度 σ_{sy} で無次元化した値を、横軸には、図-6.2.2に示すように補強筋の深さ h_i を試験体頂部縁端とアンカーボルトの距離 d_a で無次元化した値をそれぞれとっている。

この図では、ばらつきが大きいものの、 h_i/d_a が大きくなるに連れて σ/σ_{sy} の値が小さくなる傾向にある。この両者の関係の定量的な評価は難しいが、試験体の最大耐力を安全側に評価することを考慮して、両者の関係を式(6.3)で表した。

$$\sigma_i/\sigma_{sy} = 0.5 \cdot (1.0 - h_i/s) \quad \dots\dots\dots(6.3)$$

ここに、 σ_i ：最大荷重時に試験体頂部から i 番目の補強筋が発揮する応力度 (kgf/cm²)

σ_{sy} ：補強筋の降伏強度 (kgf/cm²)

h_i ： i 番目の補強筋の試験体頂部からの深さ (cm)

d_a ：試験体頂部縁端からアンカーボルトまでの距離 (cm)

式(6.3)の関係から、橋座部の水平耐力 P_u は式(6.4)で評価することができる。

$$P_u = P_c + P_s \quad \dots\dots\dots(6.4)$$

$$P_c = \alpha \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c \quad \dots\dots\dots(6.5)$$

$$P_s = \beta \cdot (1.0 - h_i/d_a) \cdot \sigma_{sy} \cdot A_s \quad \dots\dots\dots(6.6)$$

ここに、

P_u ：橋座部の耐力 (kgf)

P_c ：コンクリートの負担する耐力 (kgf)

P_s ：補強筋の負担する耐力 (kgf)

α ：鉛直力による補正係数

$$\alpha = 0.1 \cdot \sigma_n / \sqrt{\sigma_{ck}} + 0.15 \quad (0.0 \leq \sigma_n / \sqrt{\sigma_{ck}} < 8.5)$$

$$\alpha = 1.0 \quad (8.5 \leq \sigma_n / \sqrt{\sigma_{ck}})$$

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

A_c ：コンクリートの抵抗面積 (cm²)

σ_n ：鉛直力により下部構造に加わる支圧応力度 (kgf/cm²)

β ：補強筋の負担分に関する補正係数 (=0.5)。

d_a ：アンカーボルトから橋座縁端までの距離 (cm)

h_i ： i 番目の補強筋の橋座面からの距離 (cm)

σ_{sy} ：鉄筋の降伏強度 (kgf/cm²)

A_s ：補強筋の断面積 (cm²)

実験における最大荷重と上式により求めた最大耐力の計算値との比較を図-6.2.3に示す。この図から、ほとんどの計算値は実験値を下回っており、計算式の妥当性が確認できた。

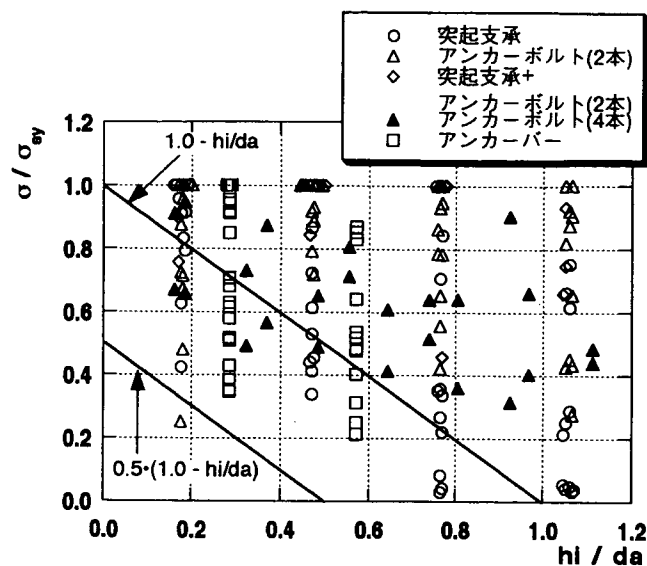


図-6.2.1 補強筋の応力度の分布

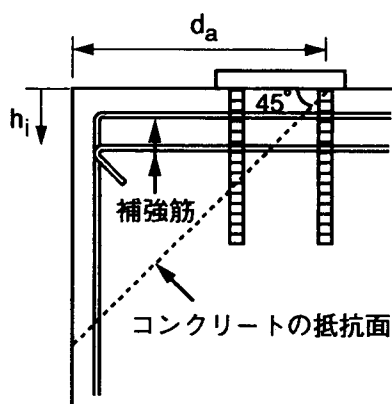


図-6.2.2 h_i と d_a の定義

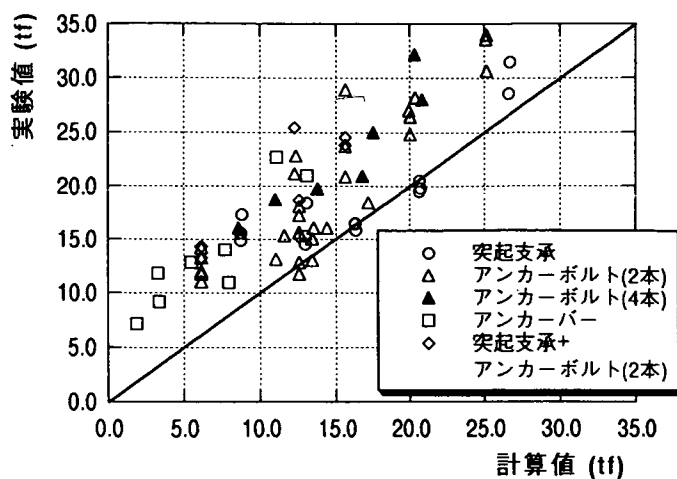


図-6.2.3 実験における最大荷重と計算値の比較

7. 実橋への適用

7.1 設計地震力

平成8年に改訂された道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁴⁾では、支承部の設計外力は、地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計を行う場合の等価水平震度に相当する慣性力に対しても、上部構造の慣性力を確実に伝達できる構造とすることを目的として設定される。ただし、橋台の拘束により桁に大きな振動が生じにくい場合や支承部の構造上やむを得ない場合などでは、落橋防止システムと補完し合ってこの慣性力に抵抗できる構造とすることとしている。ここで、支承部単独で等価水平震度に相当する慣性力まで抵抗できる前者の支承構造をタイプBとし、落橋防止システムと補完し合ってこの慣性力に抵抗できる後者の支承構造をタイプAとして分類している。

タイプAの支承構造では、震度法に用いる設計水平震度を用いて算出される慣性力に相当する水平力を支承部の設計水平地震力とする。

タイプBの支承構造に用いる設計地震力は、地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度を用いて算出される慣性力に相当する水平力を支承部の設計水平地震力とする。

なお、タイプA、タイプBいずれの支承においても上下方向の地震力を考慮することとしているが、ここでは、地震力の水平動と上下動が同時に最大値をとる確率は小さいことなどから、上下動については、別途、単独で作用させて、橋座面の支圧に対する照査やアンカーボルトの引き抜きにより生じるコーン破壊に対する照査などを行うものとし、ここでの検討は省略する。したがって、ここで考慮する鉛直力は、支承が支持する上部構造の死荷重反力のみとする。

また、タイプBの支承では、等価水平震度を用いて設計水平地震力を算出することとなるが、橋軸方向の等価水平震度を求める際の橋脚および橋台の許容塑性率は、一律3と仮定した。

7.2 検討結果

7.2.1 連続桁の中間橋脚（タイプBの支承）

検討対象とした橋梁形式を表7.2.1に示す。これらは、連続桁の中間橋脚であり、固定支承となっている。ただし、No.10については、1点固定の連続橋の固定支承であり、その他は、多点固定の連続橋の固定支承である。

タイプBの支承を想定した場合、橋座部の設計水平震度は、地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度を用いて次式で算出される。

$$k_{he} = k_{hc} / \sqrt{2\mu - 1} \quad \cdots \cdots (7.1)$$

k_{he} ：地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度

k_{hc} ：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度で次式による。

$$k_{hc} = C_z \cdot k_{hc0} \quad \cdots \cdots (7.2)$$

C_z ：地域別補正係数

k_{hc0} ：地震時保有水平耐力法に用いるタイプⅡの設計水平震度

μ ：橋脚の許容塑性率で、支承部の設計に用いる場合は、 $\mu = 3$ とする。

ここで、最も大きな地震動を考えると、地域別補正係数 $C_z = 1.0$ 、タイプⅡの設計水平震度 $k_{hc0} = 2.0$ となることから、地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 $k_{hc} = 2.0$ となる。したがって、等価水平震度

表-7.2.1 橋梁形式

	上部工形式	死荷重 反力 (tf)	支承幅(cm)		支承 面積 (cm ²)	アンカーボルト 間隔(cm)		支間長 (m)	コンクリート 設計基準強度 (cm ²)
			橋軸 方向	橋軸直角 方向		橋軸 方向	橋軸直角 方向		
No.1	6径間連続 鋼床版箱桁	650.0	115.0	160.0	18400	91.0	136.0	100	210
No.2	3径間連続 鋼鈑桁	106.2	56.0	56.0	3136	38.0	38.0	34.2	210
No.3	5径間連続 PCホー桁	186.6	80.0	75.0	6000	60.0	55.0	23.0	240
No.4	3径間連続 PC箱桁	471.5	99.0	99.0	9801	60.0	60.0	40.8	210
No.5	4径間連続 鋼箱桁	200.0	85.0	119.0	10115	67.0	101.0	40.0	210
No.6	3径間連続 PC箱桁	912.5	200.0	235.0	47000	165.0	200.0	102.0	210
No.7	4径間連続 PC中空桁	335.0	84.0	97.0	8148	60.0	60.0	32.0	210
No.8	3径間連続 PC箱桁	445.0	105.0	145.0	15225	75.0	115.0	45.0	210
No.9	3径間連続 鋼鈑桁	152.5	107.0	137.0	14659	70.0	100.0	41.6	210
No.10	3径間連続 鋼箱桁	477.5	102.0	102.0	10404	69.0	69.0	70.0	210

$k_{he}=0.89$ となり、橋座部の設計水平地震力 H_{eq} は、 $0.89 \cdot W$ (W :上部工死荷重)となる。

図-7.2.1に各橋脚に作用する水平力と橋座部の水平耐力の関係を示す。なお、コンクリートの負担分を算出する際の支承縁端距離 S は、現行の道示^リに準拠して $S=20+0.5L$ (L :支間長)とした。また、補強筋の負担分の計算の際には、橋脚の張出し梁に配筋されるスターラップや橋台頂部に配筋される主筋のかぶせ鉄筋等は、支承部の補強筋として働くことを前提とし、アンカーボルト間にD22を125ピッチで、アンカーボルトの外側に250ピッチで配置する(下部構造頂部からのかぶり15cm)と仮定し、コンクリートの抵抗面にまたがるものを有効とした。2段目以降(スターラップやかぶせ筋の下方)の補強筋は、実験から補強筋の下部構造頂部からの埋め込み深さが深くなるにつれ、補強筋の効果が少なくなることを考慮し、2段目(下部構造頂部からのかぶり25cm)にのみ1段目と同様に配置すると仮定した。

図-7.2.2には、作用水平力から逆算した必要縁端距離(下部構造頂部端から支承縁端までの距離)と支間との関係を示す。

これらの図から、補強筋の効果を考慮しない場合には、No.1, No.4, No.7, No.8, No.10では、作用水平力に対して橋座部の水平耐力が不足している。補強筋の効果を考慮すれば、No.1, No.8は、現行の道示^リの支承縁端距離 S で満足するが、上部工荷重が大きいものは、現行の道示^リの S では満足せず、支承縁端距離を大きくするとともに補強筋の量を多くする必要がある。特に、No.10のように1点固定の連続橋であれば、固定支承に作用する地震時慣性力(作用水平力)は大きくなるため、必要縁端距離も大きくなると考えられる。

以上のことから、支承縁端距離 S は、タイプBの支承が取り付けられる場合、支間長 L の関数で決めると危険側になることもあり、一概に L の関数で決めることはできないといえる。したがって、橋座部の設計では、上部工の種類、支間長、支承の構造、地盤の状況等から地震時の慣性力（作用水平力）を求め、躯体の構造、支承の構造等から橋座部の水平耐力を算定し、橋座部の水平耐力が、作用水平力よりも上回るよう支承縁端距離を算出するのがよいと結論づけることができる。

また、施工上の配慮や予期せぬ荷重、変動荷重および橋座コンクリートの剥離の防止等を勘案すれば、支承縁端距離の最小値として現行の道示¹⁾に準拠した $S=20+0.5L$ を確保するのがよいといえる。

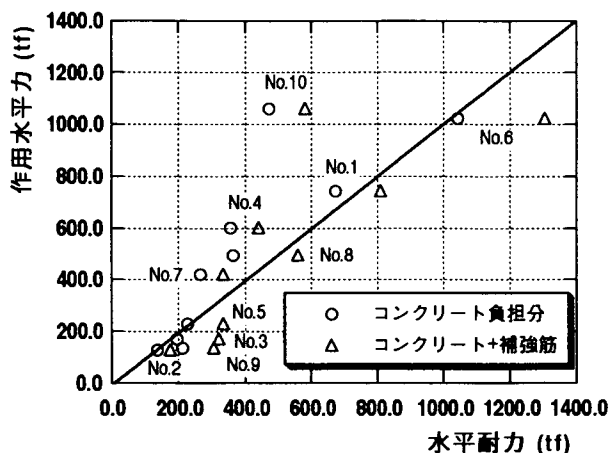


図-7.2.1 作用水平力と橋座部の水平耐力の関係

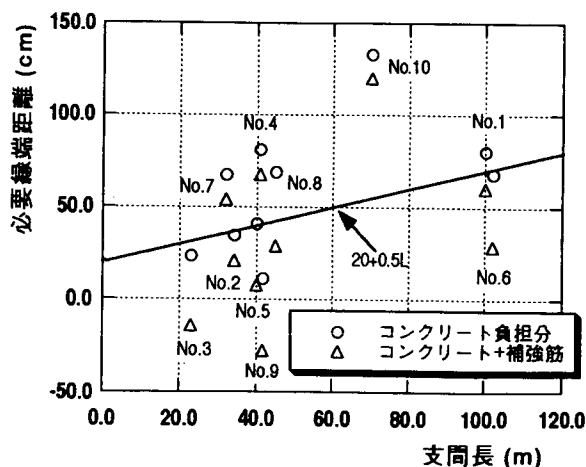


図-7.2.2 支間長と必要縁端距離の関係

7.2.2 連続桁の中間橋脚（タイプAの支承）

タイプAの支承を想定した場合、橋座部の設計水平震度は、次式による震度法による。

$$k_h = C_z \cdot k_{h0} \quad \dots\dots\dots (7.3)$$

C_z ：地域別補正係数

k_{h0} ：震度法に用いる設計水平震度の標準値

ここで、最も大きな地震動を考えると、地域別補正係数 $C_z=1.0$ 、 $k_{h0}=0.3$ より、橋座部の設計水平震度 $k_h=0.3$ となる。したがって、橋座部の設計水平地震力 H_{eq} は、 $0.3 \cdot W$ （ W ：上部工死荷重）となる。

表7.2.1に示した橋梁形式について、支承構造をAタイプと仮定した場合の各橋脚に作用する水平力と7.2.1に示した（現行の道示¹⁾による）支承縁端距離を用いた場合のコンクリートの負担分だけで評価した橋座部の水平耐力の関係を図7.2.3に示す。作用水平力に対し橋座部の水平耐力が上回っており、現行の道示¹⁾に準拠した縁端距離で十分であるといえるが、Aタイプの支承を使用した場合についても、上部工の種類、支間長、支承の構造、躯体の構造、地盤の状況等は種々の場合が想定できることから、これらの状況を考慮して地震時の慣性力（作用水平力）と橋座部の耐力を算定し、橋座部の耐力が作用水平力よりも上回るよう支承縁端距離を算出するのがよいといえる。この場合でも、7.2.1と同様に、支承縁端距離の最小値を確保するのがよい。

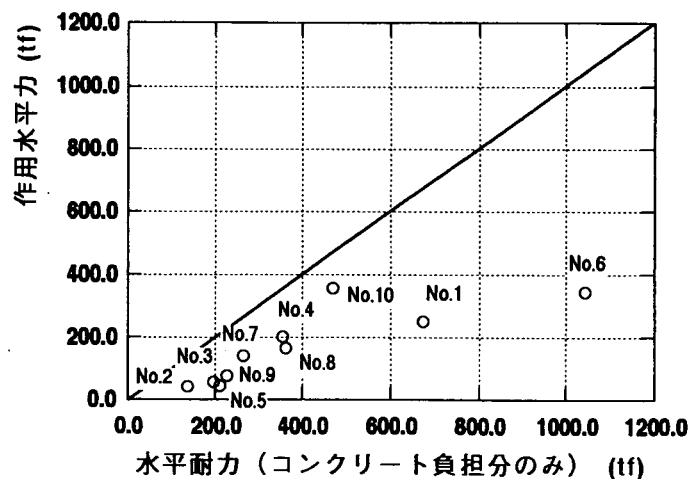


図-7.2.3 作用水平力と橋座部の水平耐力の関係

7.2.3 固定橋台（タイプAの支承）

単純プレートガーダー橋の固定橋台を想定し、「土木構造物標準設計 平成6年 建設省」¹⁵⁾および「道路橋支承標準設計 平成5年 日本道路協会」¹⁶⁾を参考に表-7.2.2に示す橋梁形式を試算の対象とした。ただし、下部構造のコンクリートの設計基準強度は、 210kgf/cm^2 と仮定した。

表-7.2.2 橋梁形式

	幅員等	支間長 (m)	死荷重 桁反力 (tf)	支承幅(cm)		アンカーボルト 間隔(cm)		支承の種類
				橋軸 方向	橋軸直角 方向	橋軸 方向	橋軸直角 方向	
No.1	幅員 12.0m (片歩道) 主桁本数 5本	26.0	50.2	37.0	37.0	26.0	26.0	BP・A-503A
No.2		28.0	54.1	37.0	37.0	26.0	26.0	BP・A-503A
No.3		30.0	58.4	37.0	37.0	26.0	26.0	BP・A-503A
No.4		32.0	62.8	37.0	37.0	26.0	26.0	BP・A-503A
No.5		34.0	67.4	39.0	39.0	27.0	27.0	BP・A-504A
No.6		36.0	72.1	39.0	39.0	27.0	27.0	BP・A-504A
No.7		38.0	76.9	44.0	44.0	31.0	31.0	BP・A-505A
No.8		40.0	80.5	44.0	44.0	31.0	31.0	BP・A-505A
No.9		42.0	84.5	44.0	44.0	31.0	31.0	BP・A-505A
No.10		44.0	89.8	44.0	44.0	31.0	31.0	BP・A-505A

各橋台に作用する水平力とコンクリートの負担分だけで評価した橋座部の水平耐力の関係を図-7.2.4に示す。作用水平力に対し橋座部の水平耐力が上回っており、現行の道示¹⁾に準拠した縁端距離で十分である。

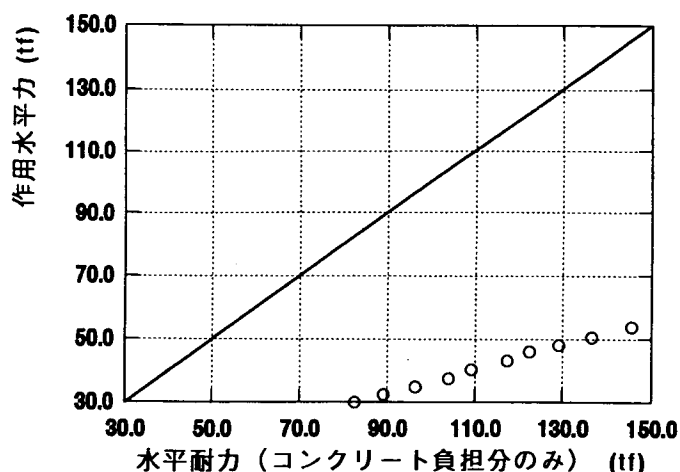


図-7.2.4 作用水平力と橋座部の水平耐力の関係

7.2.4 アンカーバータイプ

アンカーバーは、変位制限構造や落橋防止構造として、上部工の横けたと下部工との間に設けられるが、下部工への取り付け部は、それぞれの目的に適した耐力以上を有しなければならない。

変位制限構造は、次式による設計地震力を上回るように設計されることから、その取り付け部についてもこの設計地震力を上回るように縁端距離を確保する必要がある。

$$H_s = 3 \cdot k_h \cdot R_d \quad \dots\dots\dots(7.4)$$

ここに、 H_s ：変位制限構造の設計地震力 (tf)

k_h ：震度法に用いる設計水平震度 (7.2.2と同じく、0.3と仮定して検討する。)

R_d ：死荷重反力 (tf)

また、落橋防止構造は、次式による設計地震力を上回るように設計される。

$$H_F = 1.5 \cdot R_d \quad \dots\dots\dots(7.5)$$

ここに、 H_F ：落橋防止構造の設計地震力 (tf)

R_d ：死荷重反力 (tf)

ポストテンション方式PC単純Tげた橋を想定し、「土木構造物標準設計 平成6年 建設省」¹⁵⁾を参考に検討対象とした橋梁形式を表-7.2.3に示す。下部構造のコンクリートの設計基準強度は、 210kgf/cm^2 と仮定した。また、補強筋の負担分の計算では、1本のアンカーバーに有効な補強筋として、1段目（かぶり15cm）にD19（SD345、 $\sigma_{sy}=3000\text{kgf/cm}^2$ ）を4本、2段目（かぶり25cm）に同じくD19を4本考慮した。アンカーバーの本数は、主桁間に2本とし、その間隔を1.0m、主桁中心とアンカーバーまでの間隔を0.6mと仮定した。

表-7.2.3 橋梁形式

	幅員等	支間長 (m)	死荷重反力 (tf)	設計水平力 (tf)	
				変位制限	落橋防止
No.1	幅員 12.0m (片歩道) 主桁本数 6本 アンカーバー本数 10本	20.0	20.7	18.6	31.0
No.2		24.0	25.1	22.6	37.7
No.3		28.0	30.8	27.7	46.2
No.4		32.0	37.3	33.5	55.9
No.5		36.0	44.8	40.3	67.2
No.6		40.0	50.3	45.3	75.5
No.7		45.0	59.6	53.7	89.5

作用水平力と7.2.1で示したものと等しい縁端距離で算出した橋座部の水平耐力の関係を図-7.2.5に示す。また、補強筋を考慮した場合の必要縁端距離と支間長の関係を図-7.2.6に示す。この図より、現行道示¹⁾による縁端距離では、補強筋を考慮した場合でも作用水平力に対し、水平耐力が小さく、縁端距離または補強筋量を増加させる必要があることがわかる。なお、アンカーバーを変位制限構造とする場合と落橋防止構造とする場合とでは、落橋防止構造とする場合の作用水平力の方が大きいため、必要縁端距離も大きくなる。

