6．2　CHB の製品規格の概要（PNS　Philippine National Standard）

コンクリーブロックに関するフィリピンの製品規格は存在するものの、あまり活用されていない状況であった。これを所管するフィリピン・通商産業省では、その改訂へ向けて有識者による検討会を行っていた。そうした中、2019 年 10 月のミンダナオ島群発地震の被害を受けて、ドテルテ大統領の指示に基づき、急遽、構造壁用、非構造壁用、試験方法の 3 つの規格を作成した（いずれもアメリカの ASTM をほぼそのまま踏襲）。

また、その社会的な定着のため、製造業者を対象とした制度遵守の法令的な制度を整備中（2019 年 11 月現在）。

（1）基準整備のきっかけとなったミンダナオ島群発地震

① 概要

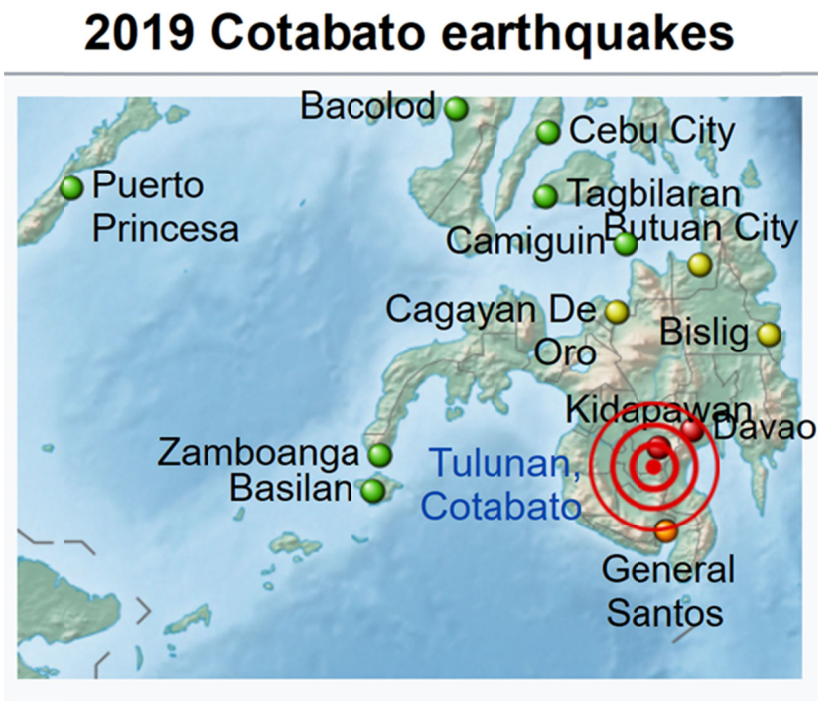
フィリピン南部ミンダナオ島内陸部で、2019 年 10 月 16 日以降、地震が頻発し、死者・行方不明 40 名以上、怪我人約 800 人の被害を生じている。建物にも被害は被害を生じている。

② 発生地震

マグニチュード 5 以上の地震のみでも、10 月 16－31 日の間に、14 回発生している。うち、マグニチュード 6 以上が 3 回、最大震度は、VIII と報告されている。

③ 建物被害

建物被害も甚大で、住宅 23,000 棟以上が倒壊、学校 36 棟が倒壊と報告されている。



(2)ミンダナオ群発地震を受けたドテルテ大統領の指示の報道

2019年(令和元年)11月11日(月)　The Daily NNAフィリピン版【Philippines Edition】 第05861号[3]

【フィリピン―建設】

空洞ブロック規格認証対象に、大統領指示

フィリピン貿易産業省は7日、規格認証の取得が必要な建材に建築用空洞コンクリートブロックを含めるよう、ドゥテルテ大統領が指示したと発表した。このところミンダナオ島で地震が相次ぎ、倒壊した建築物の耐震性が問題視されていることが背景にある。

貿易産業省によると、大統領は閣議で小規模メーカーの多くが適切な工程で空洞ブロックを製造していない疑いがあるとして懸念を表明。同省による規格認証が必要な建材のリストに、空洞ブロックを追加するよう求めた。

鉄鋼やセメントなどは既に、規格認証が必要な建材のリストに含まれている。貿易産業省は空洞ブロックのほか、合板、屋根ふき材、タイルも対象に加える方向で検討中だ。

地方自治体や請負業者に対し、品質基準を満たした建材のみの使用を義務付ける方針も表明した。違反した業者には事業免許の剥奪も辞さないほか、政府主導の事業の場合は契約を打ち切る考えという。

貿産省は建材の規格認証の強化を推進している。フィリピン国家基準（ＰＮＳ）に基づく製造施設の検査に加え、製品自体の検査も実施。海外から輸入する鉄鋼やセメントについては、発送前と到着後の検査を義務付けている。

(3) 大統領の指示を受けたコンクリーブロックの製品規格

前記の指示を受けて、①構造材用のコンクリーブロック、②非構造材用のコンクリーブロック、③試験方法の 3 編の規格が整備された。下記は、フィリピン・通商省ウエブサイトの規格が制定された旨の公告。

Announcement

PNS ON MASONRY UNITS

The Department of Trade and Industry's Bureau of Philippine Standards (DTI-BPS) informs concerned sectors that the following standards were adopted and approved as Philippine National Standards (PNS):

1. PNS ASTM C90:2019 Standard Specification for Loadbearing Concrete Masonry Units
2. PNS ASTM C129:2019 Standard Specification for Nonloadbearing Concrete Masonry Units
3. PNS ASTM C140/C140M:2019 Standard Test Methods for Sampling and Testing Concrete Masonry Units and Related Units

These standards cancel and replace PNS 16:1984 Specification for Concrete Hollow Blocks. These standards provide requirements and test methods for loadbearing and nonloadbearing units that shall impact the Philippine concrete industry and ultimately the Philippine construction industry. These standards also contribute to the following United Nations Sustainable Development Goals (UNSDG):

Copies of these standards may be secured for a minimal fee at the DTI-BPS Standards Data Center, 3F Trade and Industry Building, 361 Sen. Gil Puyat Avenue, Makati City at Tel. No. 791.3127 or through e-mail: bps@dti.gov.ph or standardsdatacenterbps@dti.gov.ph.

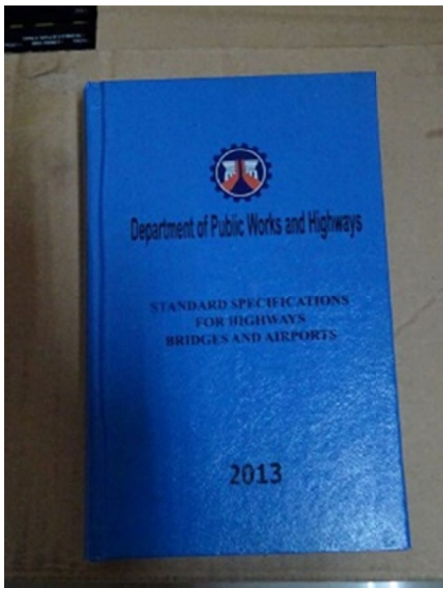
MM No. 2019-360

6．3　関係制度の資料収集

コンクリーブロックに関係するフィリピンの、下記の制度についての調査を行った。

(1)公共事業道路省の標準仕様書

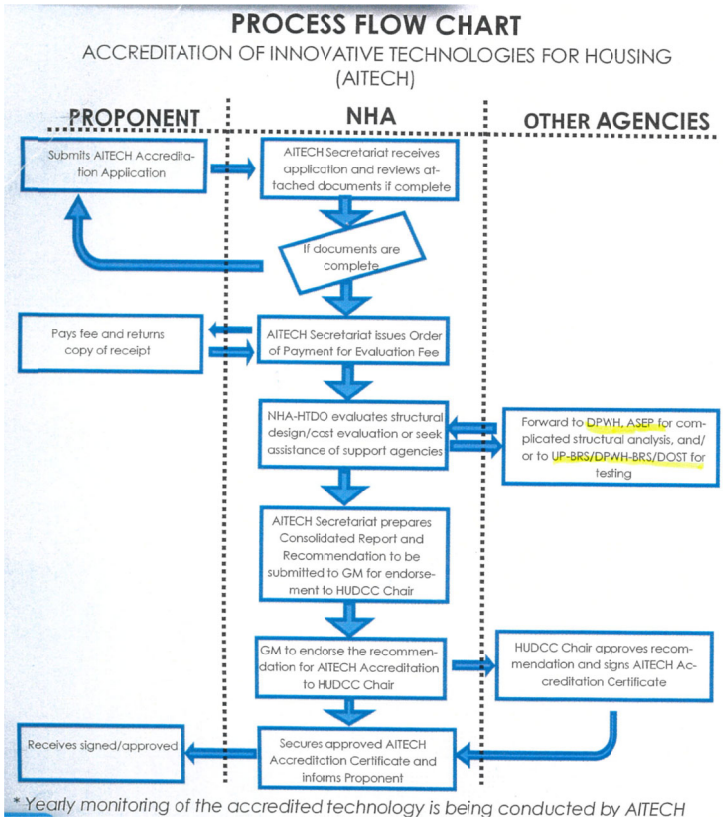
公共事業道路省(DPWH)は、道路、橋梁、公共建築物などの整備を行っている。そのうち、高速道路、橋梁、空港の整備のための標準仕様書に、コンクリーブロックを使用した工事のための規定が、極めて簡潔であるが記載されている。



