

5.6 新 CB 造構法の開発に向けたフィリピン製ブロックで構成される構造部材の耐力の検討

(1) 本協会が提案する設計法に基づく試験体の仕様及び実験計画の検討

フィリピン製ブロックの実耐力と適切なモルタル強度との組合せが不明確であることから、既往の共同研究成果、及び今後の展開を踏まえ、当初計画していた「既存補強CB壁体のせん断加力実験」も包括する案として、昨年度実施した実大の補強コンクリートブロック耐力壁試験体の健全な部分を切り出し(写真 5.6(1)-1, 写真 5.6(1)-2)、ASTM 試験法を参照し、当該構造体のせん断耐力を確認する計画を提案した(図 5.6(1)-1)。昨年度実施した耐力壁試験体の健全部から切り出すことのできた試験体は2体であった。



写真 5.6(1)-1 昨年度の実大実験試験体

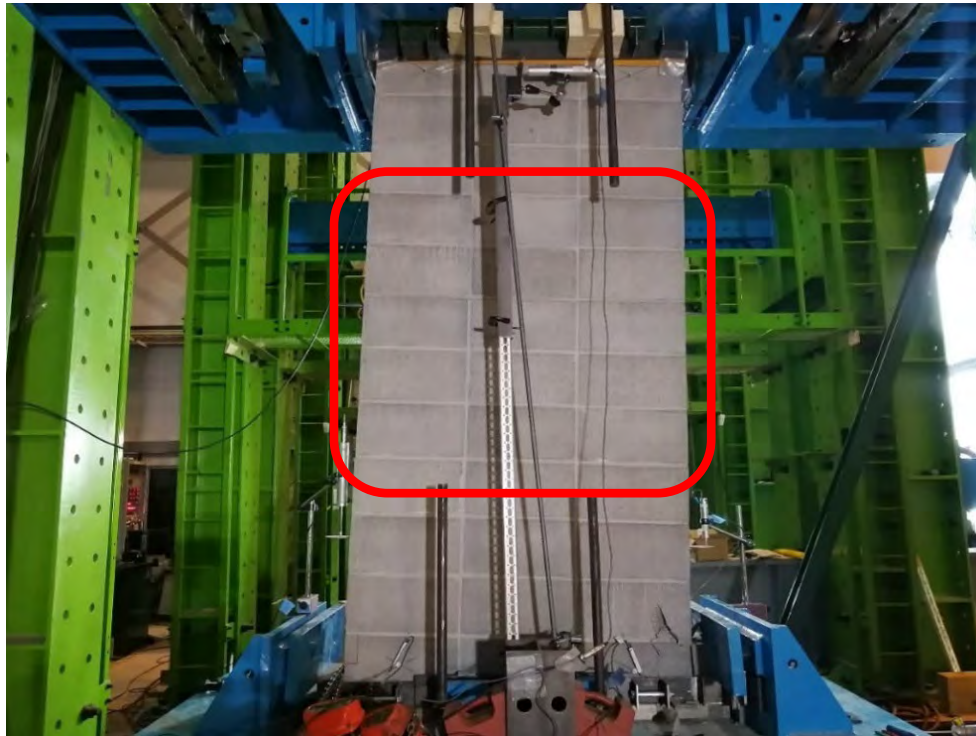


図 5.6(1)-1 実験対象とする健全部位

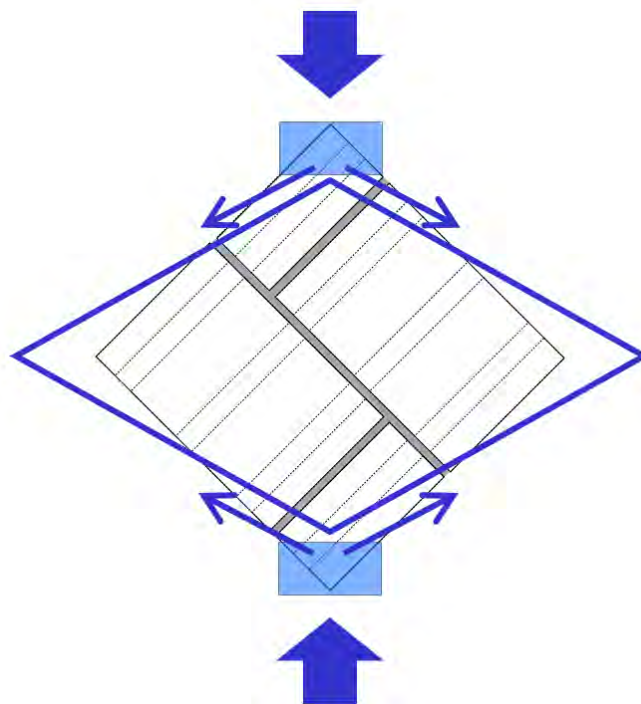


図 5.6(1)-2 ASTM 試験法に基づく補強コンクリートブロック壁体のせん断実験方法

(2) 実験の準備, 実施

試験体の切り出し・成形状況を写真 5.6(2)-1～写真 5.6(2)-5 に示す。また、実験の準備・実施状況を写真 5.6(2)-6～写真 5.6(2)-9 に示す。

試験体の両面に鉛直加力時の鉛直変位と水平変位を設置した。使用した変位計は定格容量 30mm・定格出力 2.5mV/V (5,000 μ ひずみ) のひずみ変換型変位計(「DTK-30」, 株式会社共和電業製)である。加力荷重は加力装置の電圧出力を利用し、変位と共にデータロガー(「UCAM-20PC」, 株式会社共和電業製)を介して 64bit のノートパソコン(「DESKTOP-FSCF742」, TSUKUMO 製)のハードディスクに収録した。



写真 5.6(2)-1 実験部位の切り出し作業



写真 5.6(2)-2 実験部位の切断状況



写真 5.6(2)-3 実験部位の切断面



写真 5.6(2)-4 実験のための切断面の成形



写真 5.6(2)-5 実験部位の成形完了時(全2体)



写真 5.6(2)-6 試験体 A の実験実施状況(1)



写真 5.6(2)-7 試験体 A の実験実施状況(2)



写真 5.6(2)-8 試験体 B の実験実施状況(1)



写真 5.6(2)-9 試験体 B の実験実施状況(2)

(3) 実験結果

試験体 A の破壊状況を写真 5.6(2)-1 に示す。荷重上昇の初期段階に下部のコンクリートブロックのフェイスシェルが圧壊し、せん断ひび割れ・せん断破壊が生じることなく荷重低下に至った。

これに鑑みて、試験体 B においては、加圧部となる上端と下端のコンクリートブロックの空洞部に石膏を充填してから加力を実施した。試験体 B の破壊状況を写真 5.6(2)-2 に示す。せん断ひび割れが発生して一時的に荷重が低下した後荷重は再び上昇し、ひび割れ発生荷重を上回る最大荷重を記録して荷重低下に至った。荷重－変形曲線を図 5.6(2)-1 に示す。これらの計測値から得たせん断応力度－せん断ひずみ度曲線を図 5.6(2)-2 に示す。同データから得られるひび割れ発生時の〔せん断応力度 τ , せん断ひずみ度 γ 〕は〔1.24N/mm², 0.000503〕であり、せん断弾性係数 G は 2,461N/mm² であった。また、最大荷重時の〔せん断応力度 τ , せん断ひずみ度 γ 〕は〔1.24N/mm², 0.00226〕であった。なお、使用されているモルタルの供試体3体の圧縮強度は、29.9N/mm², 31.8N/mm², 及び 31.0N/mm² であり、平均値は 38.9 N/mm² であった(写真 5.6(3)-3)。

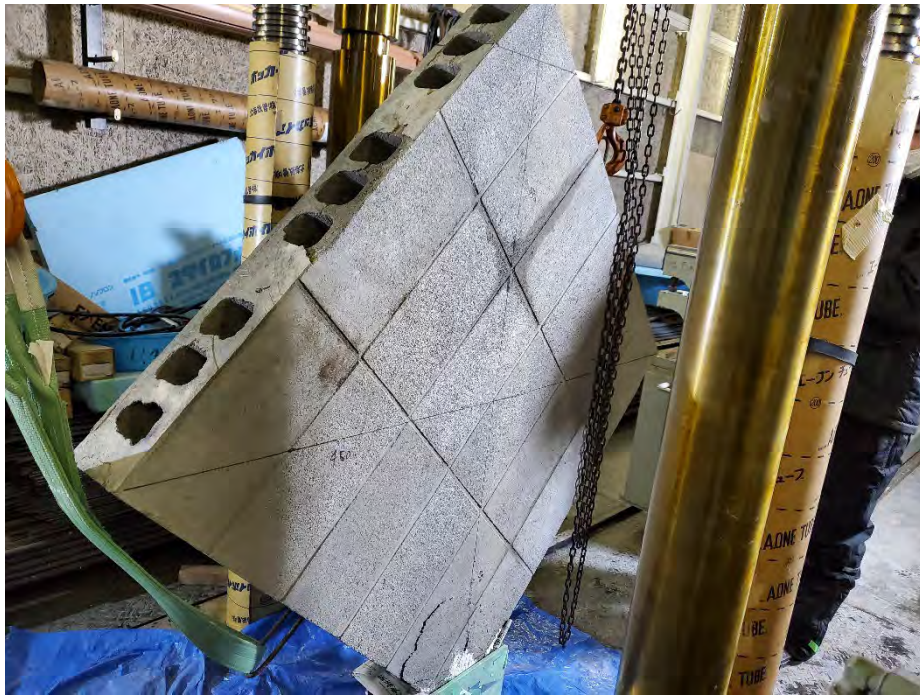


写真 5.6(2)-1 試験体 A の破壊状況(1):表面



写真 5.6(2)-1 試験体 A の破壊状況(2):表面の下端加圧部

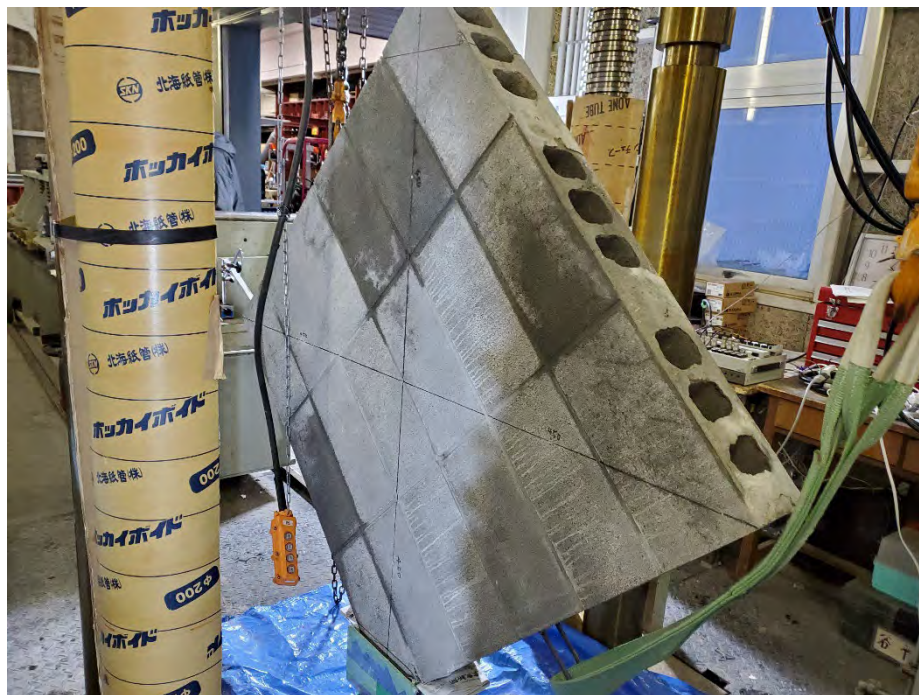


写真 5.6(2)-1 試験体 A の破壊状況(3):裏面



写真 5.6(2)-1 試験体 A の破壊状況(4):裏面の下端加圧部



写真 5.6(2)-2 試験体 B の上端加圧部の空洞部への石膏の充填状況



写真 5.6(2)-2 試験体 B の下端加圧部の空洞部への石膏の充填状況



写真 5.6(2)-2 試験体 B の破壊状況(1):表面



写真 5.6(2)-2 試験体 B の破壊状況(2):表面の上端加圧部



写真 5.6(2)-2 試験体 B の破壊状況(3):表面の下端加圧部

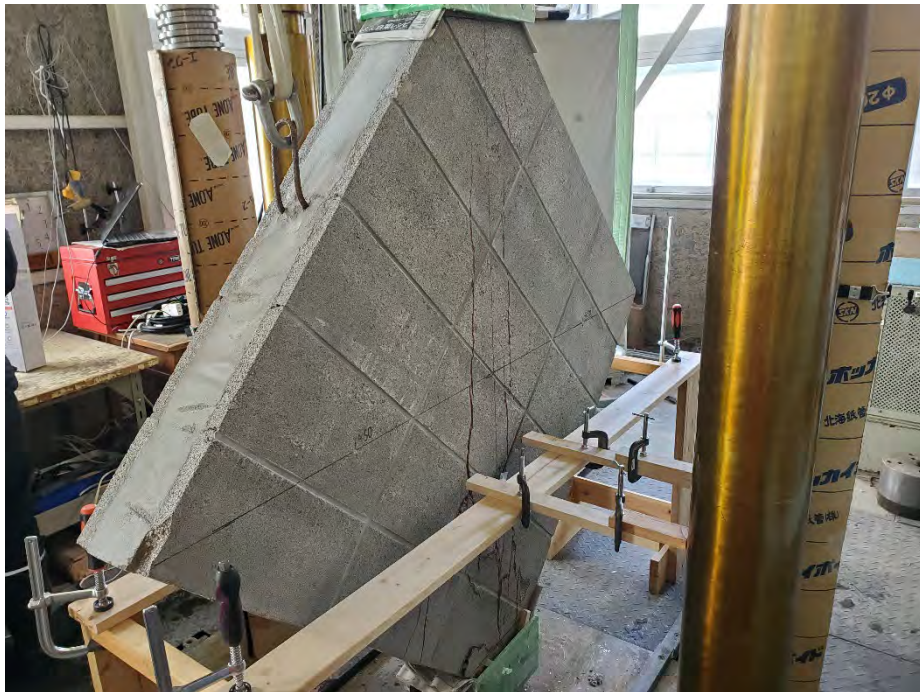


写真 5.6(2)-2 試験体 B の破壊状況(4):裏面



写真 5.6(2)-2 試験体 B の破壊状況(5):裏面の上端加圧部



写真 5.6(2)-2 試験体 B の破壊状況(6):裏面の下端加圧部

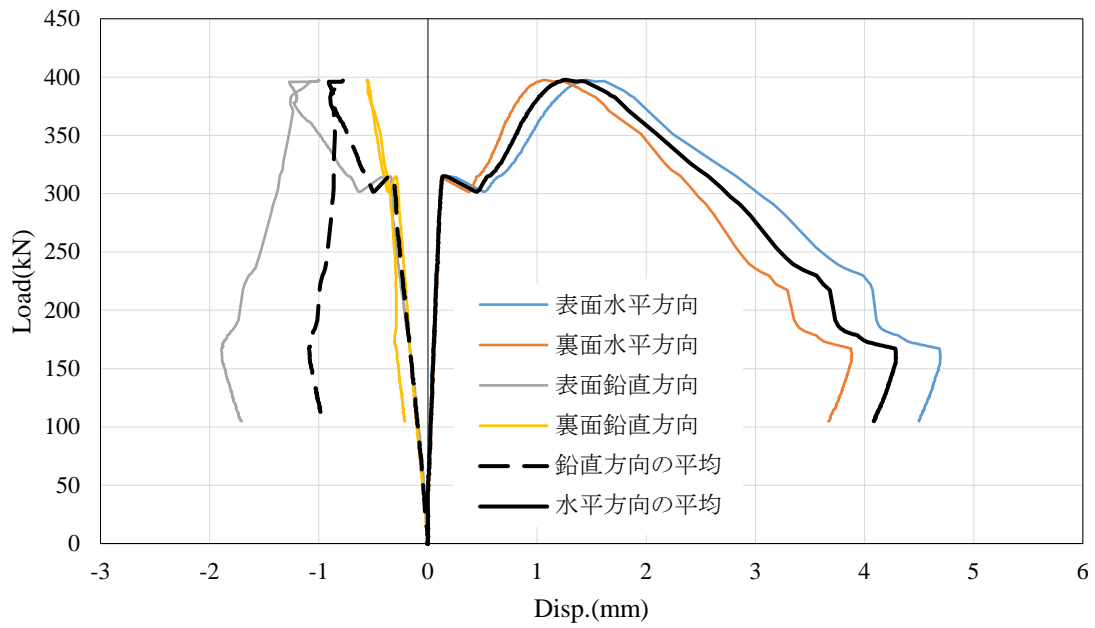


図 5.6(2)-1 試験体 B の荷重－変形曲線

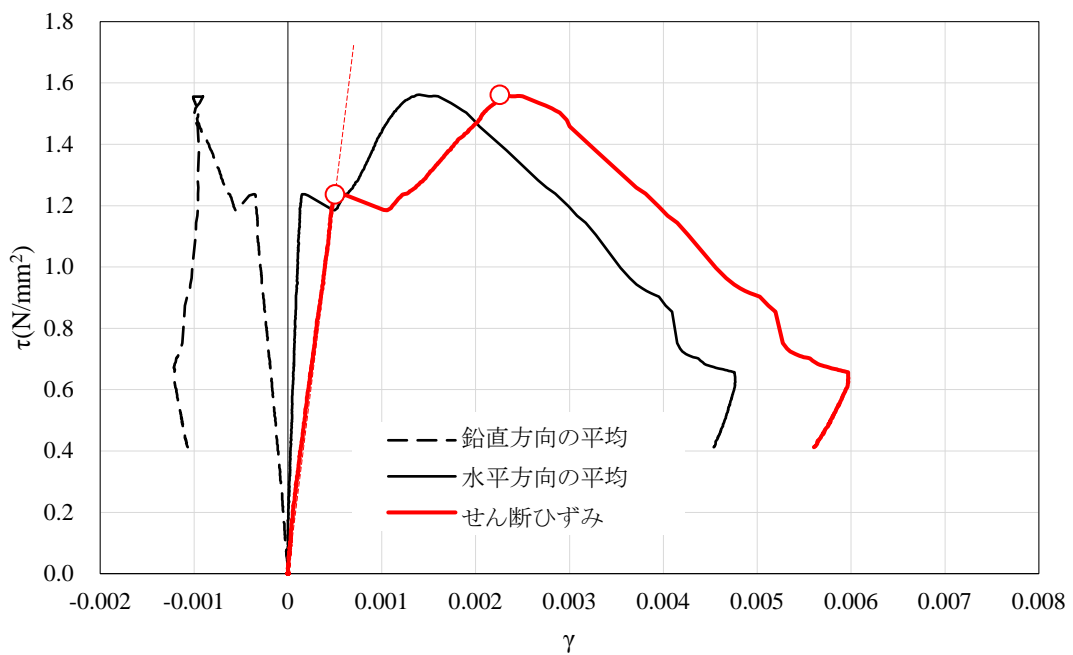


図 5.6(2)-1 試験体 B のせん断応力度 τ －せん断ひずみ度 γ 曲線

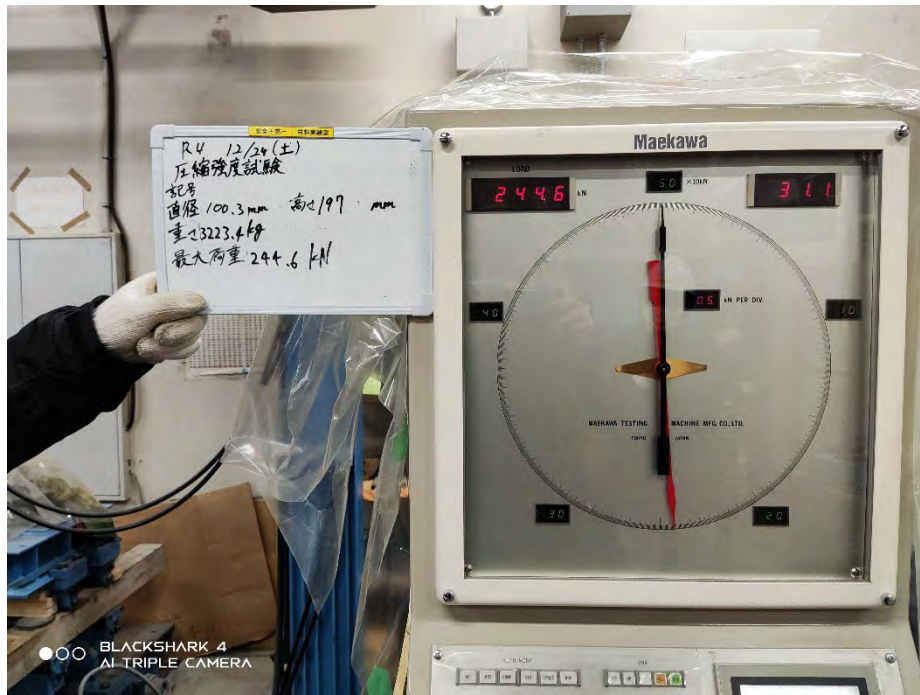


写真 5.6(3)-3 モルタル供試体の圧縮試験(1)

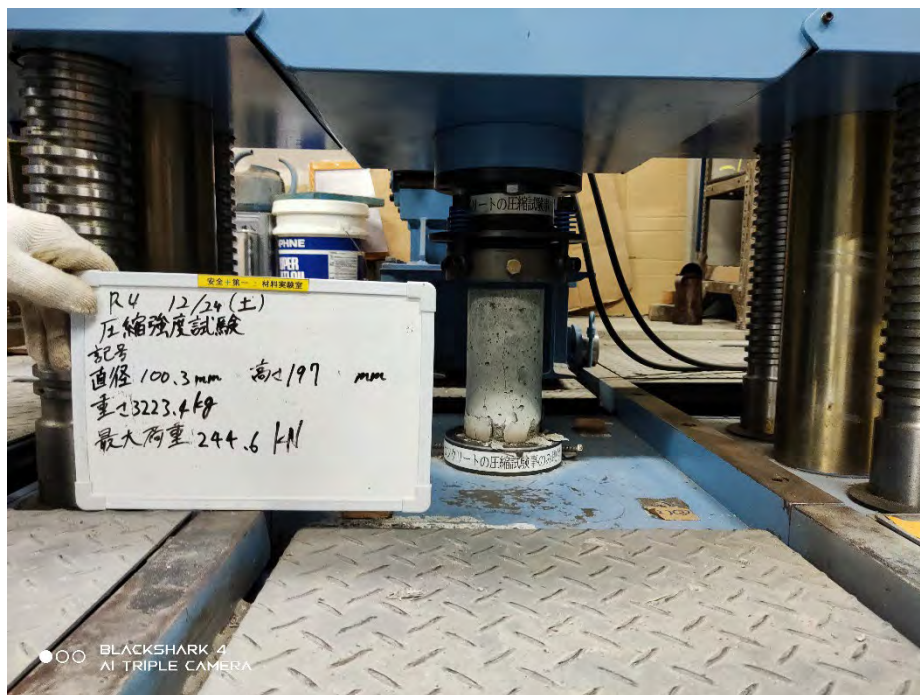


写真 5.6(3)-3 モルタル供試体の圧縮試験(2)