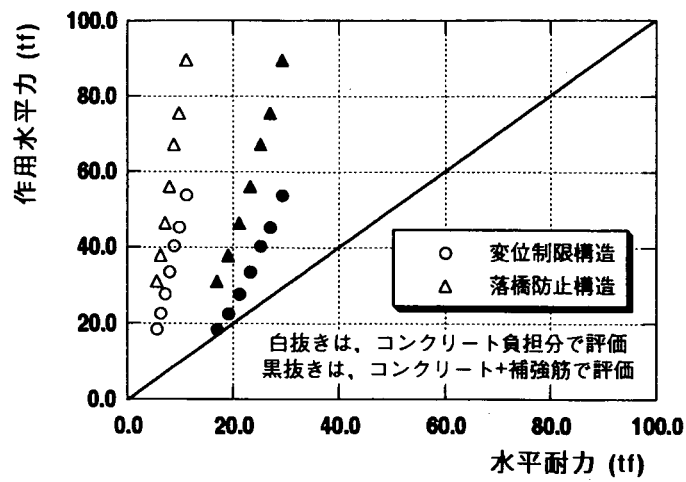


図-7.2.5 作用水平力と橋座部の水平耐力の関係

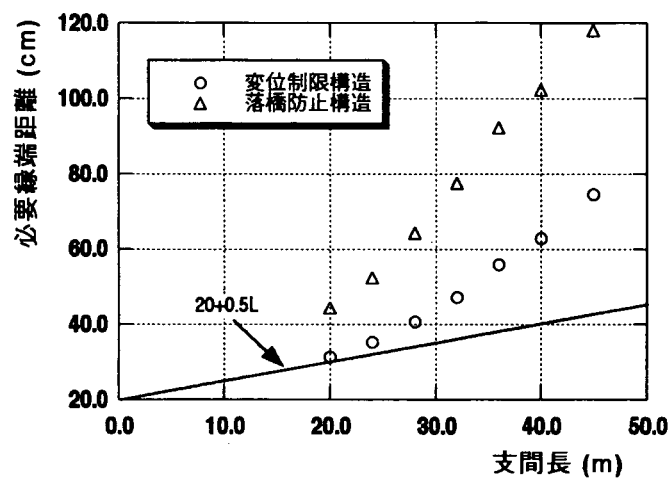


図-7.2.6 支間長と必要縁端距離の関係

8. 設計式の提案

本研究により得られた知見から、橋座部の水平耐力の評価式を再度まとめて以下に示す。

橋座部は、支承を通じて上部構造からの反力を受ける箇所であるとともに、地震時などには大きな水平力が作用するため、橋座部のコンクリートが破壊し、落橋につながる危険性もある。そこで、橋座部は、設計水平地震力に対し、十分な耐力を有することを照査しなければならない。この場合、橋座部の耐力は、次式により算定する。

$$P_u = P_c + P_s \quad \dots\dots\dots (8.1)$$

$$P_c = \alpha \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c \quad \dots\dots\dots (8.2)$$

$$P_s = \beta \cdot (1 - h_i / d_a) \cdot \sigma_{sy} \cdot A_s \quad \dots\dots\dots (8.3)$$

ここに、

P_u : 橋座部の耐力 (kgf)

P_c : コンクリートの負担する耐力 (kgf)

P_s : 補強筋の負担する耐力 (kgf)

α : 鉛直力による補正係数

$$\alpha = 0.1 \cdot \sigma_n / \sqrt{\sigma_{ck}} + 0.15 \quad (0.0 \leq \sigma_n / \sqrt{\sigma_{ck}} \leq 8.5)$$

$$\alpha = 1.0 \quad (8.5 < \sigma_n / \sqrt{\sigma_{ck}})$$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

A_c : コンクリートの抵抗面積 (cm²)

σ_n : 鉛直力により下部構造に加わる支圧応力度 (kgf/cm²)

一般に、支承に作用する死荷重反力を下鋼板の面積で割った値としてよい。

β : 補強筋の負担分に関する補正係数で、0.5としてよい。

h_i : i 番目の補強筋の橋座面からの距離 (cm)

d_a : 後方のアンカーボルトから橋座縁端までの距離 (cm)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏強度 (kgf/cm²)

A_s : 補強筋の断面積 (cm²)

なお、支承縁端距離 S が小さい場合には、地震時の水平力により橋座部のコンクリートの剥離が生じる場合がある。したがって、橋軸方向に関する支承の設置位置は、式(8.4)による値以上の支承縁端距離 S を確保する必要がある。

$$S = 20 + 0.5L \quad \dots\dots\dots (8.4)$$

ここに、 S : 支承縁端距離 (cm)

L : 支間長 (m)

9. まとめ

支承取付け部およびアンカーバー取付け部の水平耐力を評価するために実施した実験および検討から以下のことが明らかとなった。

- ① 試験体頂部縁端とアンカーボルトとの距離を大きくすることや補強筋を配置することによって水平耐力が増加することがわかった。
- ② 支承タイプの試験体（BPシリーズ）では、配置した4本のアンカーボルトのうち、背面側の2本のアンカーボルトから発生したひび割れが、前方へ進展し、大きく開口することにより荷重が増加しなくなることから、支承取付け部の最大耐力は、背面側のアンカーボルト位置からの破壊で決まる。
- ③ 支承タイプの試験体（BPシリーズ）のうち、無補強の試験体では、後方のアンカーボルトから発生したひび割れの載荷方向となす角度は90度に近く、割裂破壊的な性状を示したが、最大荷重以降、急激に荷重が低下する。一方、補強した試験体は、後方のアンカーボルトから発生したひび割れの載荷方向となす角度は45度に近づき、せん断ずれを伴う破壊性状を示した。
- ④ アンカーバータイプの試験体（ABシリーズ）でも、破壊性状は、支承タイプと同様にアンカーボルト側方に発生したひび割れが、前方へ進展し、大きく開口することにより荷重が増加しなくなったが、補強筋の量を多くした場合、補強筋により変形が拘束され、かぶりコンクリートの局所的な剥落が生じ、荷重が増加しなくなった。

また、アンカーボルトを2本配置した場合（AB-SWシリーズ）では、1本の場合（AB-Sシリーズ）と異なり、アンカーボルト相互間を直線で結ぶようなひび割れが発生し、そこから破壊面を形成していた。

- ⑤ 実験時の補強筋のひずみ性状から、最大荷重時には、補強筋は必ずしも降伏ひずみに達していないこと、深さ方向の分布形状から、補強筋の配置位置が深くなるにつれて、最大荷重時のひずみは小さくなる傾向にあることがわかった。
- ⑥ 既往の実験¹³⁾では、同一形状の試験体であっても、橋座面に作用する鉛直力による支圧応力度が、ひび割れ荷重、最大荷重とも増加することから、ひび割れ荷重は、鉛直力の影響を考慮した低減係数を用いて、橋座部のコンクリートの圧縮強度の平方根と破壊抵抗面積との積で評価することができる。この時の破壊抵抗面積は、実験における破壊性状を考慮して、背面側のアンカーボルト間を直線で結び、水平面および鉛直面に対し、それぞれ45°の角度で広がる3次元形状の面積として評価できる（図-6.1.1参照）。
- ⑦ 最大荷重時の補強筋の負担分は、補強筋の試験体の頂部から深さ方向への低減係数を用いて、降伏強度と補強筋の断面積の積で評価することができる。実験における最大荷重と計算値との比較から、計算式は実験結果を安全側に評価することがわかった。
- ⑧ 提案式の実橋への適用性を検討したケーススタディから、道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成6年2月）¹⁾の縁端距離の規定（ $S=20+0.5L$ ）を適用した場合、作用水平力に対して橋座部の水平耐力が下回るケースもあり、縁端距離は、作用水平力に対し橋座部の水平耐力が満足するように設計する必要があることがわかった。

支承取付け部およびアンカーバー取付け部の水平耐力に関する実験およびその検討から、橋座部の水平耐力を実用的に算定できる評価式を提案したが、これは、実験結果をコンクリートの負担分と補強筋の負担分の和として推定できるという仮定から導出したものであり、今後、さらなる検討を行い、理論的で合理的な評価手法を確立する必要がある。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編 1994年2月
- 2) 日本道路協会：道路橋支承便覧 1991年7月
- 3) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針 橋台・橋脚の設計篇 1968年3月
- 4) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針 1972年4月
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編 1980年5月
- 6) 川島，高木：宮城県沖の地震（1978年2月）被害概報，土木技術資料20・8（1978）
- 7) 川島，西川：宮城県沖地震による道路橋の支承被害，土木技術資料22・10（1980）
- 8) 川島，運上他：釧路沖地震による道路橋の被害とその特徴，橋梁と基礎（1993.6）
- 9) 川島，運上他：北海道南西沖地震による道路橋の被害とその特性，橋梁と基礎（1994.3.）
- 10) 川島，鈴木他：1994年北海道東方沖地震による道路橋の被害とその特徴，橋梁と基礎（1995.2.）
- 11) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 平成4年10月 鉄道総合技術研究所
- 12) 各種合成構造設計指針同解説 昭和60年2月 日本建築学会
- 13) 大志万，佐藤，田口：橋座の設計法に関する実験的考察，土木技術資料28・5（1986）
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編 1996年12月
- 15) 建設省：土木構造物標準設計 1994年
- 16) 日本道路協会：道路橋支承標準設計 1993年5月
- 17) 建設省土木研究所：地震時の橋座の補強に関する実験 1981.5 日米天然会議 耐風耐震構造専門部会
- 18) 石橋，吉野：鋼棒ストッパーの設計，構造物設計資料，No.73，1983.3
- 19) 中原，大石他：新しい鋼角ストッパーの試験，構造物設計資料，No.82，1985.6
- 20) 多久和，石田他：アンカーバーの耐荷力に関する載荷試験，日本道路公団試験所報告，Vol.26（1989）

付 録 資 料

各試験体の破壊性状および荷重～変位関係

支承タイプ（BPシリーズ）の各試験体の破壊性状を下記に示す。

BP-S試験体：

まず、荷重が11.8tfから12.4tfに達した際に、背面側のアンカーボルト部から斜め前方へヘアークラックが生じた。その後、荷重の増加とともにそのひび割れが進展した。前方のアンカーボルト部からのひび割れは、15.0tfの載荷時に見られた。また、荷重16.0tfの3回目の繰返し載荷時に背面側のアンカーボルト部のひび割れが大きく開口するとともに荷重が上がらなくなった。なお、破壊面となったと推定されるひび割れの前方へ向かう角度は、補強した試験体と比較して、緩やかであり、載荷方向となす角はほぼ90度に近く、割裂破壊の様相を呈していた。

また、BP-S試験体は、無補強の試験体であるが、ひび割れの発生と同時に最大荷重に達する（破壊する）ものではなく、ヘアークラックの進展およびその開口の後、破壊する。昭和58年度および59年度に実施された実験の報告^{※1}では、無補強の試験体は、ひび割れ荷重が最大荷重としており、今回の実験とは多少実験方法やひび割れ荷重のとらえ方に差異があると思われる。

BP-S-A試験体：

まず、荷重が12tfに達した際に、背面側のアンカーボルト部から斜め前方へヘアークラックが生じた。その後、荷重の増加とともにそのひび割れが進展した。荷重19tf程度で、前方のアンカーボルト部からのひび割れが見られた。荷重を20tfに増加させる途中で、背面側のアンカーボルト部のひび割れが大きく開口するとともに荷重が上がらなくなった。その後、変位制御による載荷を続けると、背面側のアンカーボルトの抜け出しやコーン破壊と思われるひび割れ等が支承部後方に見られた。ただし、これらは、すでに生じているひび割れにより、アンカーボルトとコンクリートとの付着が弱くなったためであると推測できる。

BP-S-B試験体：

まず、荷重が8tfに達した際に、背面側のアンカーボルト部から斜め前方へヘアークラックが生じた。その後、荷重の増加とともにそのひび割れが進展した。荷重を21tfに増加させる途中で、前方のアンカーボルト部からのひび割れが見られた。また、背面側のアンカーボルト部のひび割れが大きく開口するとともに荷重が上がらなくなった。その後、変位制御による載荷を続けると、背面側のアンカーボルトの抜け出しやコーン破壊と思われるひび割れ等が支承部後方に見られた。

BP-L試験体：

まず、荷重が13.4tfおよび14.6tfに達した際に、背面側のアンカーボルト部から斜め前方へヘアークラックが生じた。その後、荷重の増加とともにそのひび割れが進展した。前方のアンカーボルト部からのひび割れは、16.0tfの載荷時に見られた。また、荷重18.7tfで背面側のアンカーボルト部のひび割れが大きく開口するとともに荷重が上がらなくなった。なお、破壊面となったと推定されるひび割れの前方へ向かう角度は、補強した試験体と比較して、緩やかであり、載荷方向となす角はほぼ90度に近い。

また、BP-L試験体は、無補強の試験体であるが、ひび割れの発生と同時に最大荷重に達する（破壊する）

^{※1} 建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室：橋座の設計法に関する実験 実験報告書 昭和58年9月
同 同題目 昭和59年11月

ものではなく、ヘアークラックの進展およびその開口の後、破壊する。

BP-L-A試験体：

まず、荷重が12.8tfに達した際に、背面側のアンカーボルト部から斜め前方へヘアークラックが生じた。その後、荷重の増加とともにそのひび割れが進展した。荷重21.0tf程度で、前方のアンカーボルト部からのひび割れが見られた。荷重25.0tfに向かう2回目の載荷途中で、背面側のアンカーボルト部のひび割れが大きく開口するとともに荷重が上がらなくなった。その後、変位制御による載荷を続けると、背面側のアンカーボルトの抜け出しやコーン破壊と思われるひび割れ等が支承部後方に見られた。

BP-L-B試験体：

まず、荷重が12.2tfに達した際に、背面側のアンカーボルト部から斜め前方へヘアークラックが生じた。その後、荷重の増加とともにそのひび割れが進展した。荷重25.0tf程度で、前方のアンカーボルト部からのひび割れが見られた。荷重28.0tfに向かう3回目の載荷途中で、背面側のアンカーボルト部のひび割れが大きく開口するとともに荷重が上がらなくなった。その後、変位制御による載荷を続けると、背面側のアンカーボルトの抜け出しやコーン破壊と思われるひび割れ等が支承部後方に見られた。

BP-L-C試験体：

まず、荷重13.2tfに達した際に、背面側のアンカーボルト側方にヘアークラックが生じ、その後、荷重の増加とともにそのひび割れが進展した。荷重18.0tf時に試験体頂部縁端にまで達するとともにアンカーボルト背面側にひび割れが生じ、荷重が低下した。その後、変位制御で載荷を続けると、アンカーボルト背面側からの破壊が顕著となり、背面側のアンカーボルトが大きな音とともに引き抜け急激に荷重が低下した。

この試験体では、アンカーボルト前面側での破壊ではなく、背面側での破壊により荷重が増加しなくなったことから、付着破壊を伴うコーン破壊的な性状を示したものと考えられる。これは、ひび割れの進展によるアンカーボルトとコンクリートとの付着の低下やコンクリート強度が 154 kgf/cm^2 と低いことなどが原因となり、アンカーボルトの引き抜き力に試験体が抵抗できなかったためと思われる。なお、載荷終了後、アンカーボルト周辺を観察すると、アンカーボルトとコンクリートとの付着が完全に切れており（樹脂とコンクリートとの界面での付着破壊）、容易にアンカーボルトを引き抜くことができた。

BP-L-D試験体：

まず、荷重13.0tfに達した際に、背面側のアンカーボルト側方にヘアークラックが生じた。その後、荷重の増加とともにそのひび割れが進展し、荷重18.0～19.0tf時に試験体頂部縁端にまで達した。荷重19.0tfの繰り返し時に、No.7試験体と同様にアンカーボルト背面側にひび割れが生じ、荷重が低下した。その後、変位制御で載荷を続けると、BP-L-C試験体と同様に、アンカーボルト背面側での破壊が顕著となり、背面側のアンカーボルトが大きな音とともに引き抜け急激に荷重が低下した。

BP-L-E試験体：

本試験体は、BP-L-CおよびBP-L-D試験体の破壊状況を鑑み、載荷点を試験体頂部20cm位置から5.5cm位置に変更し、モーメントによる引き抜き力を小さくして載荷することとした。

まず、荷重18.0tfに達した際に、背面側のアンカーボルト側方にヘアークラックが生じた。その後、荷重の増加とともにそのひび割れが進展し、荷重21.0tf時に試験体頂部縁端にまで達した。荷重31.0tfの繰り返し時に変位が伸びだし、荷重32tfの繰り返し時にひび割れの開口により荷重が低下した。その後、変位制御で載荷を続けると、徐々に荷重が低下し、背面側のアンカーボルトが大きな音とともに引き抜け急激に荷重が低下した。

アンカーバタイプ（ABシリーズ）の各試験体の破壊性状を下記に示す。

AB-S試験体：

まず、荷重5.8tfに達した際に、アンカーボルト側方にヘアークラックが生じた。その後、荷重の増加とともにそのひび割れが進展し、荷重7.0tfの繰り返し時に試験体頂部縁端にまで達した。荷重7.1tf時にひび割れ幅が大きく開口し、それ以降、変位制御で載荷を続けても、ひび割れの進展およびひび割れ幅の開口が見られたが、荷重は増加しなかった。

AB-L試験体：

まず、荷重6.0tf程度からアンカーボルト前面に支圧によるコンクリートの局所的な圧壊の兆候が見られた。荷重9.4tfに達した際に、アンカーボルト側方にヘアークラックが生じた。支圧によるコンクリートの圧壊が先行したため、AB-S試験体に比べ、ひび割れの発生が遅れたものと考えられる。その後、荷重の増加とともにそのひび割れが進展し、荷重11.8tf時にひび割れが急激に進展するとともに、ひび割れ幅が大きく開口し、荷重が低下した。それ以降、変位制御で載荷を続けても、ひび割れの進展およびひび割れ幅の開口が見られたが、荷重は増加しなかった。

AB-S-C試験体：

まず、荷重6.0tfに達した際に、アンカーボルト側方にヘアークラックが生じた。その後、荷重の増加とともにそのひび割れが進展し、荷重10.0tfの繰り返し時に試験体頂部縁端にまで達した。荷重12.7tf時にひび割れ幅が大きく開口し、荷重が増加しなくなった。それ以降、変位制御で載荷を続けると、ひび割れの進展およびひび割れ幅の開口が見られ、荷重が徐々に低下した。

AB-S-D試験体：

まず、荷重6.8tfに達した際に、アンカーボルト側方にヘアークラックが生じた。その後、荷重の増加とともにそのひび割れも進展したが、荷重10.0～11.0tf時にそのひび割れよりも鋭角な角度を有するひび割れが進展し、荷重12.0tfの繰り返し時に試験体頂部縁端にまで達した。荷重14.0tf時にひび割れが大きく開口し、アンカーボルトの曲げ変形が大きくなり、荷重が増加しなくなった。それ以降、変位制御で載荷を続けると、アンカーボルト前面の局所的なかぶりコンクリートの剥離が見られ、アンカーボルトの曲げ変形が進行するだけで、荷重が急激に低下するようなコンクリート部の破壊は、見られなかった。変位制御による載荷は、60mmまで続けたが、アンカーボルトの曲げ変形だけが見られ、これ以上載荷しても、コンクリート部の破壊を生じさせることは不可能と判断し、除荷した。

また、かぶりコンクリートの剥離面積は、試験体頂部では、アンカーボルトからほぼ45度前方へ向かうひび割れ面であり、アンカーボルトの前面側のコンクリート面ではほぼ2段目の鉄筋位置までとなっていた。

AB-S-E試験体：

まず、荷重5.0tfに達した際に、アンカーボルト側方にヘアークラックが生じた。その後、荷重の増加とともにそのひび割れが進展し、荷重10.0tfの繰返し時にほぼ試験体頂部縁端にまで達した。荷重11.0tf時にひび割れが開口するとともにアンカーボルトの曲げ変形が大きくなり、荷重がやや低下した。それ以降は、AB-S-D試験体と同様に、変位制御で載荷を続けると、アンカーボルト前面の局部的なかぶりコンクリートの剥離が見られ、アンカーボルトの曲げ変形が進行するだけで、荷重が急激に低下するようなコンクリート部の破壊は、見られなかった。

AB-S-W試験体：

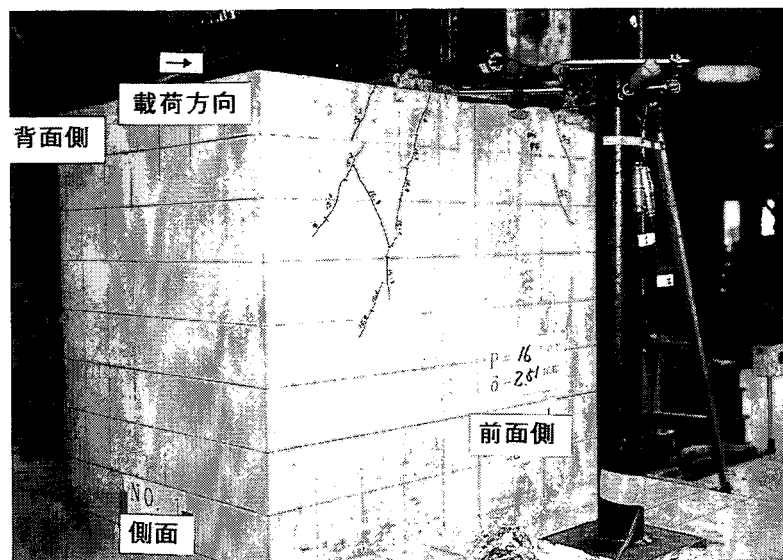
まず、荷重9.1tfに達した際に、両方のアンカーボルト側方にヘアークラックが生じた。荷重9.1tfの繰返し時にひび割れが進展するとともにアンカーボルト間をほぼ直線で結ぶひび割れが形成された。その後、荷重を0.1tf増加させた9.2tf時にひび割れが大きく開口し荷重が低下した。

AB-S-W-C試験体：

まず、荷重9.8tfに達した際に、アンカーボルト側方にヘアークラックが生じた。荷重9.8tfの繰返し時にひび割れが進展するとともにアンカーボルト間をほぼ直線で結ぶひび割れが形成された。その後、荷重の増加とともにひび割れが進展し、荷重14.0～15.0tf時に試験体頂部縁端にまで達した。荷重22.0tfの繰返し時に変位計の変位が大きくなり、徐々にひび割れが開口し、荷重22.8tfで荷重が増加しなくなった。それ以降、変位制御で載荷を続けると、ひび割れの開口やかぶりコンクリートの剥落等が見られ、荷重が低下した。

AB-S-W-D試験体：

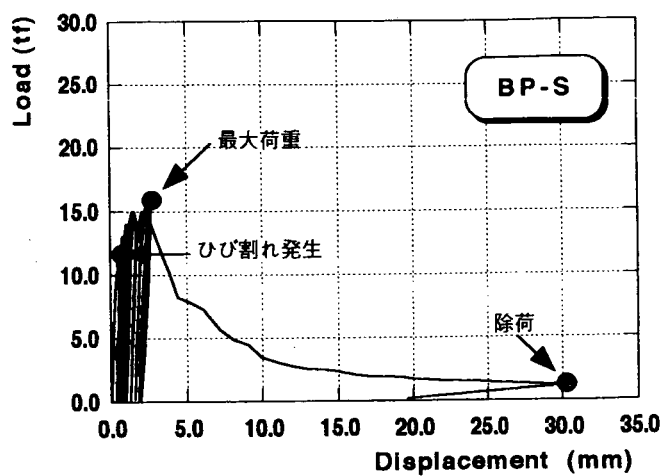
まず、荷重6.0tfに達した際に、アンカーボルト側方にヘアークラックが生じた。荷重10.0tf～11.0tf時にアンカーボルト間をほぼ直線で結ぶひび割れが形成され、荷重12.0tf時にひび割れが試験体頂部縁端にまで達した。その後、荷重の増加とともにひび割れが進展し、荷重20.0tf時に2段目の鉄筋位置にひび割れが生じ、かぶりコンクリートが剥落する兆候が見られた。荷重21.0tfの繰返し時にひび割れが大きく開口し、アンカーボルトの曲げ変形も大きくなり、荷重が低下した。



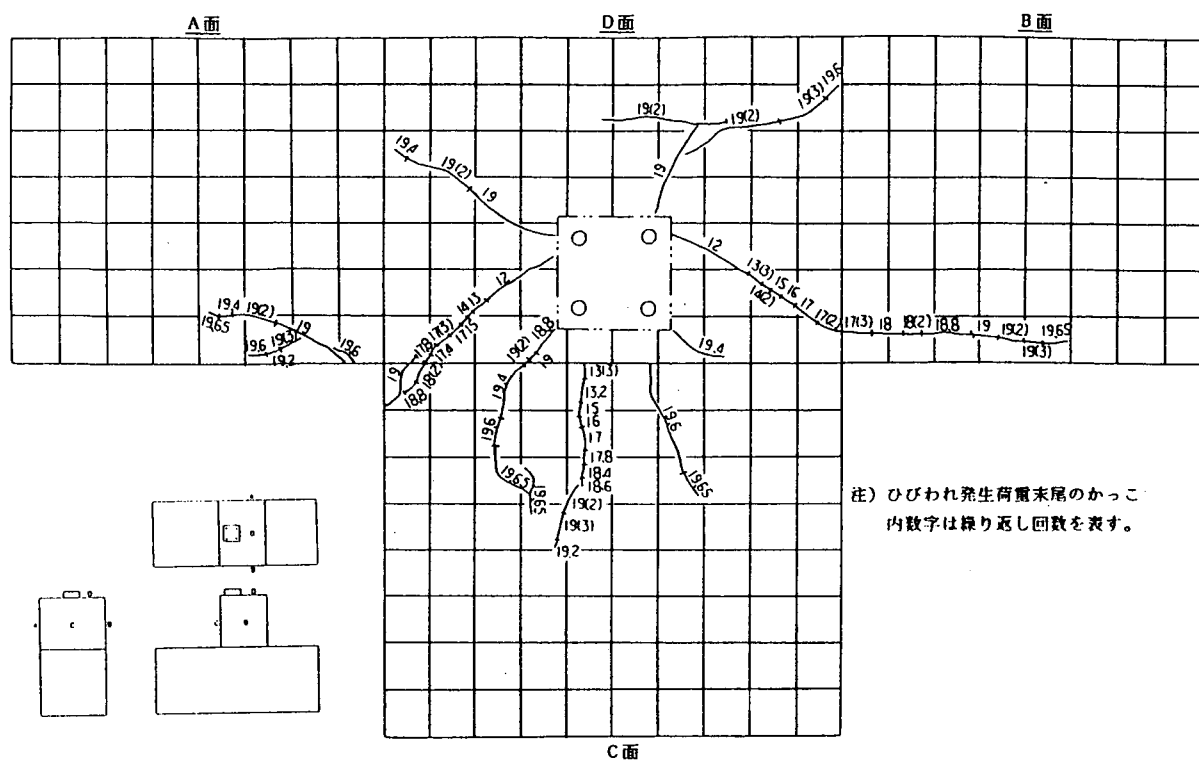
最大荷重時ひび割れ状況 (BP-S試験体)