公共事業道路省の標準仕様書の表紙

(2)国家住宅庁が事務局を務める認証制度(AITECH)

低所得層向けの住宅供給を担当する国家住宅庁(NHA)では、関係省庁、関係団体からなる審査により、新たな材料、工法などついての認証制度(AITECH)の事務局を務めている。



AITECH 認証のフロー

AITECH

ACCREDITATION OF INNOVATIVE TECHNOLOGIES FOR HOUSING

DATA FORM
BUILDING SYSTEM
NEW APPLICATION

Name of Proponent : _____
Business Address : _____
Company/Corporate Head : _____
Position : _____
Contact Person : _____
Position : _____
Tel. No/Fax Nos./Cell. No. : _____
Email Address : _____
Name of Technical Material : _____
Location of Plant/Warehouse : _____
Brief Description : _____

**********Checklist of requirements (To be submitted in 3 sets) **********

- [ ] Company Profile supported with Registration Certificate from SEC for corporations, DTI for soles proprietorship or CDA for cooperatives.
- [ ] Audited Financial Statements which shall include Accountants Statement and Income Tax Return stamped and duly received by the BIR
- [ ] Copy of Title of Patent (if applicable)
- [ ] Technology Brochures
- [ ] Technical Manual
- [ ] Economic Life Span (signed and notarized warranty, see attached suggested format)
- [ ] Sample Material (1 only)
- [ ] Video Presentation on the Correct Construction Methodology
- [ ] Test Results – Suggested accredited testing agencies/ laboratories
  - [ ] Moisture Test — MATEST or other DPWH accredited agencies / laboratories (02) 642-0664
  - [ ] Compressive and Tensile Test — DOST 837-2071 / UP-BRS 981-8500
  - [ ] Fire Test — FPRDI 049-5362360
  - [ ] Other Necessary Tests
- [ ] White/Blue print of signed and sealed Building Plans (3 sets-20" x 30" and and 3 sets-A3)
- [ ] Building Specifications signed and sealed
- [ ] Cost Estimates of the applied technology (Direct Cost only) signed and sealed
- [ ] Cost Comparison between the applied innovative technology , material and the conventional (see attached suggested format)
- [ ] Structural Design Analysis and Computation in Metric System signed and sealed (Structural Designer should be an ASEP Member)
- [ ] Photocopy of PRC ID of licensed professionals (per discipline i.e, structural, architectural, plumbing, electrical, mechanical, if necessary)
- [ ] Technology Power Point Presentation (e-file copy)
- [ ] List of Completed and On-going Projects using the applied technology /material (List should include project name and owner, location and no. of units)
- [ ] Ocular inspection of Plant, Completed and On-going Projects using the applied technology

Note: *Foreign Trade Test results shall be accompanied by a letter of Certification from the Embassy where the tests were conducted*

Technology evaluation shall be based on the information provided in all documents submitted to the AITECH Secretariat.

AITECH SECRETARIAT
HOUSING TECHNOLOGY AND TECHNICAL RESEARCH DEPARTMENT
2nd Floor, NHA Main Office, Elliptical Road Diliman, Quezon City
Telefax No.: (02) 929-5850

Verified as to the completeness of documents:

Date Verified:

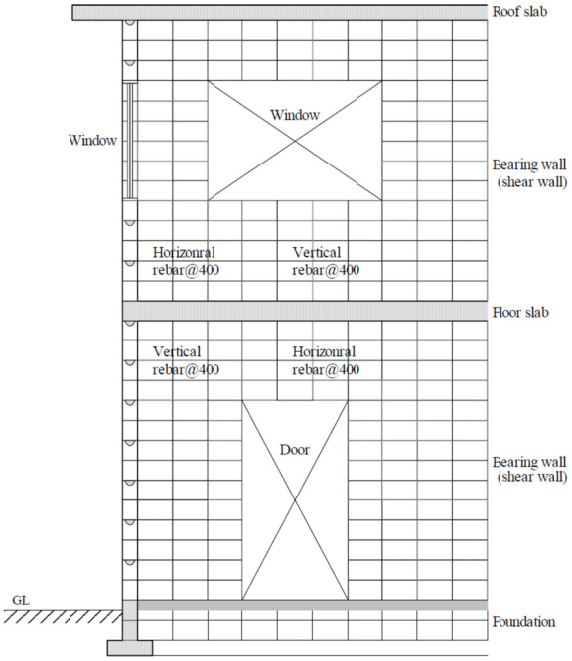
AITECH の申請書の様式の表紙

6．4　フィリピン向け改善工法の提案と設計例

(1)改善工法の提案

①　フィリピンの新 CB 造の基本方針

Fundamentals of new CHB construction in the Philippines	フィリピンの新 CB 造の基本方針
1. Use of high quality CHB units ・Less amount of grout (hollows with rebars only to be grouted) 2. Simple execution of work ・No columns (bearing walls act as shear walls) ・No beams (reinforced concrete slabs act as diaphragms and bond beams) ・Firm foundation of CHB units ・Use of D10 and D13 rebars only 3. Short construction period ・No mortar finishing on walls ・Less form works ・Various types of slabs：cast in place reinforced concrete, steel deck, precast, etc.	1. 高品質の CB ユニットの使用 ・グラウト量の減少（補強筋を入れる空洞のみをグラウト） 2. 施工の簡素化 ・柱は不要（耐力壁は耐震壁としても働く） ・梁（臥梁）は不要（RC 造スラブはダイヤフラムと臥梁としても働く） ・CB ユニットを用いた堅固な基礎 ・D10 と D13 の補強筋のみ使用 3. 施工期間の短縮 ・壁のモルタル仕上げ不要 ・最小限の型枠工事 ・種々のスラブ：現場打ち RC、デッキ、プレキャスト等



New CHB construction in the Philippines フィリピンの新 CB 造

② フィリピンの（提案 I, II に対する）新補強コンクリートブロック造設計・施工指針（案）

(Draft) Guideline for New Reinforced Concrete Hollow Block (CHB) Construction in the Philippines (for Proposals I and II)	フィリピンの（提案 I, II に対する）新補強コンクリートブロック造設計・施工指針（案）
Scope ・This guideline shall be used for buildings of reinforced concrete hollow block (CHB) construction not exceeding three stories, except the basement.	**適用** ・本指針は、地階を除く階数が 3 以下の補強コンクリートブロック造の建物に適用する。
Foundation ・Bearing wall lines shall be supported by reinforced concrete (RC) or equivalent continuous foundation. ・The width of the foundation wall shall not be less than the thickness of the bearing wall.	**基礎** ・耐力壁線は RC または同等の布基礎によって支持されること。 ・基礎の立ち上がり部分の幅は耐力壁の厚さ以上とする。
Bearing Wall ・Bearing walls shall be installed in balance horizontally and vertically. ・Bearing walls shall be composed of CHB that shall not be less than 0.15m in thickness. ・The gross compressive strength of CHB unit shall be no less than 6N/mm^2 (870psi). ・The height of bearing walls between the top and bottom supports shall be less than 3.3m.	**耐力壁** ・耐力壁は平面的にも立面的にもバランスよく配置する。 ・耐力壁に用いる空洞コンクリートブロックの厚さは 0.15m 以上とする。 ・ブロックユニットの全圧縮強度は 6N/mm^2 (870psi)以上とする。 ・耐力壁の頂部と底部の支持点間の高さは最大 3.3m とする。

・The bottom of bearing walls shall be supported by foundations or floor slabs, and the top of the bearing walls shall be supported by either floor slabs, roof slabs or continuous bond beams.

・耐力壁の底部は基礎または床スラブで支持され、耐力壁の頂部は床スラブ、屋根スラブまたは連続している結合梁で支持されること。

・The bearing walls of the 1st story shall be placed on the continuous foundation or on the bearing walls of the basement.

・1 階の耐力壁は RC の布基礎または地下階の壁の上に配置する。

・The bearing walls shall be placed no less than 1/3 of each bearing wall line.

・耐力壁は各耐力壁線について、その耐力壁線の長さの 1/3 以上配置する。

・The bearing walls of the upper story shall be on the bearing wall lines of the lower story.

・上階の耐力壁は下階の耐力壁線の上に配置する。

・The bearing wall lines shall be placed no more than 8m apart in X and Y directions.

・耐力壁線は X, Y 方向とも 8m 以上離れないように配置する。

・The wall ratio of each story for X and Y directions shall not be less than the value shown in the Table below, where the wall ratio is the sum of the horizontal sectional area of bearing walls divided by the floor area of the story concerned. For the bearing wall that is inclined θ from X or Y direction, the horizontal sectional area shall be multiplied by $\cos^2\theta$.