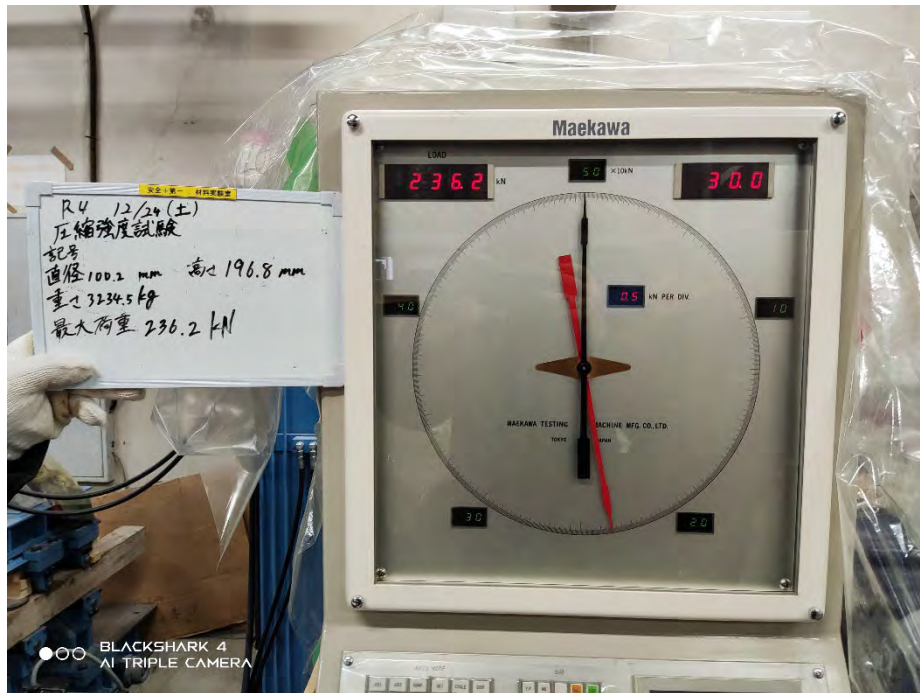


写真 5.6(3)-3 モルタル供試体の圧縮試験(3)

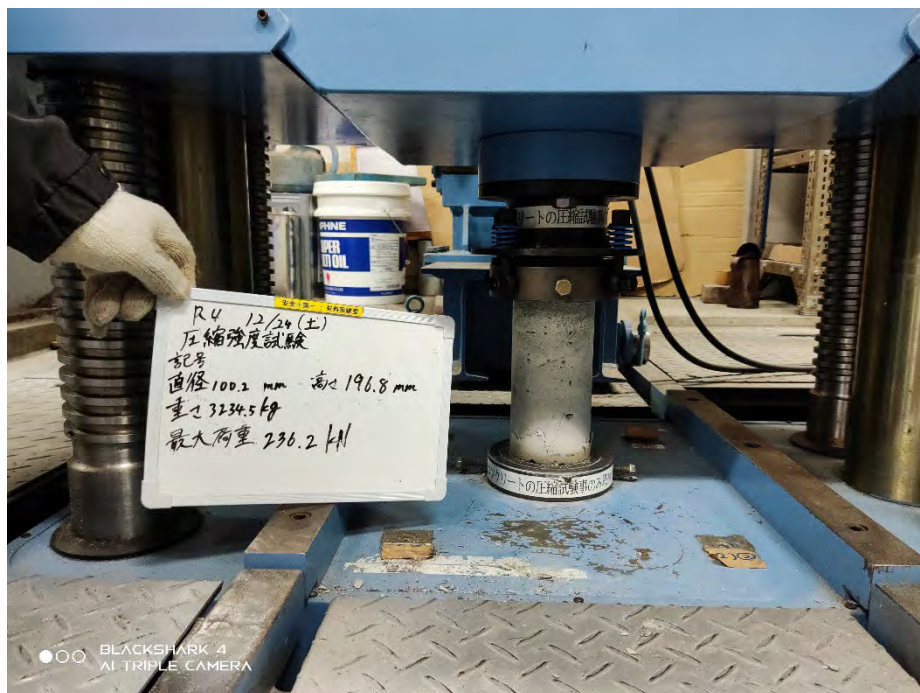


写真 5.6(3)-3 モルタル供試体の圧縮試験(4)

(植松武是)

5.7 新 CB 造構法の開発に向けたあと施工アンカーの耐力の検討

(1) 本協会が提案する設計法に基づく試験体の仕様及び実験計画の検討

既往の共同研究成果，及び今後の展開を踏まえ，提案した実験計画を図 5.7(1)-1 に示す。あと施工アンカーを打ち込むコンクリートの設計強度 F_c は 21N/mm^2 ，あと施工アンカー鉄筋は D10 と D13 の 2 種類である。鉄筋径の 13 倍の有効埋め込み長さ l_e を基準とし，それぞれの鉄筋において有効埋め込み長さ l_e を 2 割増した場合と 2 割減らした場合について実験を行うこととし，実現の可能性と余裕度の確認を行う。また，基礎補強鉄筋によってコンクリートの割裂が抑止されて引抜抵抗が増すことの影響を確認するため，鉄筋にて補強した基礎も準備する提案とした。なお，接着系のあと施工アンカーを活用することとしたが，今回使用する接着剤は，細径の D10 や D13 に対する性能データおよび実用実績が無いため，当該接着系あと施工アンカーの基本性能を確認するための引抜実験も計画・提案した（図 5.7(1)-2）。

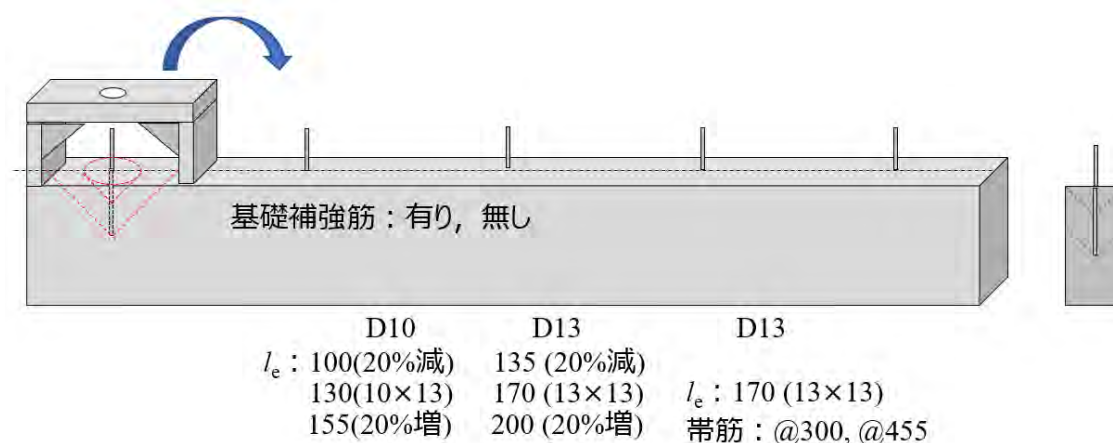


図 5.7(1)-1 住宅の基礎へのあと施工アンカーの適用を図るための基礎実験の概案

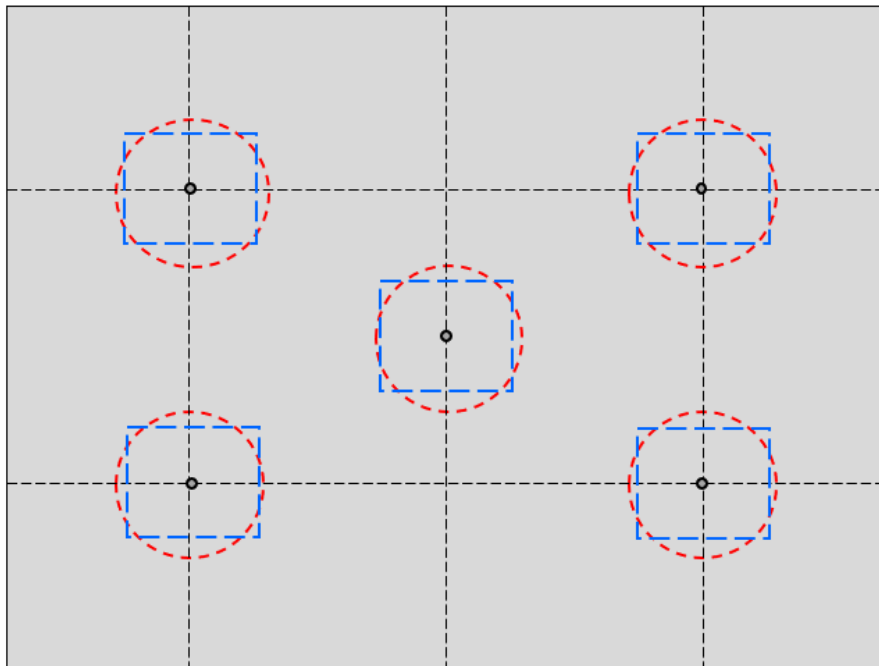


図 5.7(1)-2 接着系あと施工アンカーの基本性能を確認するための基礎実験の概案

(2) 実験の準備

前述の「(1)」に基づいて準備した試験体図を図 5.7(2)-1～5.7(2)-5 に示す。また、各試験体の制作状況を写真 5.7(2)-1 に示す。なお、寒地施工に配慮し、呼び強度は 24N/mm² となった。

D10=12.5φ	埋込深 100mm	3セット	D13=16φ	埋込深 135mm	2セット
D10=12.5φ	埋込深 130mm	2セット	D13=16φ	埋込深 170mm	2セット
D10=12.5φ	埋込深 155mm	2セット	D13=16φ	埋込深 200mm	2セット

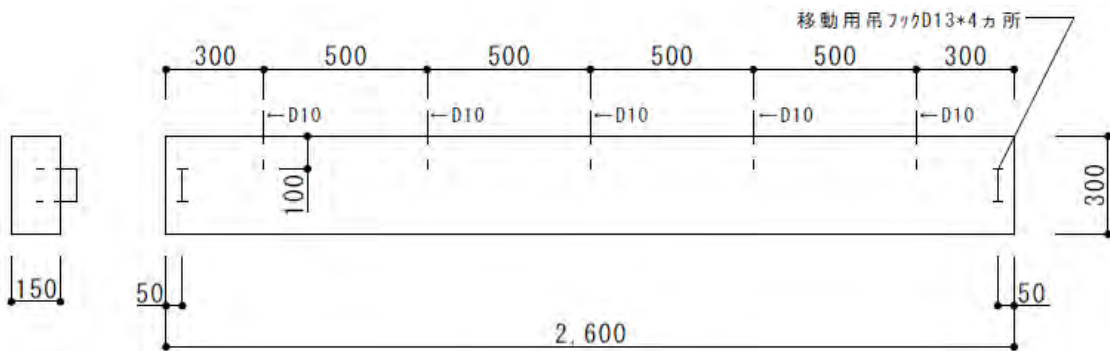


図 5.7(2)-1 無筋試験体：13 セット

D13=16φ 埋込深 170mm

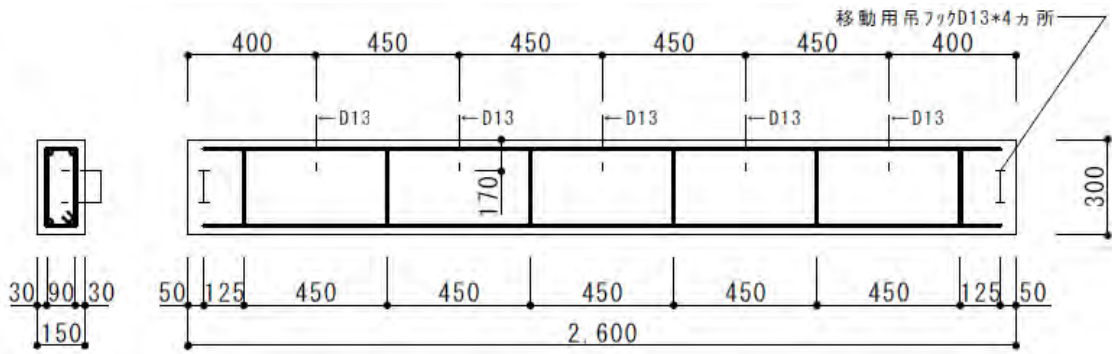


図 5.7(2)-2 補強鉄筋有り試験体：帯筋間隔 450mm, 2セット

D13=16φ 埋込深 170mm

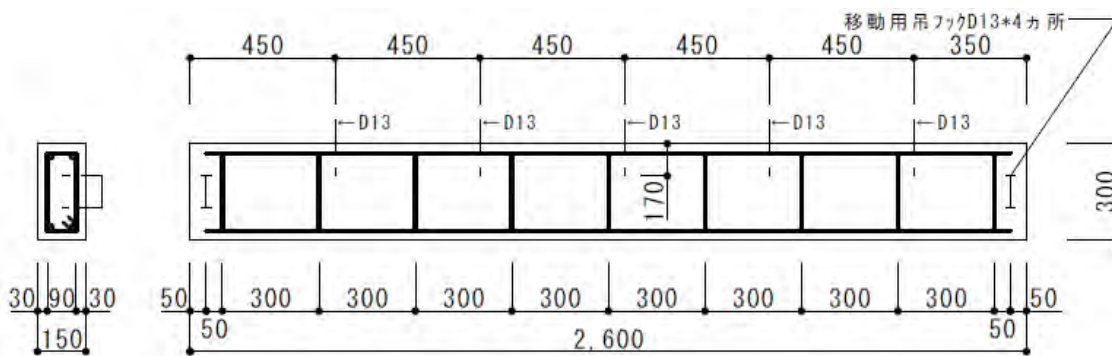
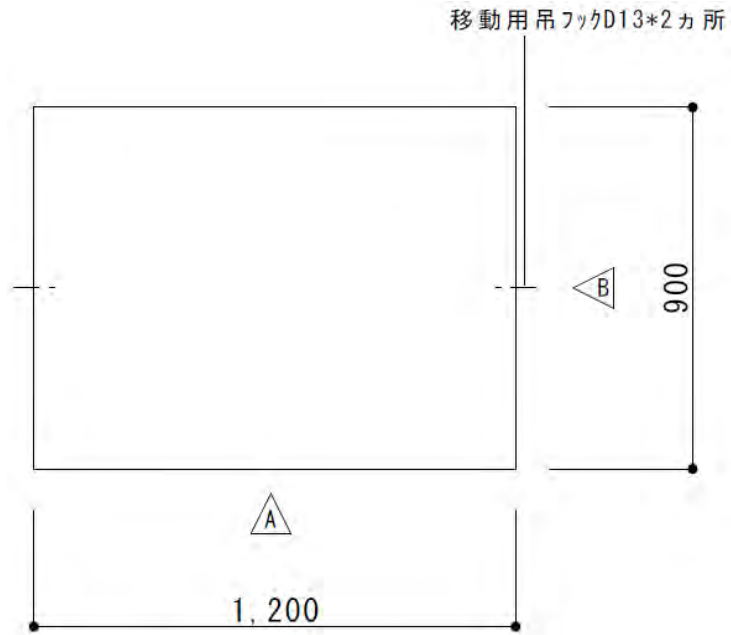
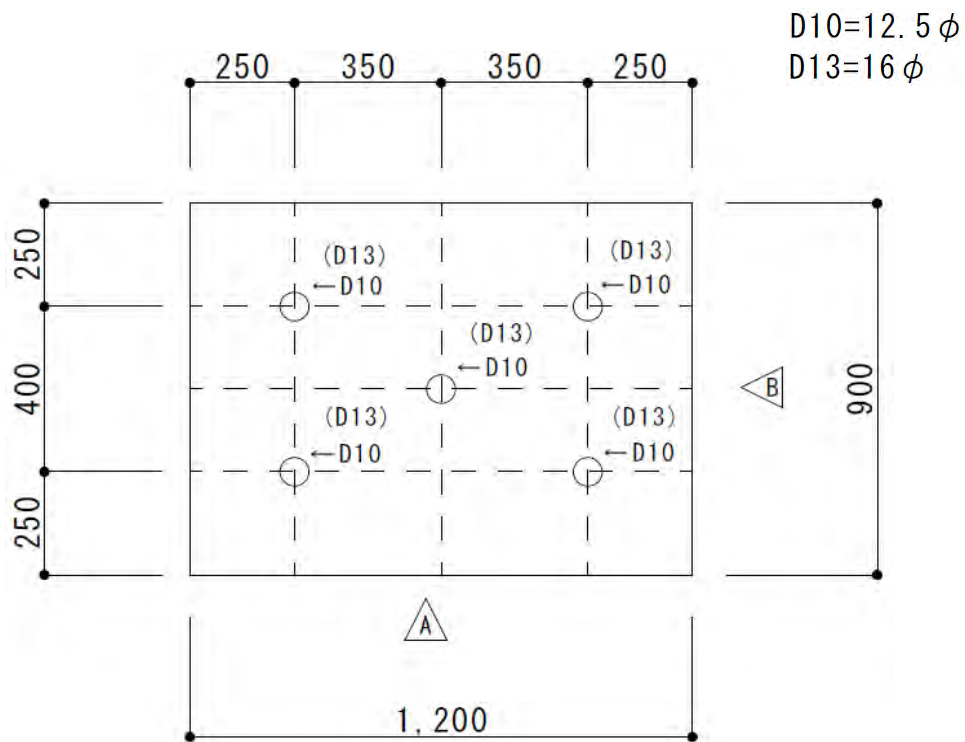


図 5.7(2)-3 補強鉄筋有り試験体：帯筋間隔 300mm, 2セット

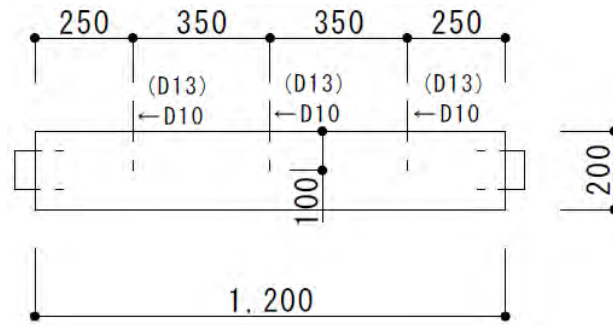


(a) 平面図

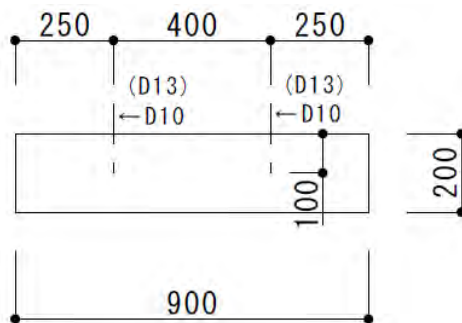


(b) アンカーピッチ

図 5.7(2)-4 接着系あと施工アンカーの基本性能確認用試験体 (1/2)



(c) A 展開図



(d) B 展開図

図 5.7(2)-4 接着系あと施工アンカーの基本性能確認用試験体 (2/2)

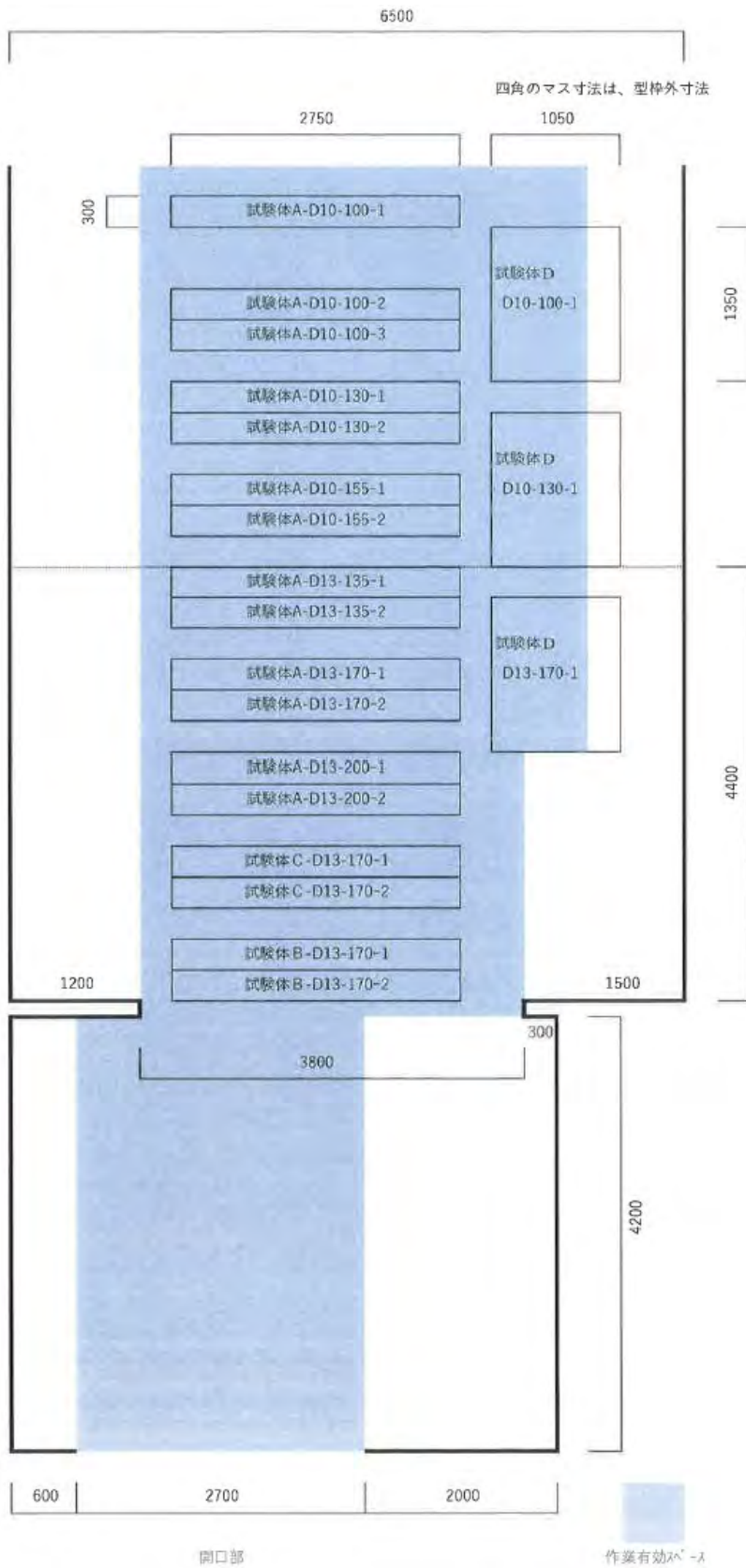


図 5.7(2)-5 試験体設置場所のレイアウト



(a) 試験体設置場所



(b) 型枠の搬入



(c) 試験体のナンバリング



(d) 試験体 B(1)



(e) 試験体 B(2)



(f) 試験体 B : アンカーのピッチ

写真 5.7(2)-1 接着系あと施工アンカーの基本性能確認用試験体 (1/5)



(g) 試験体設置場所



(h) 型枠の搬入



(i) 試験体のナンバリング



(j) 試験体 B(1)



(k) 試験体 B(2)



(l) 試験体 B : アンカーのピッチ

写真 5.7(2)-1 接着系あと施工アンカーの基本性能確認用試験体 (2/5)



(m) アンカー筋の縦穴位置



(n) 型枠のレベル出し



(o) 採暖シートによる養生(1)



(p) 採暖シートによる養生(2)



(q) 採暖設備(1)



(r) 採暖設備(2)

写真 5.7(2)-1 接着系あと施工アンカーの基本性能確認用試験体 (3/5)



(s) 生コン圧送



(t) 生コン品質管理



(u) 生コンの打設



(v) 天端の均し



(w) 試験体 C の補強鉄筋(1)



(x) 試験体 C の補強鉄筋(2)

写真 5.7(2)-1 接着系あと施工アンカーの基本性能確認用試験体 (4/5)



(y) 試験体 D(1)