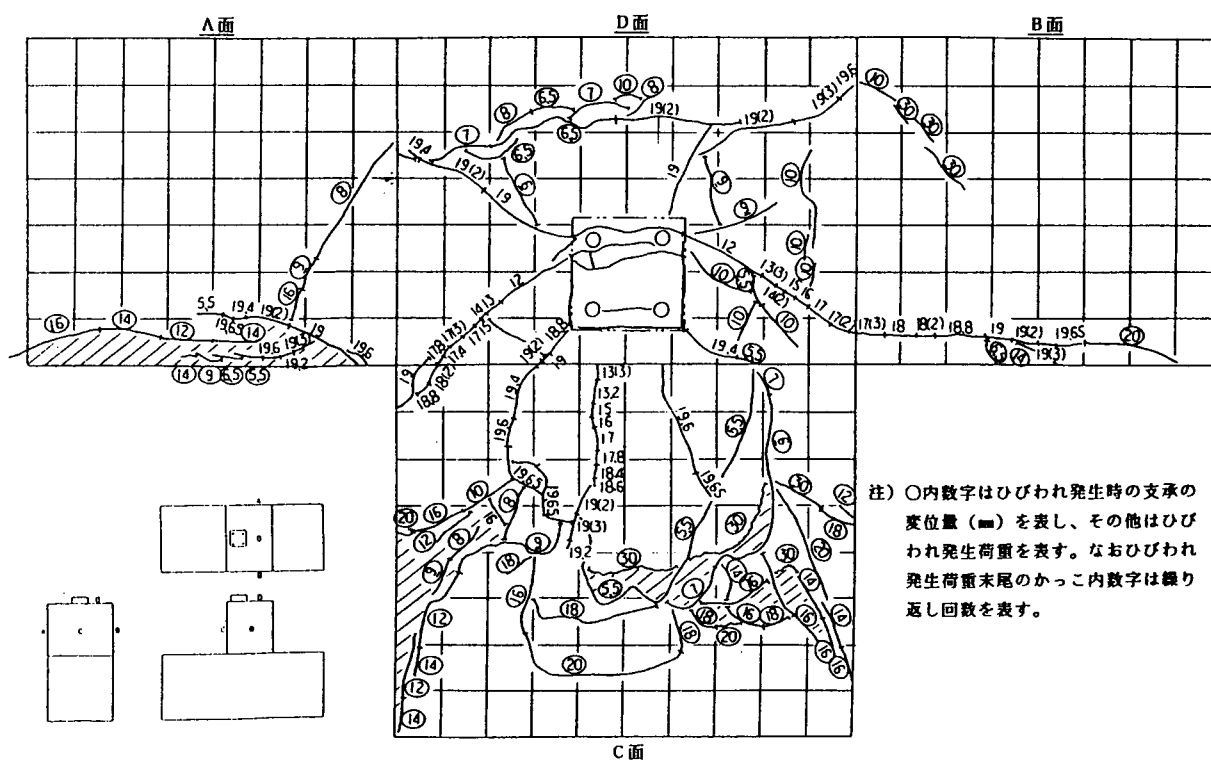
最終変位時ひび割れ状況 (BP-S試験体)



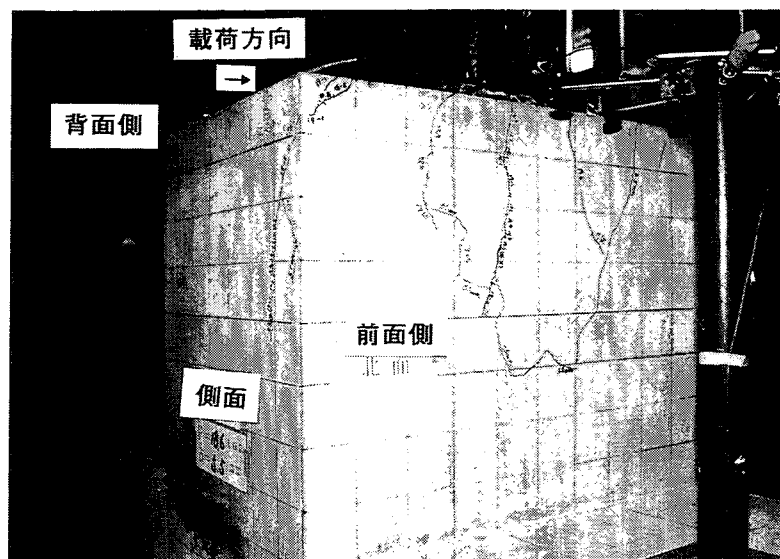
荷重～変位関係 (BP-S試験体)



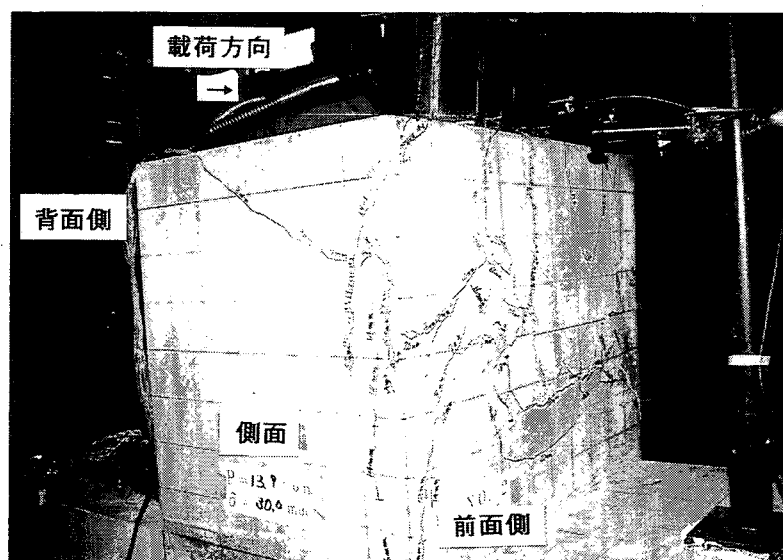
最大荷重時ひび割れ状況 (BP-S-A試験体)



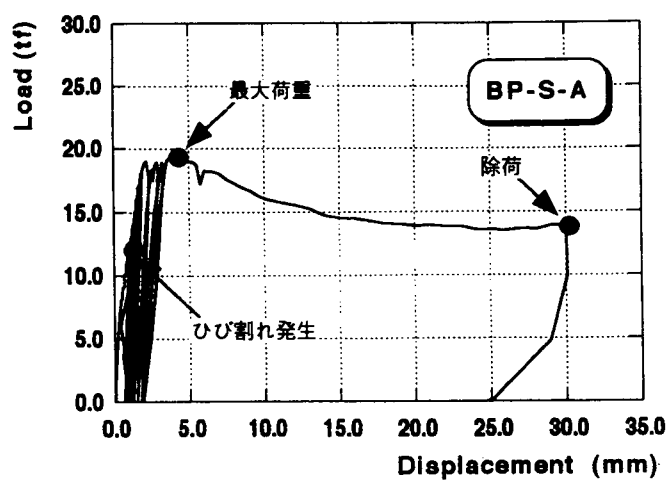
最終変位時ひび割れ状況 (BP-S-A試験体)



最大荷重時ひび割れ状況 (BP-S-A試験体)

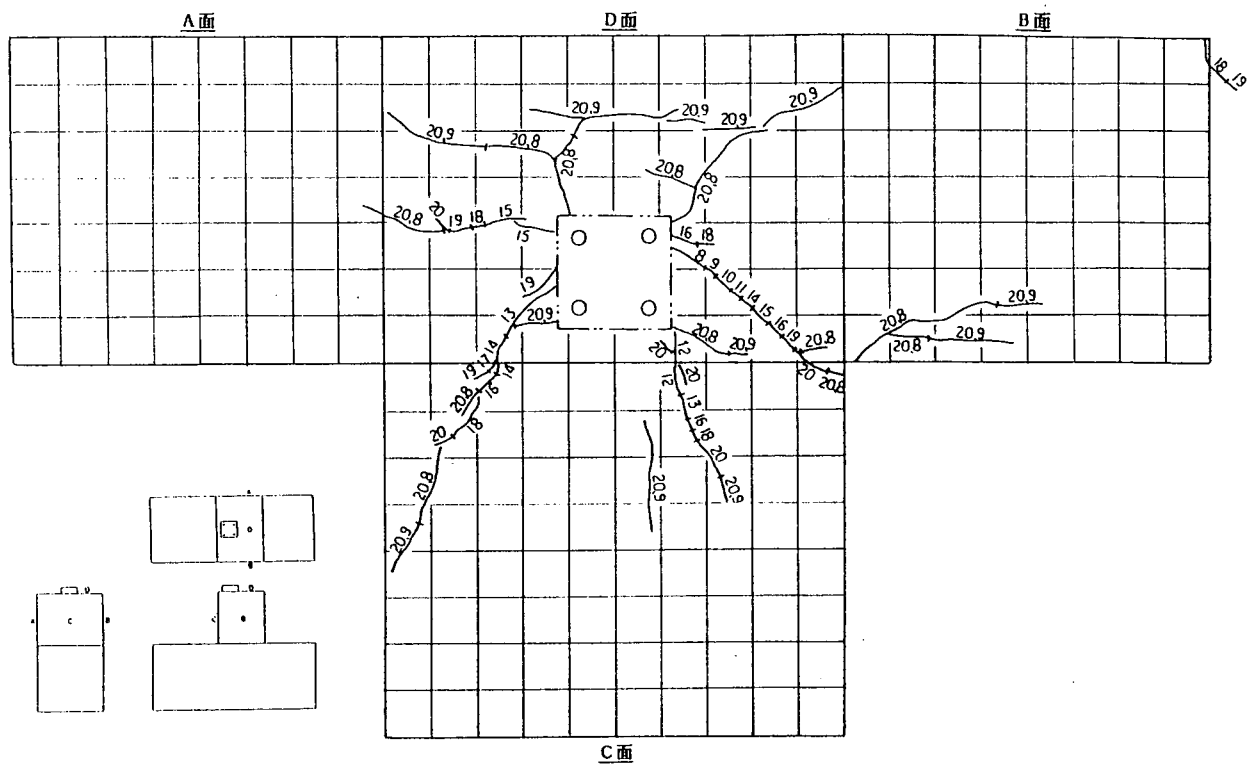


最終変位時ひび割れ状況 (BP-S-A試験体)

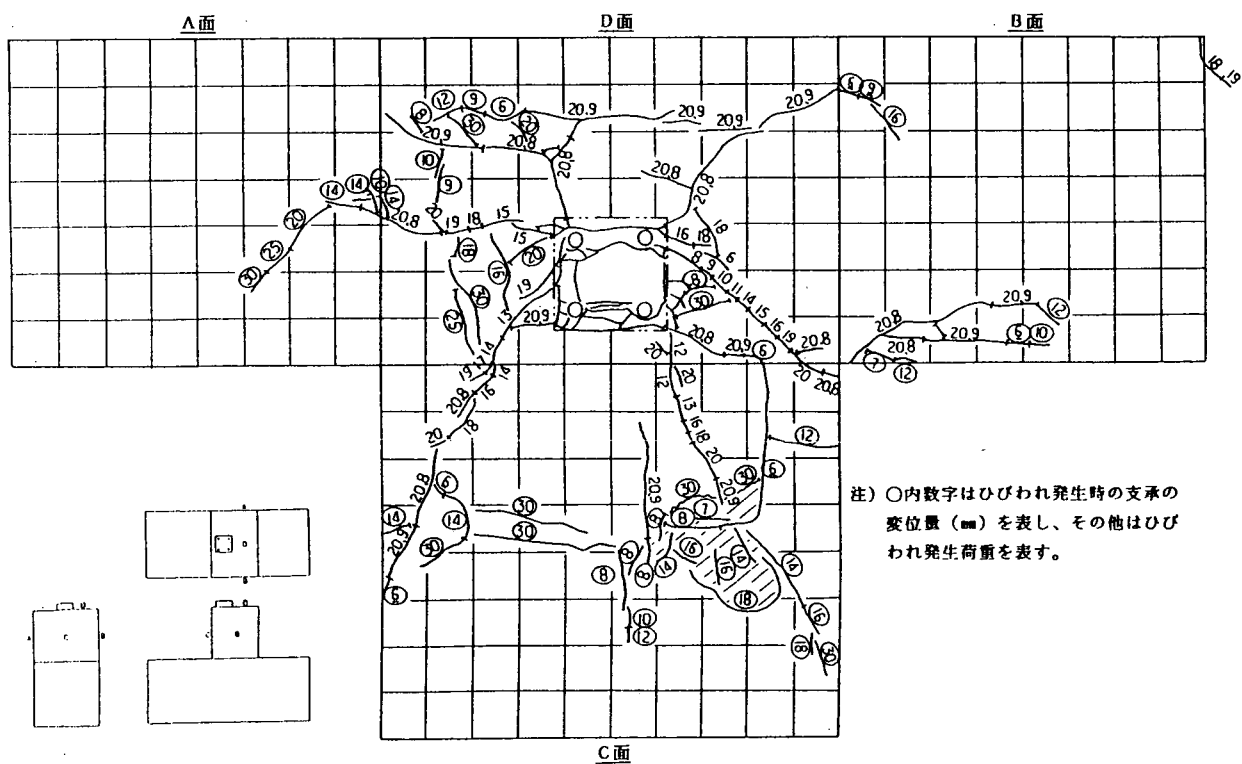


注) 最大荷重以降、ロードセルによる荷重データ不備

荷重～変位関係 (BP-S-A試験体)



最大荷重時ひび割れ状況 (BP-S-B試験体)



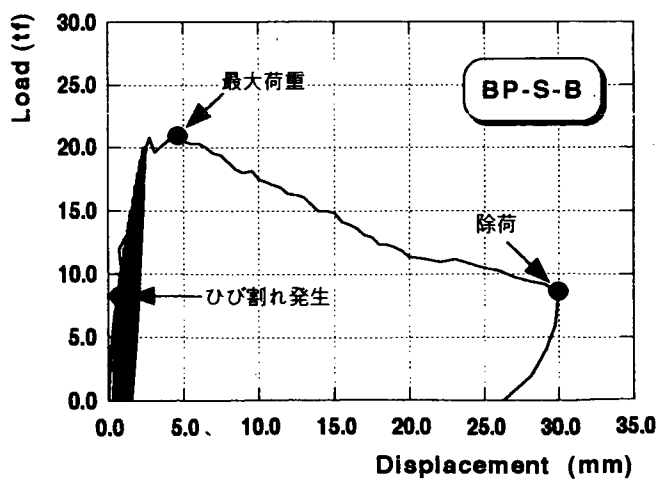
最終変位時ひび割れ状況 (BP-S-B試験体)



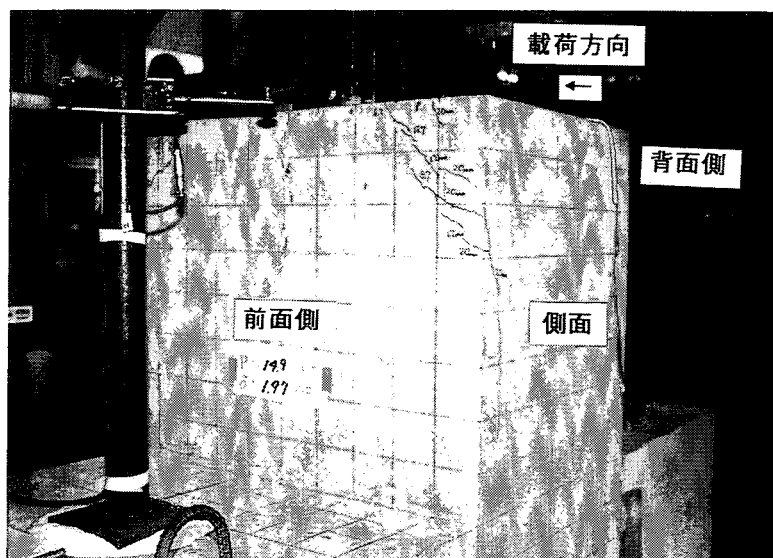
最大荷重時ひび割れ状況 (BP-S-B試験体)



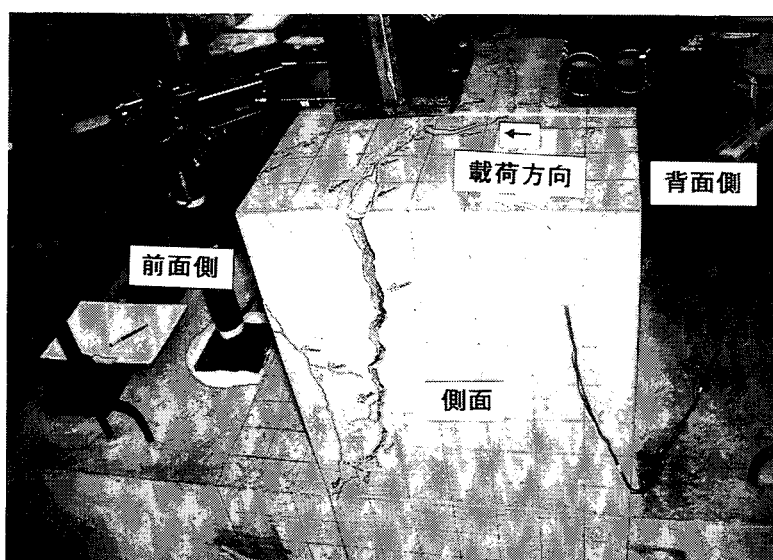
最終変位時ひび割れ状況 (BP-S-B試験体)



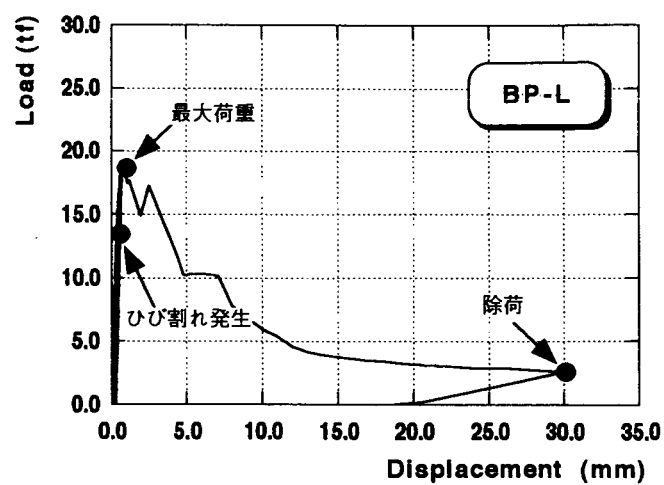
荷重～変位関係 (BP-S-B試験体)



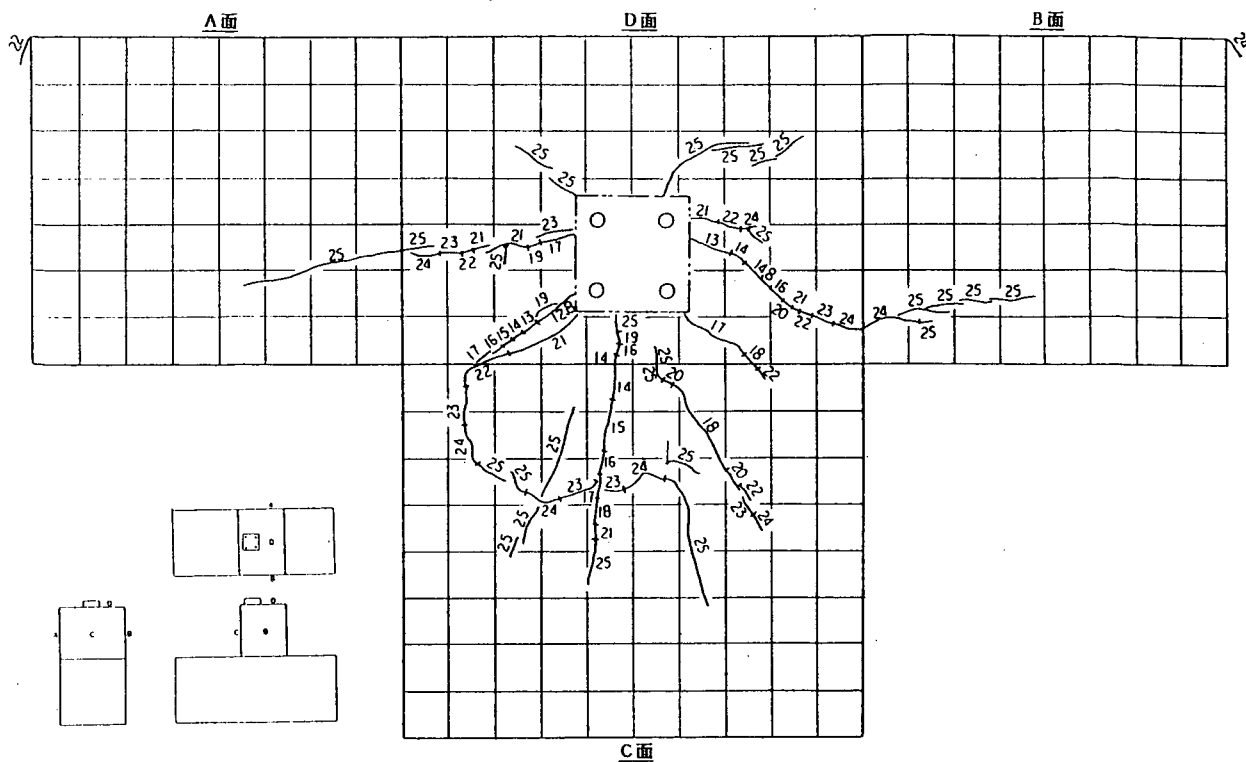
最大荷重時ひび割れ状況 (BP-L試験体)



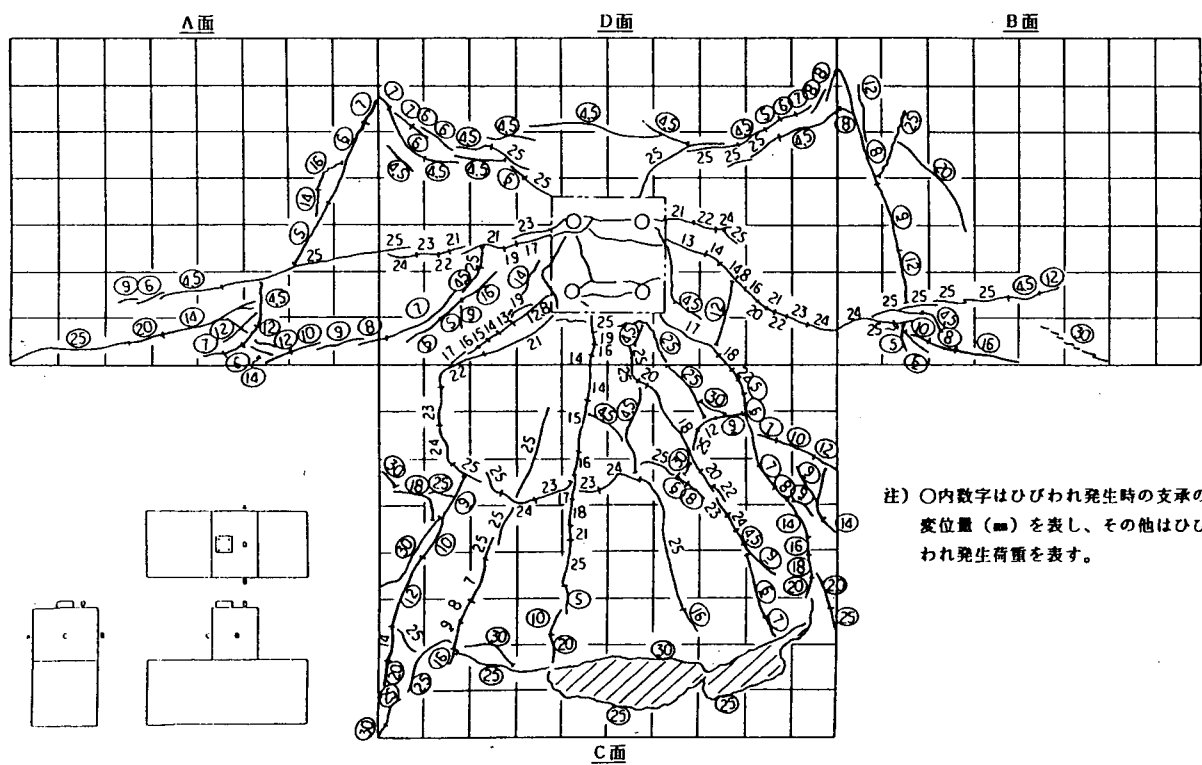
最終変位時ひび割れ状況 (BP-L試験体)