・各階の壁率は X, Y 方向それぞれ次の表の値以上とし、ここで壁率は耐力壁の水平断面積の和をその階の床面積で除したものである。X, Y 方向からθ傾いた耐力壁に対しては、その断面積に $\cos^2\theta$ を乗じる。

Table: Wall ratio of the story

Single story buildings	2 story buildings	
	1st story	2nd story
1.20%	2.76%	1.46%

3 story buildings		
1st story	2nd story	3rd story
4.32%	3.20%	1.70%

表：各階の壁率

平屋の建物	2 階建の建物	
	1 階	2 階
1.20%	2.76%	1.46%

3 階建の建物		
1 階	2 階	3 階
4.32%	3.20%	1.70%

・The bearing walls shall be reinforced

・耐力壁は、耐震壁としても挙動するように縦

by horizontal and vertical rebars, so that they can behave as shear walls.	横筋によって補強すること。
・The rebars shall be D10 or larger that are spaced horizontally as well as vertically no more than every 0.6m. It is recommended that the rebars at the end of walls and around openings are D13 equivalent or larger.	・補強筋は D10 以上とし、その間隔は縦横とも 0.6m を超えないこと。壁の端部と開口周囲の補強筋は D13 以上を用いるのが望ましい。
・The vertical rebars shall be continuous from the bottom to the top of walls.	・縦筋は壁の下部から上部まで連続していること。
・All reinforcement shall be covered by concrete or cement mortar no less than 30mm in thickness. The thickness may include the thickness of face shell or web of CHB units.	・補強筋のコンクリートまたはモルタルによる被り厚さは 30mm 以上とすること。被り厚さには CB ユニットのフェイスシェルまたはウエブの厚さを加えることができる。
Floor	**床**
・The floors shall be constructed with RC or equivalent slabs that can transmit lateral forces to bearing walls as the diaphragms.	・床はダイヤフラムとして水平力を伝達できる RC スラブまたはそれと同等の構造とすること。
・In case there is no diaphragm, a continuous bond beam shall be provided.	・ダイヤフラムのない場合は、連続する結合梁（臥梁）を設けること。

③ フィリピンへの CHB 工法の提案

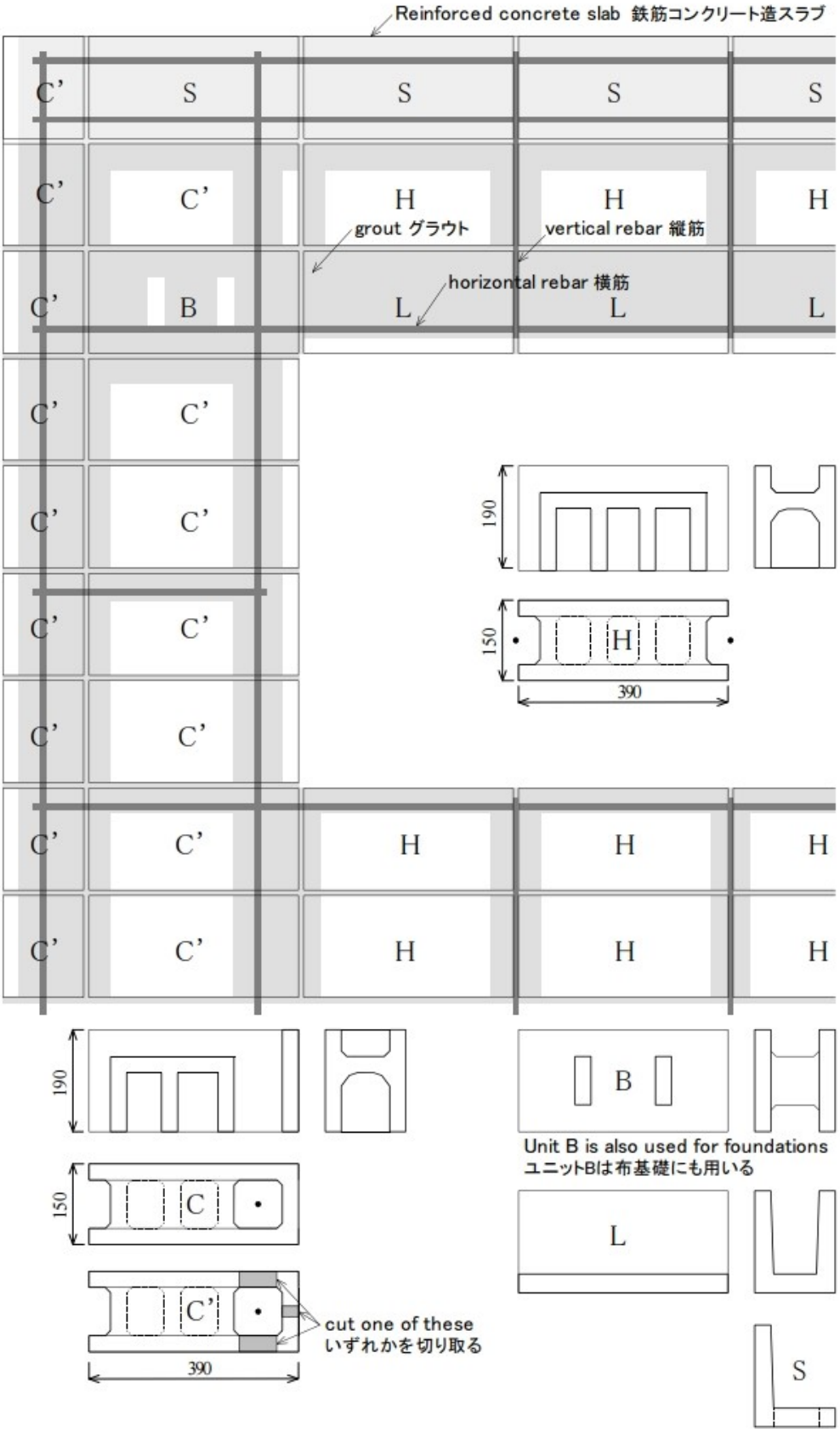
Proposal of new CHB construction in the Philippines	フィリピンへの CHB 工法の提案
Proposal I: Improved Japanese conventional construction	**提案 I: 日本の在来工法の改善工法**
Conventional Japanese reinforced CHB construction (390×190×150mm unit) will be improved maintaining the merits of the construction.	日本の在来補強 CB 造（ユニット 390×190×150mm）の長所を残し、短所を改良する。

4. Merits of conventional CHB construction are: a) Reinforced CHB walls act as bearing walls and shear walls. Therefore, no column is required. b) Joint mortar depth is 10mm. Then faces of walls look beautiful and no mortar finishing to walls may be required. c) All hollows of CHB unit may not be filled with grout. d) CHB units can be piled without lifting them up to the top of vertical rebars.	4. 在来 CB 造の長所は、 a) 補強 CB 造の壁は耐力壁かつ耐震壁として働くので、柱は不要である。 b) モルタル目地の厚さは 10 ㎜で、見た目も美しく、モルタル仕上げを省略することができる。 c) すべての CB ユニットの空洞をグラウトで充填する必要はない。 d) 縦筋を設置した後、CB ユニットを持ち上げることなく積むことができる。
5. Demerits of conventional CHB construction are: a) Bond beams that are wider than wall thickness stick out from the walls. b) Construction of bond beams is difficult. c) Intersections of walls and fringes of openings need to be cast with concrete.	5. 在来 CB 造の短所は、 a) 臥梁の幅は壁厚より厚いので、壁面より飛び出す。 b) 臥梁の施工が難しい。 c) 壁と壁の交差部や開口部周囲にコンクリートを打設する必要がある。
6. In order to overcome these demerits, improvements will be made as follows. a) CHB units for bond beams and lintels will be used, then the construction of bond beams and lintels becomes simpler. b) Cutting some parts of face shells and webs makes the construction easier at intersections of walls and fringes of openings.	6. 上記のような短所なくするため、次のような改良を行う。 7. a) 臥梁ユニットを用い、臥梁や「まぐさ」の施工を簡略化する。 b) c) 壁の交差部や開口周囲においてフェイスシェルやウエッブを切断することによって、その部分の施工を簡略にする。

c) Firm foundation is realized using CHB units.	c) CHB ユニットを用いた堅固な基礎を採用する。
Proposal II: New construction using new CHB units New construction using new CHB units (400×200× 150mm) has features as follows:	**提案 II：新 CB ユニットを用いた新工法** 新しい CB ユニット（400×200×150mm）による新工法には次のような特徴がある。
1. Running bond as well as stack bond can be possible without lifting CHB units up to the top of vertical rebars.	1. CB ユニットを縦筋の上端まで持ち上げることなく、芋目地も破れ目地も可能である。
2. CHB units can be piled without joint mortar. Gout will be filled after several rows of units are piled.	2. モルタルを用いずに CB ユニットを積み上げることができる。数段ユニット積み上がった後にグラウトを充填する。
3. Between upper and lower CHB units, cylindrical plastic splines are inserted, that restrict the out of plane movement of units. The splines will also be used to adjust the plumb line of walls.	3. CB ユニットを配置する際に、円柱プラスチック棒（やとい実）を挿入し、ユニットの面外移動を防ぐ。やとい実は、その位置を調整することによって、面外の傾斜を修正する。
4. The stiffness and strength of floor slabs can be increased against vertical loads using CHB units for bond beams with horizontal rebars.	4. 臥梁用 CB ユニットを用い横筋を配置することによって、床スラブの鉛直荷重に対する強度と剛性を高めることができる。
5. Reinforced concrete slabs without form work can be possible.	5. 型枠を用いない RC スラブが可能である。
6. CHB units for bond beams can be used to make firm continuous foundation that reduce the form work for foundation.	6. 臥梁用 CB ユニットを用いた堅固な布基礎を採用することによって基礎の型枠工事が減少する。