(z) 試験体 D(2)



(aa) 試験体のセッティング完了時

写真 5.7(2)-1 接着系あと施工アンカーの基本性能確認用試験体 (5.7)

(3) 穿孔試験

細系の D10 及び D13 に対する施工実績のない接着系あと施工アンカーの施工に先立ち、穿孔試験を実施した。普通コンクリートに対して直径を 22mm (アンカー直径+2mm)・埋め込み長さを 150mm とする先穴を空け、M20 全ねじをあと施工した接着剤メーカーによる引抜試験では 133~137kN の最大応力が発現している。これを参照し、D10 に対する穿孔穴のドリル直径を 12.5mm (アンカー直径+2.5mm)、D13 に対する穿孔穴のドリル直径は 15.0mm (アンカー直径+2mm) とし、既設の鉄筋コンクリート (設計基準強度: 40N/mm²) に対する穿孔試験を実施した。使用したドリルと振動ドリルをそれぞれ写真 5.7(3)-1、写真 5.7(3)-2 に示す。穿孔試験状況は写真 5.7(3)-3 に示すとおりであり、5 か所以上の試し穿孔を行い、コンクリートに亀裂などが生じることなく、1 か所の穿孔は 1 分程度で終了すること、また、所要の埋込長さで補強鉄筋を納めることができることを確認した。



写真 5.7(3)-1 あと施工アンカー用の穿孔に使用したビット



写真 5.7(3)-2 あと施工アンカー用の穿孔に使用した振動ドリル



(a) 穿孔前



(b) 穿孔作業の状況

写真 5.7(3)-3 穿孔試験状況(1/3)



(c) 先穴



(d) 鉄筋の墨出し

写真 5.7(3)-3 穿孔試験状況(2/3)



(e) 鉄筋の挿入



(f) 鉄筋の挿入完了時

写真 5.7(3)-3 穿孔試験状況(3/3)

(4) 接着系あと施工アンカーの施工と引抜試験

先穴の直径は前項の(3)と同様とし、埋め込み長さは、D10の場合は100mmと155mm、D13の場合は135mmと200mmのそれぞれ2種類・各6本として接着系あと施工アンカーの施工と引抜試験を実施した。使用した接着剤、鉄筋等の各種条件は次のとおりである。

- 接着剤 : エポキシ樹脂
(「EP550 (400ml カートリッジ)」, セメダイン株式会社)
- あと施工鉄筋 : SD345 (写真 5.7(4)-1)
※規格値 : 降伏点 345~440N/mm², 引張強さ 490 N/mm² 以上
- コンクリート躯体 : 普通コンクリート, $F_c=40\text{N/mm}^2$
- 施工時の外気温 : 約 10 度 (気象庁 : 8.5~10.1°C),
- 引抜試験実施日 : 施工後, 5 日・6 日
- 引抜試験時の外気温 : 施工 5 日後 - 気象庁 4.5~6.0°C
施工 6 日後 - 気象庁 -0.5~9.7°C
- 試験体名 : D10・埋込長さ 100mm 6 体 ⇒ D10-100-1~D10-100-6
D10・埋込長さ 150mm 6 体 ⇒ D10-155-1~D10-155-6
D13・埋込長さ 135mm 6 体 ⇒ D13-135-1~D13-135-6
D13・埋込長さ 120mm 6 体 ⇒ D13-200-1~D13-200-6



写真 5.7(4)-1 あと施工に使用した鉄筋

接着系あと施工アンカーの施工時及び施工完了時の状況を写真 5.7(4)-2 に示す。穿孔後、ブロー・ブラシで清掃し、2 液が混合することを確認できるまで接着剤を押し出し後に、接着剤を先穴へ注入し、鉄筋を挿入した。

引抜試験の実施状況を写真 5.7(4)-3 に示す。加力に際しては押側最大出力 200kN・ストローク 100mm のセンターホールシリンダ（「DC2-100」, 理研機器株式会社製）を使用し、荷重は定格容量 200kN・定格出力 2mV/V（4,000 μ ひずみ）のロードセル（「LUK-A-200kN」, 株式会社共和電業製）、鉄筋頂部とシリンダの変位は定格容量 100mm・定格出力 5mV/V（10,000 μ ひずみ）のひずみ変換型変位計（「DTH-A-100」, 株式会社共和電業製）にて計測を試みた。測定データは、データロガー（「UCAM-20PC」, 株式会社共和電業製）を介して 64bit のノートパソコン（「DESKTOP-FSCF742」, TSUKUMO 製）のハードディスクに収録した。加力は、いずれかの計測変位が概ね 100mm に達した時点で終了した。

各鉄筋の引抜試験実施前後の状況を写真 5.7(4)-4 に示す。ほとんどが表層破壊が生じて耐力低下に至った。各試験体の実測生データは図 5.7(4)-1 に示すとおりであった。



(a) あと施工アンカー施工時の外気温



(b) 先穴の清掃作業



(c) 2液式の接着剤とカートリッジ



(d) 2液混合の確認



(e) D10-100-1



(f) D10-100-2

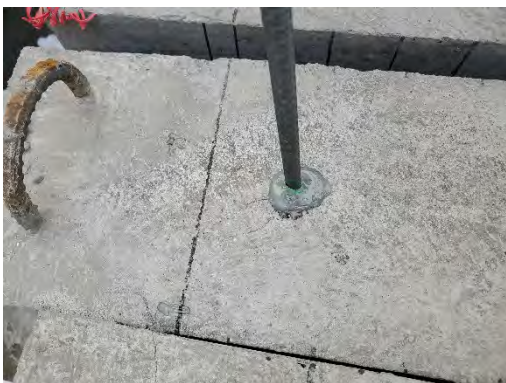
写真 5.7(4)-2 接着系あと施工アンカーの施工状況 (1/5)



(g) D10-100-3



(h) D10-100-4



(i) D10-100-5



(j) D10-100-6



(k) D10-155-1



(l) D10-155-2

写真 5.7(4)-2 接着系あと施工アンカーの施工状況 (2/5)



(m) D10-155-3



(n) D10-155-4



(o) D10-155-5



(p) D10-155-6



(q) D13-135-1



(r) D13-135-2

写真 5.7(4)-2 接着系あと施工アンカーの施工状況 (3/5)



(s) D13-135-3



(t) D13-135-4



(u) D13-135-5



(v) D13-135-6



(w) D13-200-1

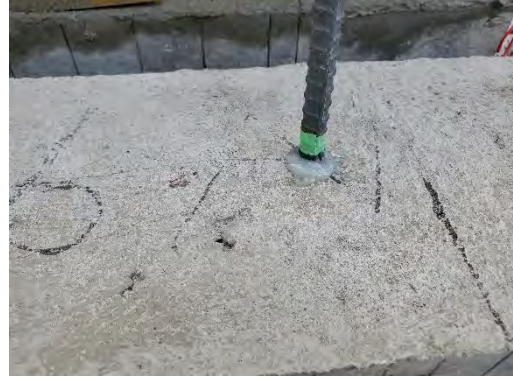


(x) D13-200-2

写真 5.7(4)-2 接着系あと施工アンカーの施工状況 (4/5)



(y) D13-200-3



(y) D13-200-4



(z) D13-200-5



(aa) D13-200-6

写真 5.7(4)-2 接着系あと施工アンカーの施工状況 (5/5)



写真 5.7(4)-3 鉄筋の引抜試験の実施状況



(a) D10-100-1 : 加力前



(b) D10-100-1 : 加力後



(c) D10-100-2 : 加力前



(d) D10-100-2 : 加力後



(e) D10-100-3 : 加力前



(f) D10-100-3 : 加力後

写真 5.7(4)-3 接着系あと施工アンカーの試験前後の状況 (1/8)



(g) D10-100-4 : 加力前



(h) D10-100-4 : 加力後



(i) D10-100-5 : 加力前



(j) D10-100-5 : 加力後



(k) D10-100-6 : 加力前



(l) D10-100-6 : 加力後

写真 5.7(4)-3 接着系あと施工アンカーの試験前後の状況 (2/8)



(m) D10-155-1 : 加力前



(n) D10-155-1 : 加力後



(o) D10-155-2 : 加力前



(p) D10-155-2 : 加力後



(q) D10-155-3 : 加力前



(r) D10-155-3 : 加力後

写真 5.7(4)-3 接着系あと施工アンカーの試験前後の状況 (3/8)



(s) D10-155-4 : 加力前



(t) D10-155-4 : 加力後



(u) D10-155-5 : 加力前



(v) D10-155-5 : 加力後



(w) D10-155-6 : 加力前



(x) D10-155-6 : 加力後

写真 5.7(4)-3 接着系あと施工アンカーの試験前後の状況 (4/8)



(y) D13-135-1 : 加力前



(z) D13-135-1 : 加力後



(aa) D13-135-2 : 加力前



(ab) D13-135-2 : 加力後



(ac) D13-135-3 : 加力前



(ad) D13-135-3 : 加力後

写真 5.7(4)-3 接着系あと施工アンカーの試験前後の状況 (5/8)



(ae) D13-135-4 : 加力前



(af) D13-135-4 : 加力後



(ag) D13-135-5 : 加力前



(ah) D13-135-5 : 加力後



(ai) D13-135-6 : 加力前



(aj) D13-135-6 : 加力後

写真 5.7(4)-3 接着系あと施工アンカーの試験前後の状況 (6/8)



(ak) D13-200-1 : 加力前



(al) D13-200-1 : 加力後



(am) D13-200-2 : 加力前



(an) D13-200-2 : 加力後



(ao) D13-200-3 : 加力前



(ap) D13-200-3 : 加力後

写真 5.7(4)-3 接着系あと施工アンカーの試験前後の状況 (7/8)



(aq) D13-200-4 : 加力前



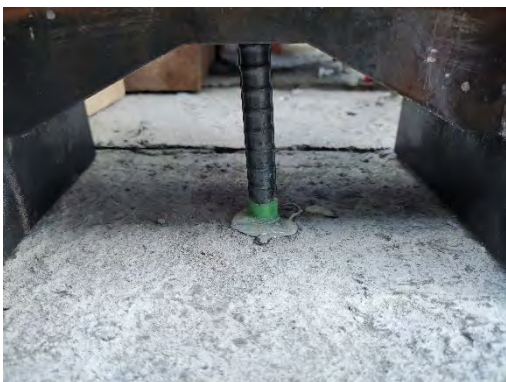
(ar) D13-200-4 : 加力後



(as) D13-200-5 : 加力前



(at) D13-200-5 : 加力後

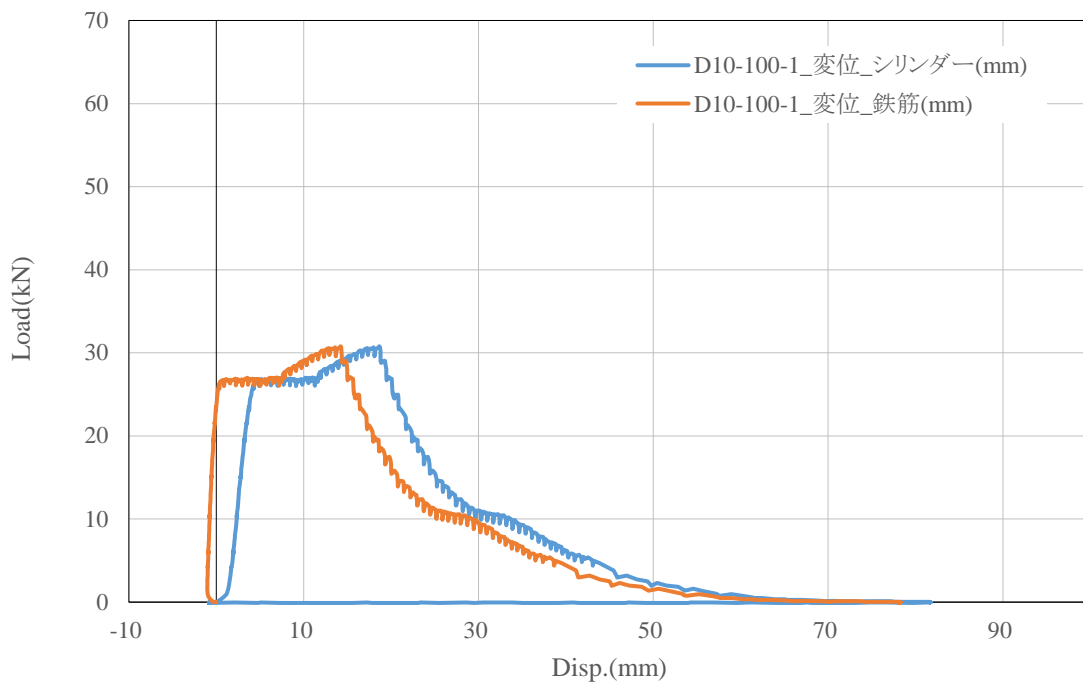


(au) D13-200-6 : 加力前

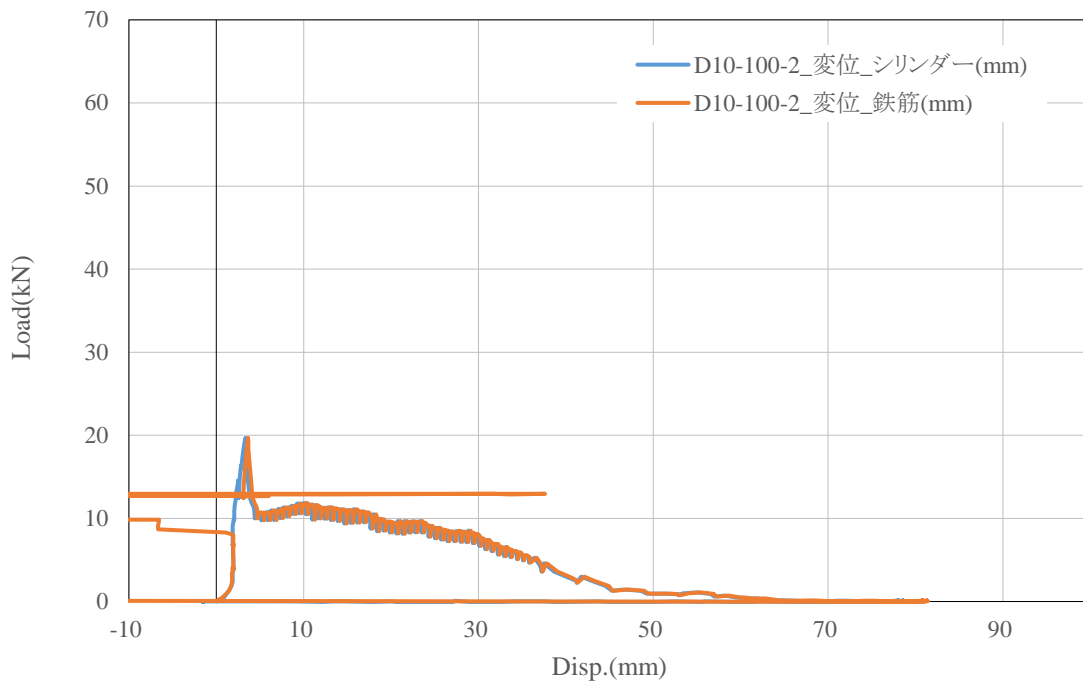


(av) D13-200-6 : 加力後

写真 5.7(4)-3 接着系あと施工アンカーの試験前後の状況 (8/8)

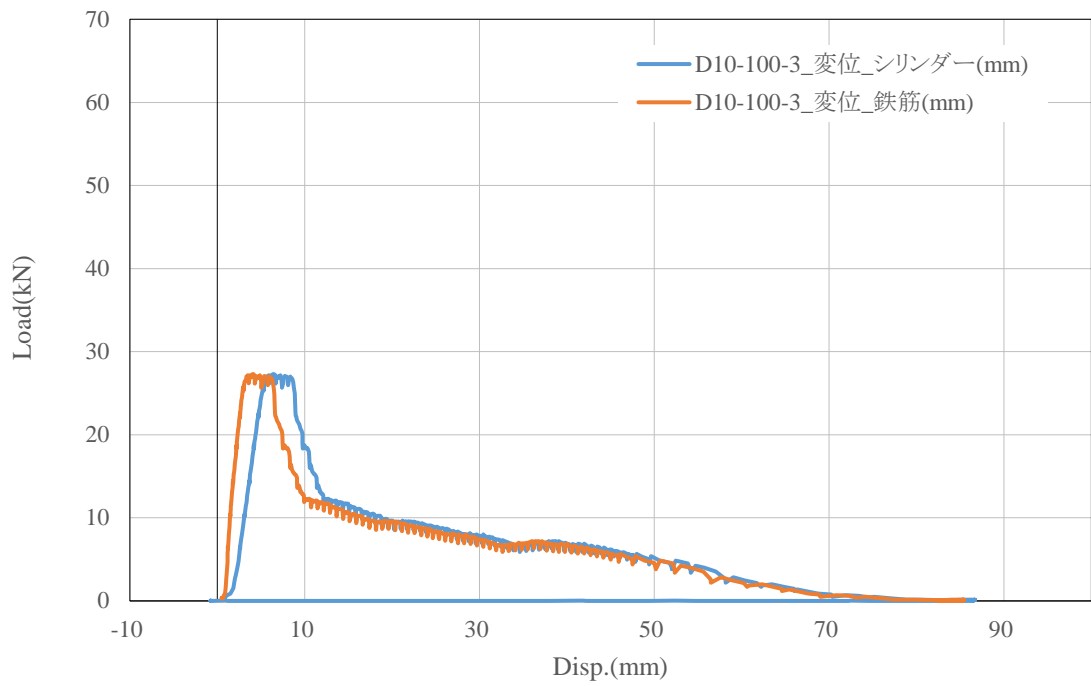


(a) D10-100-1

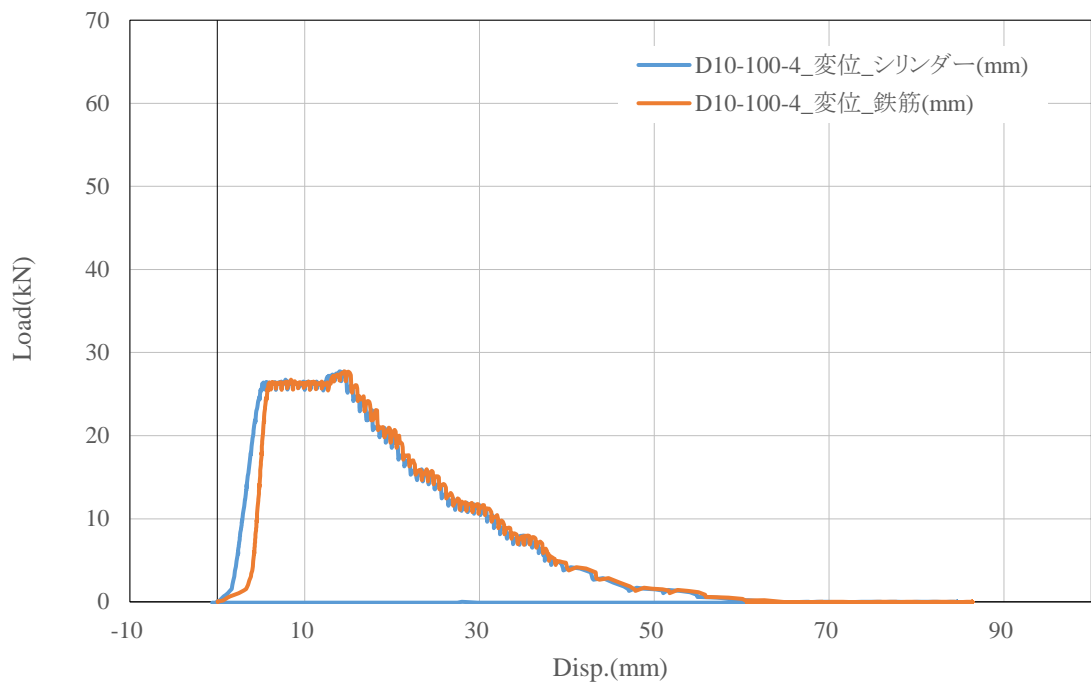


(b) D10-100-2

図 5.7(4)-1 各試験体の実験実測値 (1/12)

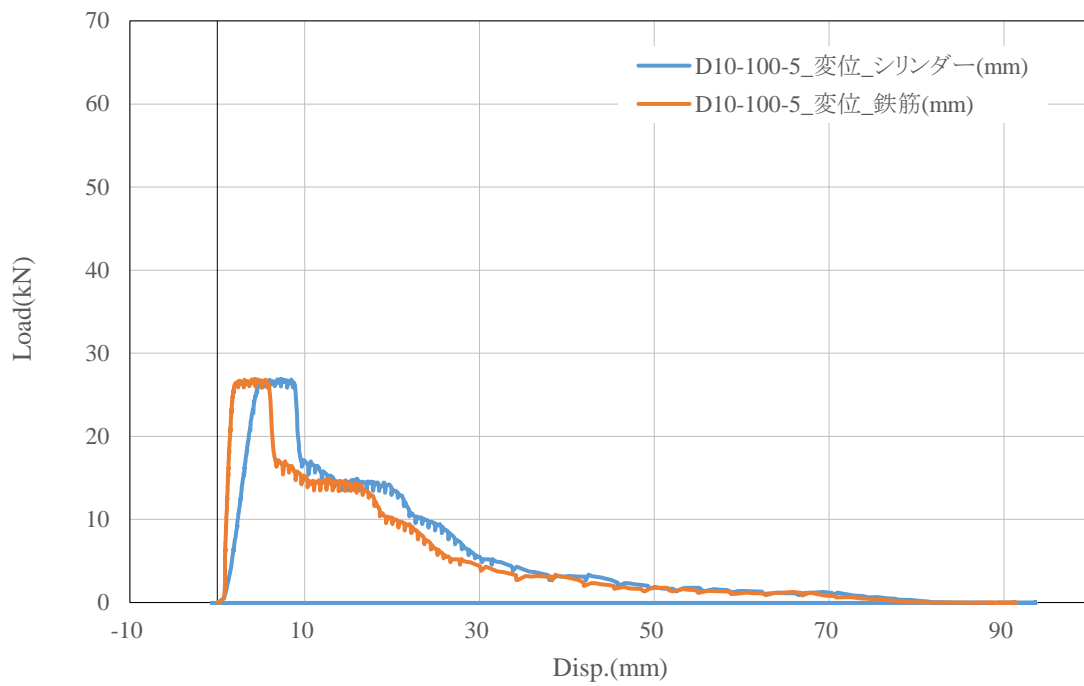


(c) D10-100-3

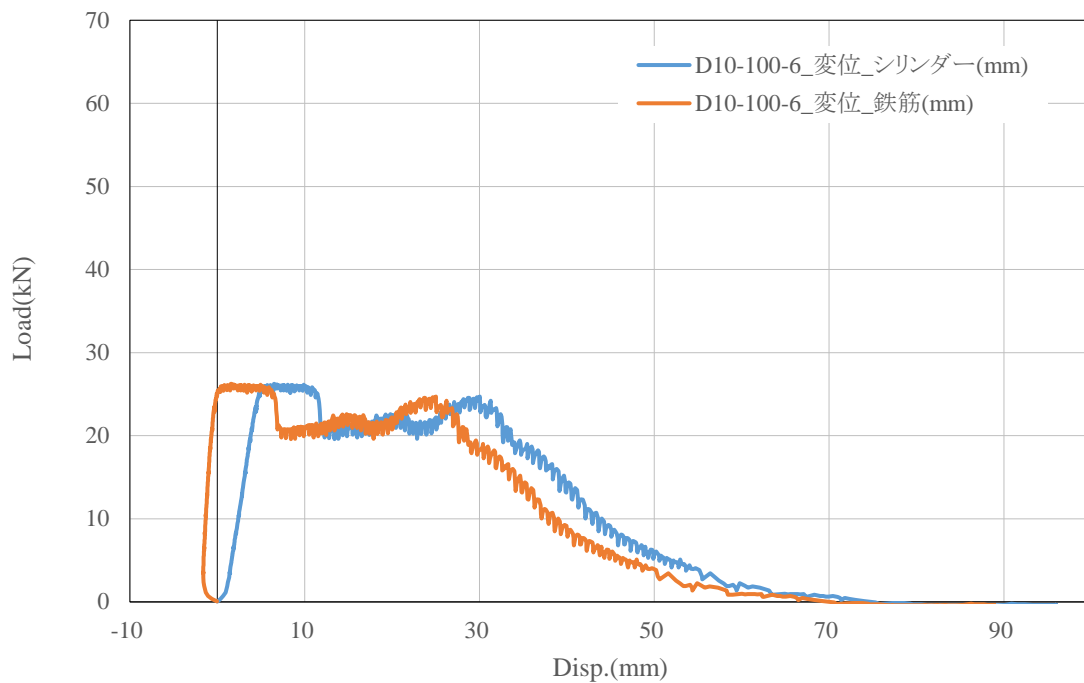


(d) D10-100-4

図 5.7(4)-1 各試験体の実験実測値 (2/12)