荷重～変位関係 (BP-L試験体)

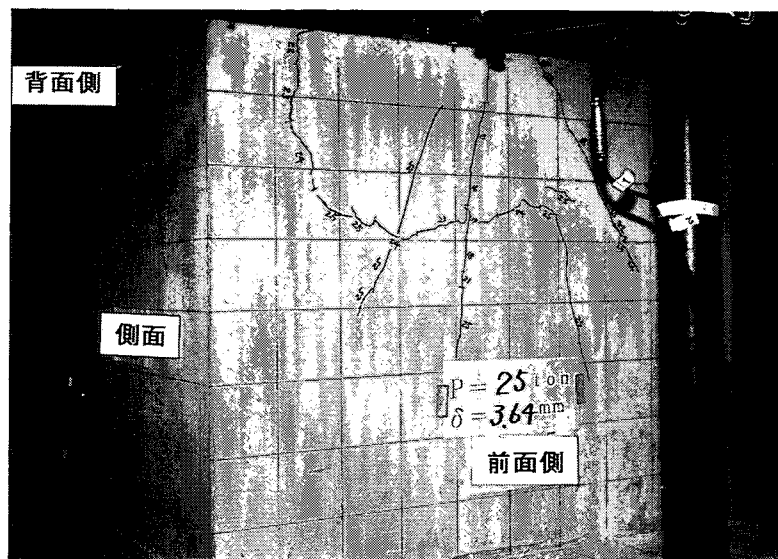


最大荷重時ひび割れ状況 (BP-L-A試験体)

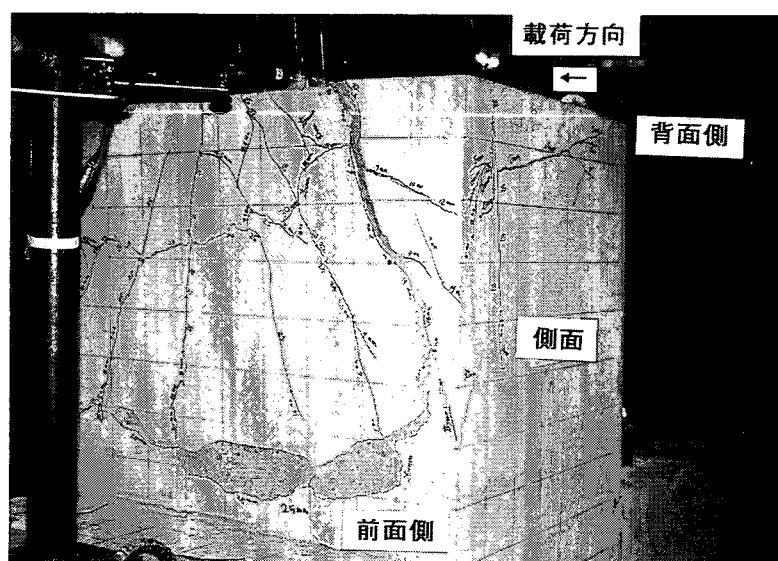


注) ○内数字はひびわれ発生時の支承の変位量 (mm) を表し、その他はひびわれ発生荷重を表す。

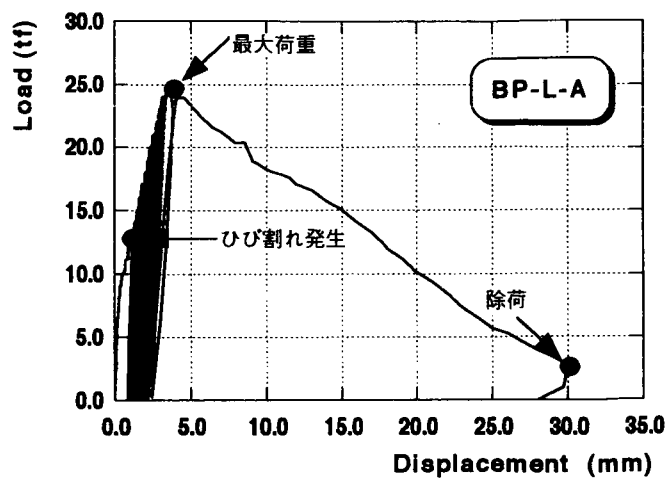
最終変位時ひび割れ状況 (BP-L-A試験体)



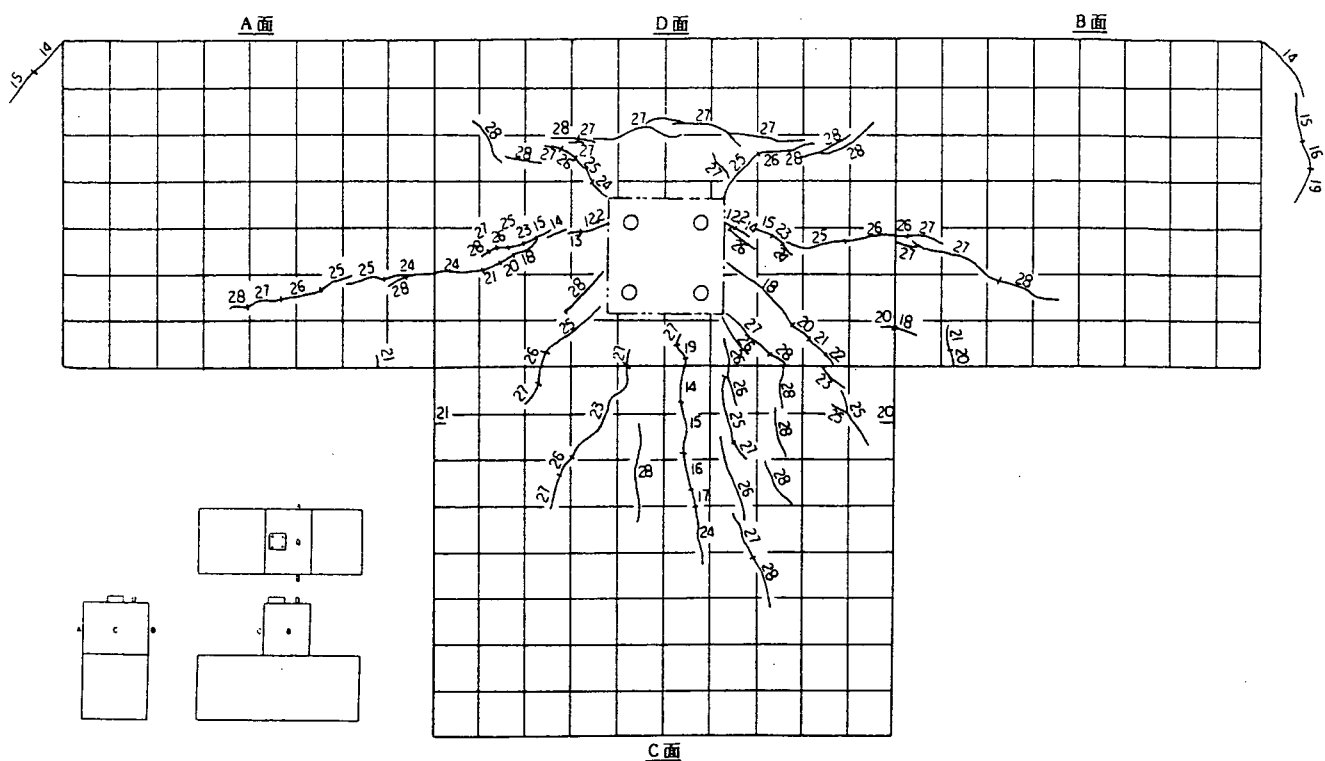
最大荷重時ひび割れ状況 (BP-L-A試験体)



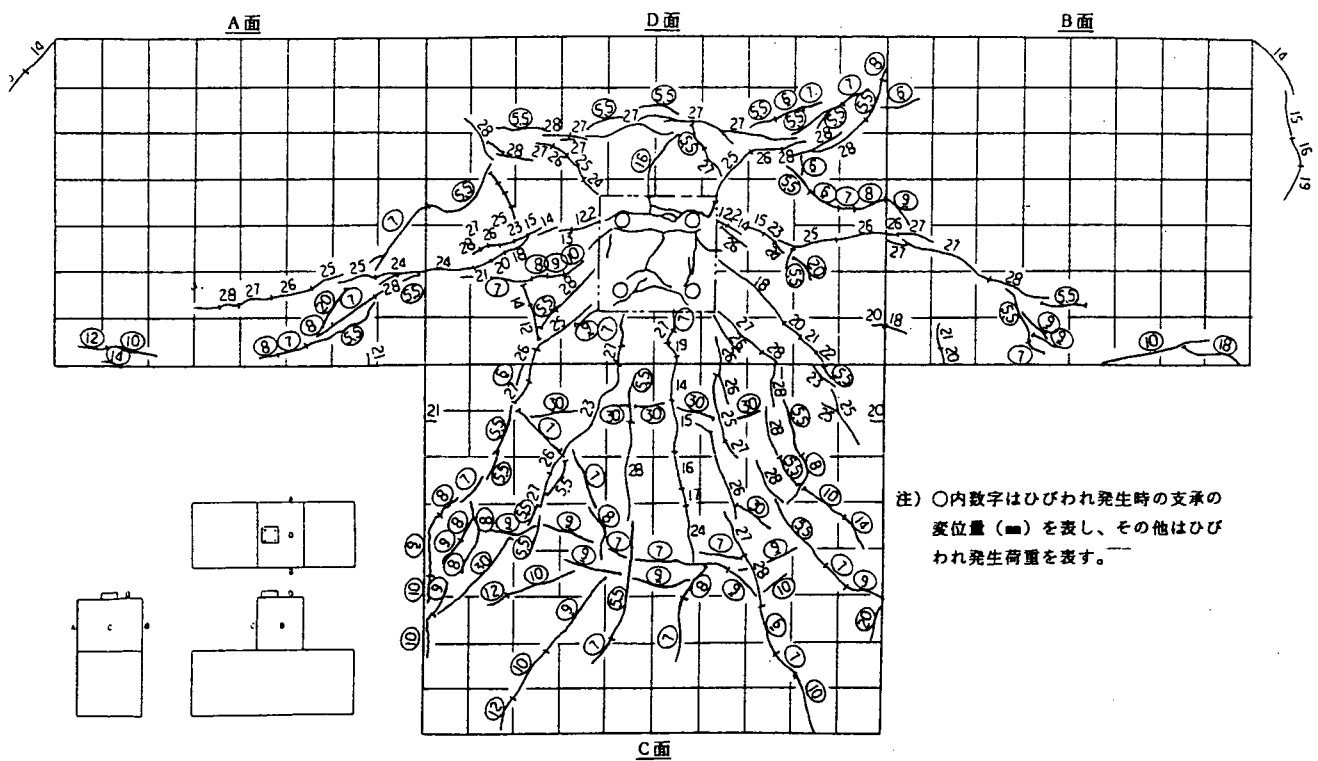
最終変位時ひび割れ状況 (BP-L-A試験体)



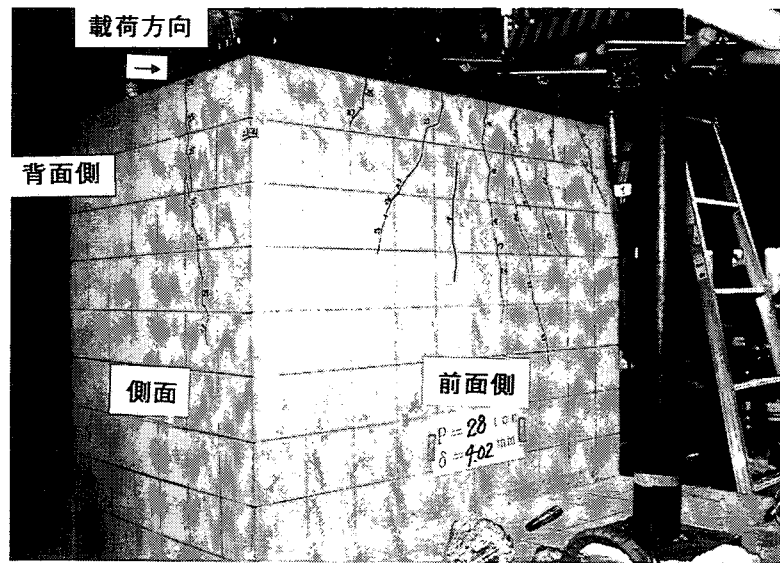
荷重～変位関係 (BP-L-A試験体)



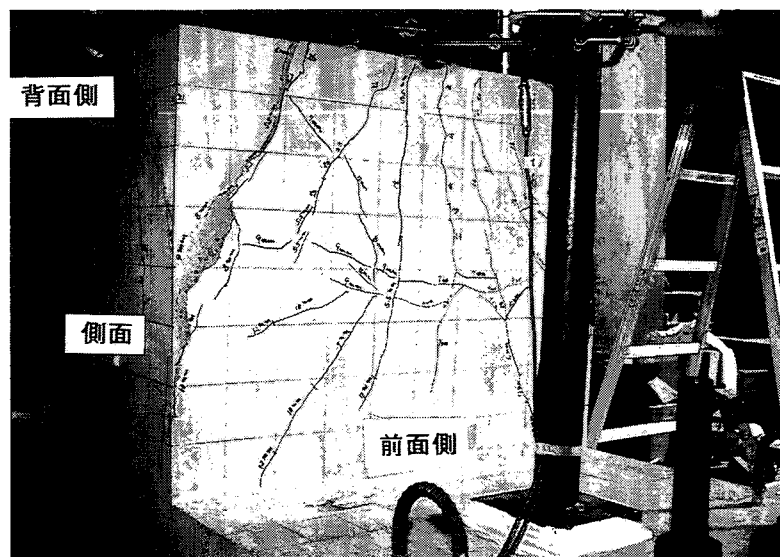
最大荷重時ひび割れ状況 (BP-L-B試験体)



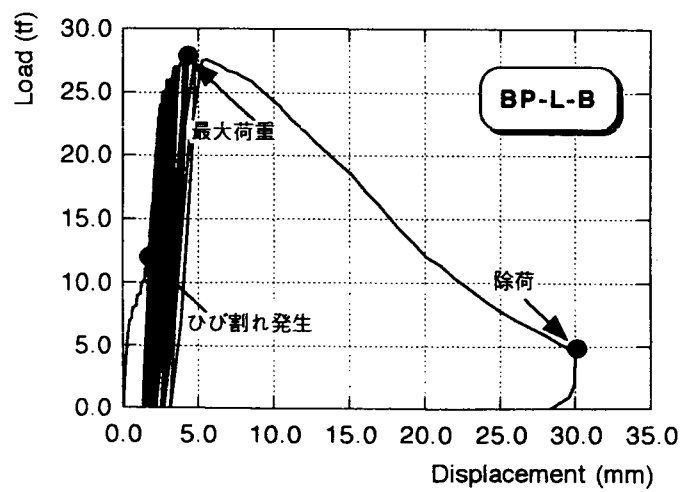
最終変位時ひび割れ状況 (BP-L-B試験体)



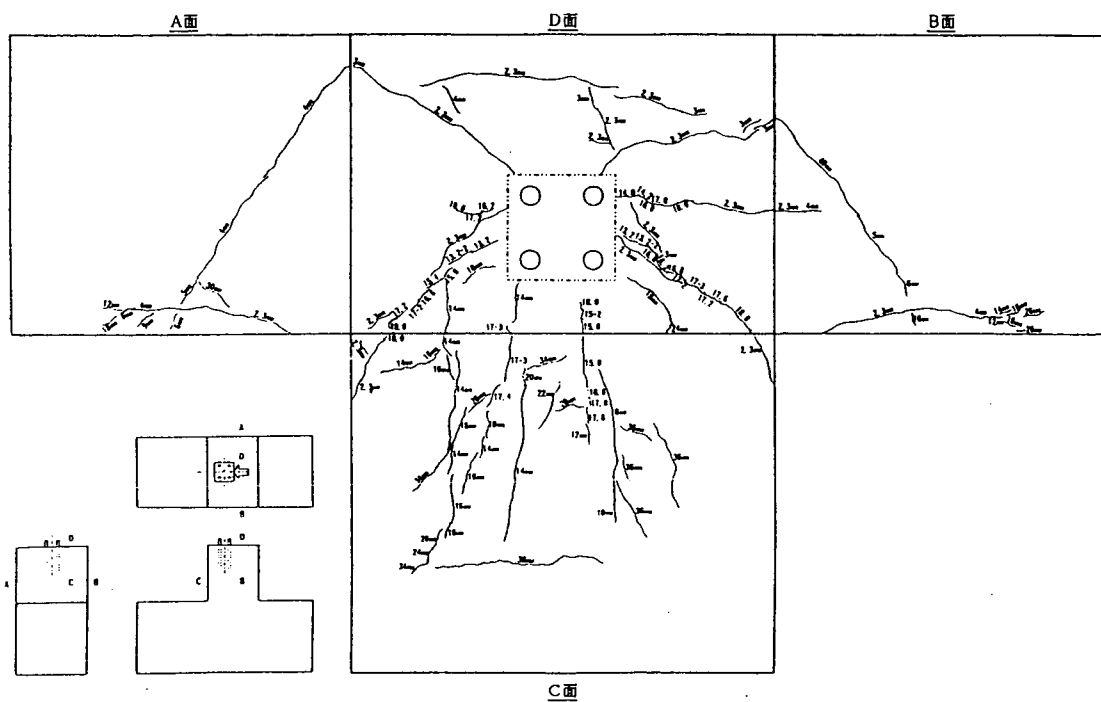
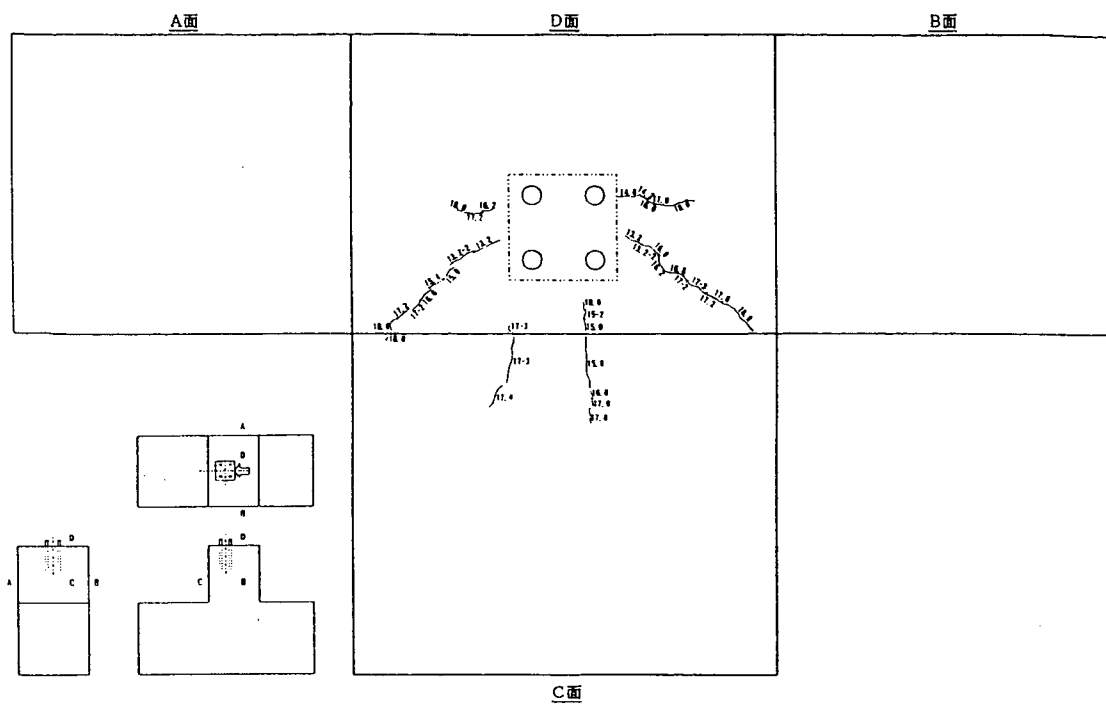
最大荷重時ひび割れ状況 (BP-L-B試験体)

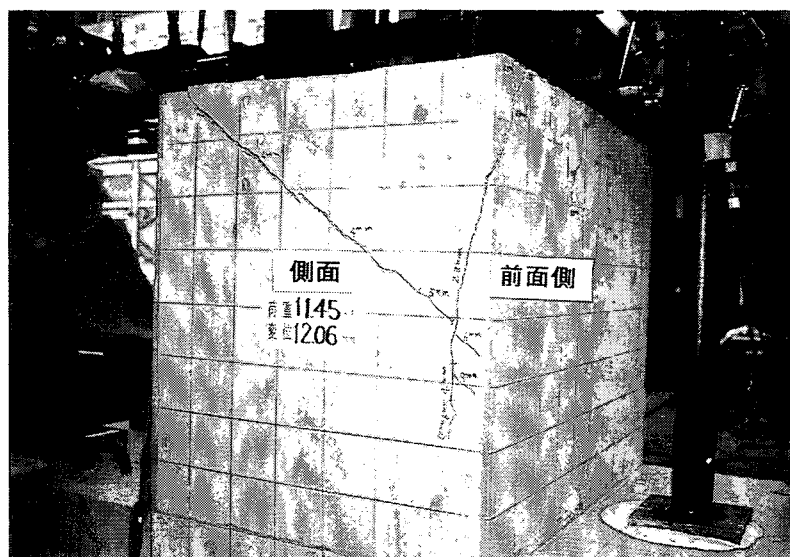


最終変位時ひび割れ状況 (BP-L-B試験体)

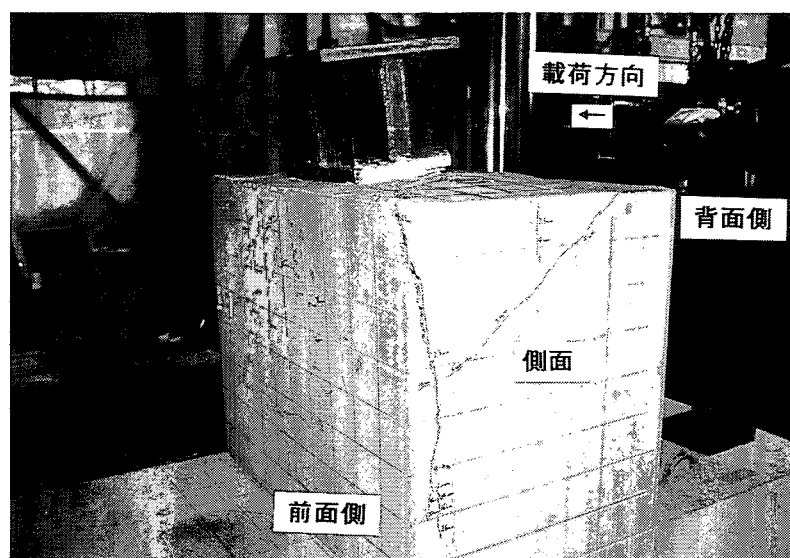


荷重～変位関係 (BP-L-B試験体)