④-１　提案Ｉ（日本の在来工法の改善工法）

Proposal I (Stack bond)　　提案I（芋目地）



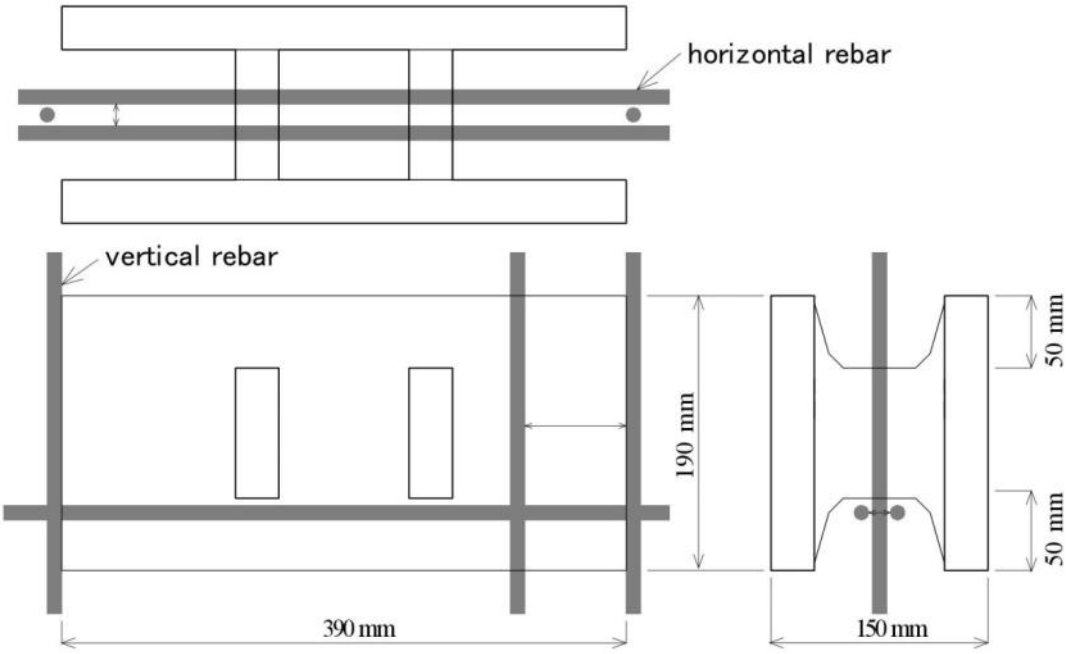
④- 2　提案Ⅰ（臥梁とまぐさ用 CB ユニット）

Proposal Ⅰ 提案I

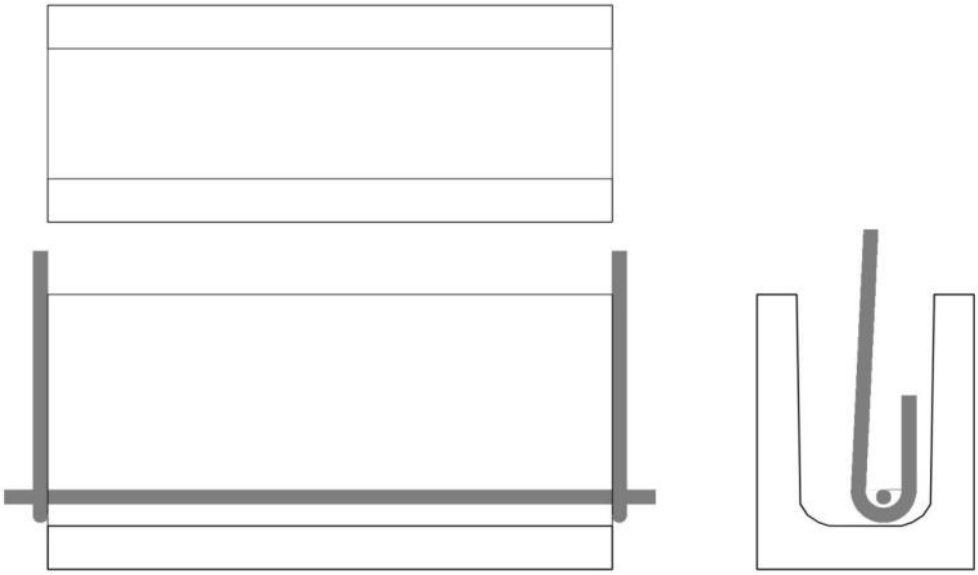
CHB units for bond beam and lintel

臥梁とまぐさ用CBユニット

B

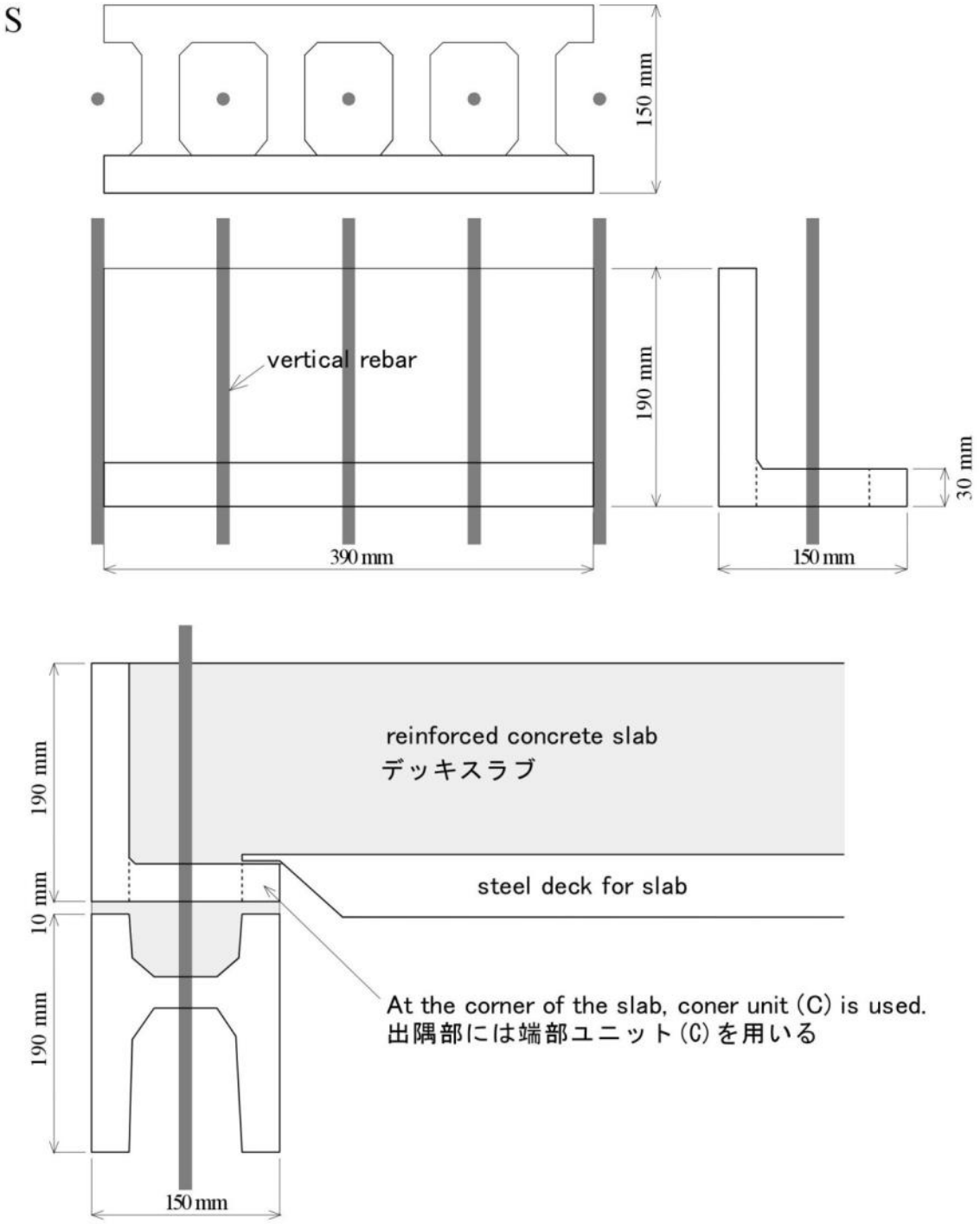


L



④- 3　提案Ⅰ（スラブ端部用 CB ユニット）

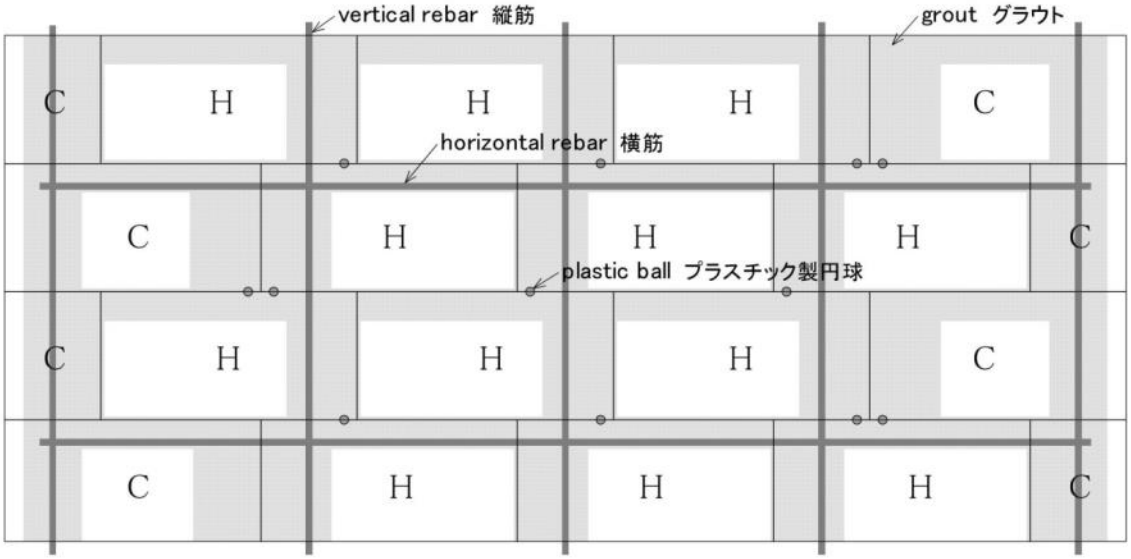
Proposal I　CHB units for slab ends
提案I　スラブ端部用CBユニット