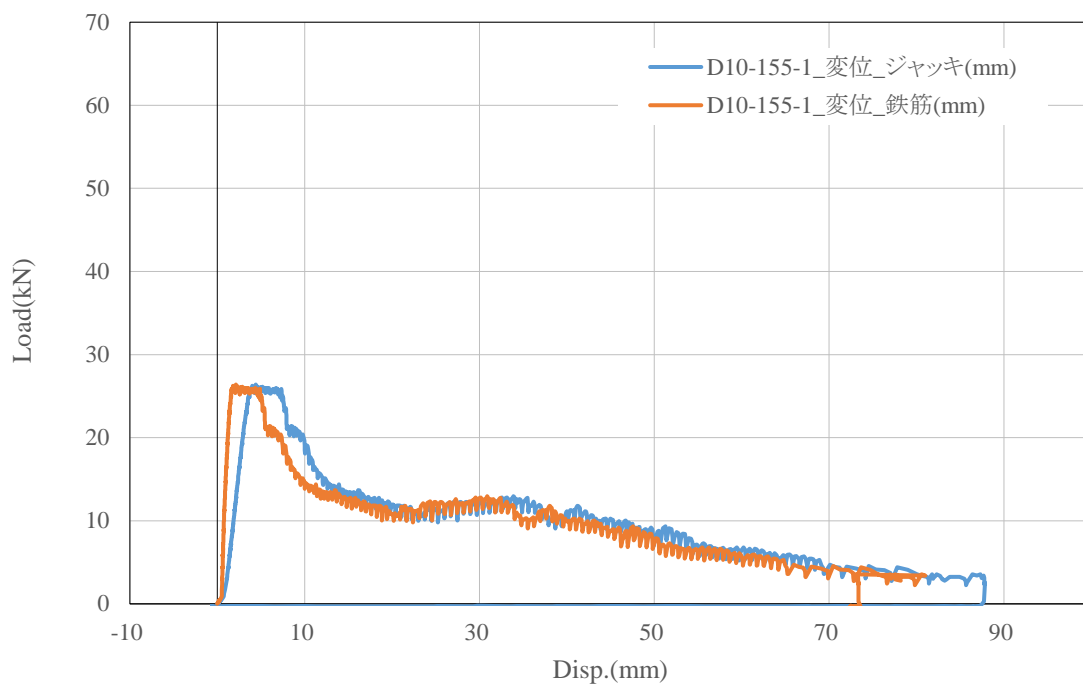


(e) D10-100-5

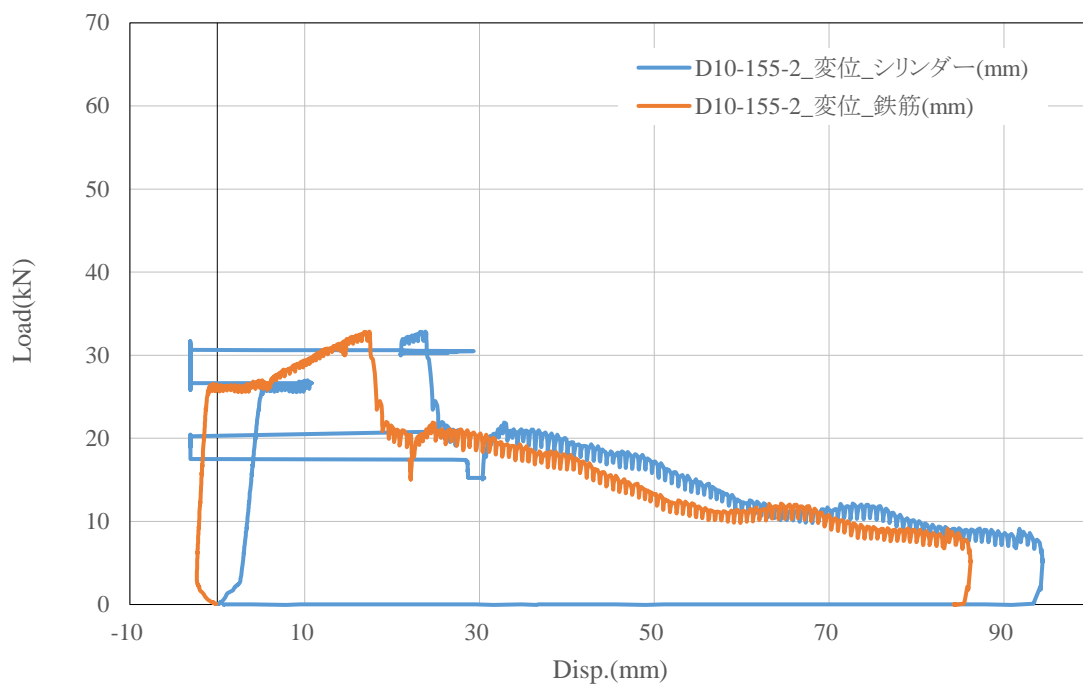


(f) D10-100-6

図 5.7(4)-1 各試験体の実験実測値 (3/12)

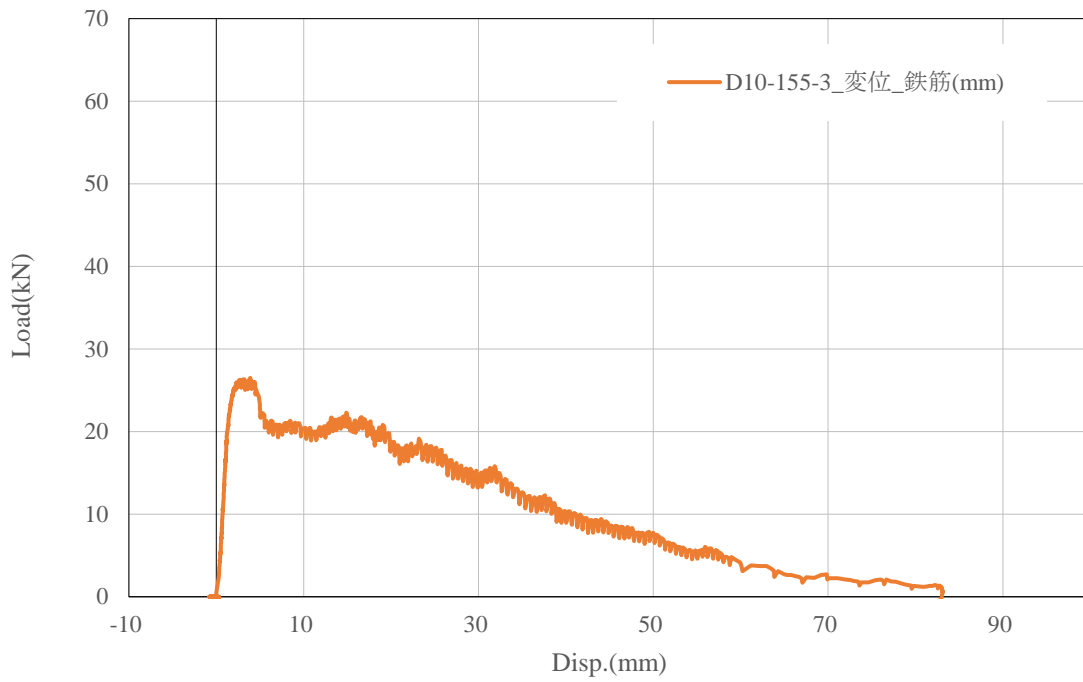


(g) D10-155-1

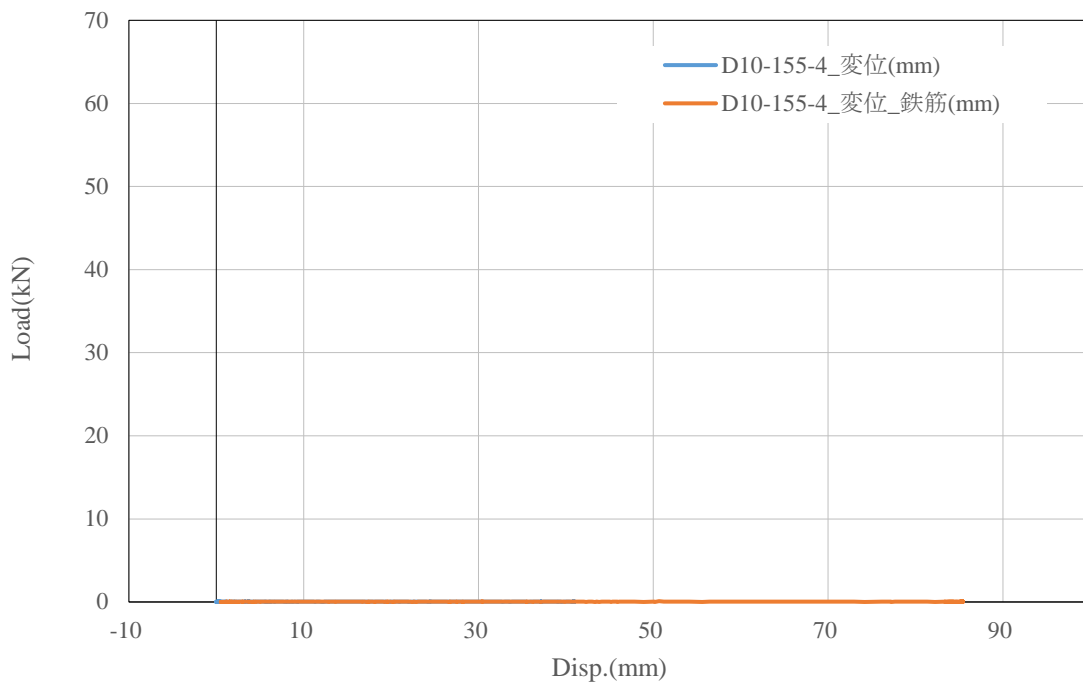


(h) D10-155-2

図 5.7(4)-1 各試験体の実験実測値 (4/12)

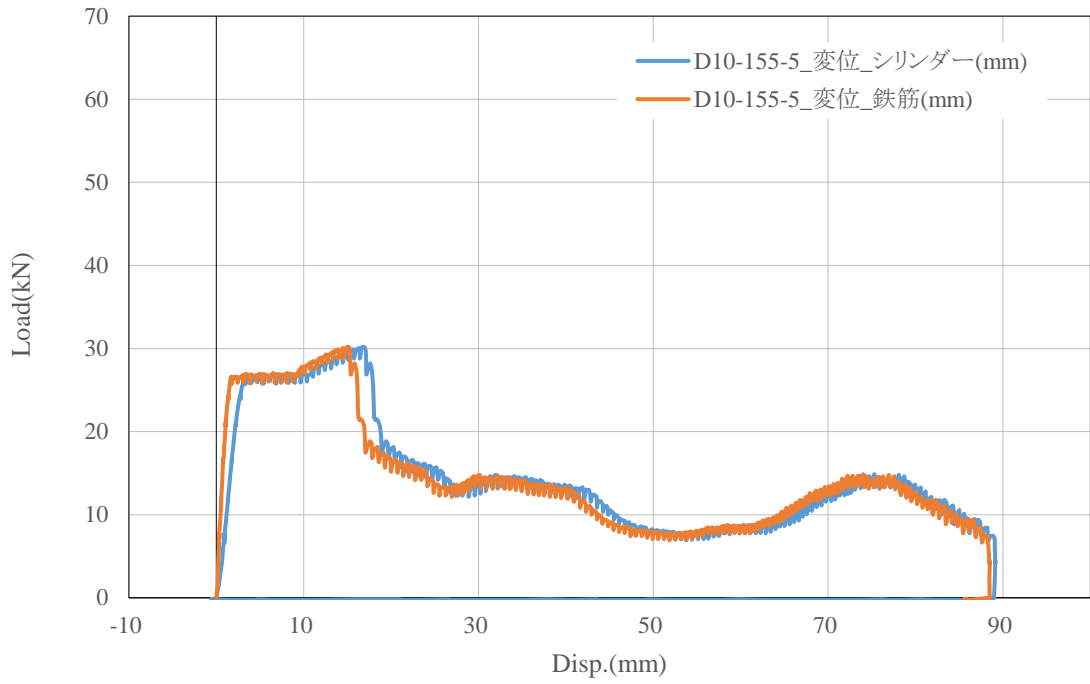


(i) D10-155-3 : シリンダ変位は接触不良

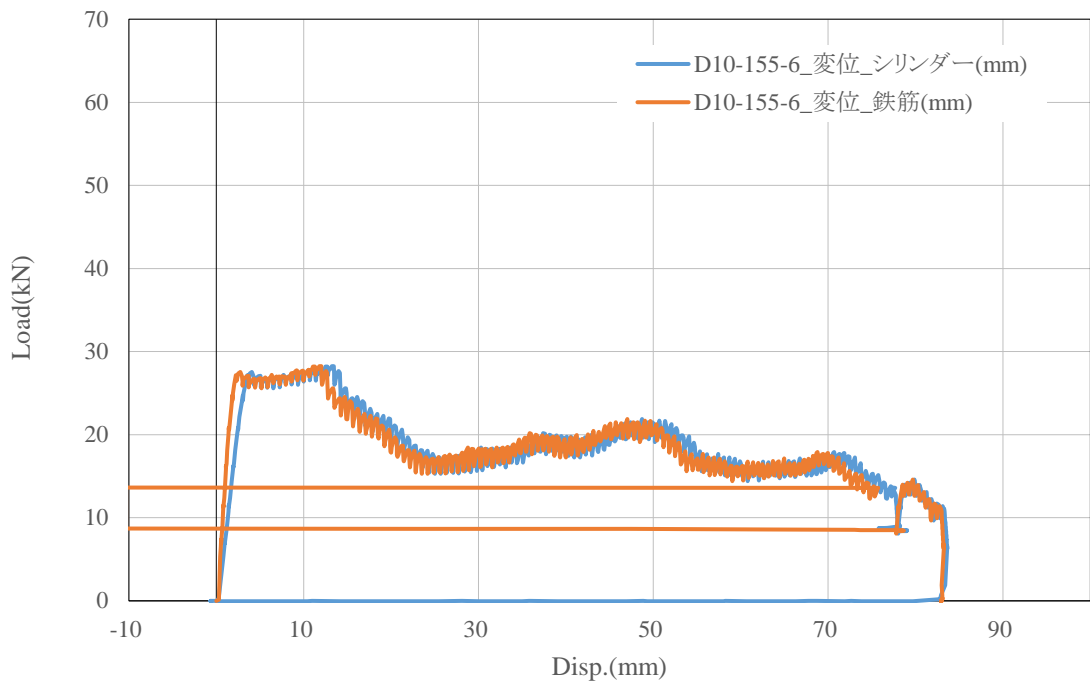


(j) D10-155-4 : 接触不良

図 5.7(4)-1 各試験体の実験実測値 (5/12)

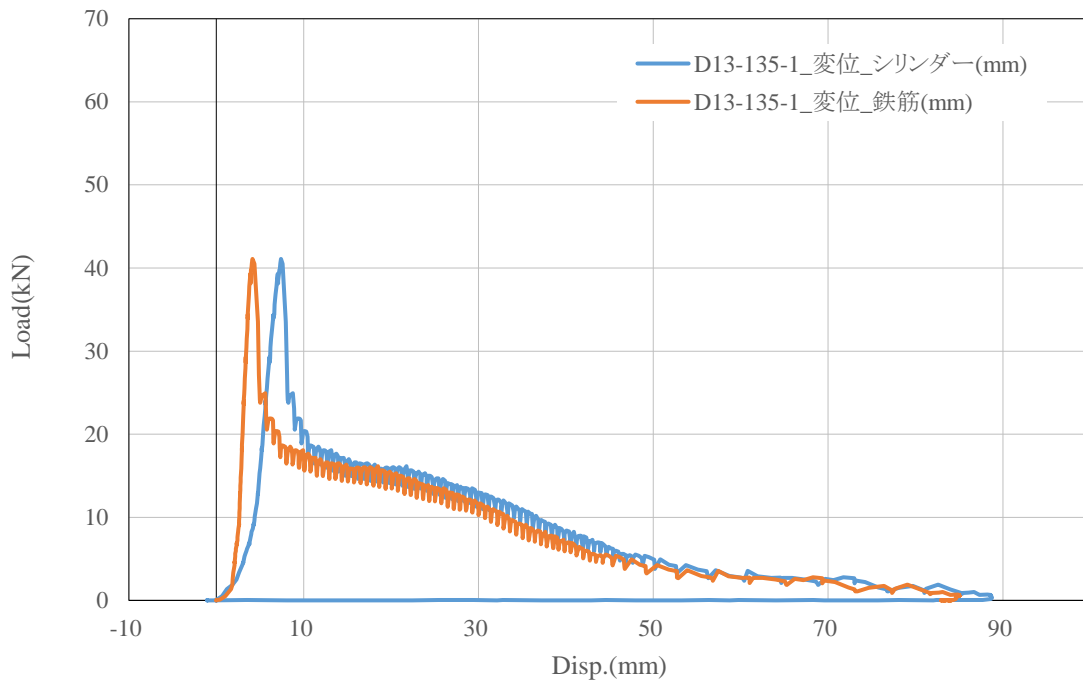


(k) D10-155-5

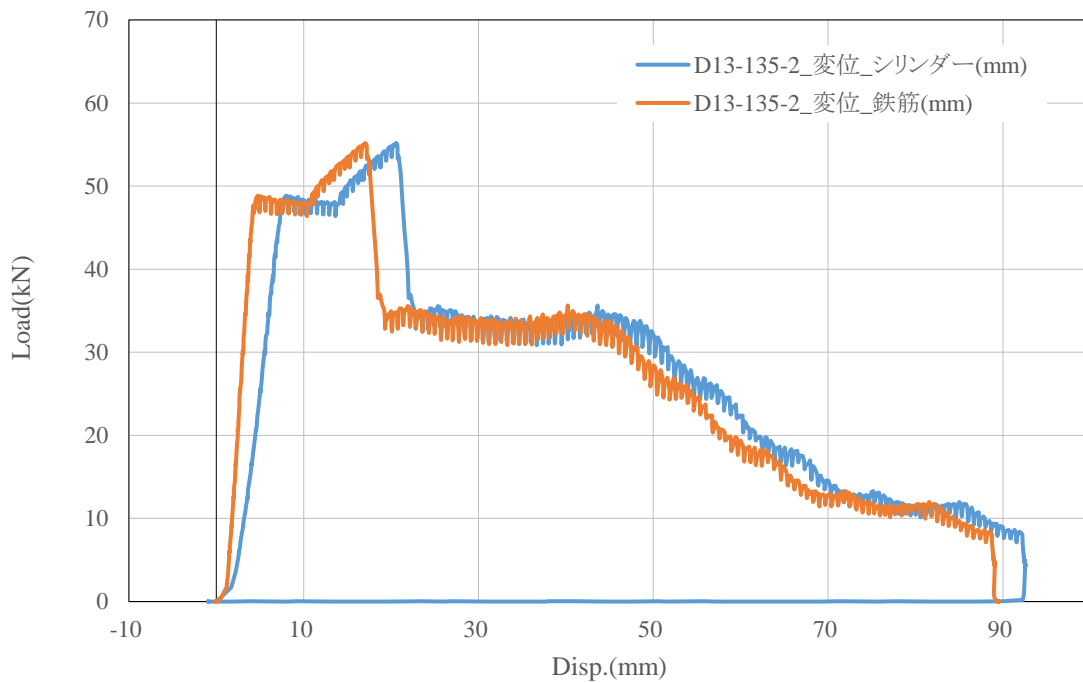


(l) D10-155-6

図 5.7(4)-1 各試験体の実験実測値 (6/12)

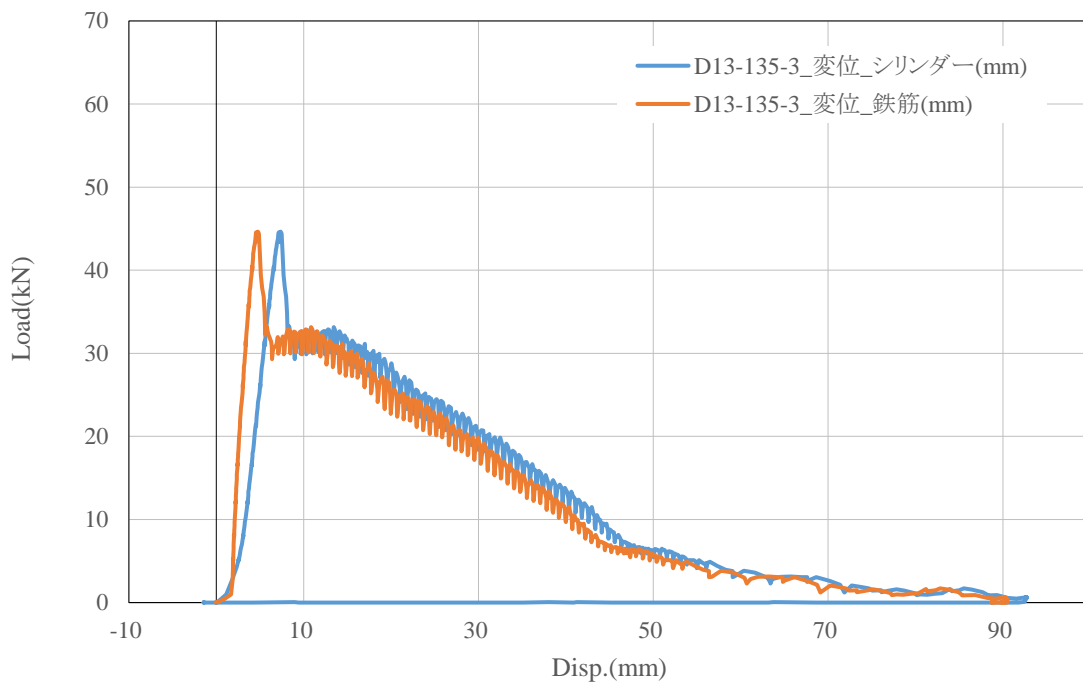


(m) D13-135-1

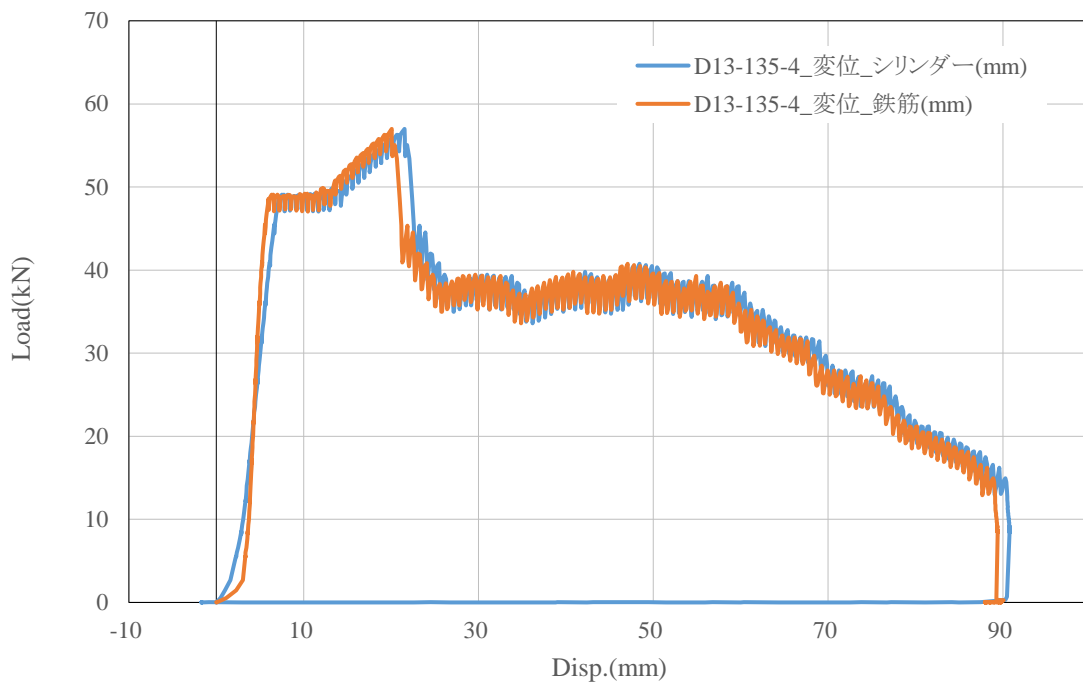


(n) D13-135-2

図 5.7(4)-1 各試験体の実験実測値 (7/12)