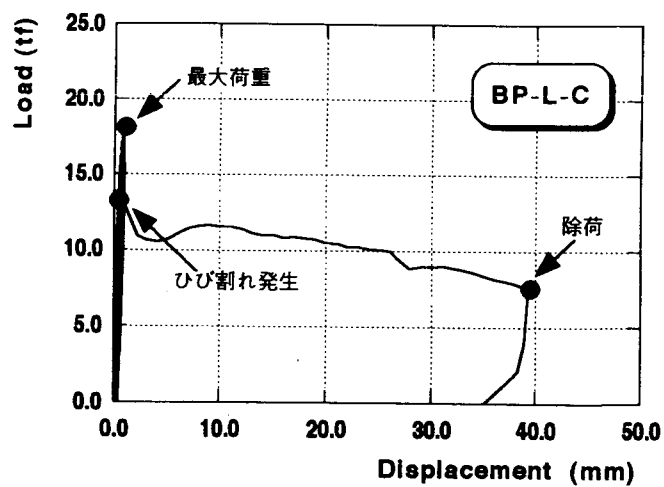




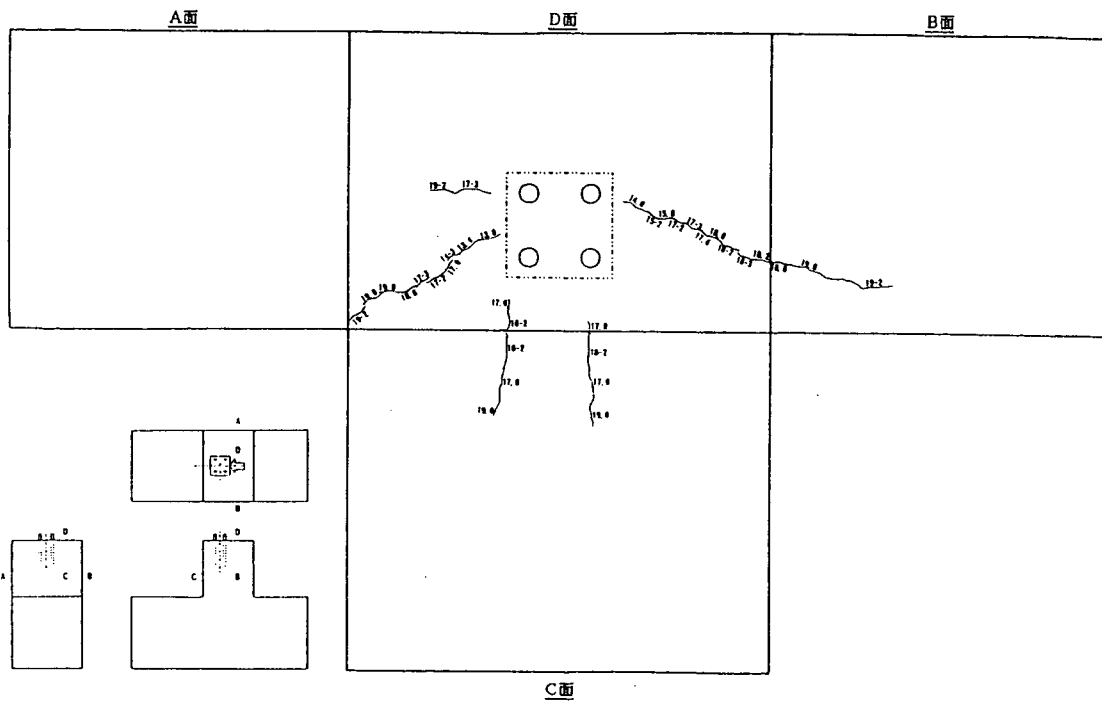
最大荷重時ひび割れ状況 (BP-L-C試験体)



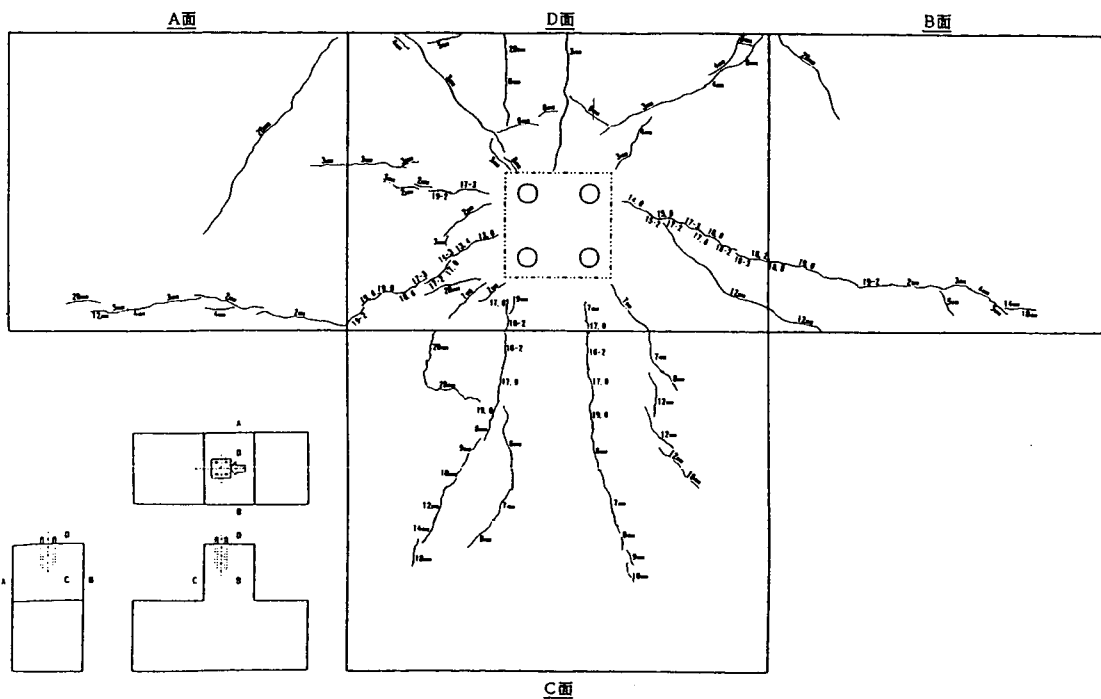
最終変位時ひび割れ状況 (BP-L-C試験体)



荷重～変位関係 (BP-L-C試験体)



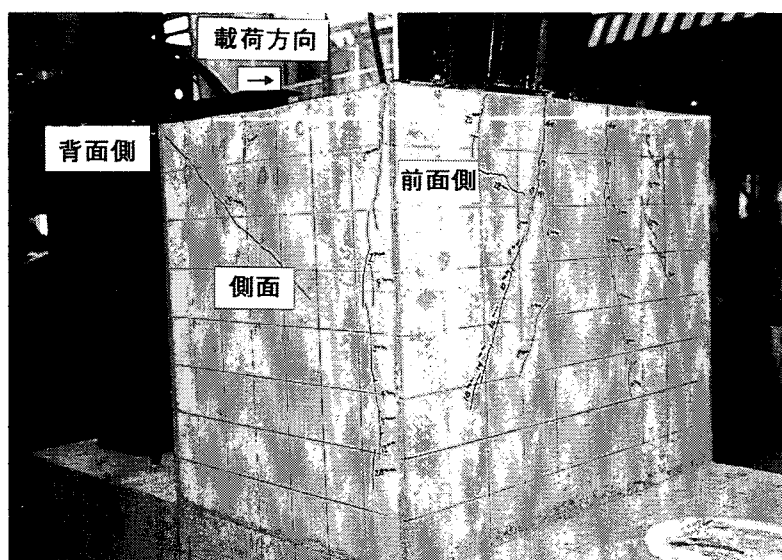
最大荷重時ひび割れ状況 (BP-L-D試験体)



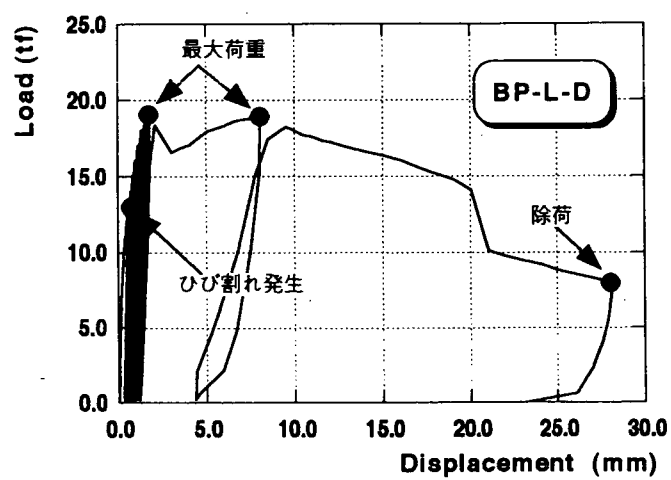
最終変位時ひび割れ状況 (BP-L-D試験体)



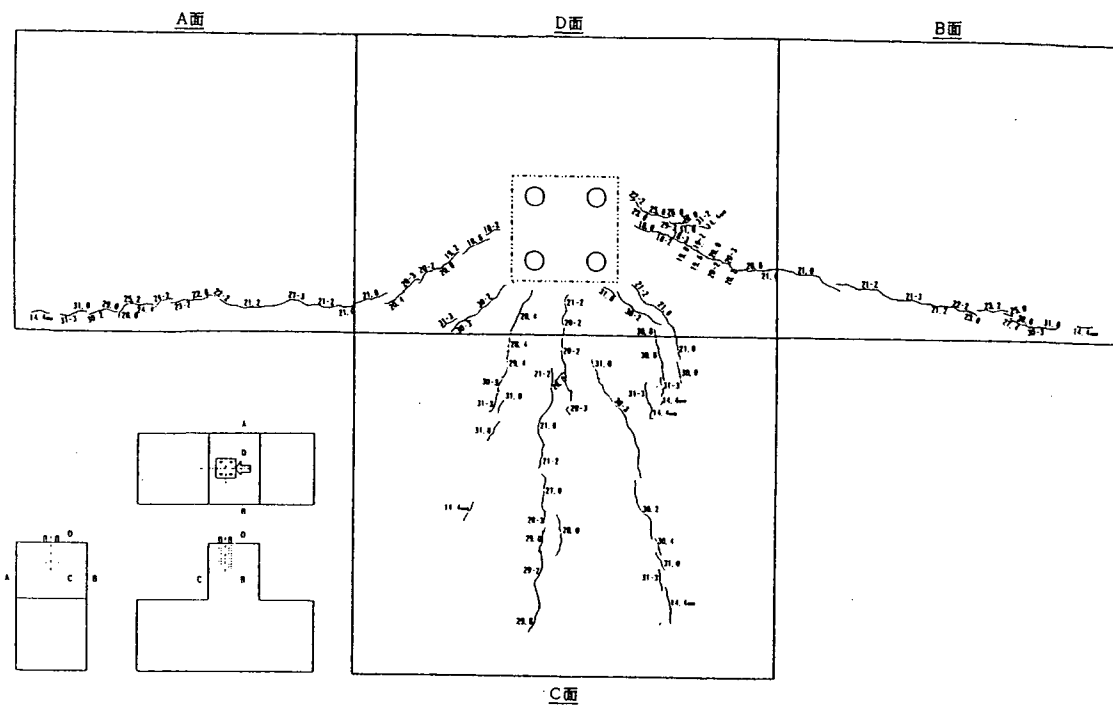
最大荷重時ひび割れ状況 (BP-L-D試験体)



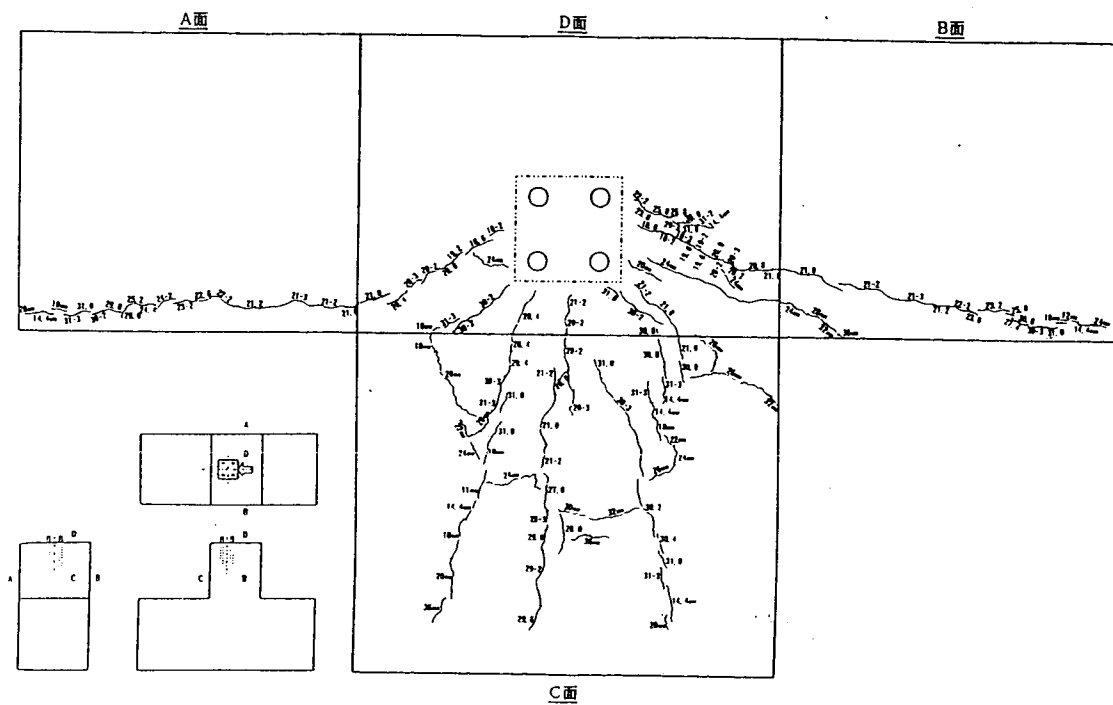
最終変位時ひび割れ状況 (BP-L-D試験体)



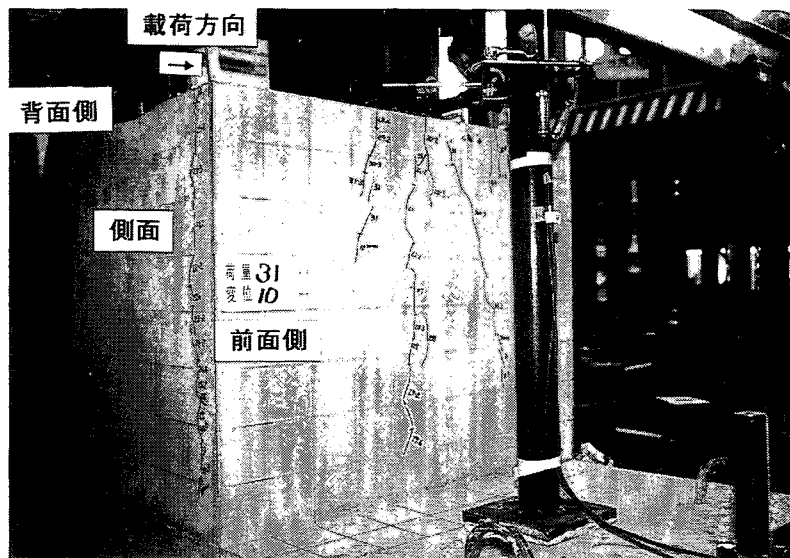
荷重～変位関係 (BP-L-D試験体)



最大荷重時ひび割れ状況 (BP-L-E試験体)



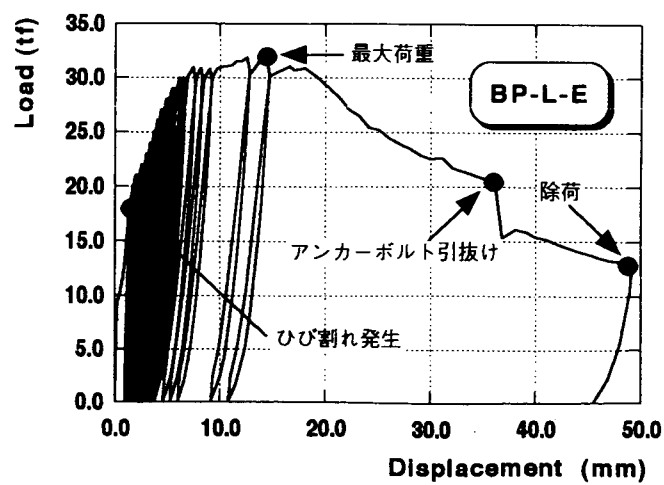
最終変位時ひび割れ状況 (BP-L-E試験体)



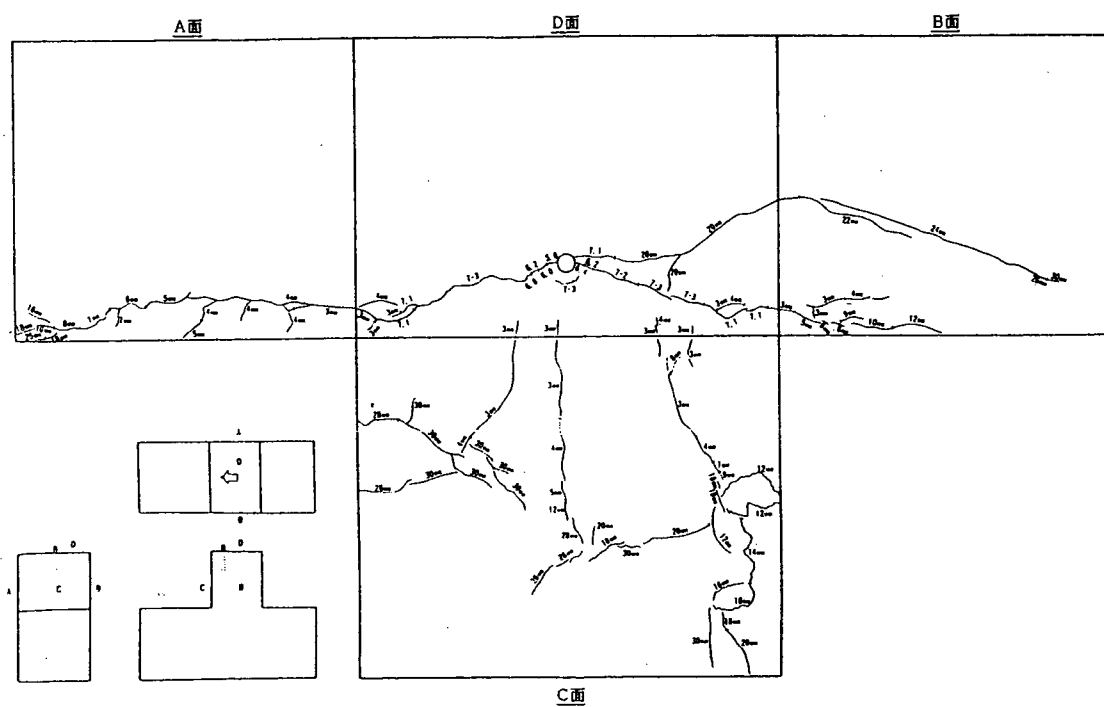
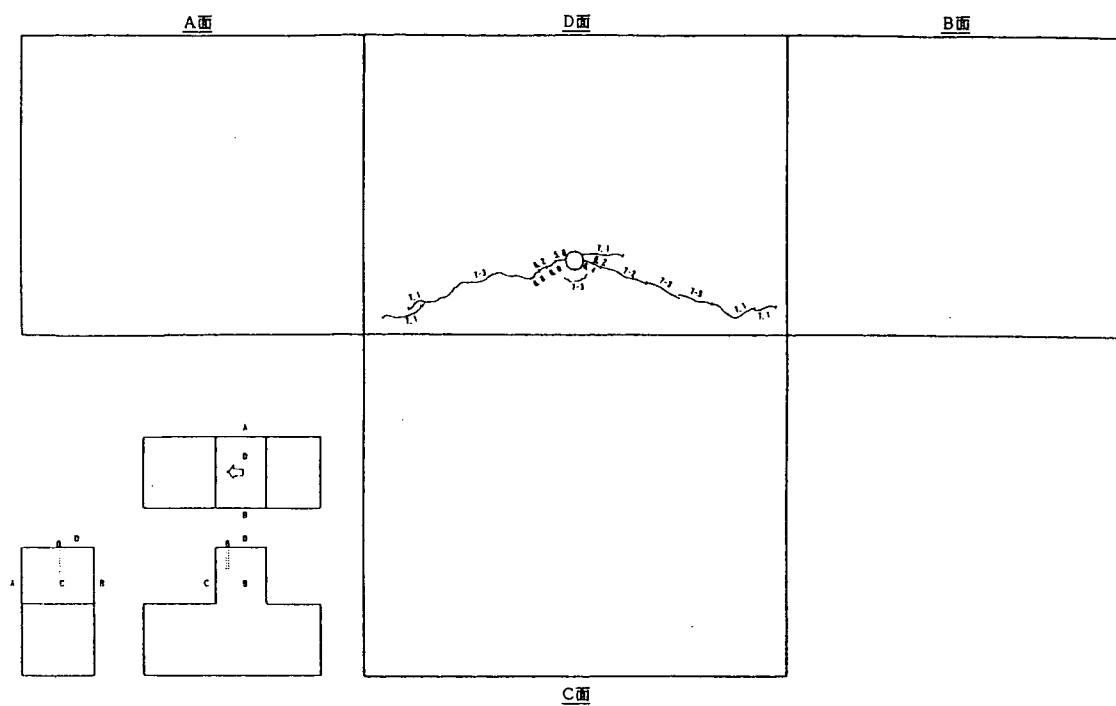
最大荷重時ひび割れ状況 (BP-L-E試験体)

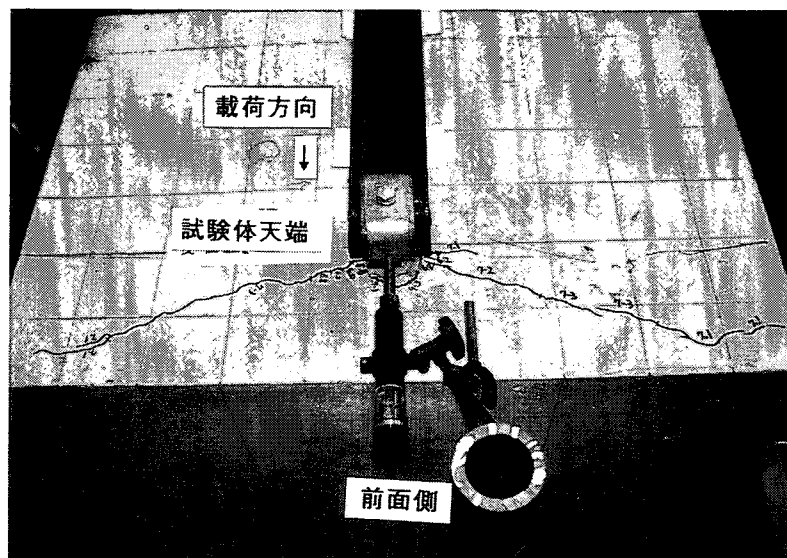


最終変位時ひび割れ状況 (BP-L-E試験体)



荷重～変位関係 (BP-L-E試験体)