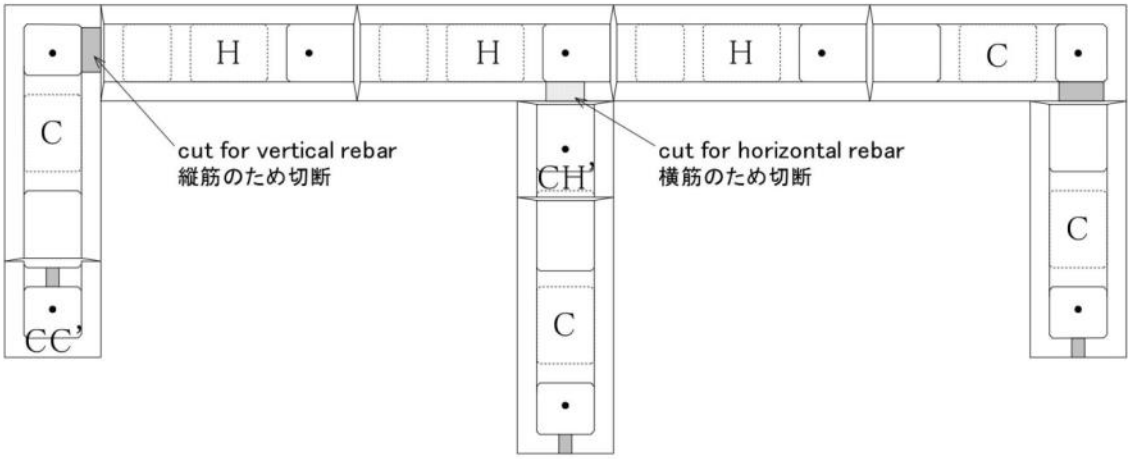


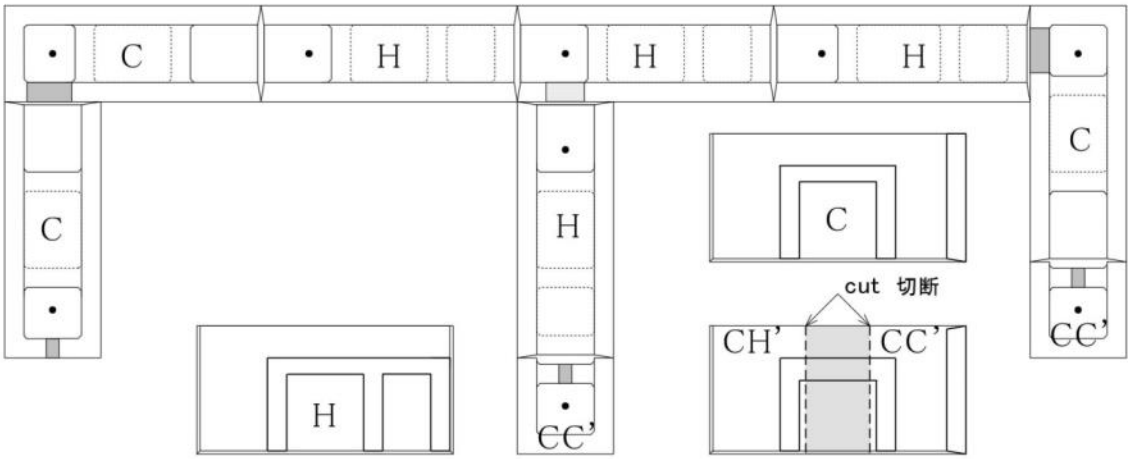
⑤-１　提案Ⅱ（破れ目地15）

Proposal II (Running bond 15)
Basic units are (H) and (C).
(C) units are cut to make (CC') and (CH').

提案II（破れ目地15）
基本ユニットは(H)と(C)である。
ユニット(C)は切断し(CC')と(CH')とする。



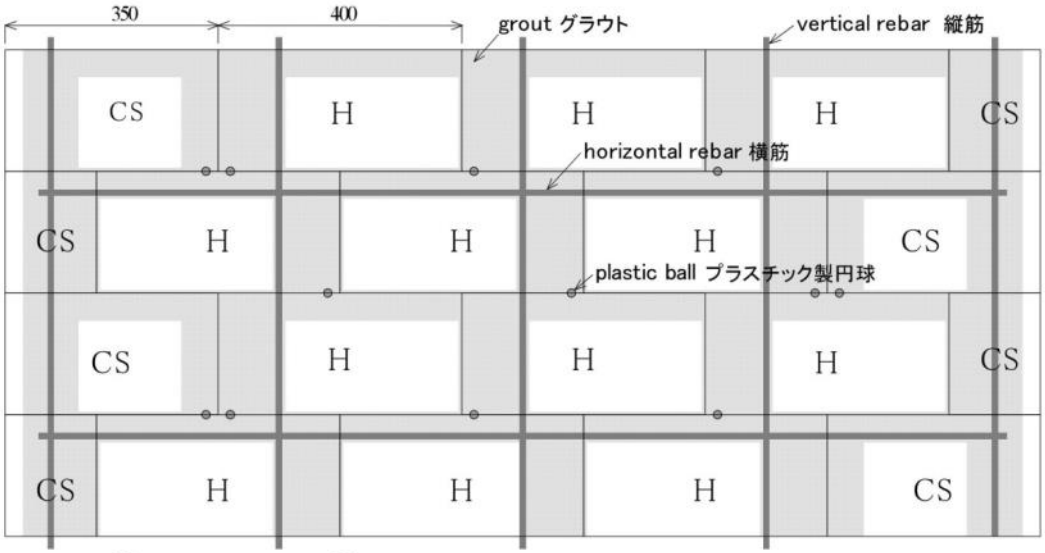


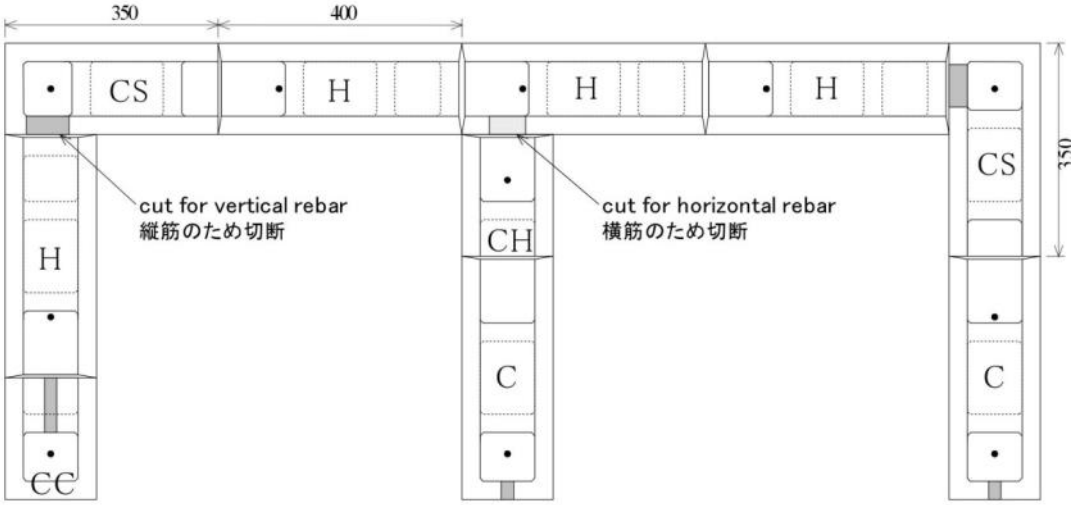


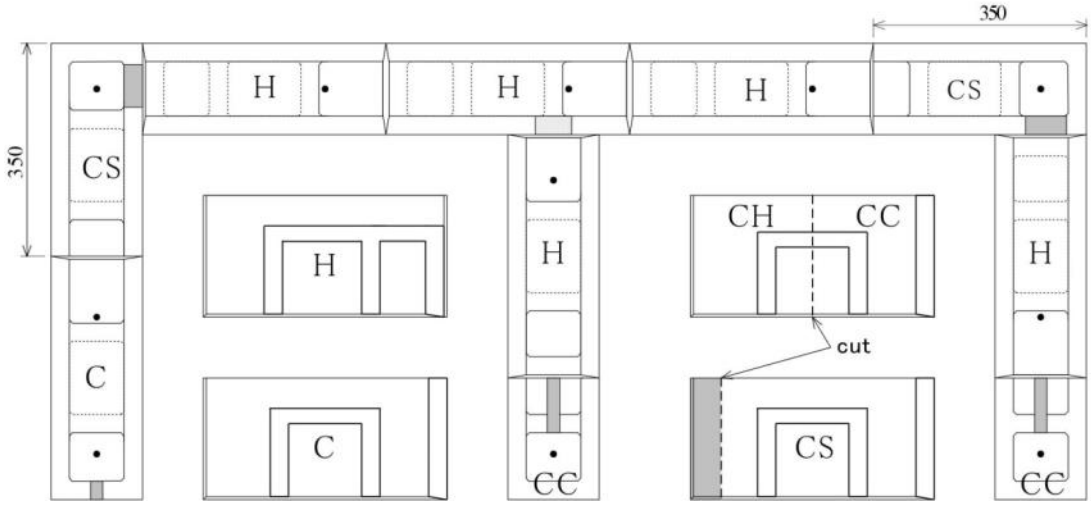
⑤-２　提案Ⅱ（破れ目地20）

Proposal II (Running bond 20)
Basic units are (H) and (C).
(C) units are cut to make (CS), (CC) and (CH).
350mm long (CS) is used at the end.