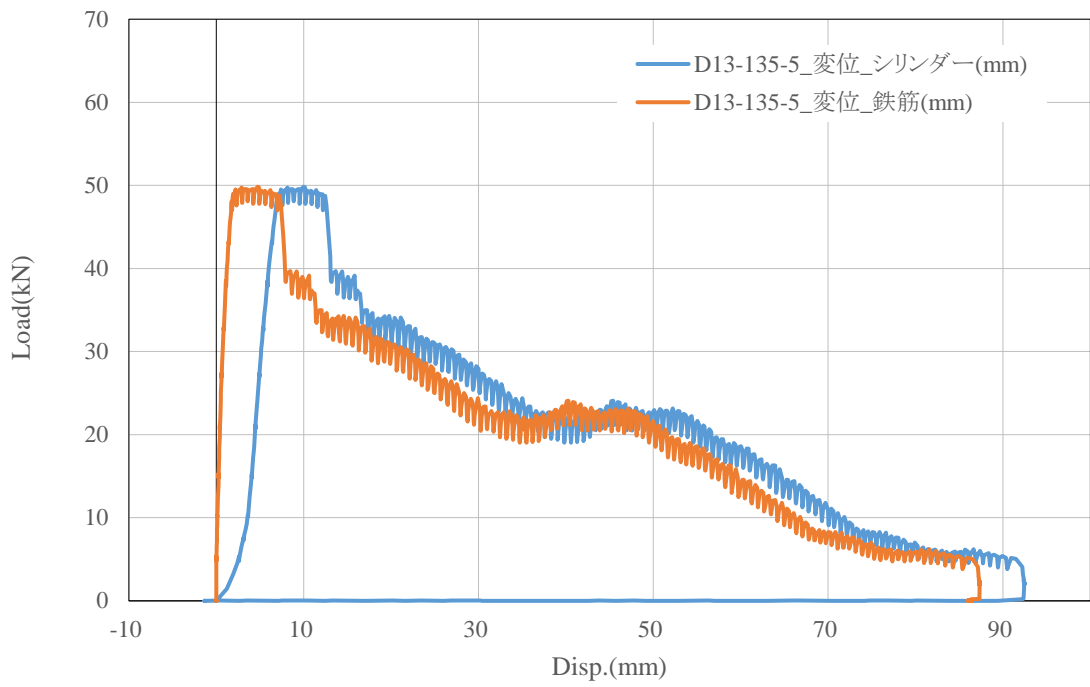


(o) D13-135-3

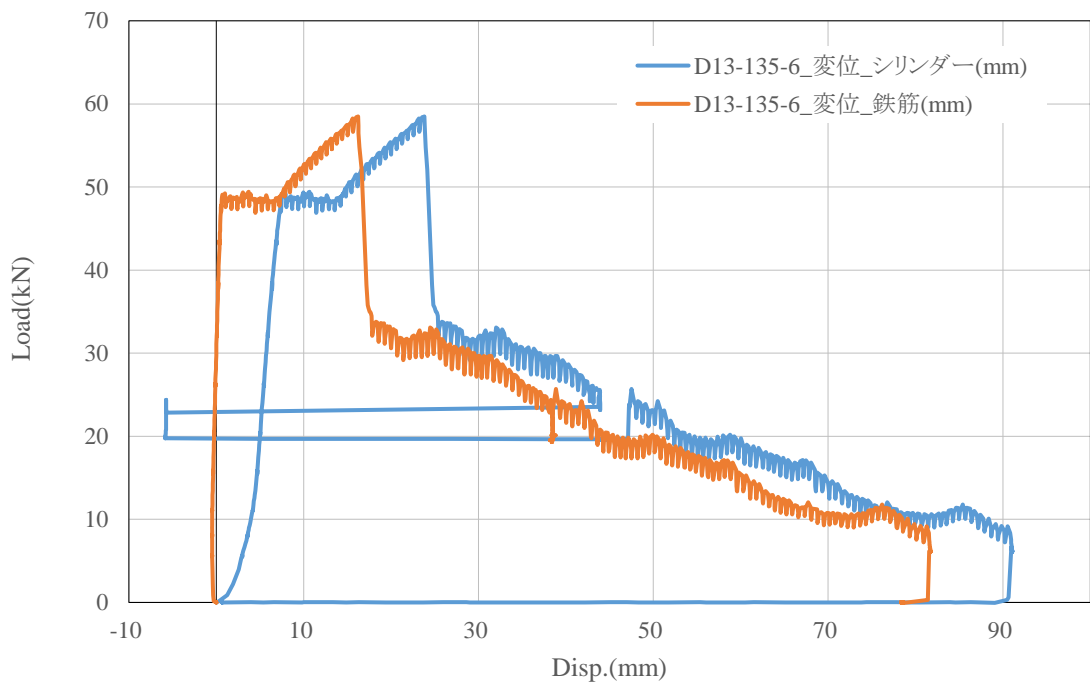


(p) D13-135-4

図 5.7(4)-1 各試験体の実験実測値 (8/12)

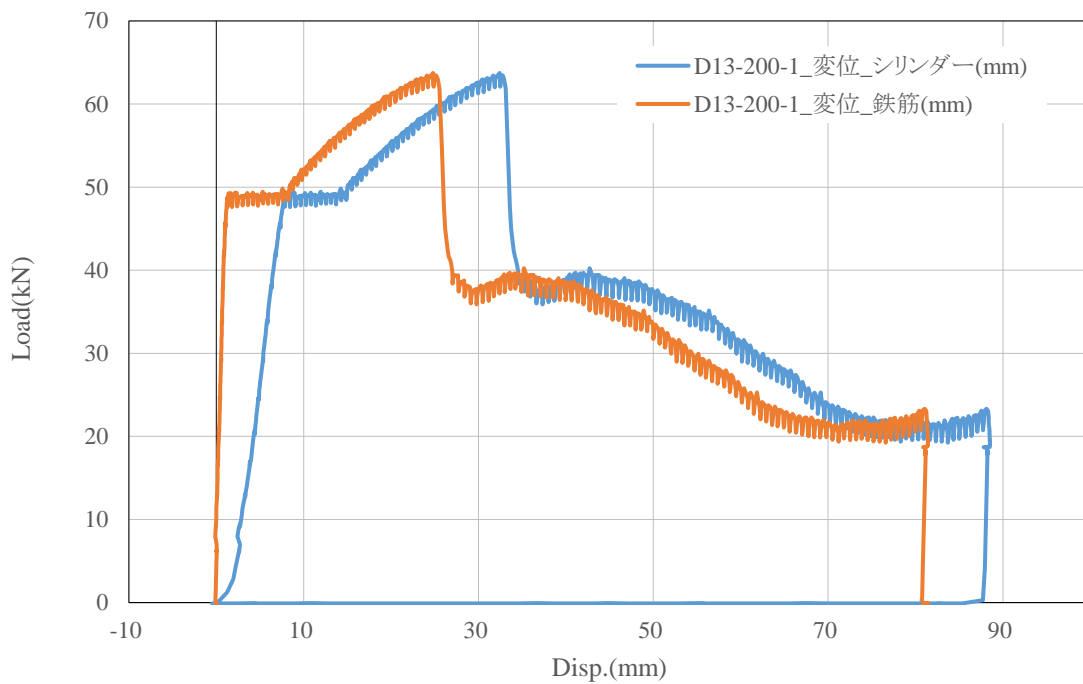


(q) D13-135-5

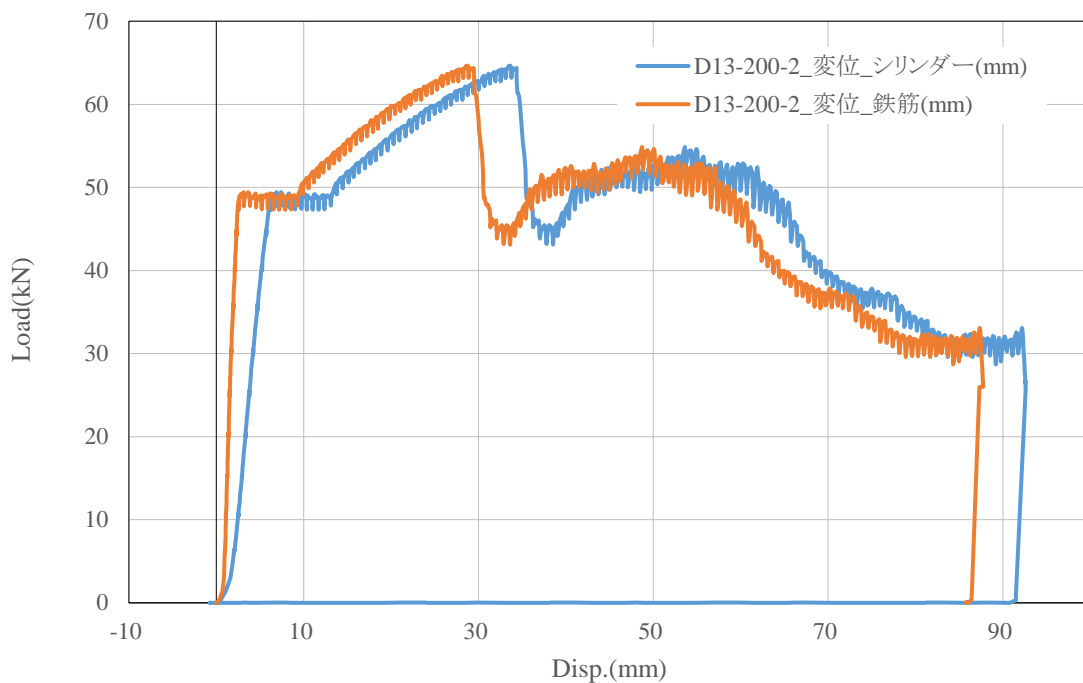


(r) D13-135-6

図 5.7(4)-1 各試験体の実験実測値 (9/12)

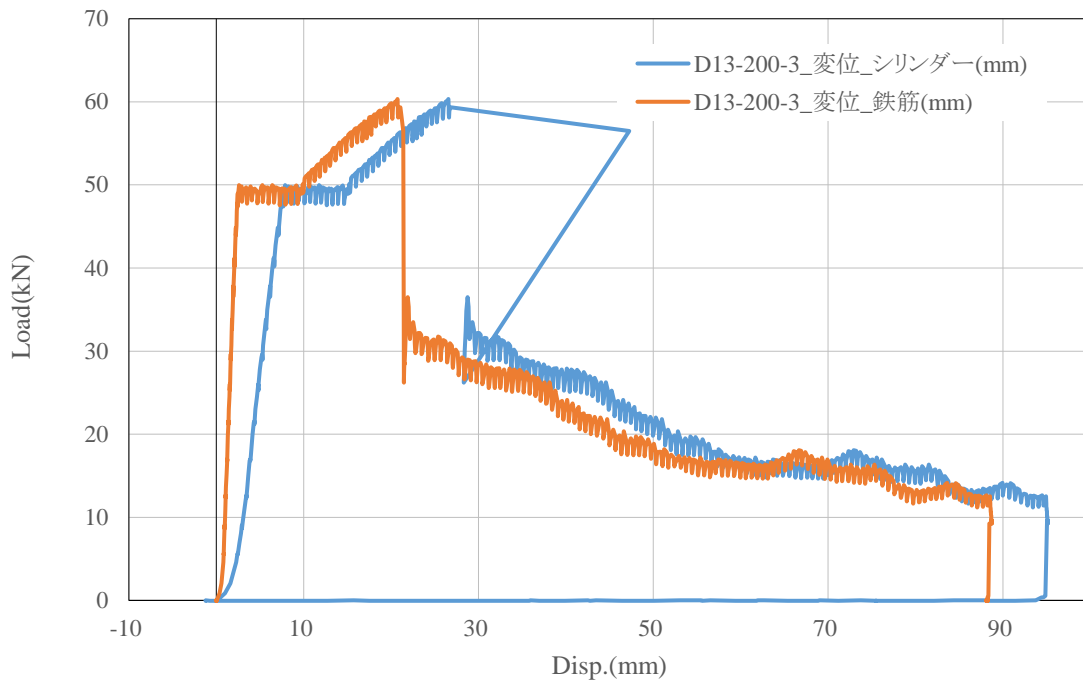


(s) D13-200-1

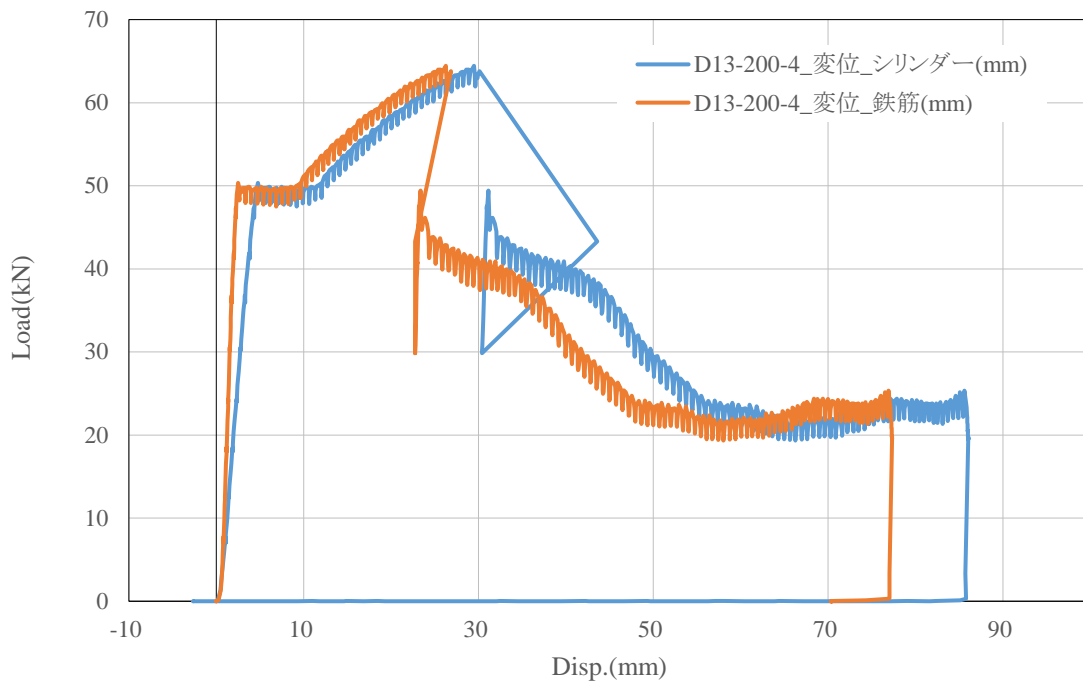


(t) D13-200-2

図 5.7(4)-1 各試験体の実験実測値 (10/12)

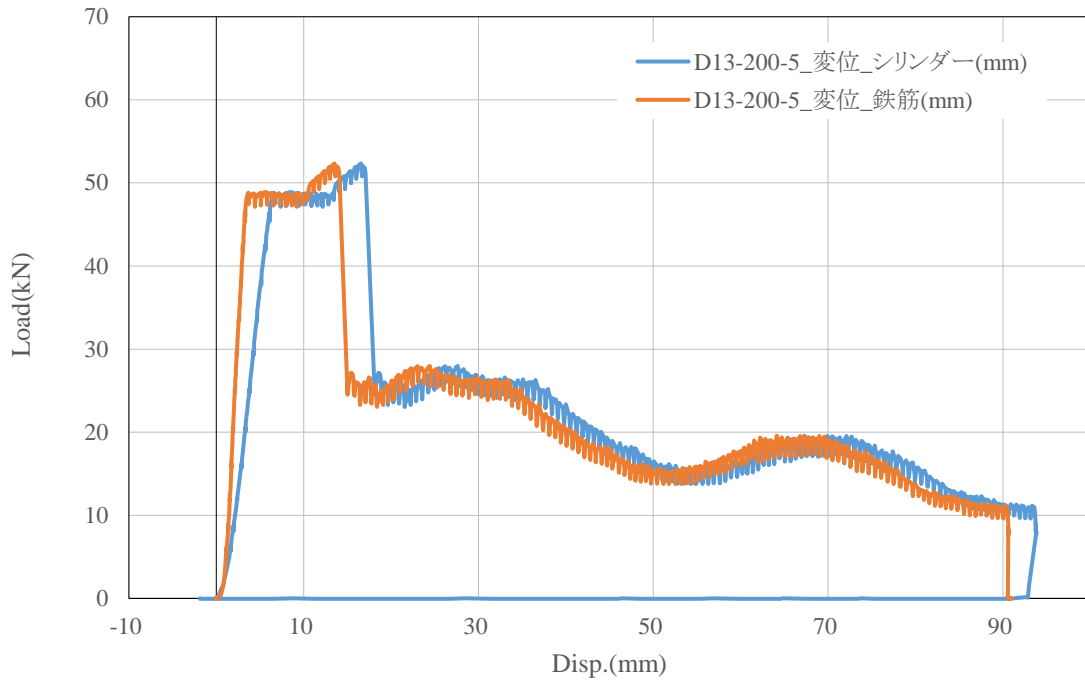


(u) D13-200-3

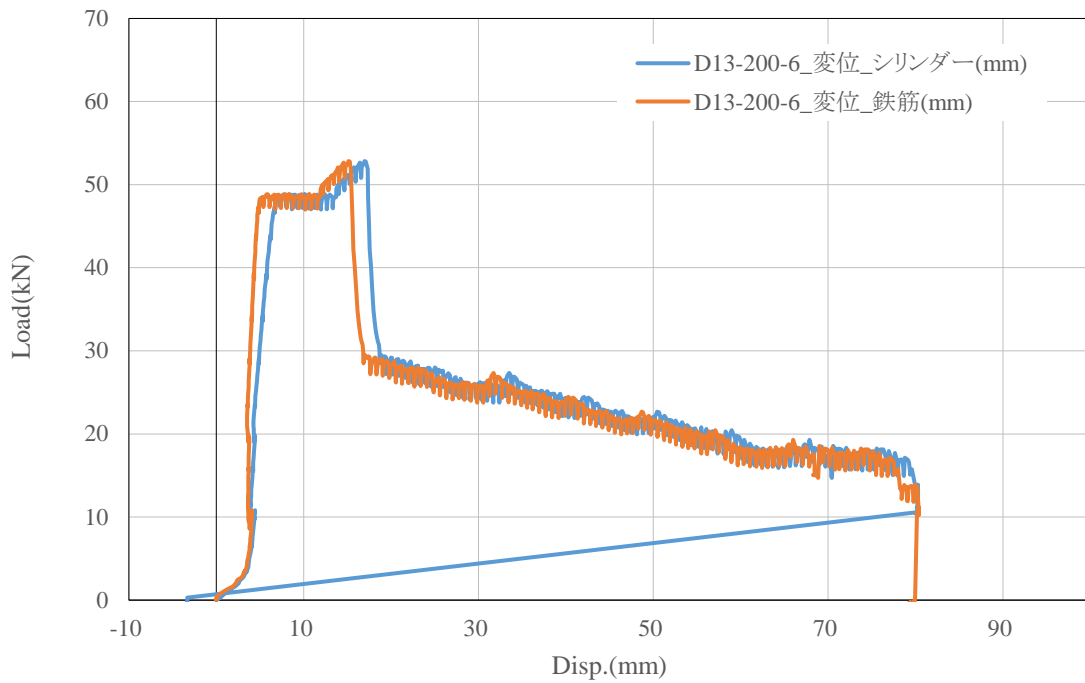


(v) D13-200-4

図 5.7(4)-1 各試験体の実験実測値 (11/12)



(w) D13-200-5



(x) D13-200-6

図 5.7(4)-1 各試験体の実験実測値 (12/12)

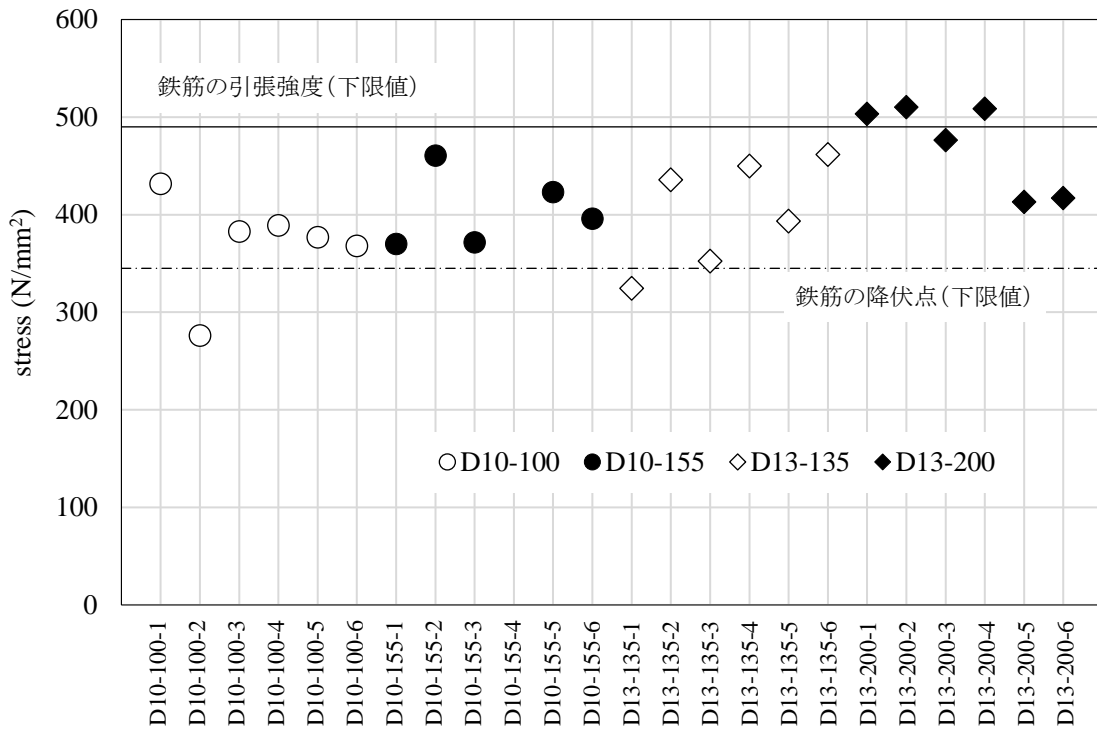


図 5.7(4)-2 各試験体の鉄筋に作用している最大応力度
(最大荷重/公称断面積)