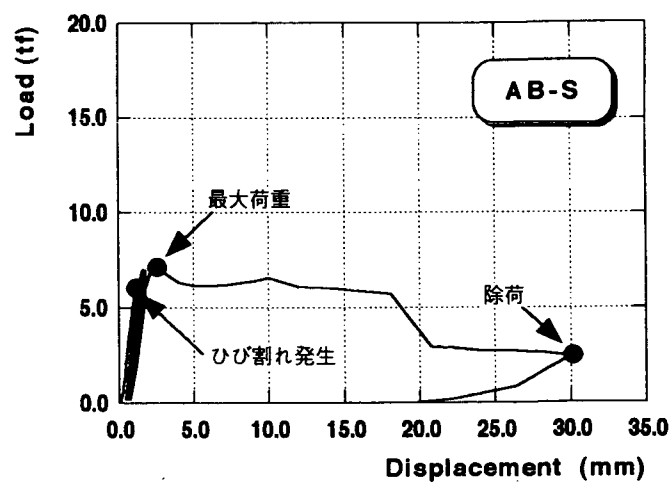




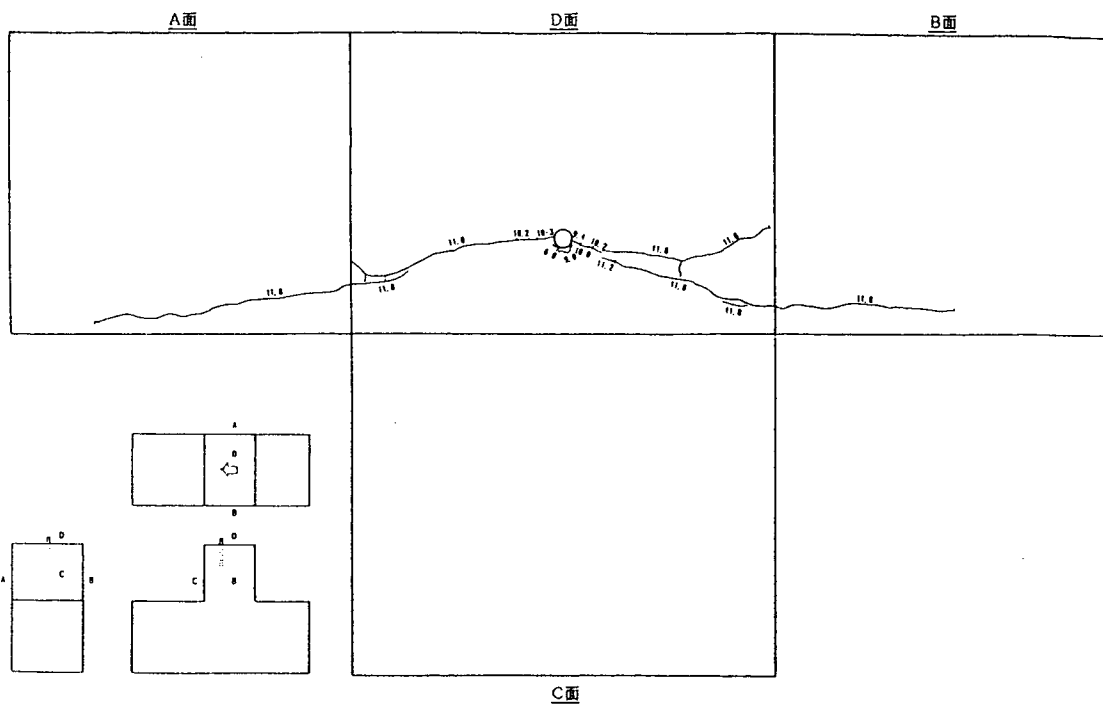
最大荷重時ひび割れ状況 (AB-S試験体)



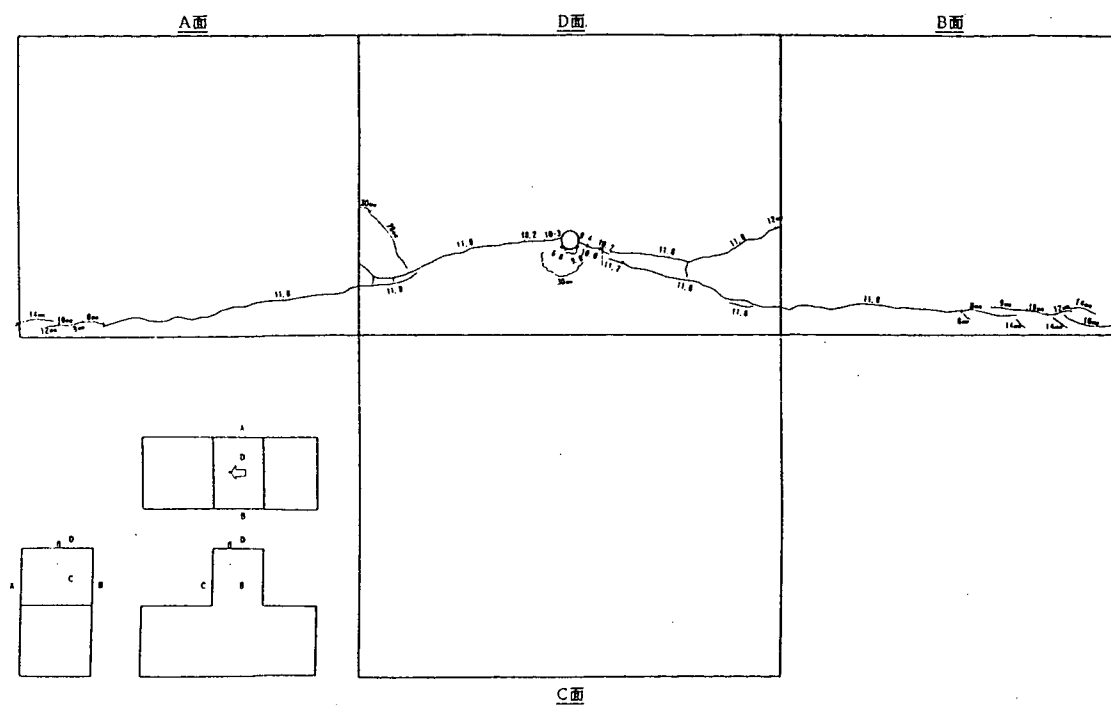
最終変位時ひび割れ状況 (AB-S試験体)



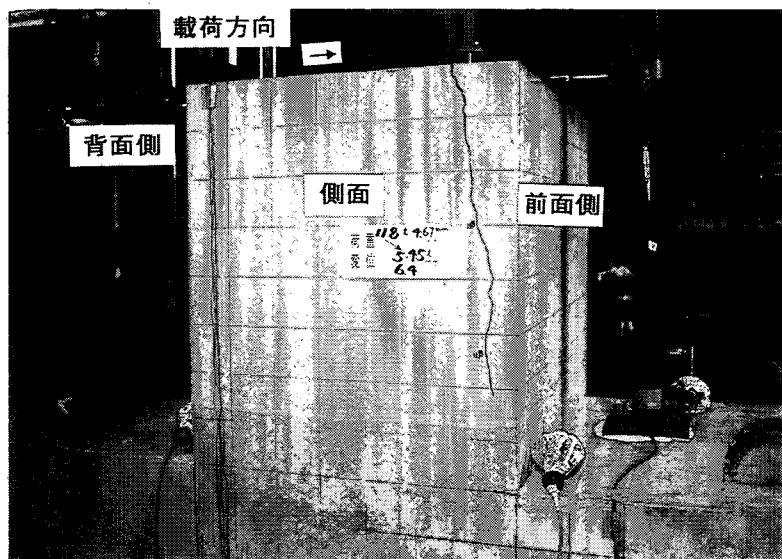
荷重～変位関係 (AB-S試験体)



最大荷重時ひび割れ状況 (AB-L試験体)



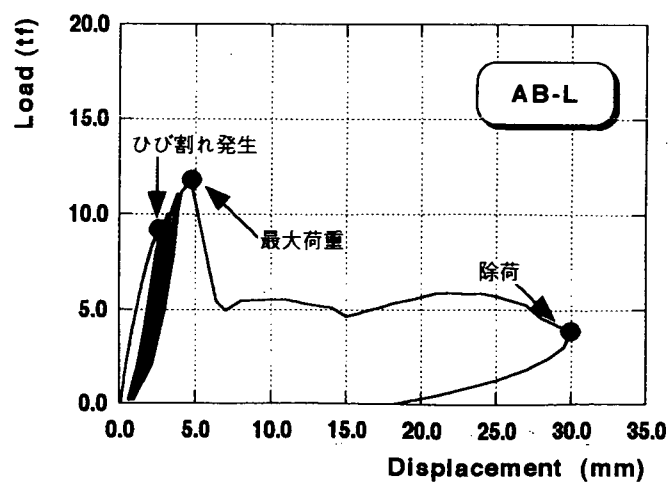
最終変位時ひび割れ状況 (AB-L試験体)



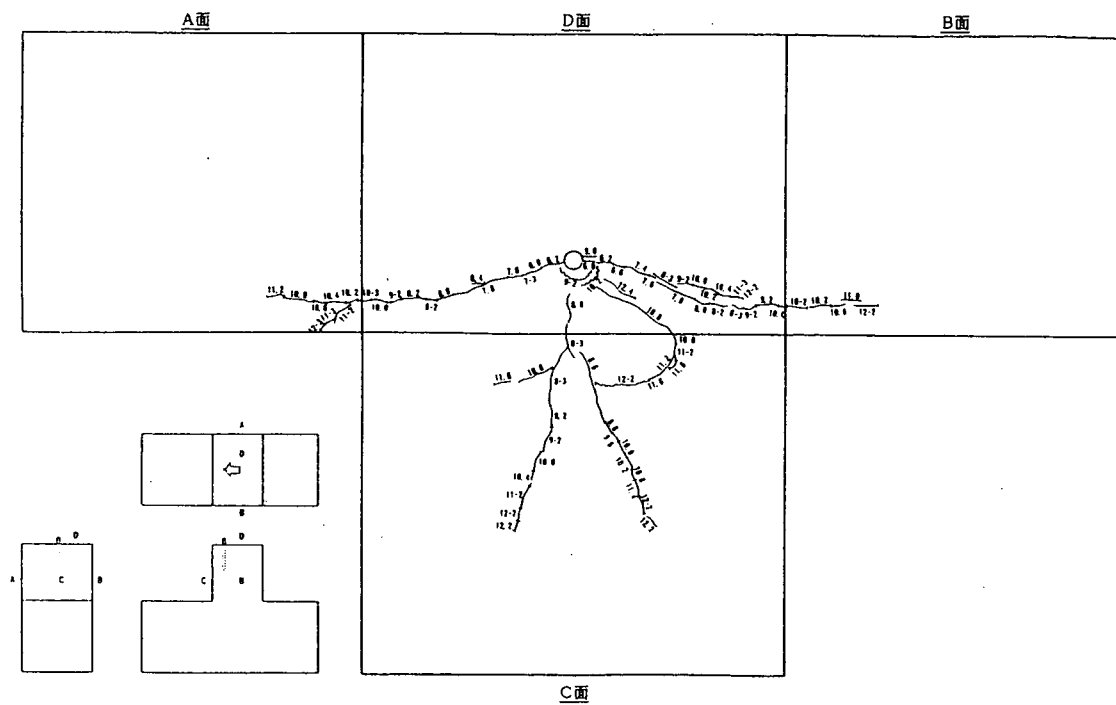
最大荷重時ひび割れ状況 (AB-L試験体)



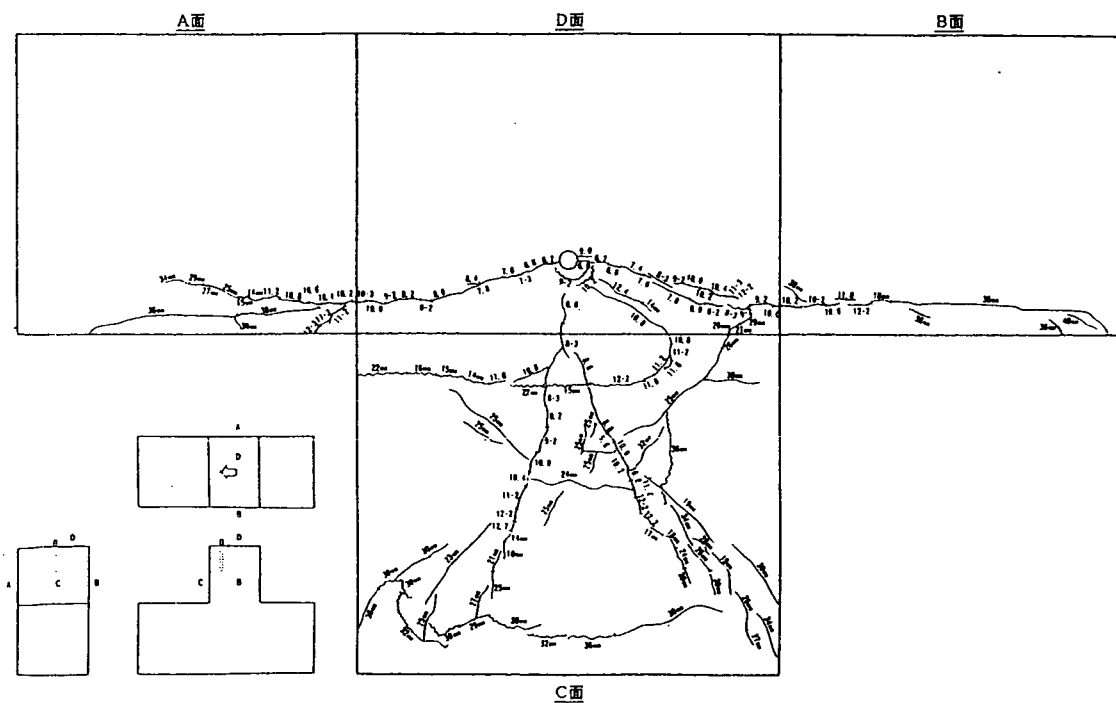
最終変位時ひび割れ状況 (AB-L試験体)



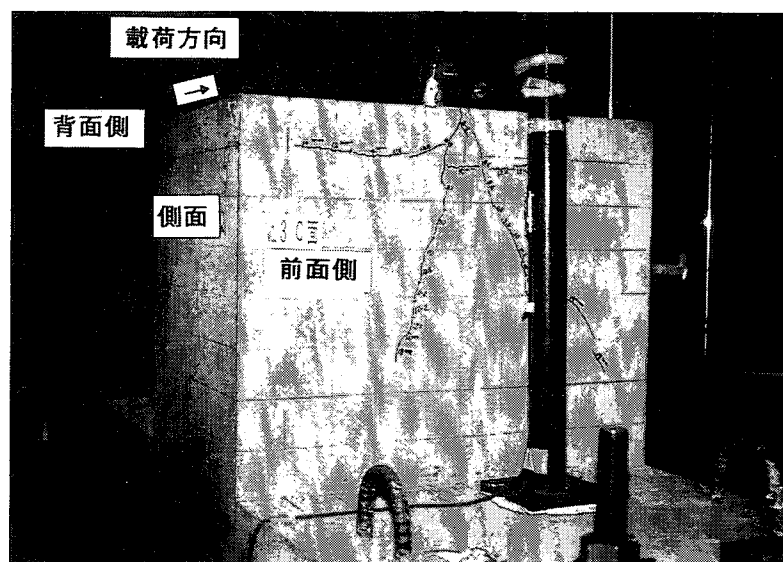
荷重～変位関係 (AB-L試験体)



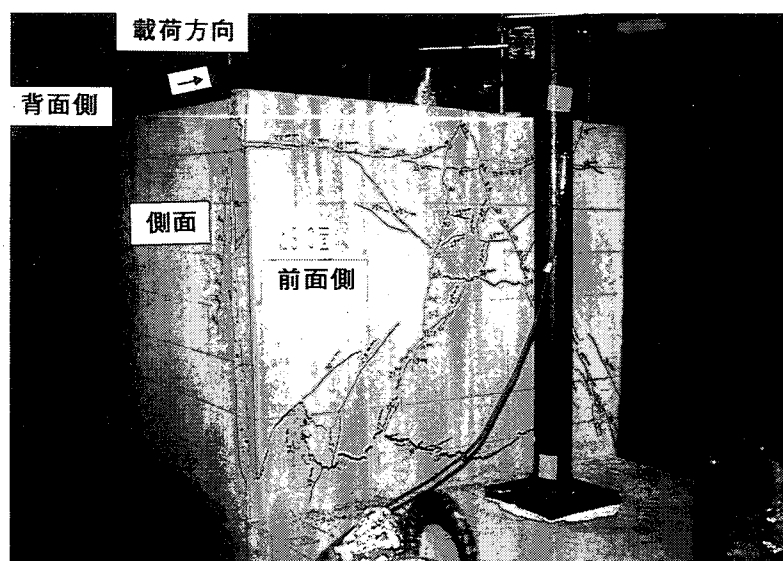
最大荷重時ひび割れ状況 (AB-S-C試験体)



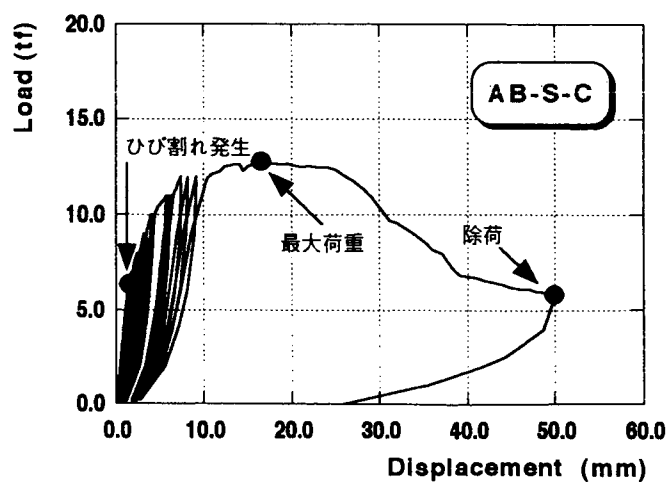
最終変位時ひび割れ状況 (AB-S-C試験体)



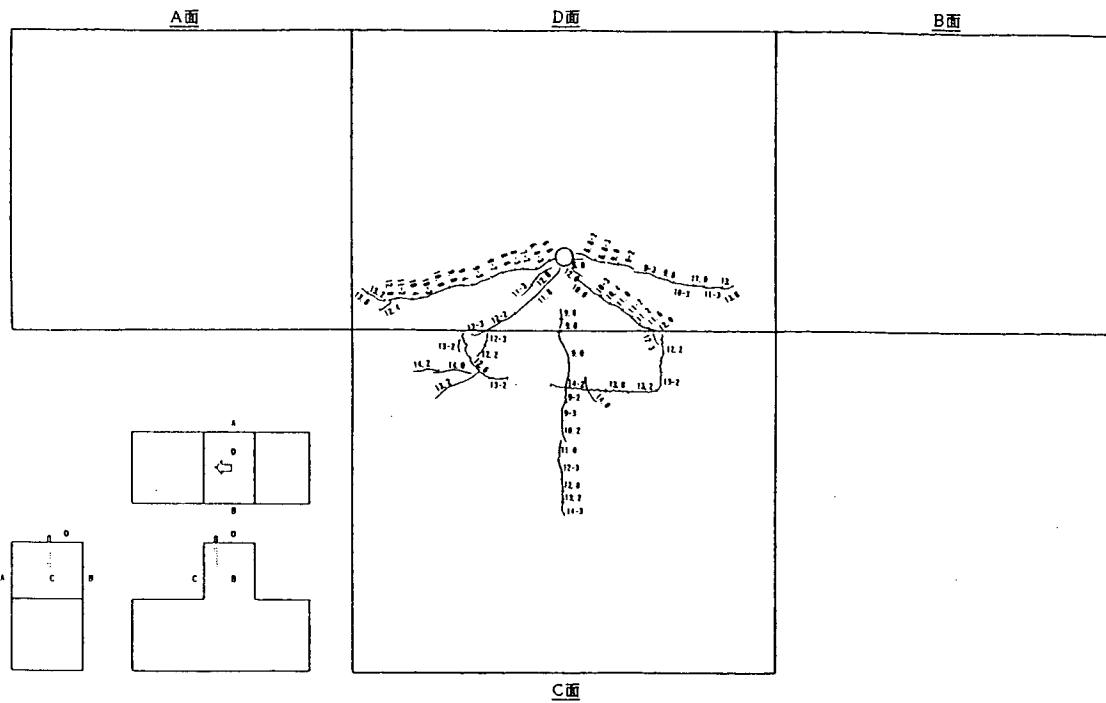
最大荷重時ひび割れ状況 (AB-S-C試験体)



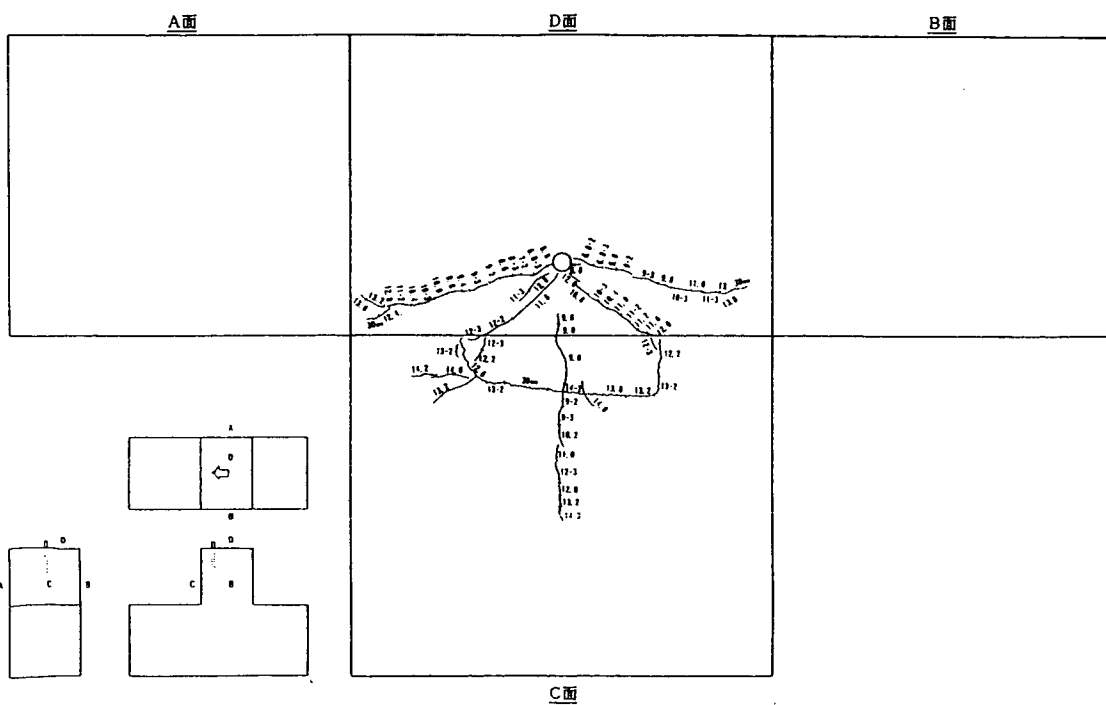
最終変位時ひび割れ状況 (AB-S-C試験体)



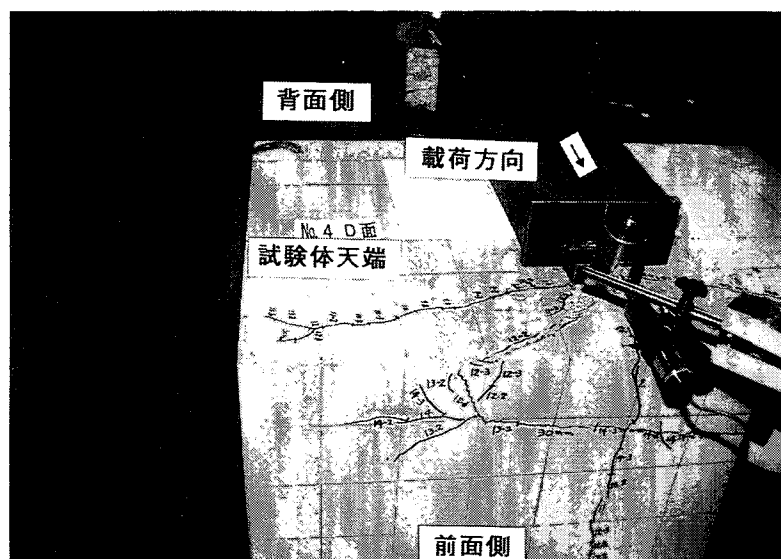
荷重～変位関係 (AB-S-C試験体)



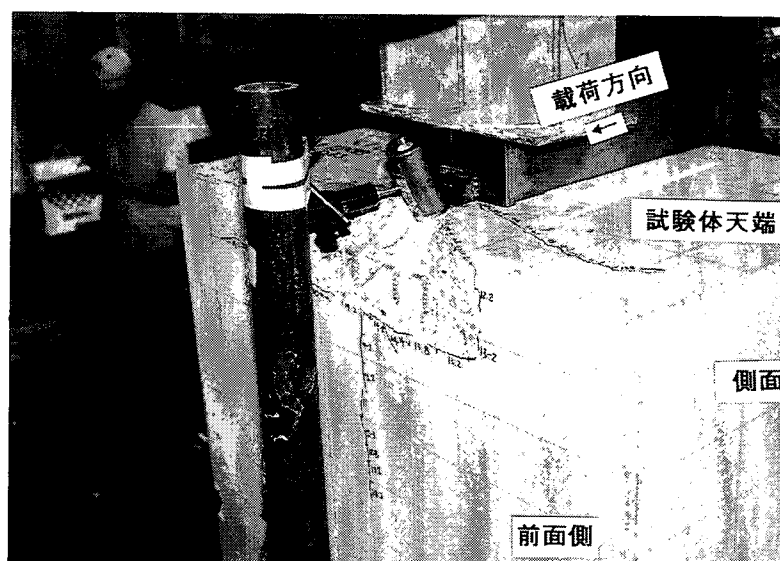
最大荷重時ひび割れ状況 (AB-S-D試験体)