提案II（破れ目地20）
基本ユニットは(H)と(C)である。
ユニット(C)は切断し(CS), (CC)と(CH)とする。
長さ350の(CS)を端部に用いる。

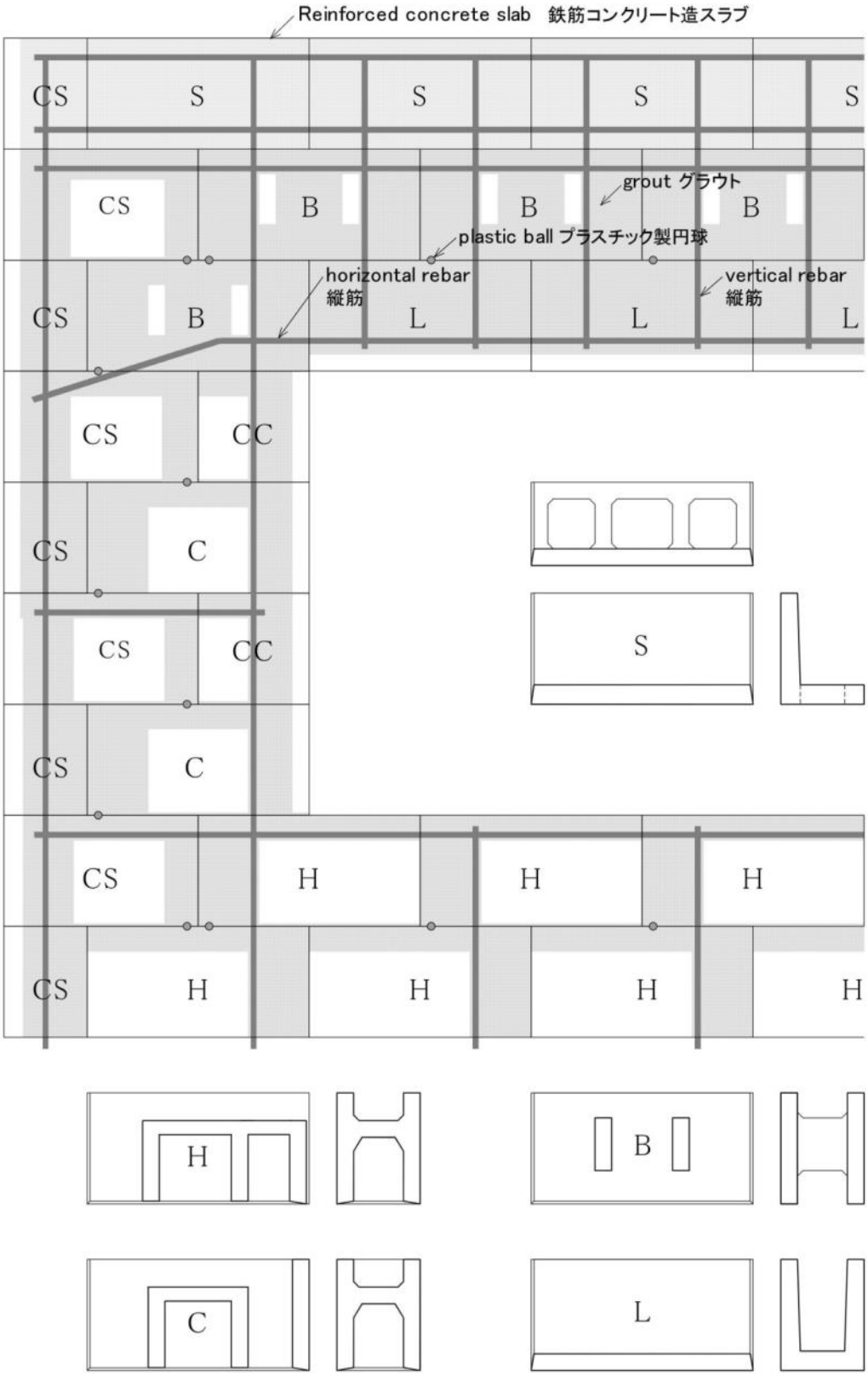






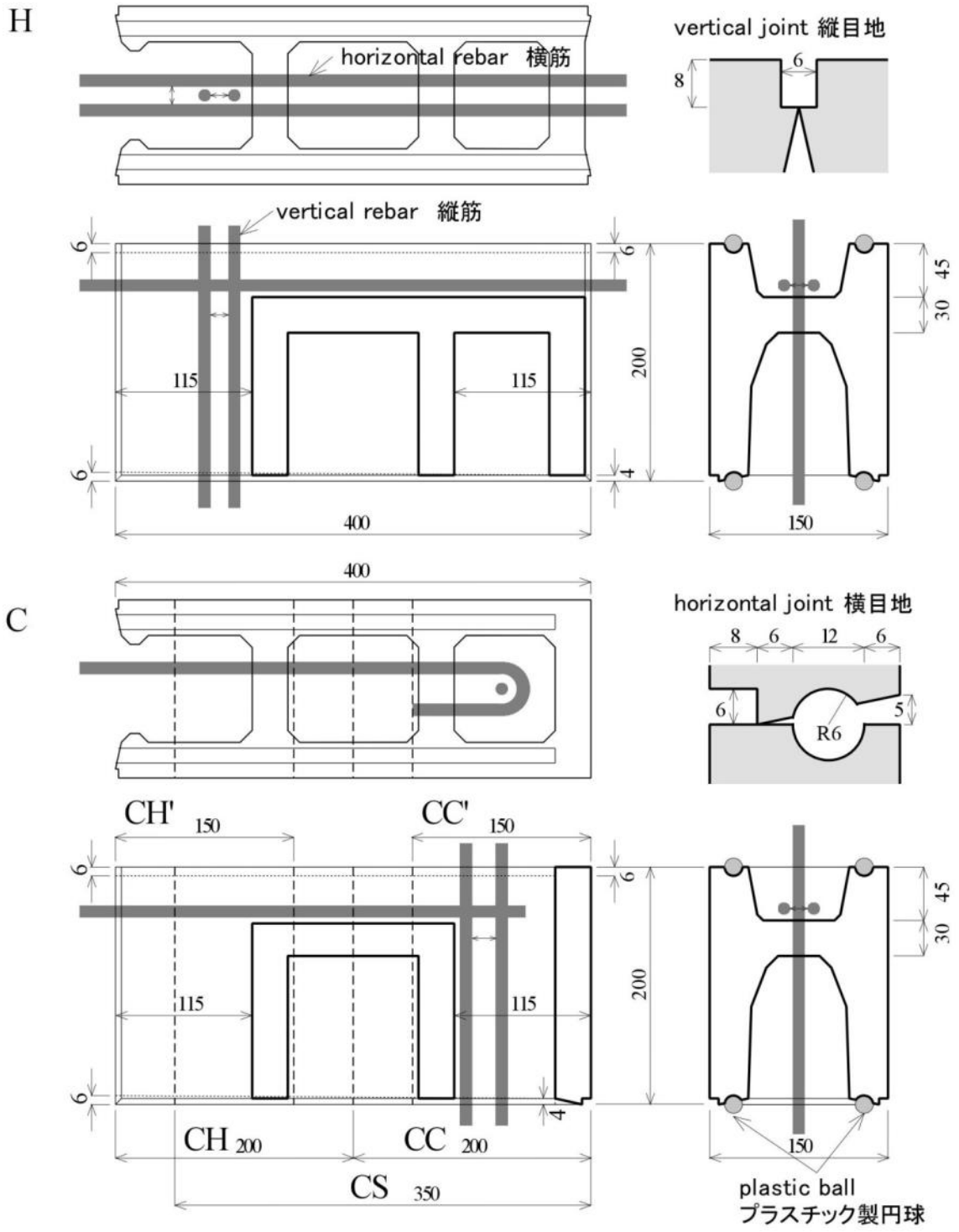
⑤-３　提案Ⅱ（臥梁とまぐさ）

Proposal II (Running bond 20)　　提案II（破れ目地20）
Bond beam and lintel　　臥梁とまぐさ



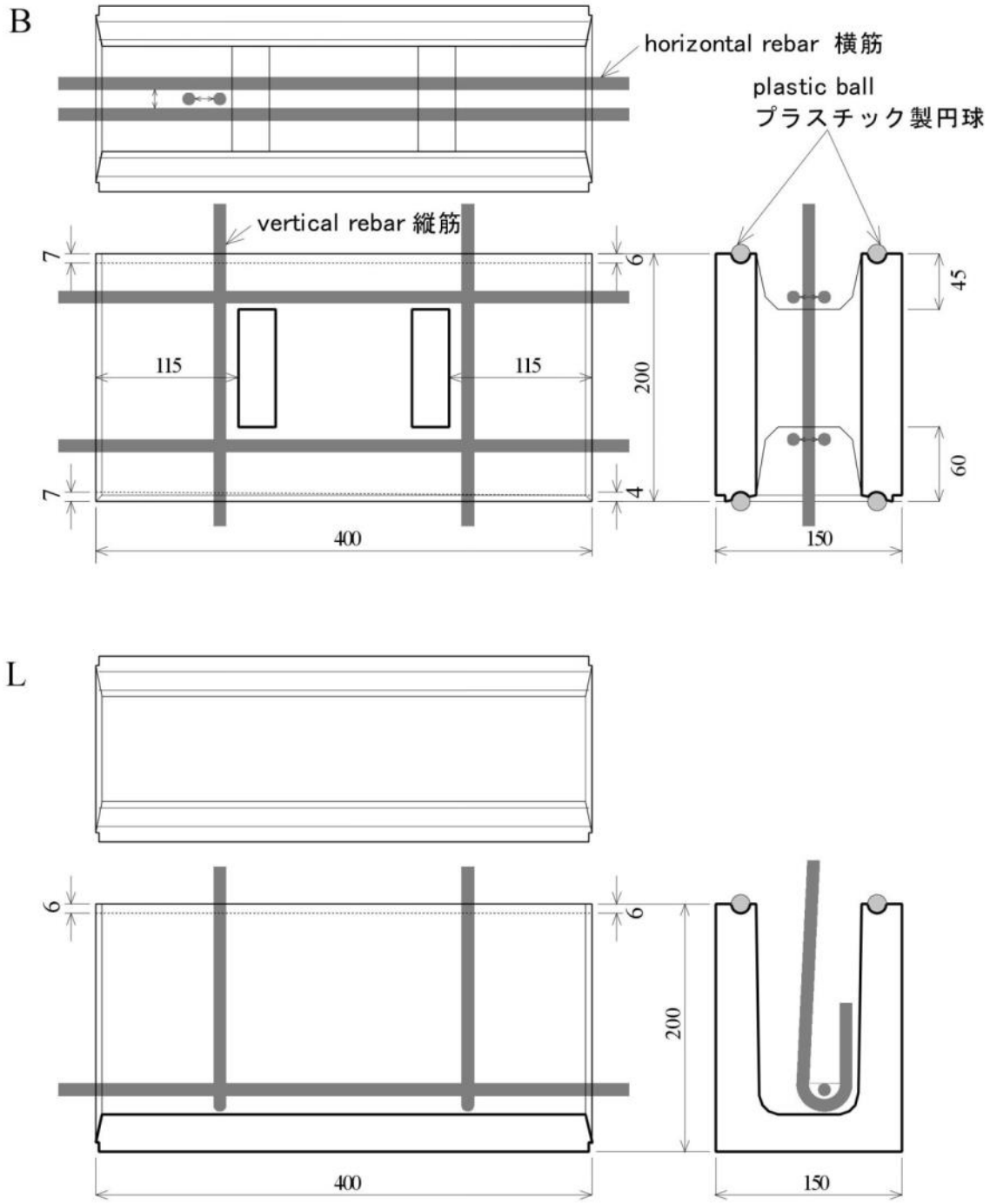
⑤-４　提案Ⅱ（芋目地･破れ目地用 CB ユニット）

Proposal II　CHB units for stack and running bond
提案Ⅱ　芋目地・破れ目地用CBユニット



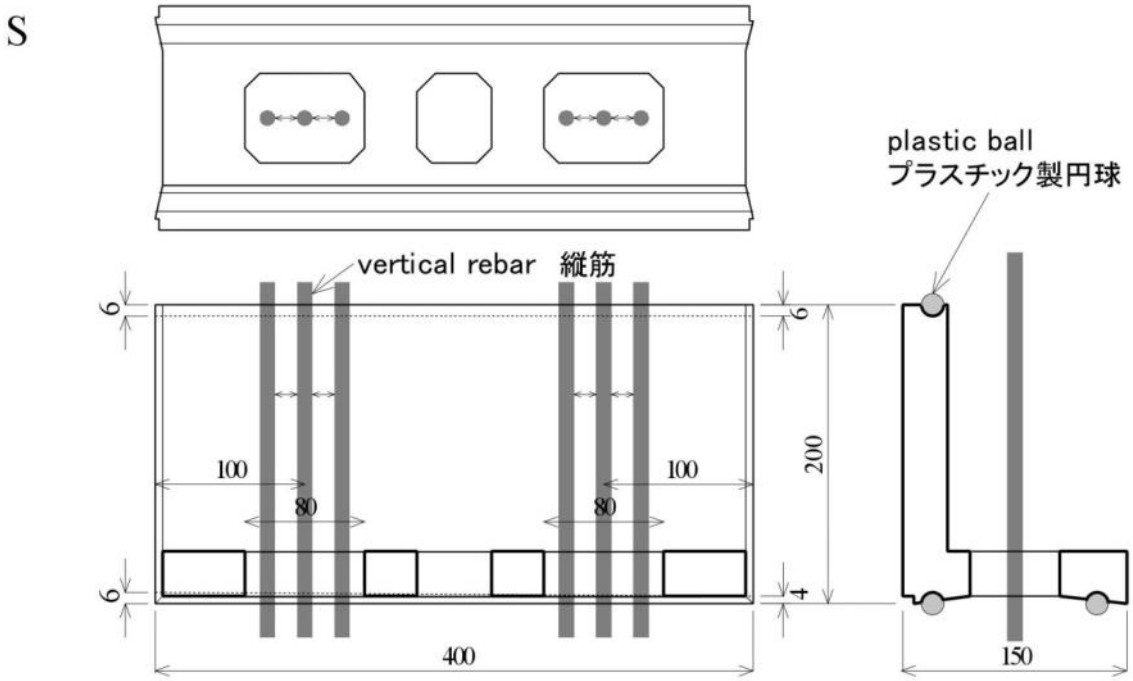
⑤-５　提案Ⅱ（臥梁とまぐさ用 CB ユニット）

Proposal II　CHB units for bond beam and lintel
提案Ⅱ　臥梁とまぐさ用CBユニット



⑤-６　提案Ⅱ（ＣＢスラブ用ユニット）

Proposal II　CHB units for slab
提案Ⅱ　スラブ用CBユニット



⑥-1

補強コンクリートブロック造の水平耐力と鉛直耐力

1　はじめに