(植松武是)

5.8 新 CB 造構法の開発に向けた CB の形状と施工法の検証

(1) 本プロジェクトが提案する新しいCB形状

本プロジェクトが提案する設計法に対応し、かつ、役物の削減や施工手間を低減できる新しい形状のコンクリートブロックの形状を図 5.8(1)-1 と図 5.8(1)-2 に示す。ここでは、次項で同コンクリートブロックの 3D-CAD データを作成し、3D プリンターによる出力を試み、補強鉄筋を先組みしてのコンクリートブロック積みに問題があるか否かの検証を行う。

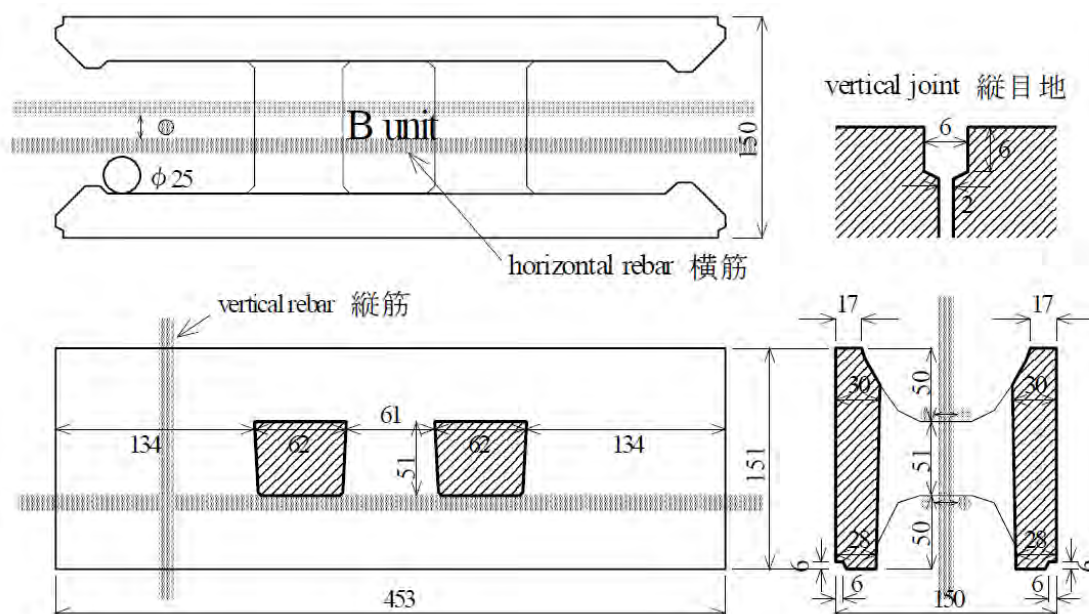


写真 5.5(1)-1 新しいコンクリートブロックの形状 : B unit

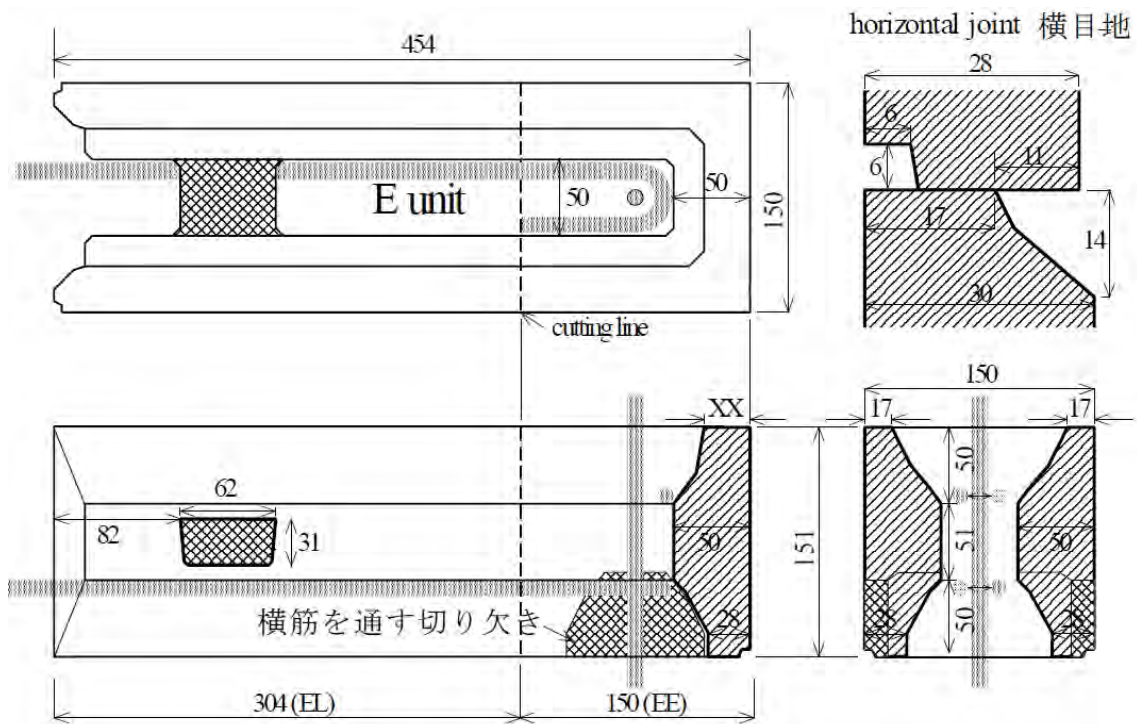


図 5.5(1)-2 新しいコンクリートブロックの形状:E unit

(2) 新しい形状の CB を活用した施工方法の検討

前項「(1) 本プロジェクトが提案する新しいCB形状」において示したコンクリートブロックについて、想定している施工時の使用方法を図 5.8(2)-1～図 5.8(2)-3 に示す。

施工性検証のためのコンクリートブロックの製作過程を、図 5.8(2)-4～図 5.8(2)-6、写真 5.8(2)-1～写真 5.8(2)-8 に示す。

施工性検証のための組積模型を組み上げるに当たって、補強鉄筋の配置・コンクリートブロックとのクリアランスを検証した(図 5.8(2)-7)。

3D プリンターで出力したコンクリートブロックを、先組みした補強鉄筋に組み込んで行く過程を写真 5.8(2)-9～写真 5.8(2)-12 に示す。横補強鉄筋の間隔に十分なクリアランスを確保することに留意すれば、施工上大きな問題の無いことを確認できた。

CHB 15 × 15 × 19 unit (for end&corner)

コンクリートブロック15×15×19（端部・交差部用）

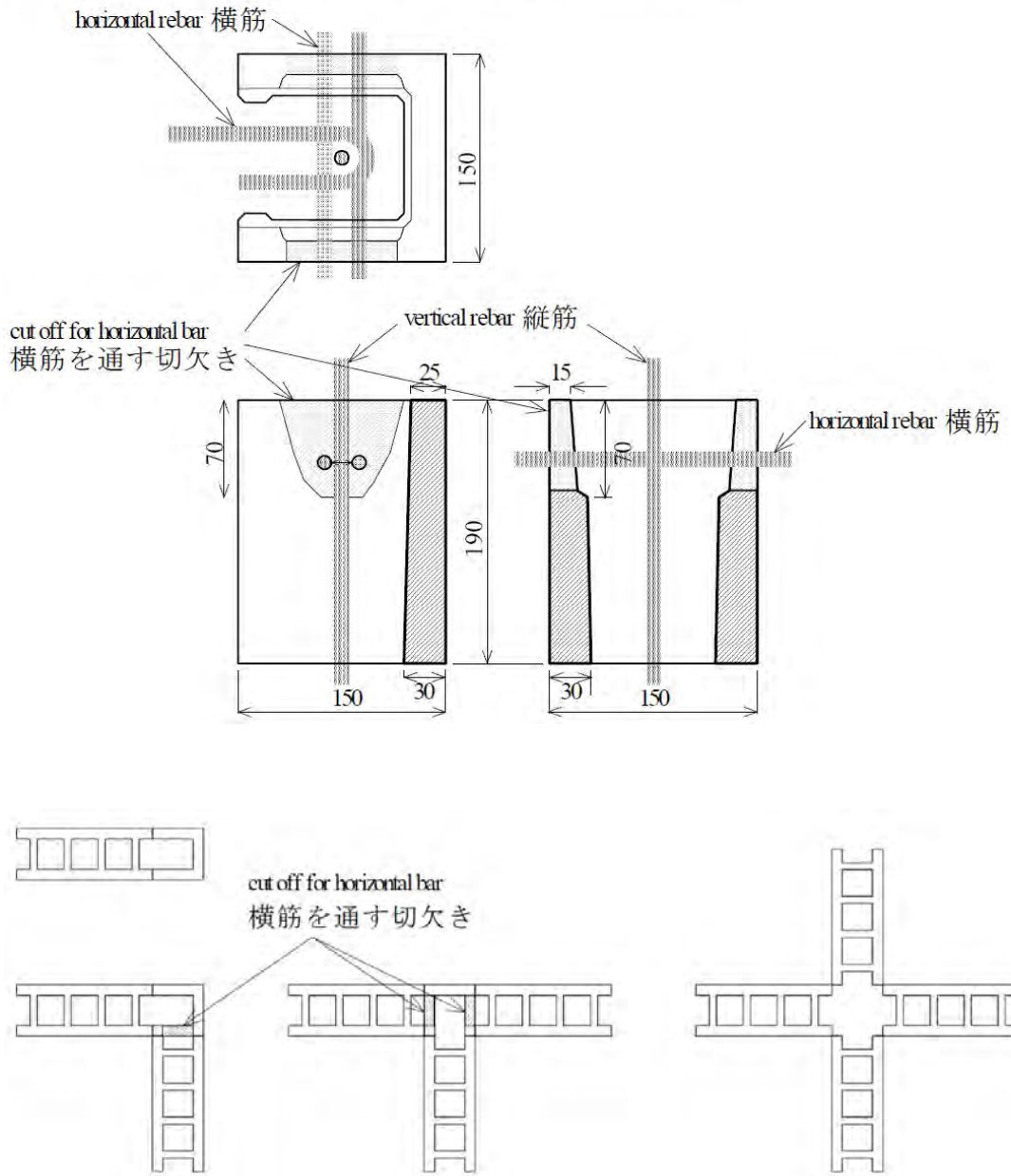


図 5.8(2)-1 施工時における使用方法:隅角部等の納まり

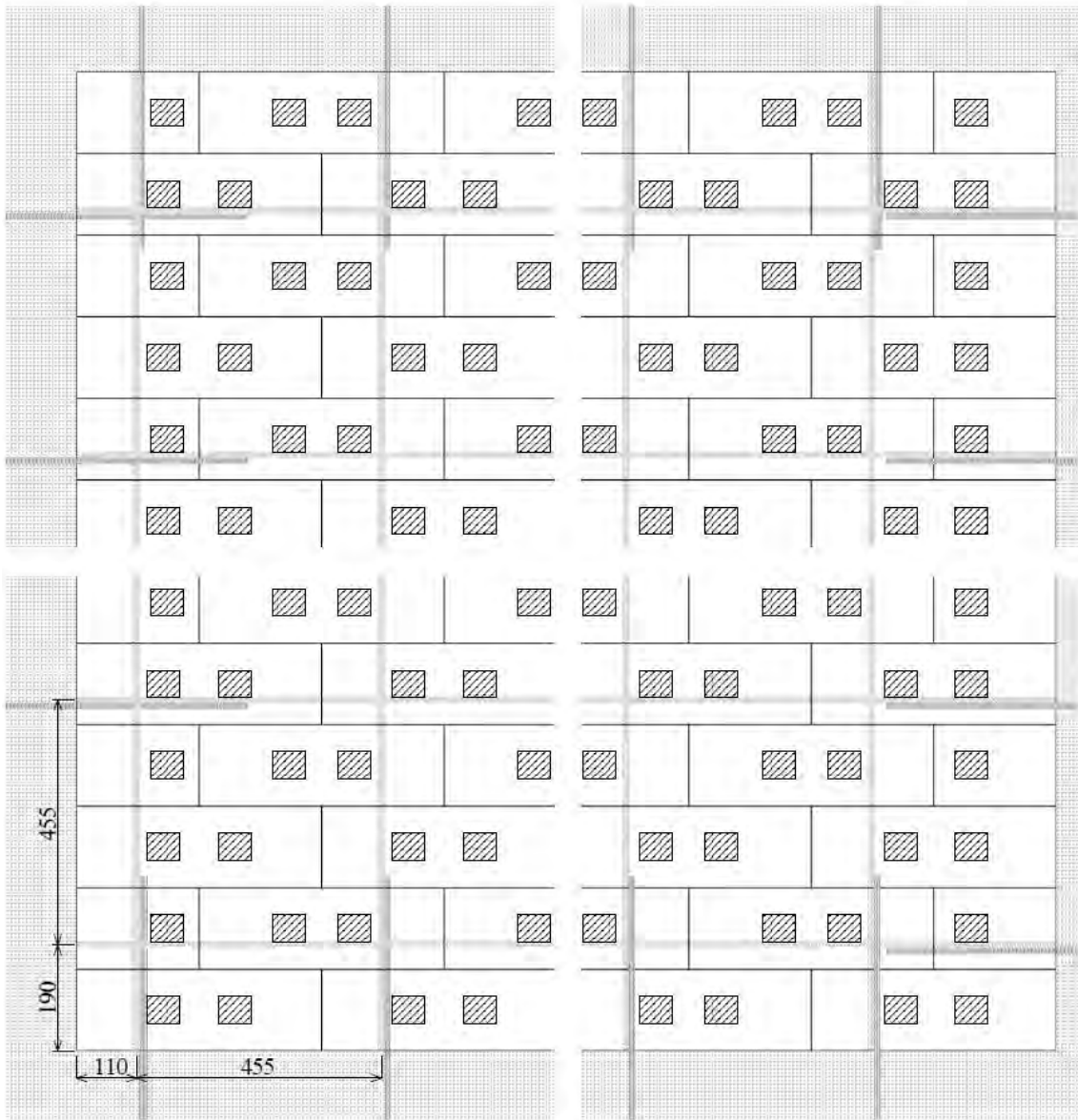


図 5.8(2)-2 施工時における使用方法:破れ目地とする場合

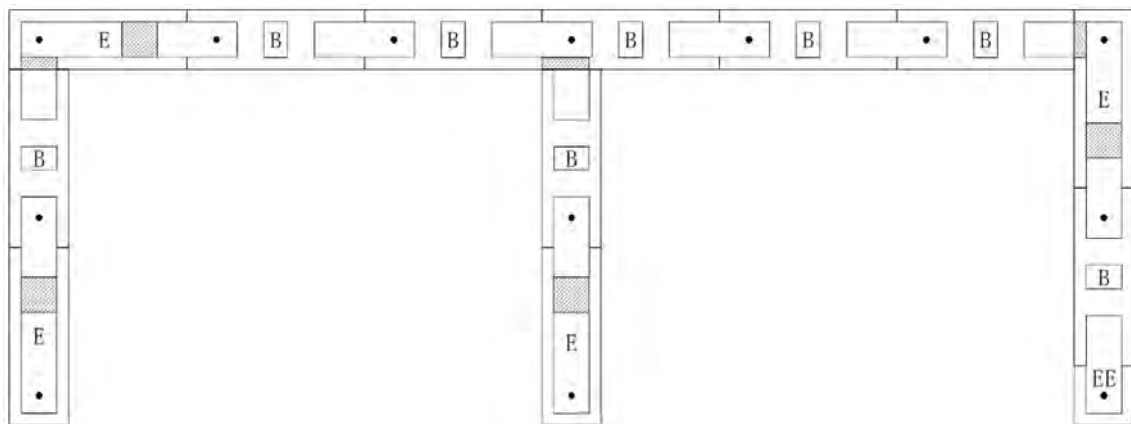
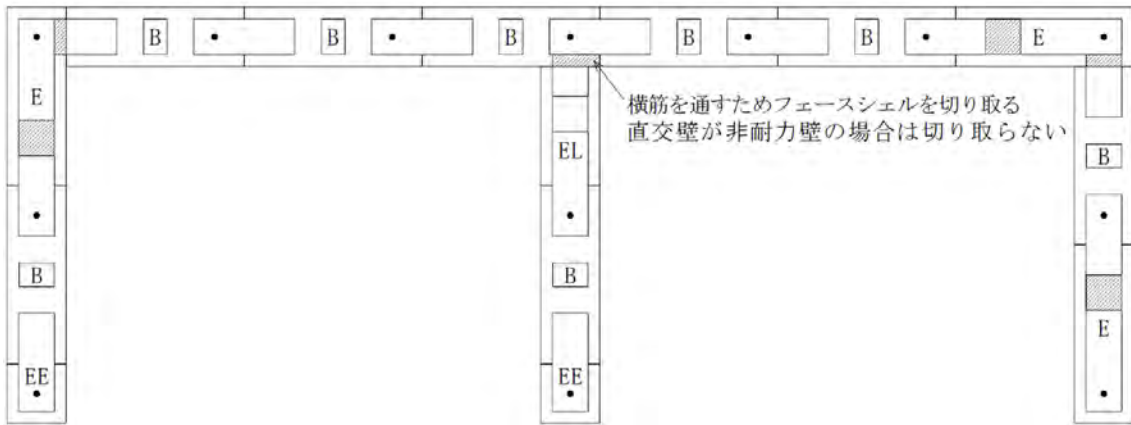
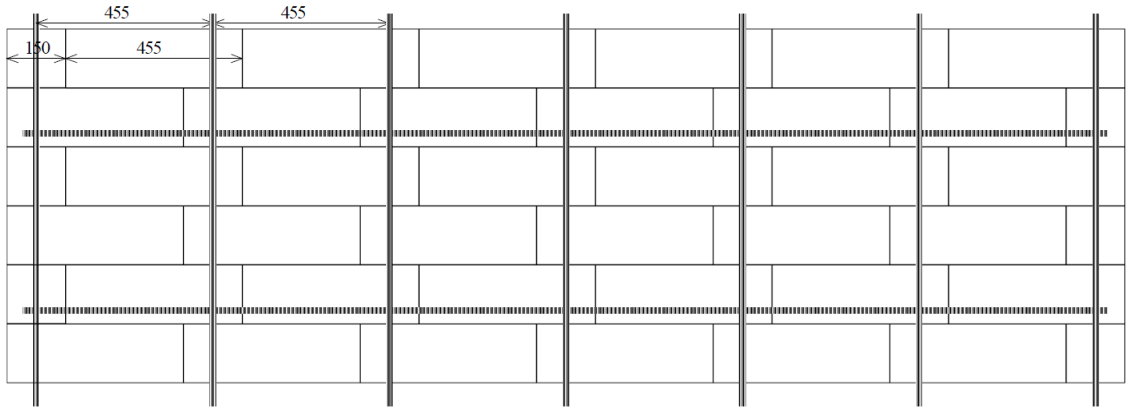


図 5.8(2)-2 施工時における使用方法:破れ目地とする場合

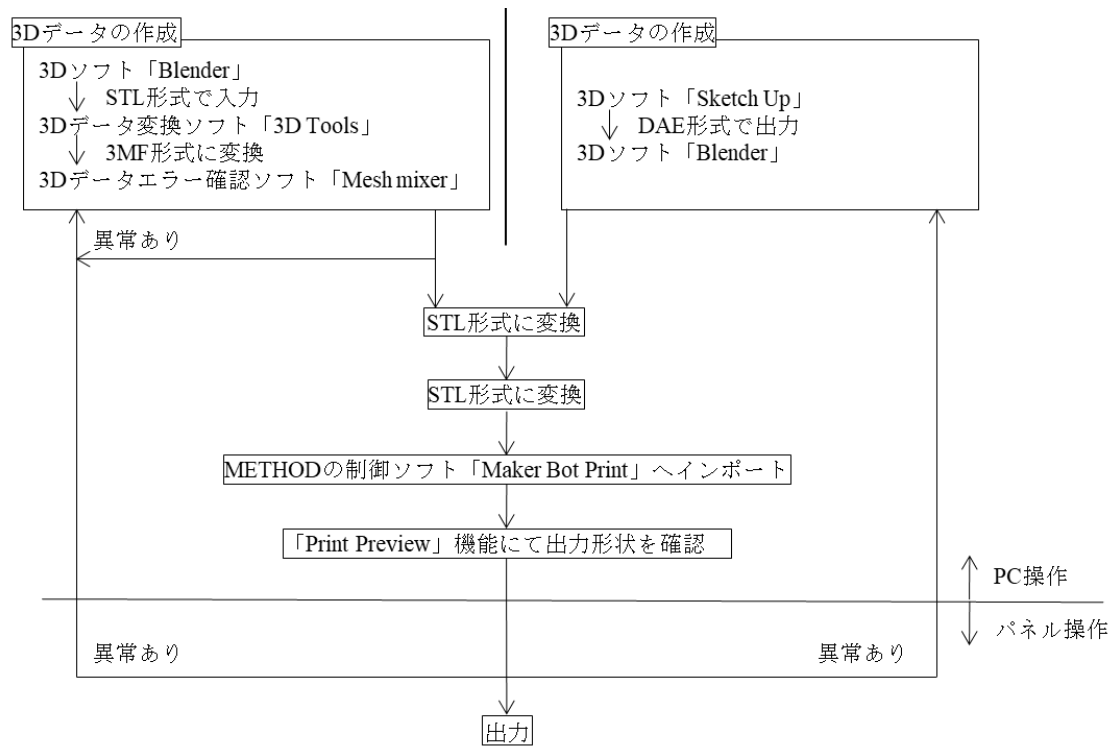


図 5.8(2)-4 模型製作のフロー

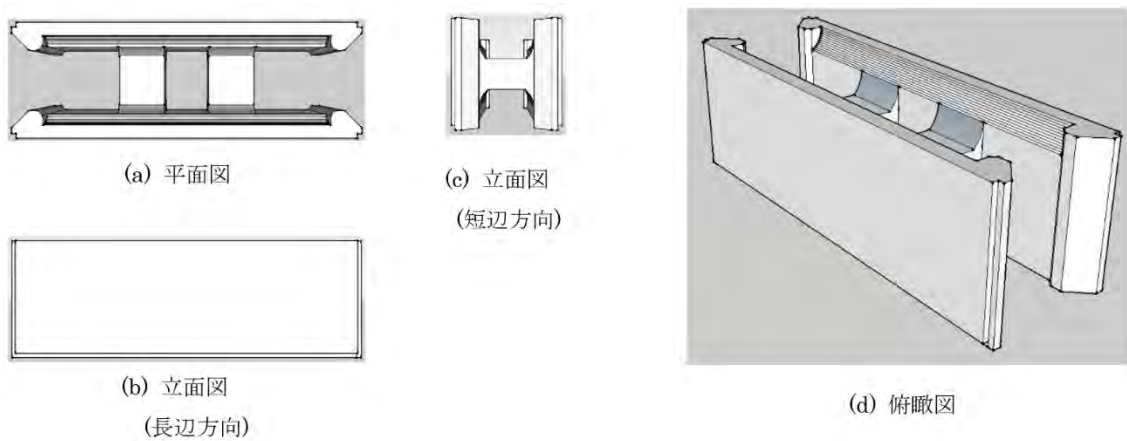
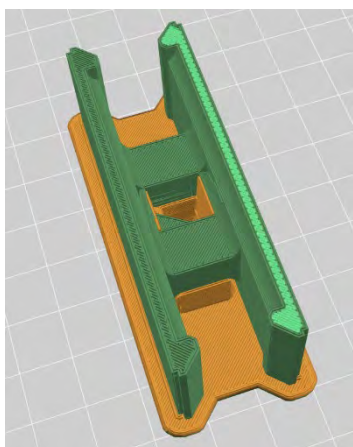
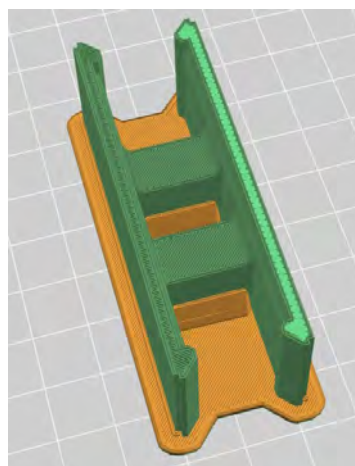