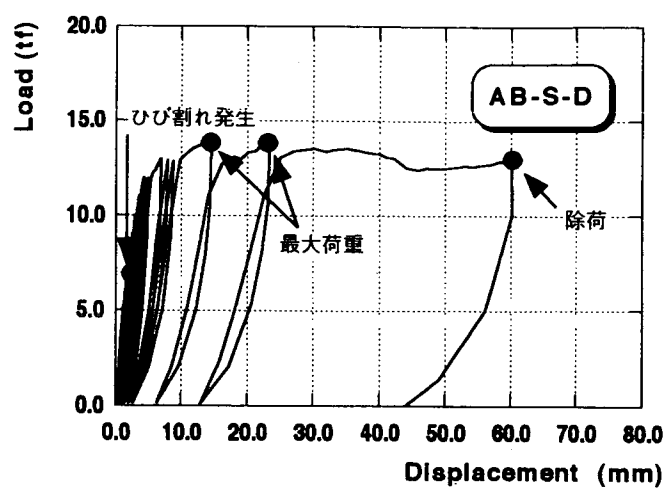
最終変位時ひび割れ状況 (AB-S-D試験体)



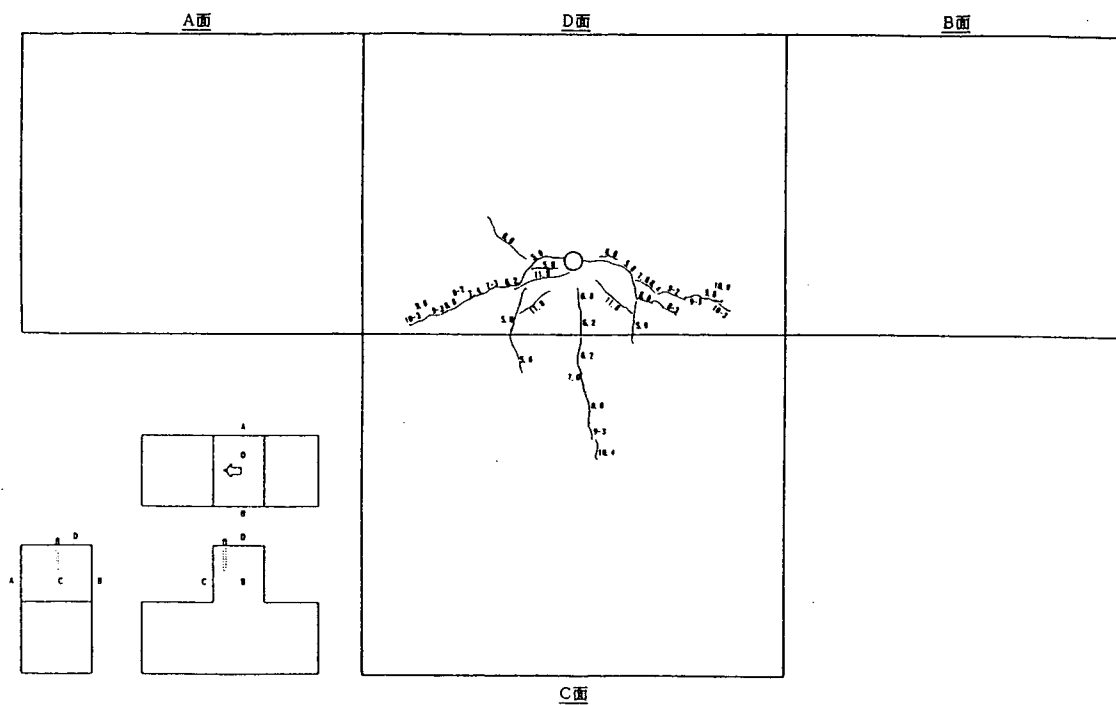
最大荷重時ひび割れ状況 (AB-S-D試験体)



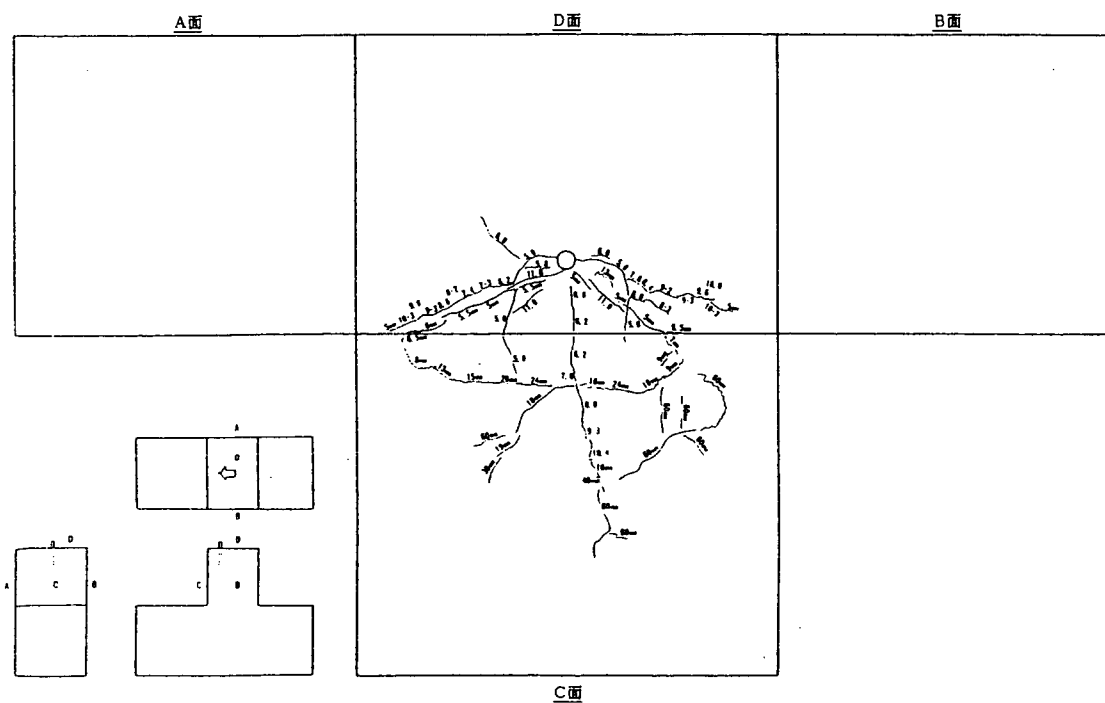
最終変位時ひび割れ状況 (AB-S-D試験体)



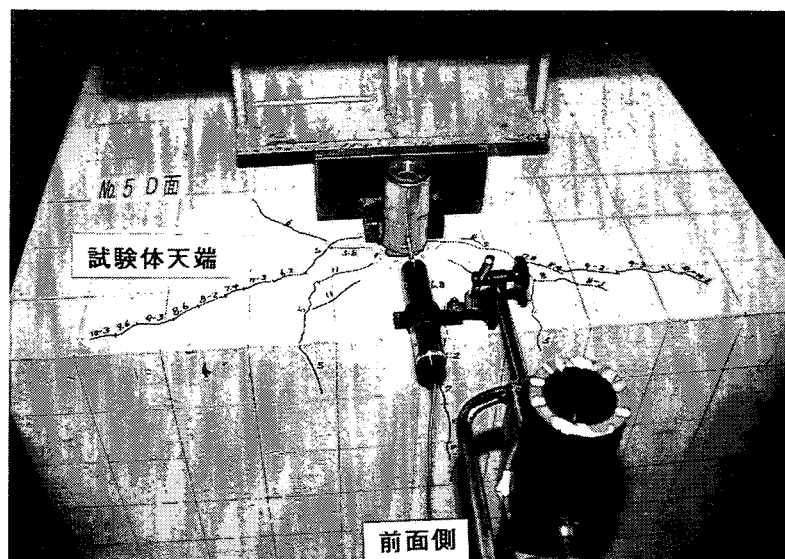
荷重～変位関係 (AB-S-D試験体)



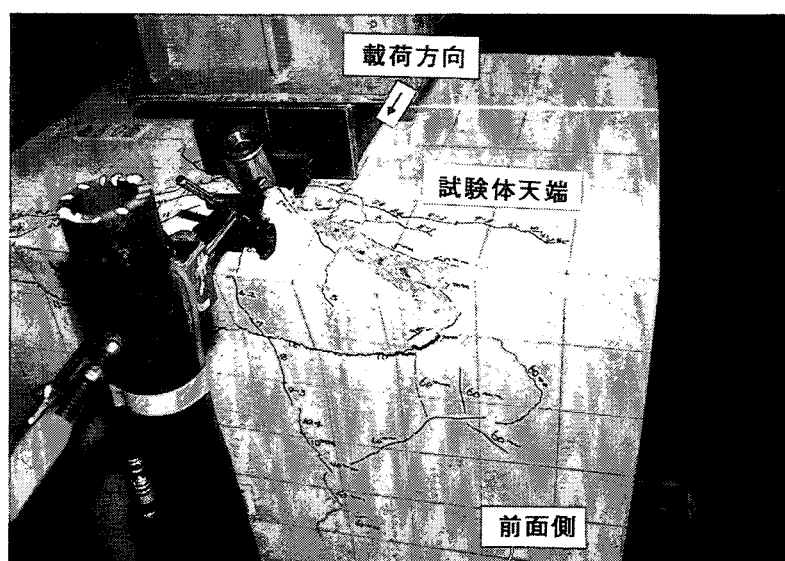
最大荷重時ひび割れ状況 (AB-S-E試験体)



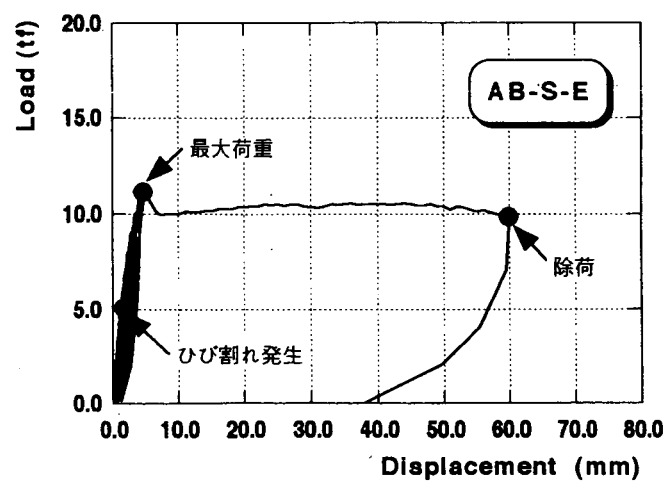
最終変位時ひび割れ状況 (AB-S-E試験体)



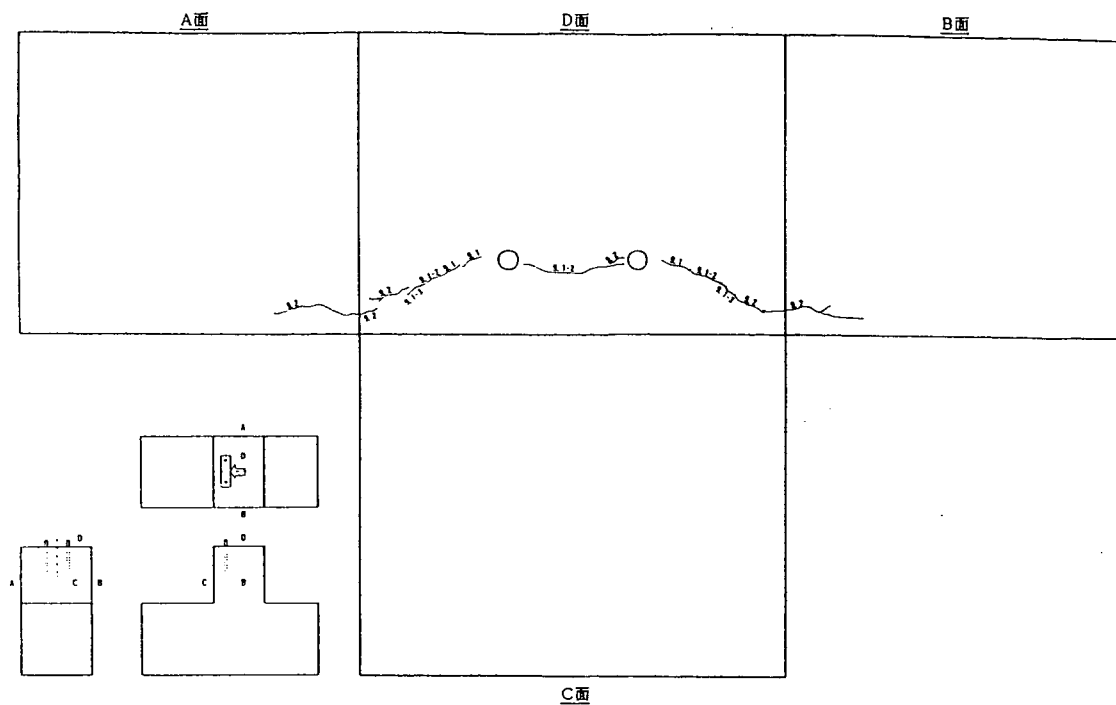
最大荷重時ひび割れ状況 (AB-S-E試験体)



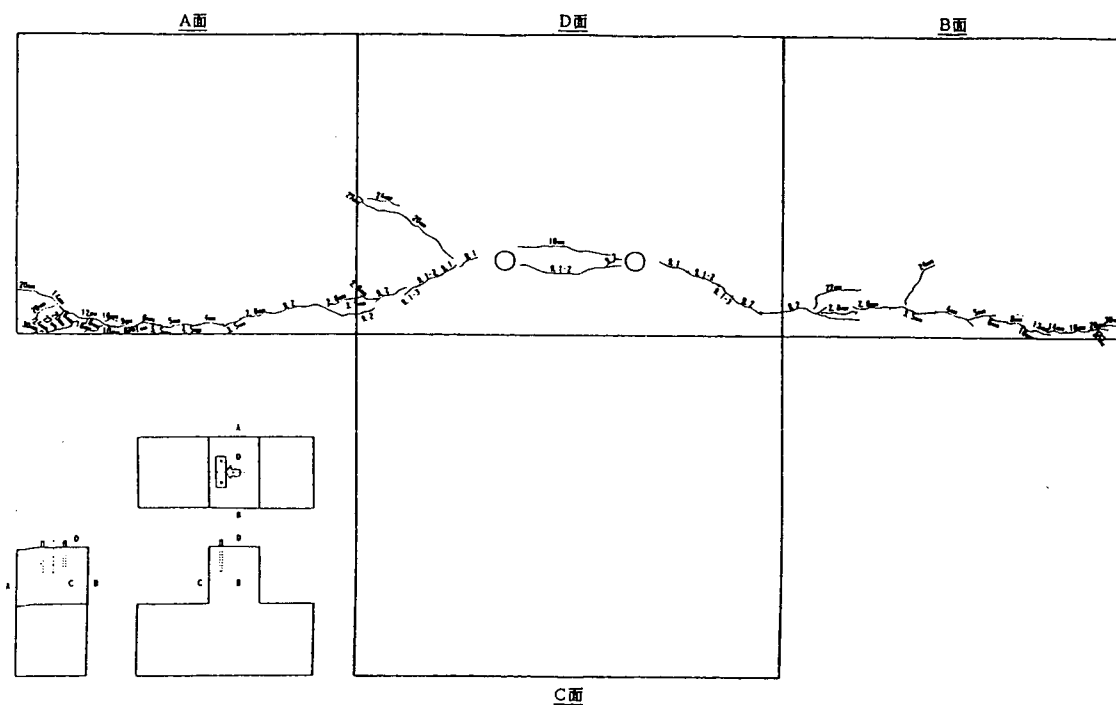
最終変位時ひび割れ状況 (AB-S-E試験体)



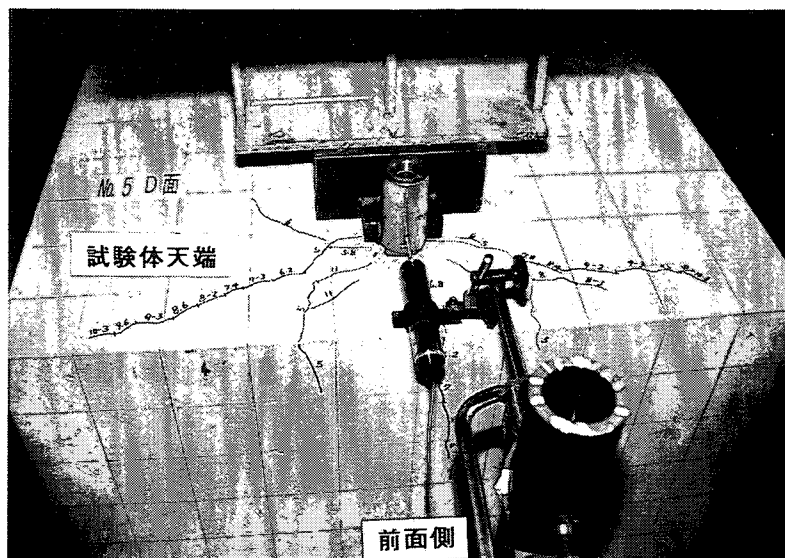
荷重～変位関係 (AB-S-E試験体)



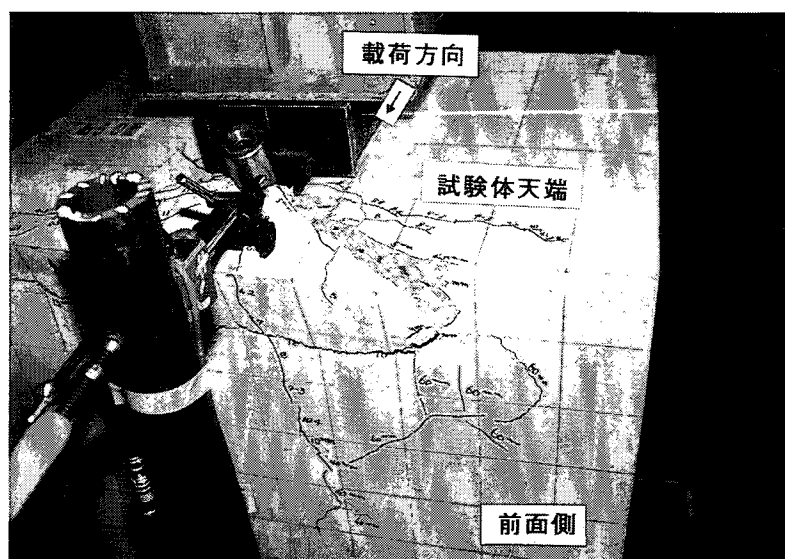
最大荷重時ひび割れ状況 (AB-SW試験体)



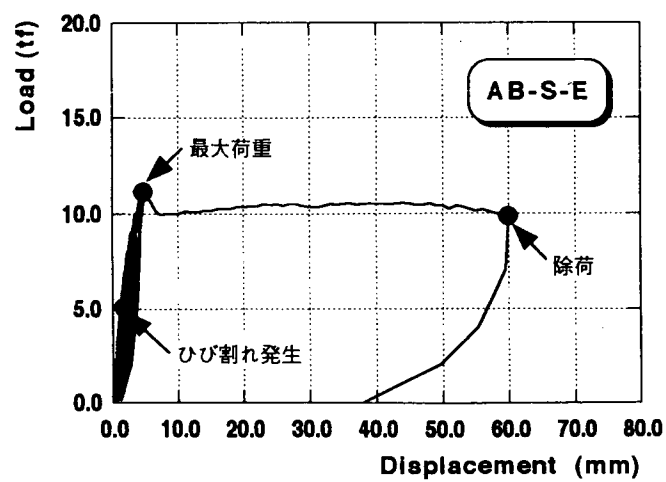
最終変位時ひび割れ状況 (AB-SW試験体)



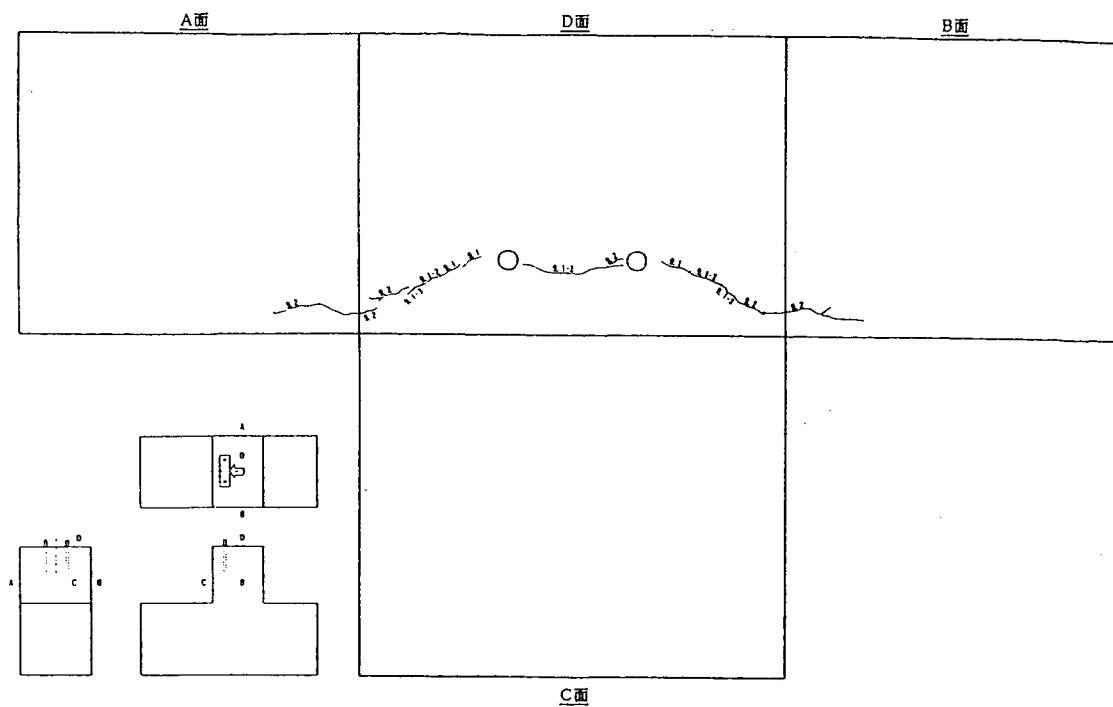
最大荷重時ひび割れ状況 (AB-S-E試験体)



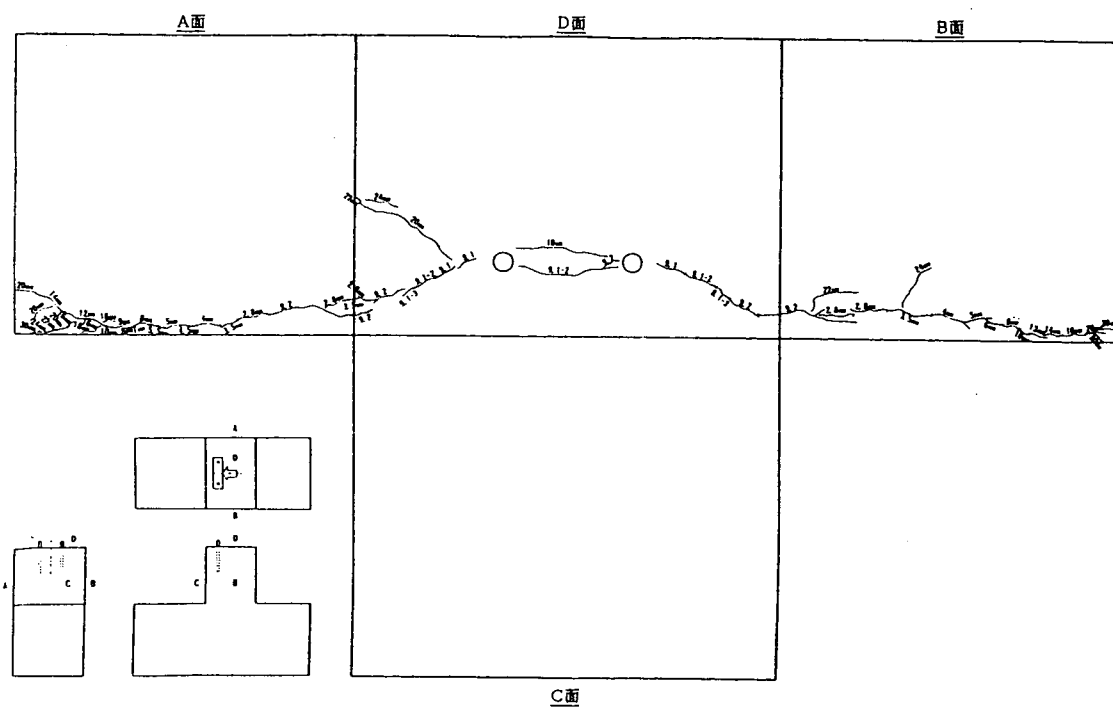
最終変位時ひび割れ状況 (AB-S-E試験体)