補強コンクリートブロック（CB）造などの構造規定には多くの仕様規定があり、その多くは構造性能を高めることを目的としている。しかし、部材寸法・補強筋などの値や仕様規定については、その根拠が明確でないものも多い。このため、ここでは基本に立ち返ってCB造の目指すべき構造性能についてあらためて考えてみる。

2　耐力壁の面外方向について

2.1　面外方向のモーメントと反力

壁に図1a) に示すような等分布荷重 w が作用する場合を考える。荷重によって壁に生じる応力は壁端部の支持条件によって異なり、上端も下端も梁などに固定されている場合は同図b) のように曲げモーメント M と反力 H が生じる。下端固定・上端ピン支持の場合はc)、両端ピン支持の場合はd) のようになる。下端のみが固定されている場合はe) のようになり、b)〜d) に比べると下端のモーメントが極端に大きくなり、これがブロック塀が地震によって倒壊する大きな原因である。

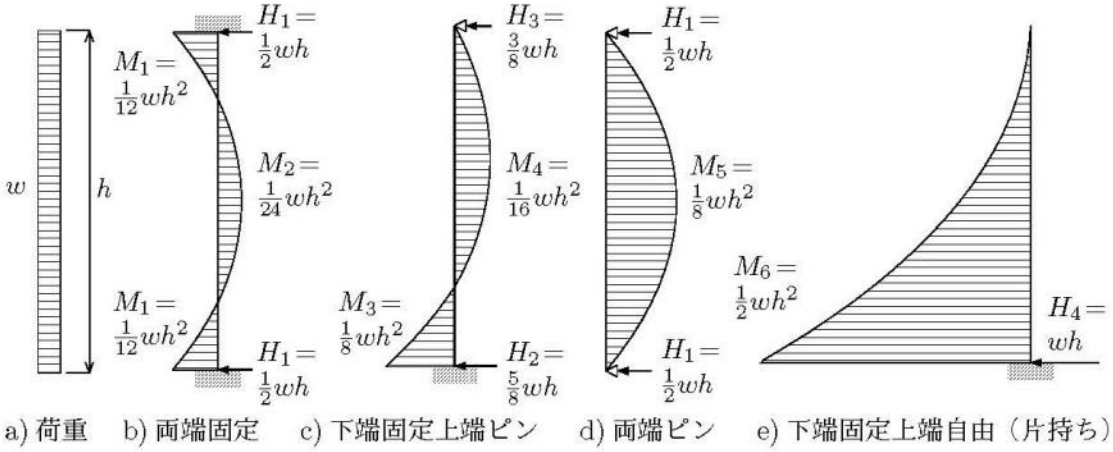


図 1: 壁の面外荷重によるモーメントと反力

よって、壁をe) のような片持ち状態にならないように支持するのが好ましい。やむを得ず片持ちとなる場合は、高さを一般の壁の1/2以下にし、かつ縦補強筋の下端を壁を支える横架材（布基礎や梁など）に十分定着させる必要がある。もちろん、壁を支持する基礎や梁などは壁の転倒モーメント（$M_6 = \frac{1}{2}wh^2$）に抵抗できる耐力が必要である。

構造的には上下端とも固定となる b) が最も好ましいが、補強縦筋を上下の横架材に十分アンカーし、かつ補強縦筋の途中に継手を設けないようにするのは施工的に困難であることが多い。