図 5.8(2)-5 3D ソフト「Sketch Up」によるコンクリートブロックの 3D データの作成



(a) 修正前



(b) 修正後

図 5.8(2)-6 モデリングソフト「Blender」による STL 形式へのファイル変換と 3D プリンターへのインポートのための不具合の修正



写真 5.8(2)-1 出力結果:E unit



写真 5.8(2)--2 出力結果:E unit - 切り欠き付き 1



写真 5.8(2)--3 出力結果:E unit - 切り欠き付き 2



写真 5.8(2)--4 出力結果:E unit - EL

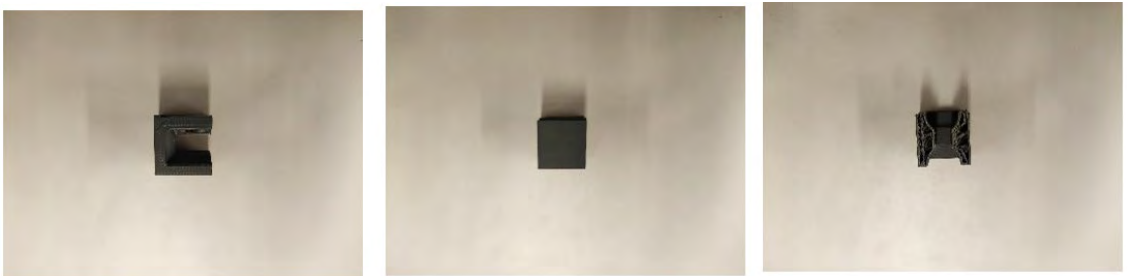


写真 5.8(2)--5 出力結果:E unit - EE

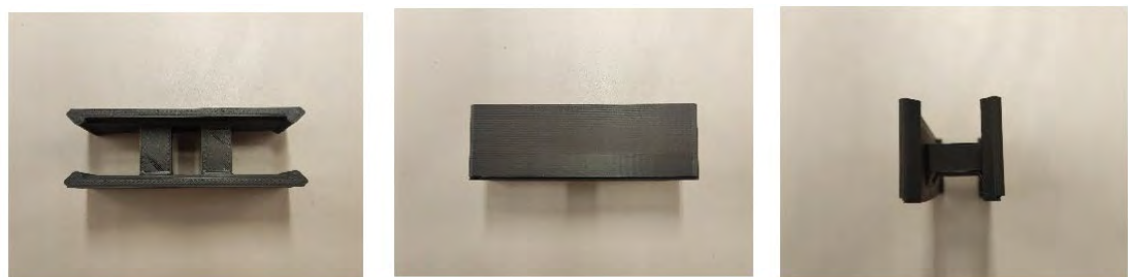


写真 5.8(2)--6 出力結果:B unit



写真 5.8(2)--7 出力結果:B unit - 切り欠き付き 1



写真 5.8(2)-8 出力結果:B unit - 切り欠き付き 2

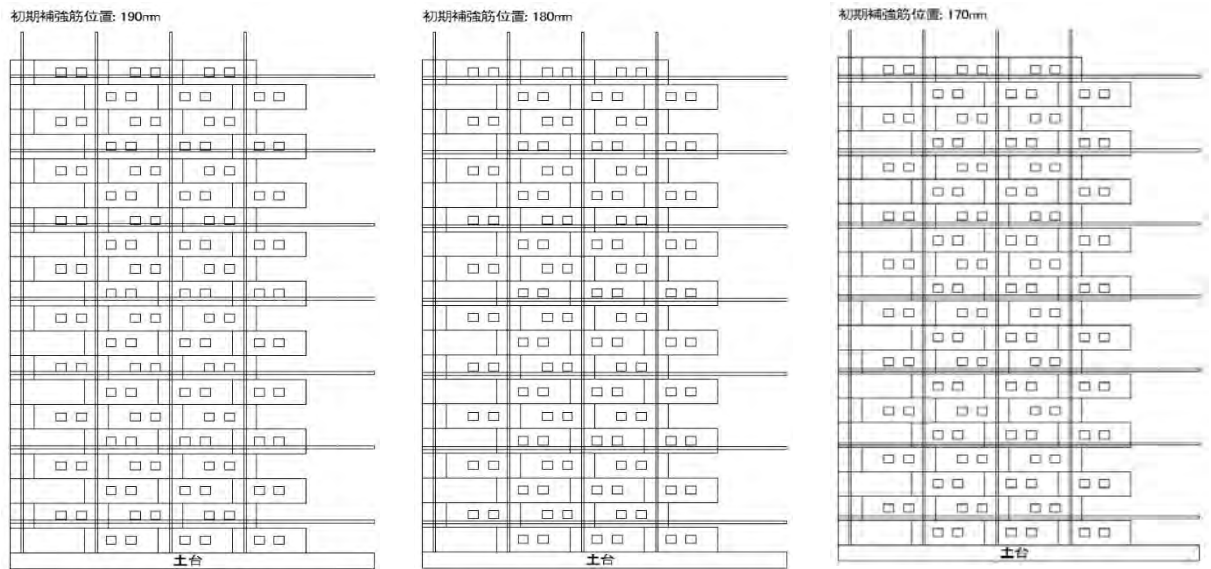


図 5.8(2)-7 先組鉄筋とコンクリートブロックとのクリアランスの確認(横補強鉄筋)

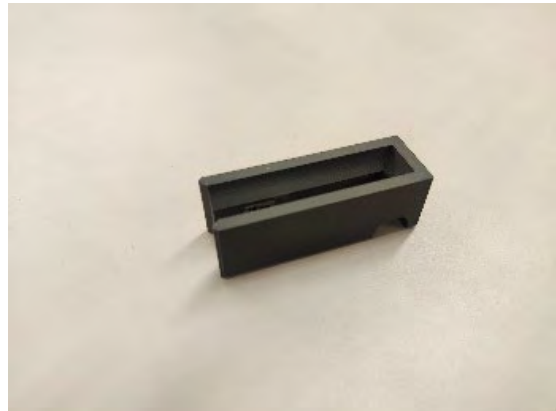
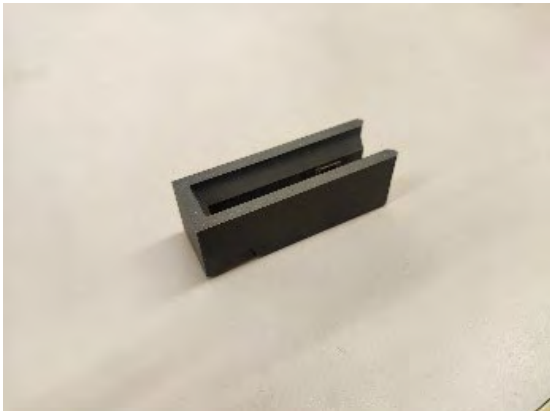
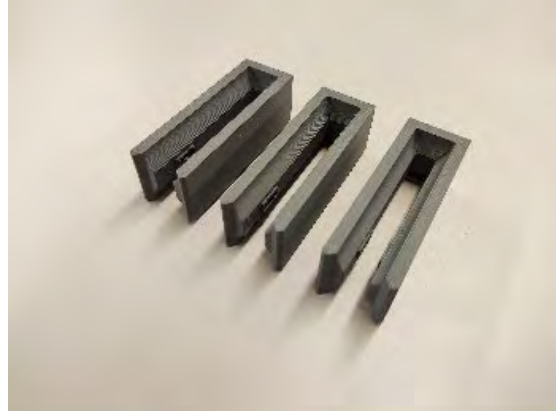
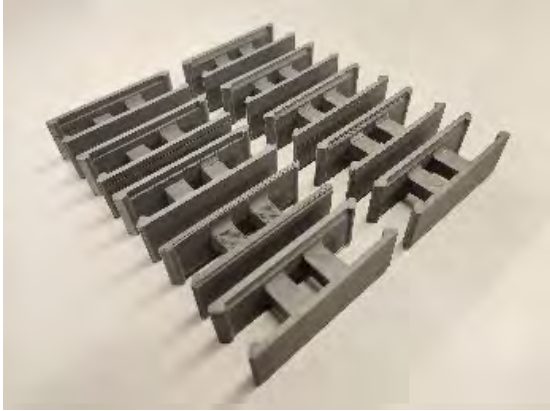


写真 5.8(2)-9 先組み鉄筋模型に組積するコンクリートブロックユニット



写真 5.8(2)-10 先組み鉄筋模型

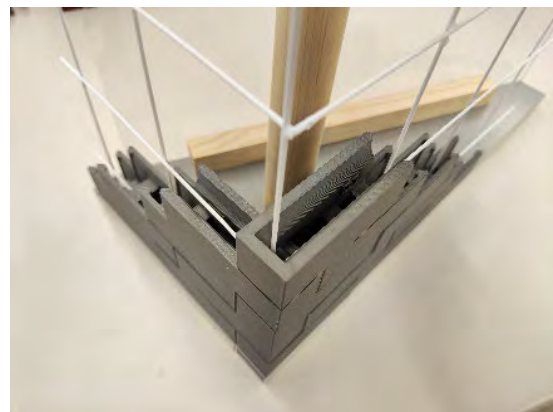
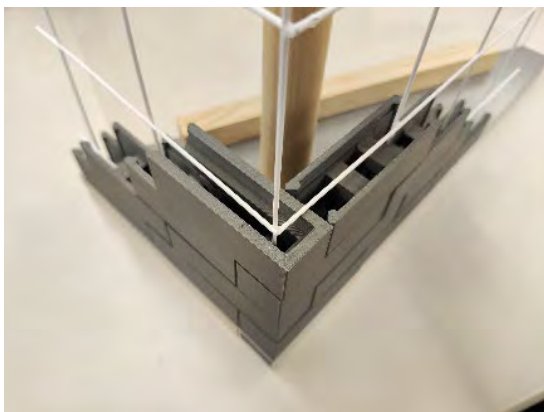
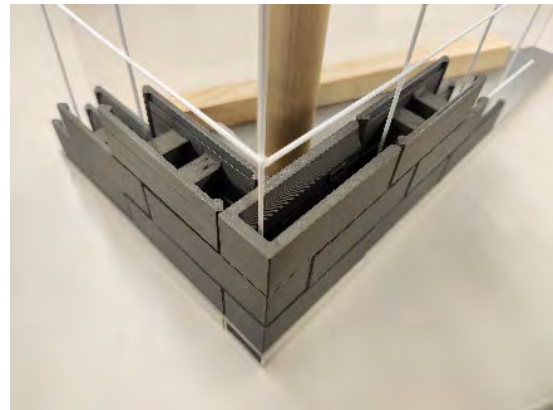
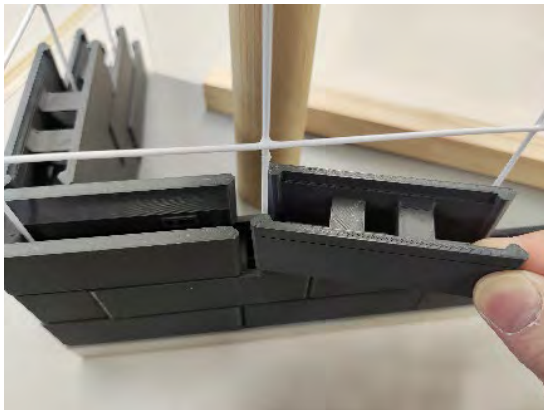
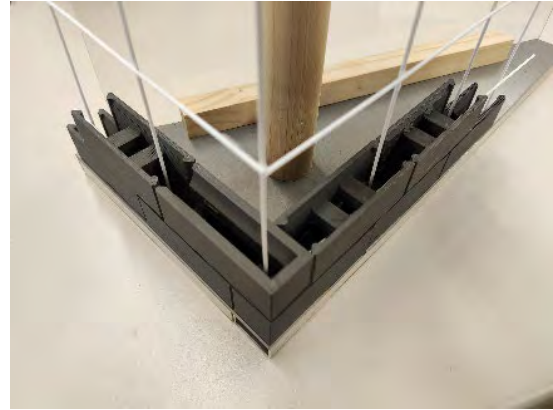
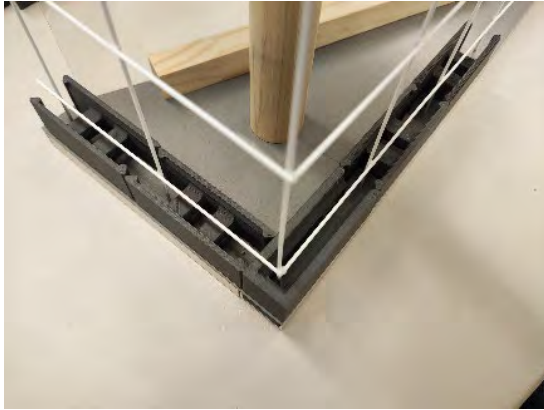


写真 5.8(2)-11 先組み鉄筋へのコンクリートブロックの組積の検証

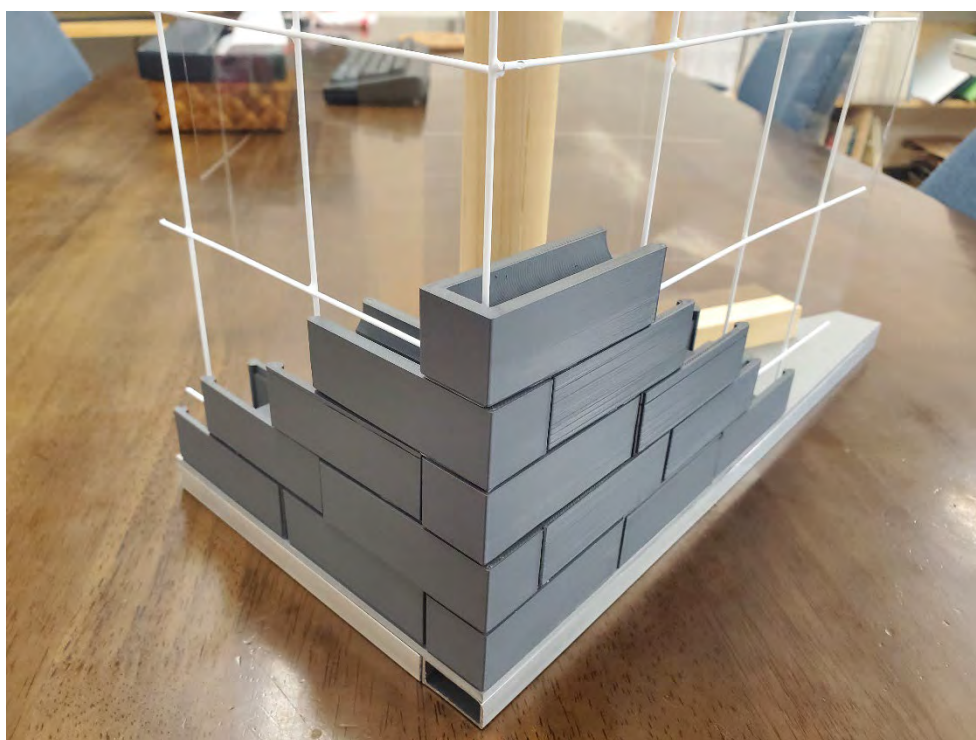
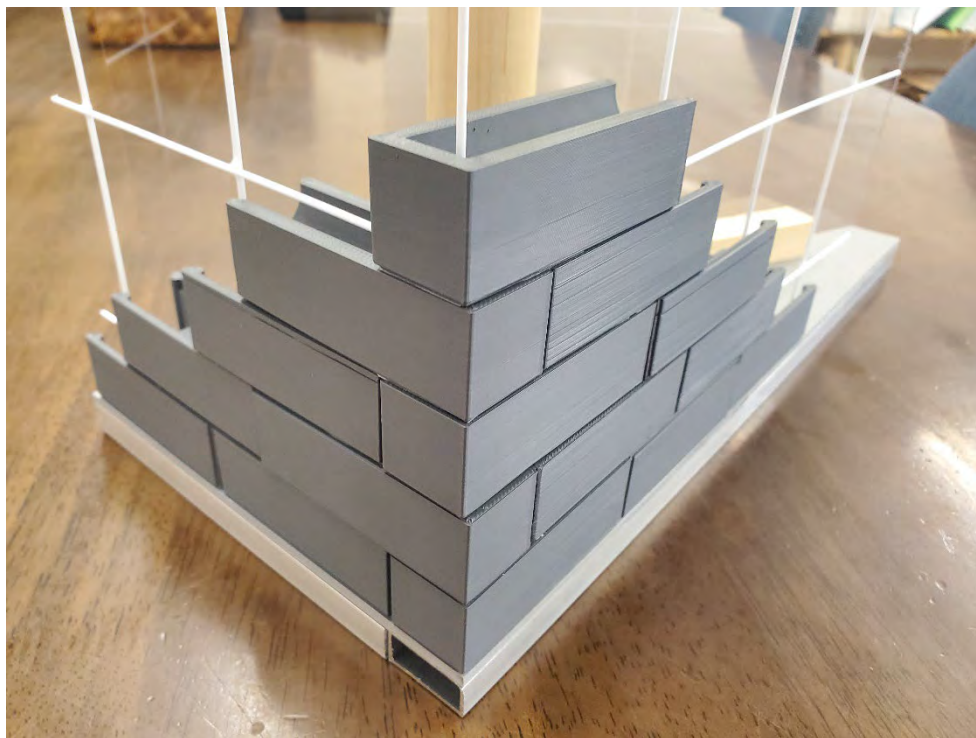


写真 5.8(2)-12 先組み鉄筋へのコンクリートブロックの組積完了

(植松武是)

5.9 非構造壁のガイドライン(案)

(Draft)

Guideline for Nonbearing Wall of Concrete Hollow Block (CHB) Construction in the Philippines

Article 1. Scope

1. This guideline shall be used for nonbearing walls of concrete hollow block (CHB), where the walls are reinforced with vertical and horizontal rebars.
2. Some parts of this guideline may not be applied for the nonbearing wall, if structural calculation and/or structural experiments show that the nonbearing wall is structurally sound.

In order to apply this guideline, CHB wall construction should be executed by skilled workers with good quality materials, appropriate arrangement of rebars and firm grout to all hollows where rebars are placed.

Article 2. Terminology

Nonbearing wall: wall that does not resist external forces

General nonbearing wall: nonbearing wall that is supported by two end supports (A, B & C of Fig.1)

Cantilever nonbearing wall: nonbearing wall that is supported only by one end (D, E & F of Fig.1)

Structural part: structural member or part of it to support the nonbearing wall

Support distance: distance between two ends to support the nonbearing wall (H of Fig.1)

Cantilever length: length from the support to the tip of the cantilever wall (L of Fig.1)

Main rebar: main reinforcing rebar from one end support to the other end

Sub rebar: reinforcing rebar that is orthogonal to main bars

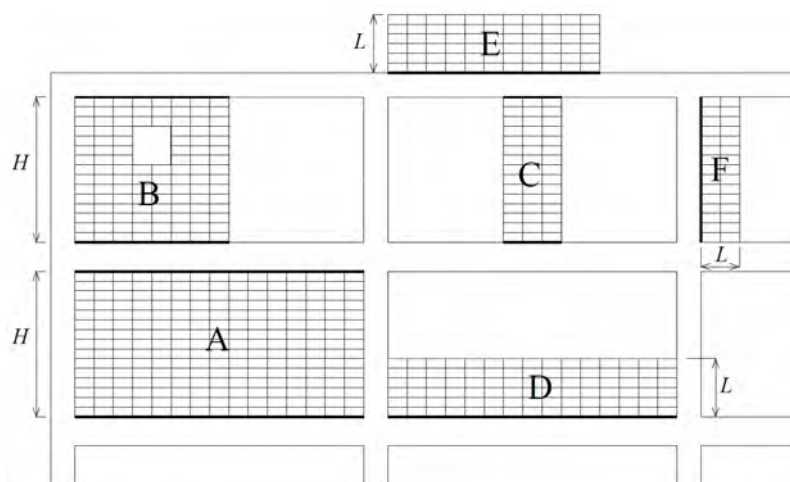


Fig.1 General nonbearing walls (A,B,C) and cantivever nonbearing walls (D,E,F)

(Bold line indicate the ends to support nonbearing walls)

Article 3. Fundamentals of Structural design and calculation

1. Nonbearing wall shall be designed to be safe against to its self-weight and out-of-plane forces, i.e. seismic forces and wind pressure. It also shall be designed not to fall off from the structural parts.
2. In case some parts of this guideline are alleviated, the structural safety shall be confirmed according to the assumption as follows:
 - 1) General nonbearing wall is supported at two ends.
 - 2) Cantilever nonbearing wall is supported at one end.
 - 3) Tensile strength of CHB unit shall be neglected in structural calculation.
 - 4) Out-of-plane seismic factor shall not be less than 0.5 for general nonbearing walls and 1.0 for cantilever nonbearing walls.
 - 5) Wind pressure to exterior nonbearing walls shall be calculated according to the height from the ground level, expected wind velocity at the site, etc.

If the guideline is satisfied, the nonbearing walls may not have any structural troubles for ordinary buildings. Some parts can be modified, if the structural safety is confirmed according to the above assumptions.

Article 4. Quality of Materials

1. Net compressive strength of CHB units used for nonbearing walls shall not be less than 12MPa \doteq 1740psi (gross compressive strength 6MPa \doteq 870psi).
2. Yield strength of rebars shall not be less than 230MPa \doteq 33350psi.
3. The design compressive strength of cement mortar to grout hollows and joints shall not be less than 15MPa \doteq 2175psi.

- 1) For example, PNS ASTM C90-2019 load-bearing CHB, JIS A 5406 Type B, etc. (see Fig.C2)
- 2) For example, PNS 49:2020 230R, 280R, 280W, JIS G 3112 SD295A, SD345, JIS G3117 SDR295, etc.
- 3) Recommended cement-sand volume ratio is 1:4 or richer.

Article 5. Construction and Installation of Nonbearing Walls

1. Nonbearing walls shall be composed of CHB units of no less than 150mm in thickness.
2. The exterior nonbearing walls shall be less than 20m from the ground level.
3. Support distance of nonbearing walls shall be less than 3.5m. It may be increased to 4.2m in the basement.
4. Cantilever length shall be less than 1.6m.

5. Nonbearing walls shall be installed so that structural columns do not become short/brittle columns.
6. Nonbearing walls shall be reinforced with main and sub rebars. And all hollows where rebars are placed shall be grouted.