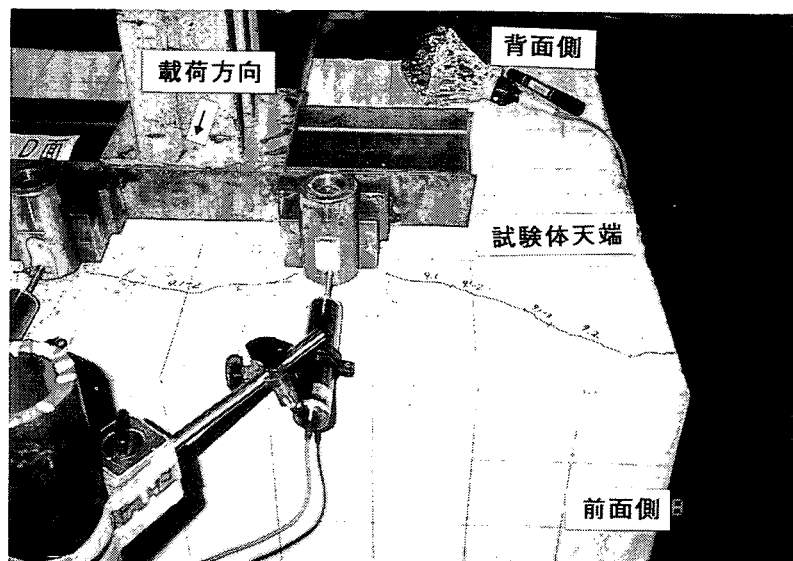
荷重～変位関係 (AB-S-E試験体)



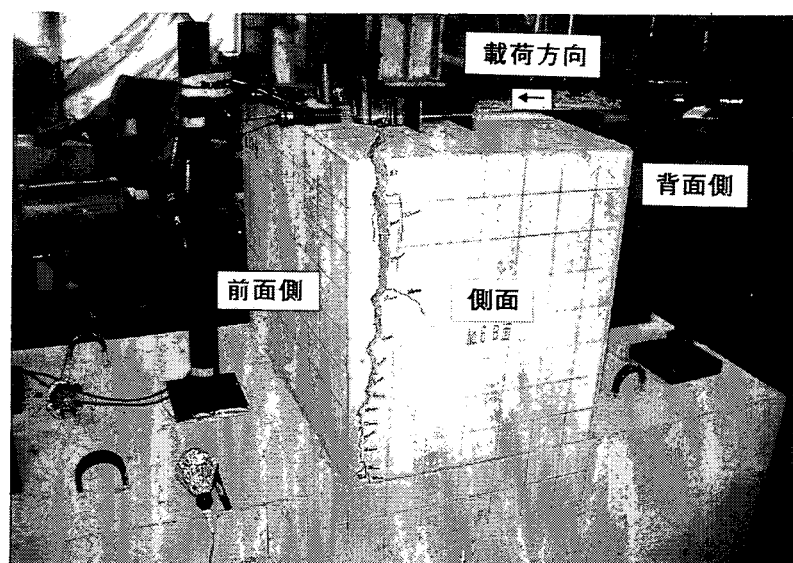
最大荷重時ひび割れ状況 (AB-SW試験体)



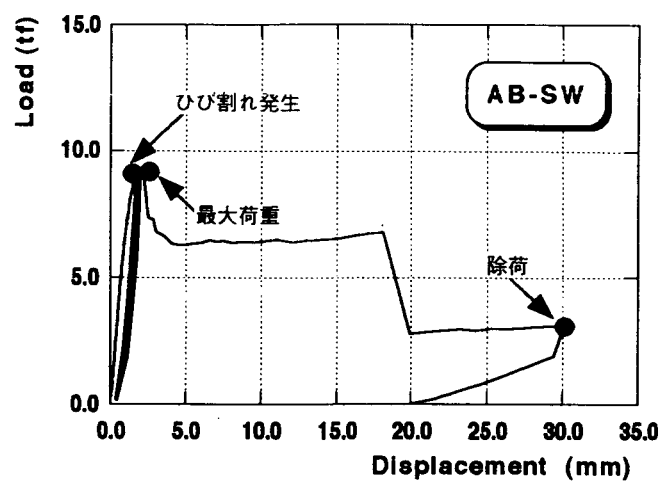
最終変位時ひび割れ状況 (AB-SW試験体)



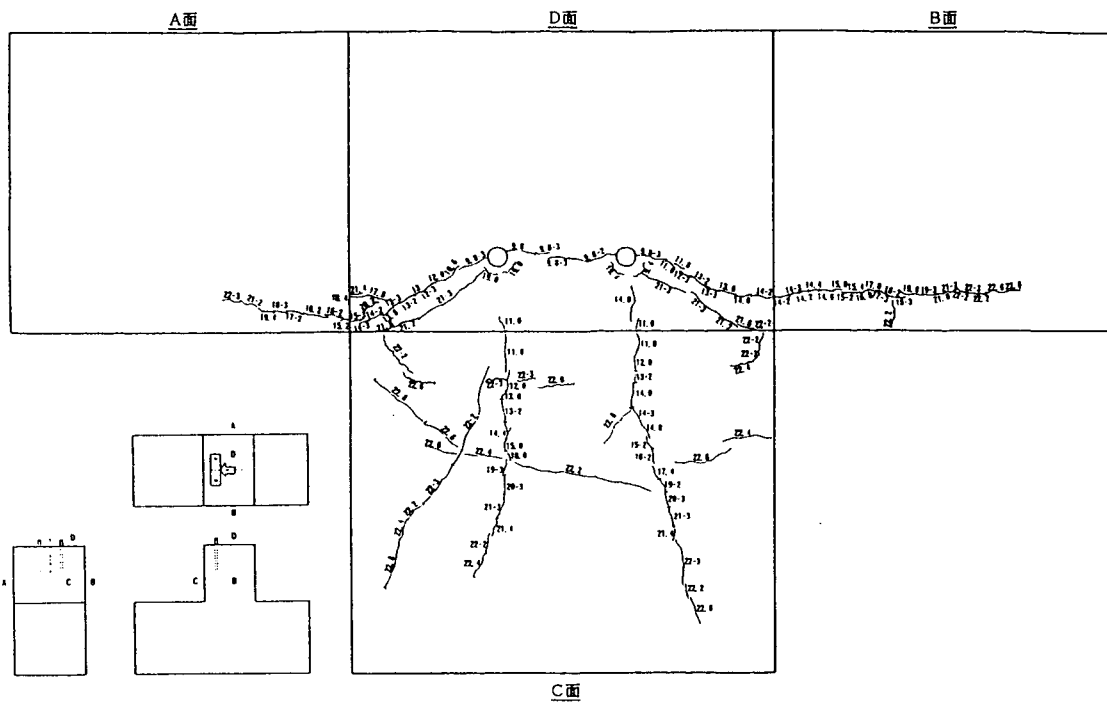
最大荷重時ひび割れ状況 (AB-SW試験体)



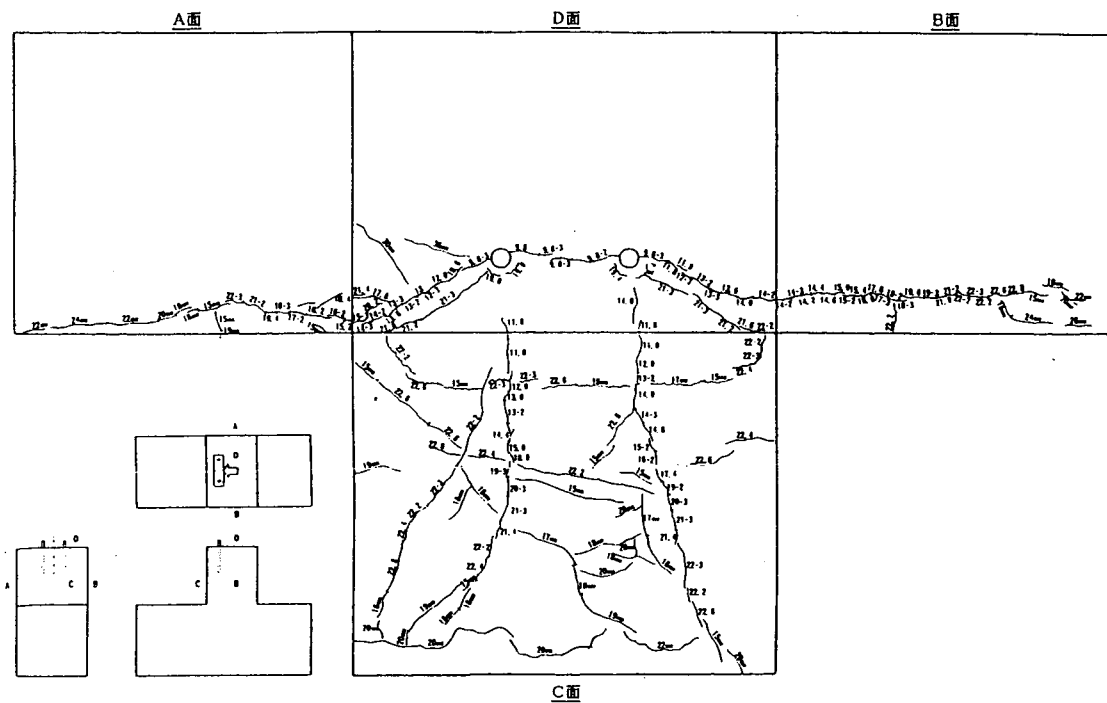
最終変位時ひび割れ状況 (AB-SW試験体)



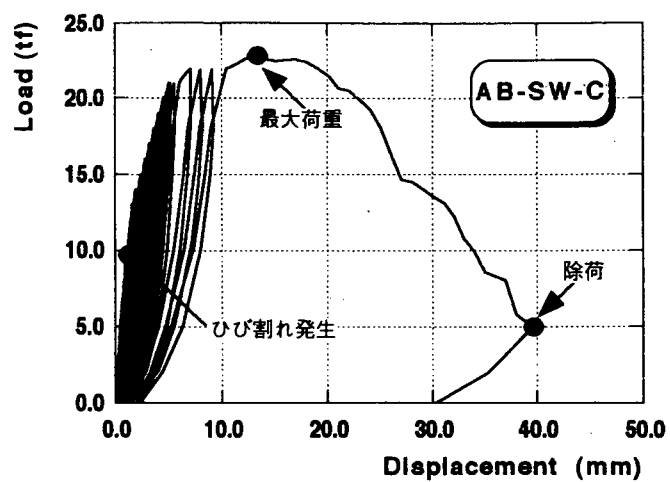
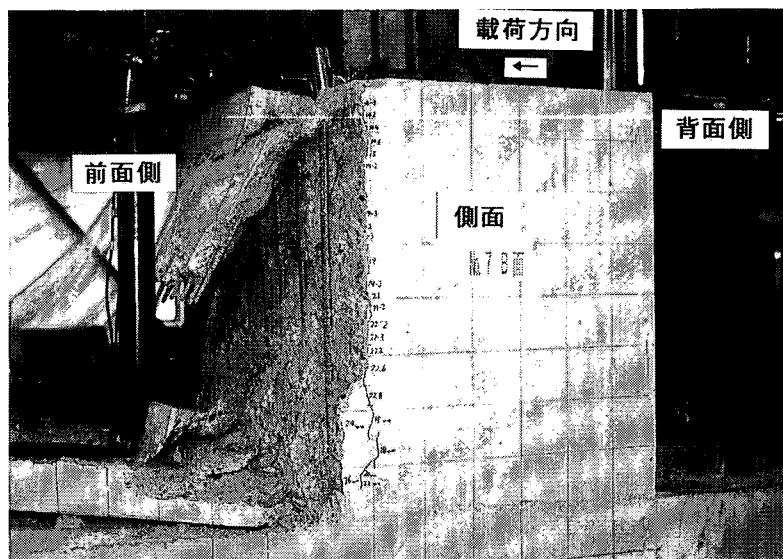
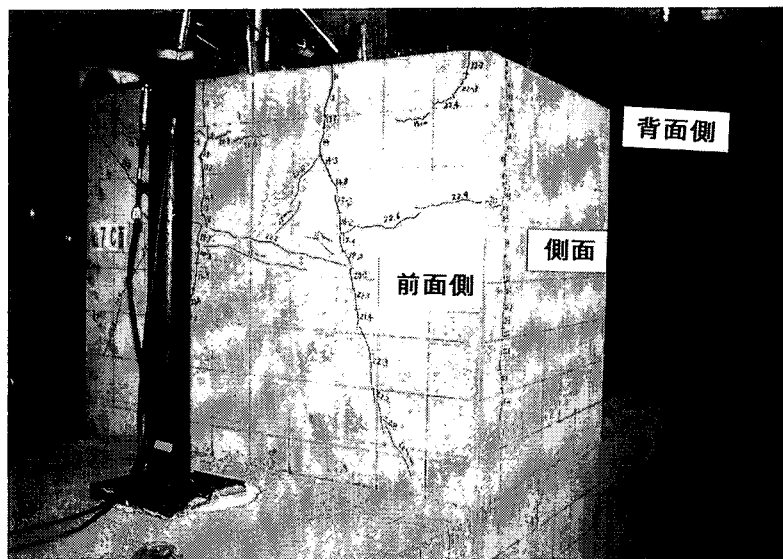
荷重～変位関係 (AB-SW試験体)

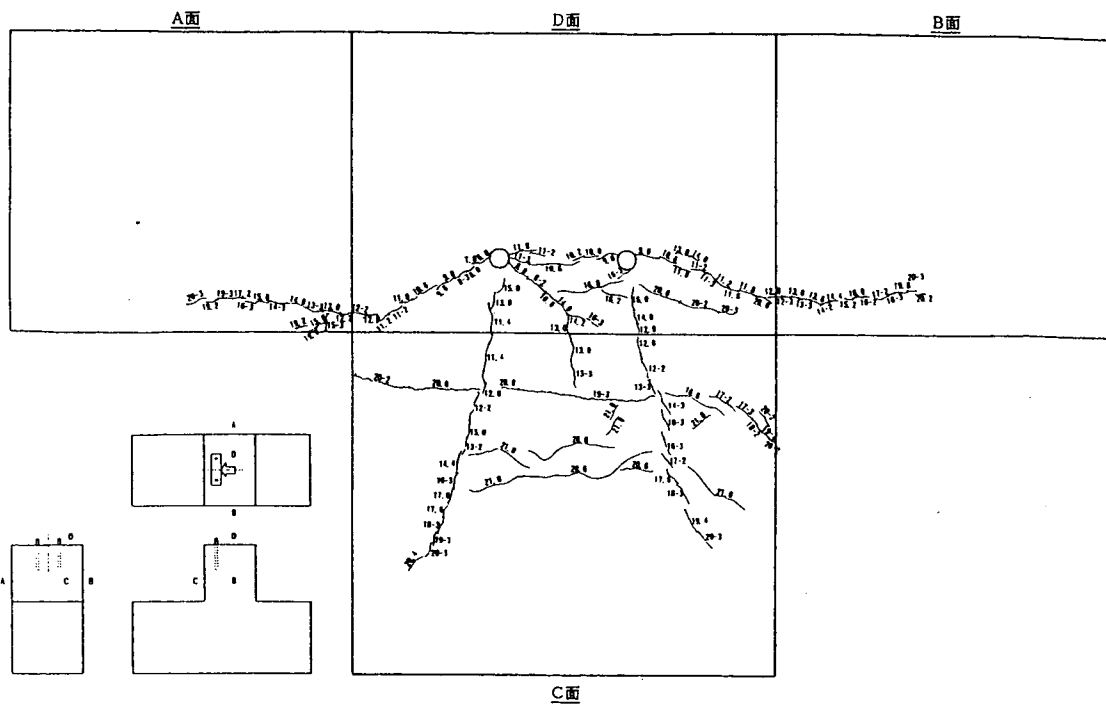


最大荷重時ひび割れ状況 (AB-SW-C試験体)

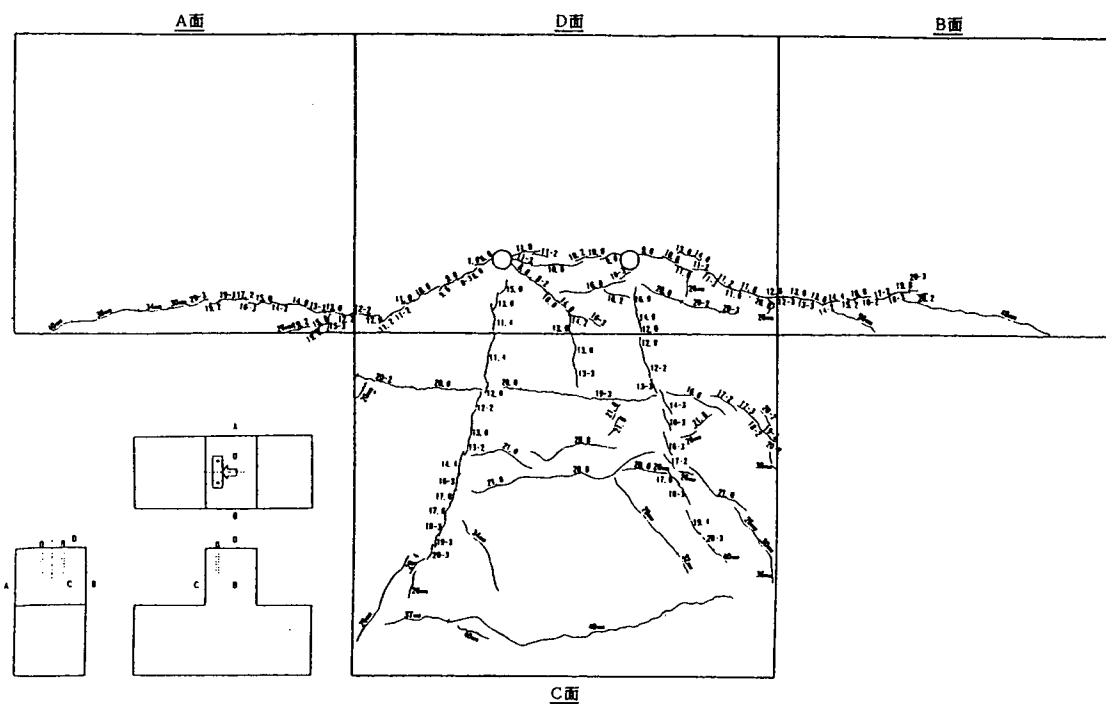


最終変位時ひび割れ状況 (AB-SW-C試験体)

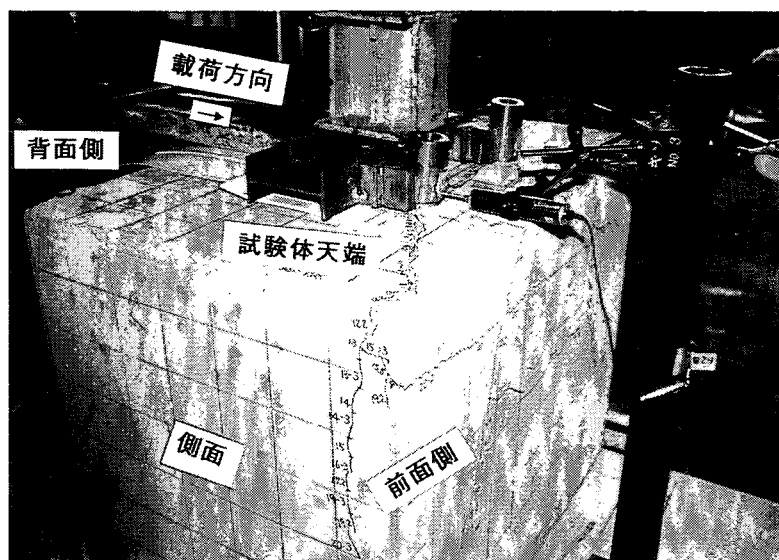




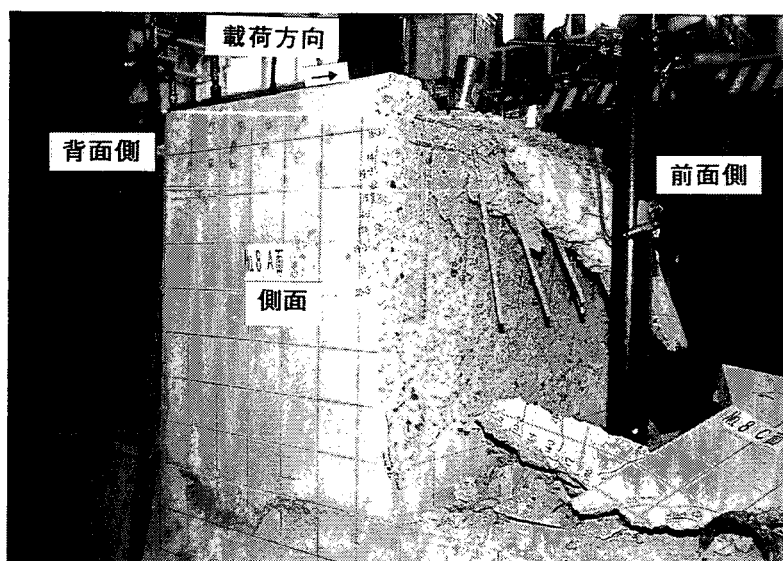
最大荷重時ひび割れ状況 (AB-SW-D試験体)



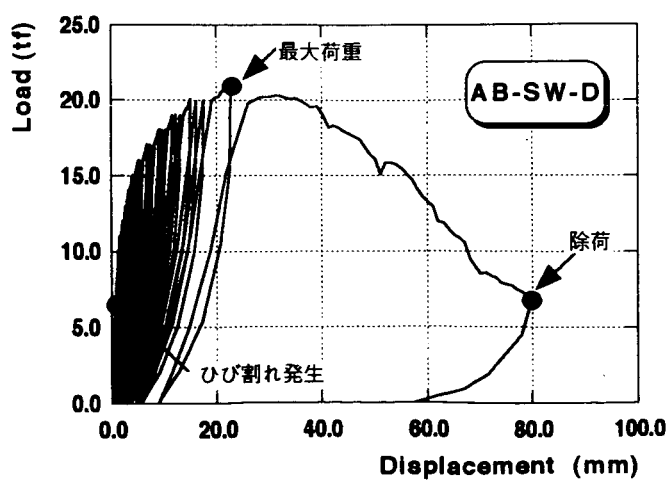
最終変位時ひび割れ状況 (AB-SW-D試験体)



最大荷重時ひび割れ状況 (AB-SW-D試験体)



最終変位時ひび割れ状況 (AB-SW-D試験体)



荷重～変位関係 (AB-SW-D試験体)

橋座部の水平耐力の評価に関する研究

ISSN 0386-5878

土木研究所資料
第3497号平成9年2月

中野正則 福井次郎
七澤利明 大野了

要旨 橋梁の支承等が取付く下部構造頂部の橋座部は、支承等の機能が十分に発揮できる構造とすることがあるが、道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成6年2月）の橋座部の設計では、支承の取付け位置を上部構造の支間長に応じて定めており、地震時などの作用水平力に対して橋座部が十分な耐力を有しているかは判断できない。また、これまでの中大規模の地震による橋座部の被害が報告されている。
本研究では、橋座部の水平耐力に関して、合理的な設計法を確立するために、橋座部の模型試験体による水平載荷実験を実施したうえで、橋座部の破壊性状や耐力等について検討し、実用的な評価式を提案した。

キーワード：橋座、支承、アンカーバー、水平耐力、地震力、設計法



郵便はがき

50円切手
をはって
下さい。

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市旭一番地

建設省土木研究所

構造橋梁部基礎研究室
行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料 第3497号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印

土木研究所資料 第3497号