Nonbearing wall damage may hurt people on the street. In order to prevent such tragedy, the height limitation of CHB exterior walls is included.

As to the thickness of CBH, 120mm or 100mm thick CHB units may be used in case the height of the nonbearing wall from the support is less than 1.2m.

Article 6. Connection and reinforcement of Nonbearing Walls

1. Nonbearing walls shall be connected to structural parts.
2. Main rebars shall be embedded to structural parts no less than $30 d_b$.
3. Post-installed anchors can be used for general nonbearing walls.
4. Main rebars shall be placed no less than every 500mm with $d_b=10\text{mm}$ rebars.
5. Sub rebars shall be placed no less than every 800mm with $d_b=10\text{mm}$ rebars.

Main rebars are usually placed every CHB unit length (0.4m). It is recommended that the rebars at the end of walls and around openings are $d_b=12\text{mm}$.

Article 6 is based on the current practice in the Philippines. In case other condition should be considered, Table 1 may give more information.

Table 1: Out-of-plane Seismic factor k , height of nonbearing walls and rebars

Seismic factor k		1.0		0.7		0.5	
Main rebar spacing (mm)		@400	@800	@400	@800	@400	@800
Main rebar	$d_b=10\text{ mm}$	2.61m	1.84m	3.11m	2.20m	3.68m	2.61m
	$d_b=12\text{ mm}$	3.12m	2.21m	3.73m	2.64m	4.42m	3.12m

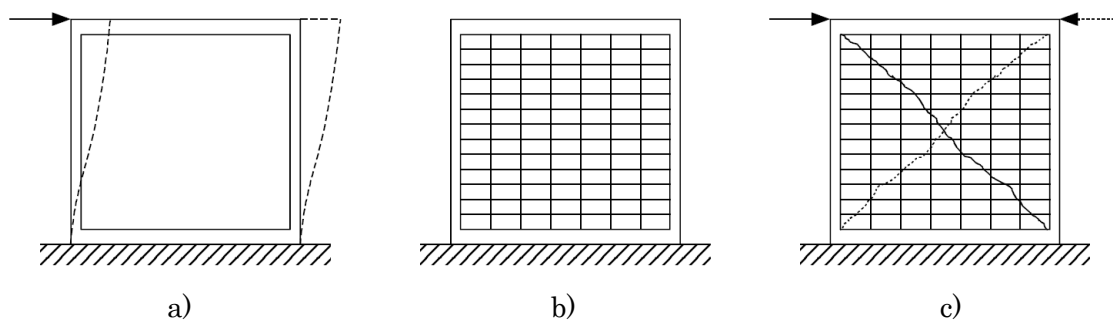


Fig.2 Effects of nonbearing wall to the structural frame

Structural frame may be deformed as Fig.2a) when it is subjected to horizontal seismic forces. Infill partition wall is effective to restrict deformation of the frame (Fig.2b). If the horizontal force becomes large, diagonal cracks appear in the infill partition wall, and orthogonal shear cracks may appear by the horizontal force of opposite direction (Fig.2c).

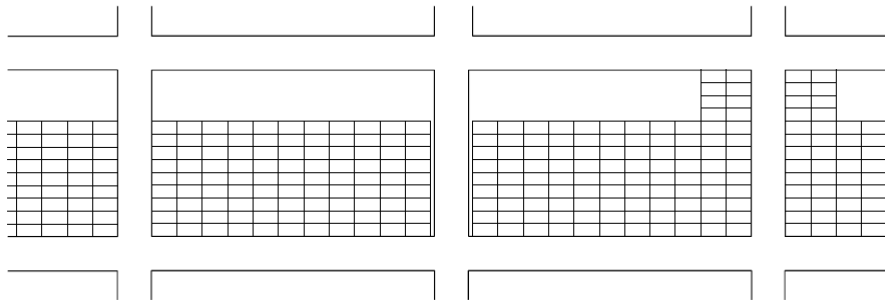


Fig.3 Nonbearing walls and columns

In case partition walls are installed as Fig.3, the clear height of the leftside column becomes short and shear cracks may appear when subjected to horizontal forces. In order to prevent this type of failure, structural slits are recommended to separate the wall from the column as the middle column in the figure. The another solution is to place wing partition walls as the right side column.

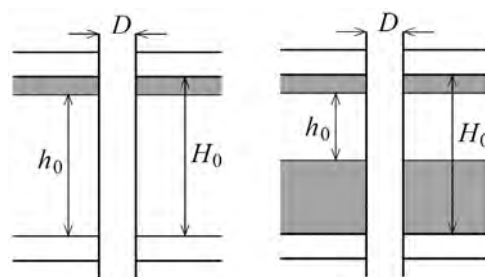


Fig.4 Depth D , Hight H_0 and clear height h_0 of columns

In Fig.4, the column may have shear failure, when it is subjected to horizontal seismic forces eespecially in the case of $h_0/D < 2.0$.

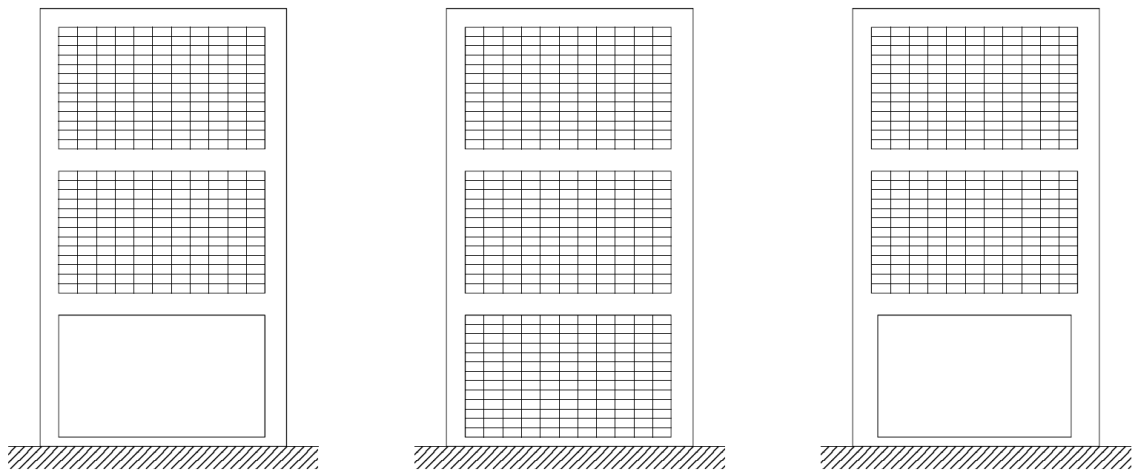


Fig.5 Effects of nonbearing walls to the main structure

In case partition walls are installed as the left of Fig.5, the deformation concentrate to the first floor, when it is subjected to horizontal seismic forces, and the building may be collapsed. Therefore, it is recommended to install the partition wall to the first story. Another solution is to make the columns of the first story stronger.

Article 7. Installation of Rebars

1. Main rebars of general nonbearing walls shall not be overlapped within the two end supports.
2. Main rebars of general nonbearing walls shall be embedded to the structural part no less than $30d_b$, or shall be overlapped no less than $30d_b$ to the anchors that are embedded to the structural part no less than $30d_b$.
3. Main rebars of cantilever nonbearing walls shall have no lap joints and be embedded to the structural part no less than $30d_b$. The other end shall be hooked to the rebars around opening.
4. The anchors can be replaced by post-installed anchors of $d_b=12$ mm that are embedded to the structural part no less than $10 d_b$.

Adhesive should be used for post-installed anchors or rebars.

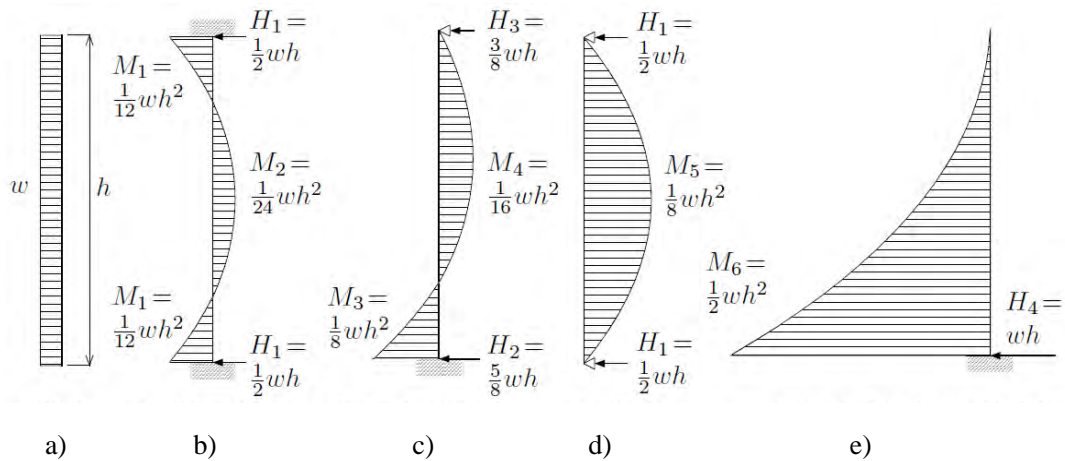


Fig.6 Uniform lateral load and distribution of bending moment

The partition wall is subjected to uniform lateral loads w caused by seismic force or wind pressure (Fig.6a). The bending moment distribution differs according to the support condition (Fig.6b, c, d, e). Since it is difficult to connect the wall end fixed to the structural frame, it may be reasonable to assume that both ends are simply supported as Fig.6d). Then the main bars need not to carry tensile forces but only shear forces. In case only the bottom is fixed and the top is free, the maximum moment at the bottom becomes extremely large (Fig.6e). Therefore the height of cantilever partition walls should be less than 1.6m, and the main bars should be embedded to structural part more than $30d$, where d is the diameter of the main bars.

コンクリート空洞ブロック(CHB)造帳壁の技術基準(案)

第1条

1. 本指針は縦横筋で補強されたコンクリート空洞ブロック(CHB)造の帳壁に適用する。
2. 構造計算または構造実験などで構造健全性が確かめられた部分については、本指針を適用しなくともよい。

本指針を適用するに当たって、CHB 帳壁は十分な経験のある技術者が良質な材料を用い、補強筋を適切に配置し、補強筋の入っている空洞を十分にグラウトしなければならない。

第2条 用語と記号

帳壁:外力を負担しない壁

一般帳壁:両端が支持されている壁(図1 A, BとC)

片持ち帳壁:一端が固定されている壁(図1 D, EとF)

構造体:帳壁を支持する構造部材またはその一部

支持間隔:帳壁の2端を支持する間隔(図1 H)

持出し長さ:片持ち壁の固定端から先端までの長さ(図1 L)

主筋:支持端から支持端の方向、または固定端から直行方向の補強筋

配力筋:主筋に直行する補強筋

CHB:空洞コンクリートブロック

d:補強筋の呼び径(mm)

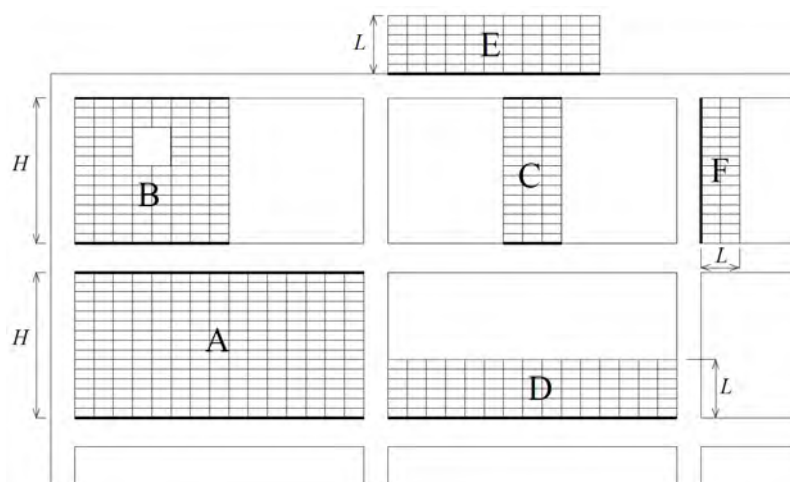


図1 一般帳壁(A,B,C)と片持ち帳壁(D,E,F)
(太線は帳壁の支持端を示す)

第3条 構造設計と解散の基本

1. 帳壁はその自重と地震力や風圧力による面外力に対して安全であるように設計する。また、構造部分から脱落しないように設計する。
2. 本指針の一部を適用しない場合は、次のような仮定に基づいて構造安全性を確かめる。
 - 1) 一般帳壁は両端が支持されている。
 - 2) 片持ち帳壁は一端が固定されている。
 - 3) CHB ユニットの引張耐力は無視する。
 - 4) 一般帳壁に対する面外震度は 0.5 以上、片持ち帳壁の面外震度は 1.0 以上とする。
 - 5) 外部に面する帳壁への風圧力は、地盤面からの高さとその地点で期待される風速から計算する。

本指針に従うならば、帳壁によって一般の建築物の場合、構造的な支障は生じることはめったにない。上記の仮定に基づいて構造安全性が確かめることができるならば、その部分は適用しないことができる。

第4条 材料の品質

1. 帳壁に用いる CHB ユニットの实圧縮強度は 12MPa (全断面圧縮強度は 6MPa) 以上とする。
2. 補強筋の降伏強度は 230MPa 以上とする。
3. 空洞をグラウトするモルタルの設計圧縮強度は 15MPa 以上とする。
 - 1) 例えば JIS A 5406 Type B など
 - 2) 例えば、JIS G 3112 SD295A, SD345, JIS G3117 SDR295 など
 - 3) セメント:砂は1:4以上が推奨される。

第5条 帳壁の構造と配置

1. 帳壁に用いる CHB ユニットの厚さは 150mm 以上とする。
2. 外部に面する帳壁は地盤面から 20m 以下とする。
3. 帳壁の支持間隔は 3.5m 以下とし、地下階にあつては 4.2m 以下とする。
4. 片持ち帳壁の持ち出し長さは 1.6m 以下とする。
5. 非構造壁は構造柱が脆い短柱とならないように配置する。
6. 帳壁は主筋と配力筋で補強する。補強筋の入る空洞はすべてグラウトする。

外部に面する帳壁の落下により路上の人を傷つけることも考えられるので、そのようなことを避けるため、CHB 外部帳壁の高さ制限がある。

帳壁の高さが 1.2m 以下の場合は CHB の厚さを 120mm または 100mm としてもよい。

第 6 条 帳壁の接合と補強

1. 帳壁は構造体に接合する。
2. 主筋は構造体にその呼び径の 30 倍以上定着させる。
3. 一般帳壁にあと施工アンカーを用いることができる。
4. 主筋には呼び径 10mm 以上の補強筋を用い、その間隔は 500mm 以下とする。
5. 配力筋には呼び径 10mm 以上の補強筋を用い、その間隔は 800mm 以下とする。

主筋間隔は通常 CHB ユニットの長さ(0.4m)である。端部と開口部周囲の補強筋は径 12mm 以上が推奨される。第 6 条はフィリピンの実状に基づいているが、他の条件も考慮する必要がある場合のため参考に表 1 を示す。

表 1 面外震度震度 k と帳壁の高さと補強筋

震度 k		1.0		0.7		0.5	
主筋間隔 (mm)		@400	@800	@400	@800	@400	@800
主筋	$d_b=10$ mm	2.61m	1.84m	3.11m	2.20m	3.68m	2.61m
	$d_b=12$ mm	3.12m	2.21m	3.73m	2.64m	4.42m	3.12m

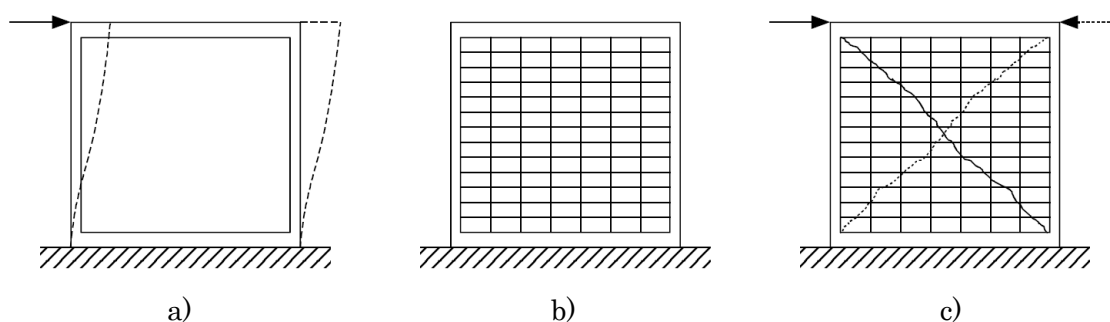


図 2 構造架構への帳壁の影響

柱梁で構成される架構は地震による水平力を受けると図 2a)のように変形する。架構に入れた帳壁は架構の変形を小さくする効果がある(図 2b)。しかし、水平力が大きくなると帳壁に斜めのひび割れが発生し、逆方向の水平力により最初のひび割れに直交するひび割れが生じる。

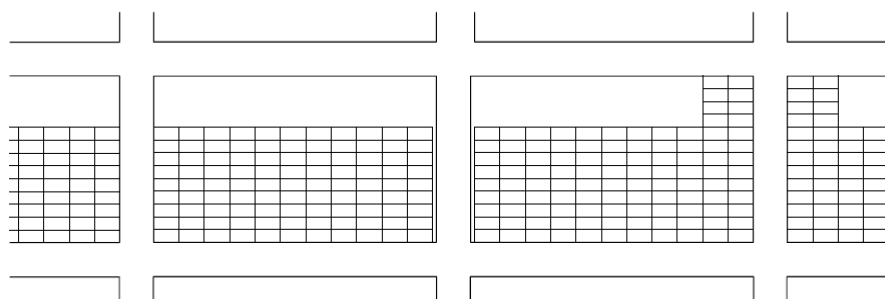


図 3 帳壁と柱

図 3 のように帳壁が付いている場合、左端の柱の内法高さが小さくなり、水平力を受けるとせん断破壊が生じることが多い。このため図 3 の中央の柱のように、帳壁(腰壁)を構造体から切り離すようにスリットを設けることも一案である。あるいは柱の両側に帳壁(袖壁)を設け、柱の変形を小さくすることも考えられる。

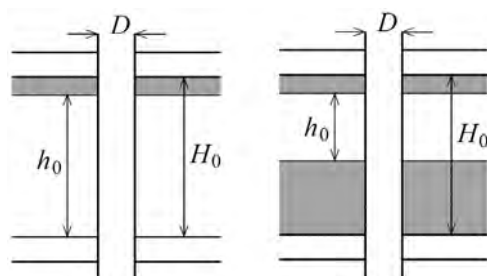


図 4 柱の幅 D と長さ H_0 と内法長さ h_0

図 4 において h_0/D が 2 以下となるような場合は、柱にせん断破壊が生じる可能性が高くなる。

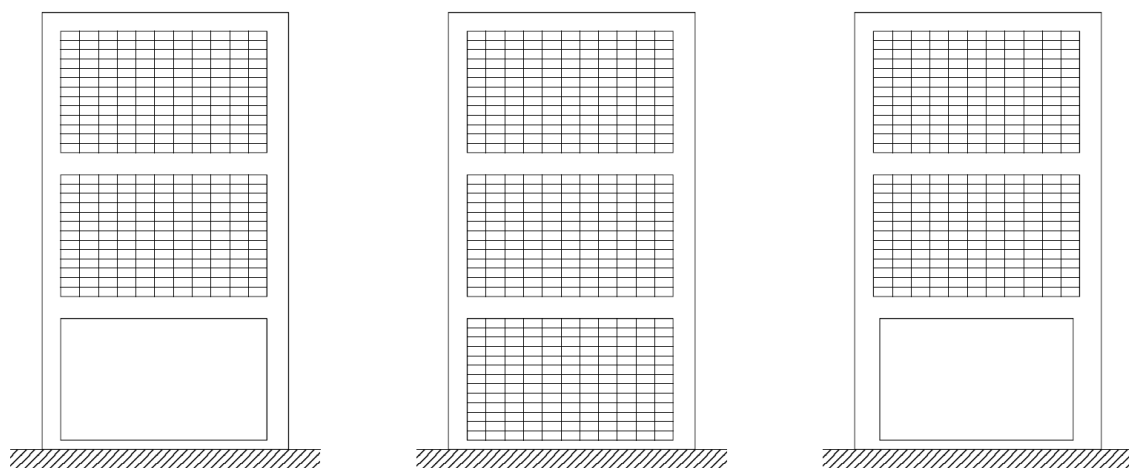


図 5 構造体に及ぼす帳壁の影響

図 5 左のように帳壁が入っていると、地震時に 1 階の柱に大きな力が加わり 1 階が崩壊する地震被害がよく見られる。このため、図 5 中央のように 1 階にも帳壁を入れるか、または図 5 右のように 1 階の柱をより太くすることなどが考えられる。

第 7 条 配筋

1. 一般帳壁の主筋は両支持端の間で重ね継手を設けてはならない。
2. 一般帳壁の主筋は構造体に 30d 以上定着させる。または、30d 以上定着したアンカー筋と 30d 以上の重ね継手とすることができる。
3. 片持ち帳壁の主筋には重ね継手を設けず、一端を構造体に 30d 以上定着させ、他端は開口周囲

の補強筋に鈎掛けする。

4. アンカー筋の代わりに 10d 以上定着させた径 12mm 以上のあと施工アンカーを用いることができる。

あと施工アンカーには接着系を用いる。

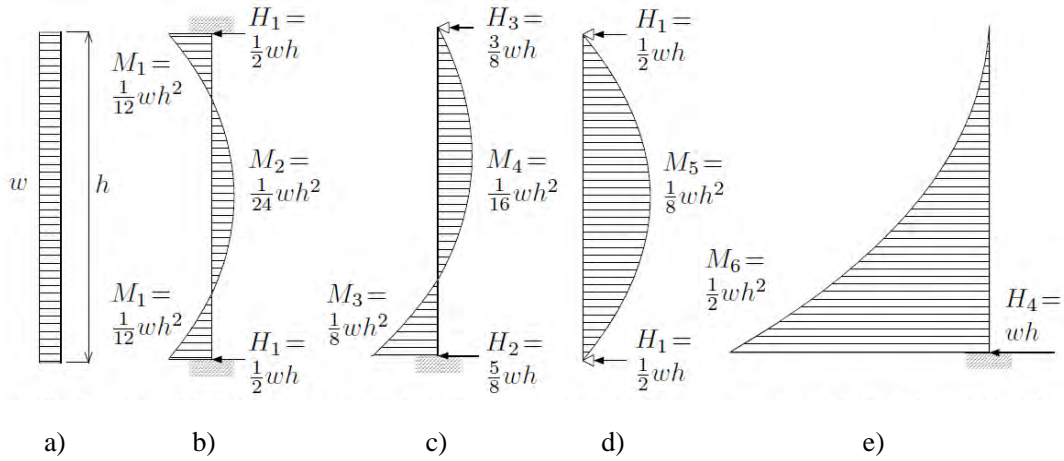


図 6 等分布荷重 w による曲げモーメントの分布

図 6a) のような等分布荷重を受ける帳壁に生ずる曲げモーメントは帳壁端部の支持条件によって b) ~ e) のようになる。帳壁の端部を完全固定とすることは難しいので、d) の状態を想定し帳壁に主筋を入れるのが現実的である。この場合、主筋端部には引張力は生じないで、せん断力のみが生ずる。片持ち帳壁の場合は曲げモーメントが e) のように大きくなるので片持ち帳壁の持ち出し長さは 1.6m 以下とし、主筋は 30d 以上定着させる必要がある。

(石山祐二)