結局、構造と施工の観点から考えると、d) のようにするのが好ましい。すなわち、壁の上下端はせん断力を伝達するピン接合とし、壁中央部で最大となる曲げモーメント（$M_5 = \frac{1}{8}wh^2$）に対して十分な補強筋を入れるようにする。なお、上下端が完全ピンではなく回転を拘束する固定度が少しでもあると、最大モーメントは $\frac{1}{8}wh^2$ より小さくなるので、より安全となる。

2.2 耐力壁の補強縦筋と面外耐力

図 1b)〜d) を参照すると壁を上下端で支持する場合、最大曲げモーメントは次式となる。

$$M_{\max} = M_3 = M_5 = \frac{wh^2}{8} \tag{1}$$

縦筋が引張力、CB が圧縮力を負担し、壁には面外水平震度 1.0 が作用すると仮定する。CB 造壁の単位重量を 20 kN/m^3[†]とし、その厚さ d m、CB の見付幅 0.4 m について考えると、w は次式となる[‡]。

$$w = 20 \times 0.4\,d = 8\,d\,(\mathrm{kN/m/0.4m}) \tag{2}$$

上式を (1) 式に代入すると次式となる。

$$M_{\max} = d\,h^2 \tag{3}$$

補強縦筋は壁厚の中央にあり、その許容引張力を T とすると、許容曲げ耐力 M_a は次式[§]となる。

$$M_a = T \times \frac{d}{2} \times \frac{3}{4} = \frac{3}{8}\,dT = 0.375\,dT \tag{4}$$

(3) 式と (4) 式を等しいとすると次式が得られる（この計算では CB 造壁の厚み d と荷重 w が比例するため、壁の厚みは影響しない）。

$$h^2 = \frac{3}{8}T = 0.375\,T \tag{5}$$

なお、両端固定の際には $M_{\max} = M_1 = wh^2/12$ となるので、上式は次式となる。

$$h^2 = \frac{9}{16}T = 0.5625\,T \tag{6}$$

異形鉄筋 D10 の断面積は 71mm^2、SD295 の短期許容応力度は 295N/mm^2 なので、短期許容引張力は T=20.945 kN となる。D13 の断面積は 127mm^2 なので、T=37.465 kN となる。

[†]大き（安全）すぎる値かも知れないが、仕上げ材も含めると考えると妥当であろう。

[‡]帳壁の計算では風圧力を 2.7 kN/m^2 として計算しているが、ブロックの厚さが 0.135 m 以上であれば 1g の地震力の方が支配的となる。また、低層建物では風圧力はこれほど大きくならないと考えられる

[§]目地が凹んでいる場合は、d は 1〜2mm 程度小さくなるが、係数 $\frac{3}{4}$ は $\frac{7}{8}$ でもよいので、ここでは安全側の係数 $\frac{3}{4}$ を用い目地の凹みを無視する。

よって、D10の場合は(5)式から次式が得られる。

$$h = 2.803\,\mathrm{m} \tag{7}$$

すなわち、補強縦筋D10を0.4 m間隔で入れると、CB造壁の内法高さは最大2.8 mまで許容されることになる。同様の計算をD13（断面積127 mm^2）と補強縦筋の間隔0.8mについても行うと、許容内法高さは表1のようになる。なお、同表の（　）内の値は両端固定とした場合の値である。

以上の計算より、補強縦筋D10を0.4 m間隔とすると（補強縦筋の端部を固定しなくとも)、内法高さ2.8 mまでは可能ということになる。さらに端部の固定度や無視した横筋の効果を考えると、補強縦筋D10を0.4 m間隔とすると（補強筋を周囲に定着させなくとも)、ブロックの積み高さは3 m程度は可能となる。なお、補強縦筋D10を建築基準法施行令の最大間隔0.8 mの場合（内法高さ2.8 mとすると)、両端固定で面外水平震度を0.7と想定していることになる。

表 1: 補強CB造壁の縦筋間隔と内法高さ h

面外水平震度		1.0		0.7	
縦筋の間隔		0.4 m	0.8 m	0.4 m	0.8 m
縦筋	D10	2.80 (3.43) m	1.98 (2.43) m	3.35 (4.10) m	2.37 (2.90) m
SD295	D13	3.75 (4.59) m	2.65 (3.25) m	4.48 (5.49) m	3.17 (3.88) m

(　) 内の値は両端固定とした場合

2.3 耐力壁の座屈を含む鉛直耐力

両端でピン支持されている高さ h の耐力壁の座屈荷重 P_k は次式で表される。

$$P_\mathrm{k} = \pi^2 \frac{EI}{h^2} \tag{8}$$

CBのヤング係数 E を次のように仮定する†。

$$E = 2.1\,(\mathrm{kN/mm^2}) \tag{9}$$

矩形断面の断面2次モーメント I は次式で与えられている。

$$I = \frac{b\,t^3}{12} \tag{10}$$

ここで、CBの寸法を $b = 400(\mathrm{mm})$, $t = 150\,(\mathrm{mm})$ としフエイスシェルの厚みを25mmとすると、フェイスシェル部分のみの I は次のようになる。

$$I = \frac{400 \times 150^3}{12} - \frac{400 \times 100^3}{12} = 112.5 \times 10^6 - 33.3 \times 10^6 = 79.2 \times 10^6 (\mathrm{mm}^4) \tag{11}$$

よって、断面 $400 \times 150\,(\mathrm{mm})$ のブロックで積み重ねた高さ3000(mm)の柱の座屈荷重は次のようになる。

$$P_\mathrm{k} = 3.14^2\,\frac{2.1 \times 79.2 \times 10^6}{3000^2} = 182.2\,(\mathrm{kN}) \tag{12}$$

†$E_{1/3} = 500\sigma_\mathrm{m}$ (N/mm^2)、B種CB標準強度 $F'_\mathrm{m} = 4.2$ (N/mm^2) から求めた。

上式から座屈圧縮応力度 σ_{k} は次のようになる。

$$\sigma_{\mathrm{k}} = \frac{182.2 \times 1000}{400 \times 150} = 3.04\,(\mathrm{N/mm^2}) \tag{13}$$

単位床面積 $10\,\mathrm{kN/m^2}$、（表 2 より）壁率 0.012×2 とすると、実際に耐力壁に生じている平均圧縮応力度 σ_{c} は次式となる。

$$\sigma_{\mathrm{c}} = \frac{10 \times 1000/1000000}{0.012 \times 2} = 0.417\,(\mathrm{N/mm^2}) \tag{14}$$

なお、B 種ブロックの長期圧縮許容応力度は $1.4\,(\mathrm{N/mm^2})$ である。

結局、耐力壁に生ずる圧縮応力度は、応力の集中などを考慮しても許容圧縮応力度や座屈応力度に対して十分小さく、耐力壁は鉛直力に対して十分な余裕がある。また、階数が増加してもそれに応じて壁量も増加するので、以上の応力度の関係は階数に関わらず適用できる。

3　耐力壁の面内せん断耐力と壁量

3.1　面内方向のせん断力

補強CB造壁のせん断強度は、ひび割れ発生時で 0.25〜$0.3\,\mathrm{N/mm^2}$ $(2.5$〜$3.0\,\mathrm{kg/cm^2})$、終局時でひび割れ発生時の 3 倍の 0.75〜$0.9\,\mathrm{N/mm^2}(7.5$〜$9.0\,\mathrm{kg/cm^2})$ である[1)]。よって、ひび割れ発生時に対してベースシヤ係数 0.2 で設計（短期許容応力設計）すると、終局時のベースシヤ係数は 0.6 となる。これは構造特性係数 $D_s = 0.6$ で設計することになり、（もっとも靭性の低い RC 造では $D_s = 0.55$ であり、その他の構造と比較しても）構造的には妥当な設計と考えてよいであろう。

3.2　必要壁率と設計用壁率について

ベースシヤ係数 0.2、最上階（屋根）の単位床面積当たり重量を $10\,\mathrm{kN/m^2}$、B 種ブロックの短期許容せん断応力度[1)] を $0.25\,\mathrm{N/mm^2}$ として、必要壁率 p_{r}（床面積に対する壁水平断面積の比率）を平屋建で計算すると次式となる。

$$p_{\mathrm{r}} = 0.2 \times 10 \times 1,000/(0.25 \times 1,000^2) = 0.008 = 0.80\% \tag{15}$$

設計には応力集中を含む形状係数 1.5 を考えると、設計用壁率 p_{d} は次式となる。

$$p_{\mathrm{d}} = 0.0120 = 1.20\% \tag{16}$$

2, 3 階の場合、最上階以外では単位床面積当たり重量を $13\,\mathrm{kN/m^2}$ とし、次式の A_i を用いて計算すると、2 階建で $\alpha_2 = 0.435$、$T = 0.14$ の場合、$A_2 = 1.213$ となる。3 階建で $\alpha_3 = 0.278$、$\alpha_2 = 0.639$、$T = 0.21$ の場合、$A_3 = 1.417$、$A_2 = 1.158$ となる。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i\right)\frac{2T}{1+3T} \tag{17}$$

よって、2階建の1, 2階の必要壁率 p_r と設計用壁率 p_d は次のようになる（以下の式において添字の (1/2) は2階建の1階を示す）。

$$p_{r(1/2)} = 0.2 \times (10 + 13) \times 1,000/(0.25 \times 1,000^2) = 0.0184 = 1.84\%$$

$$p_{d(1/2)} = 1.5p_r = 0.0276 = 2.76\% \tag{18}$$

$$p_{r(2/2)} = 0.2 \times 10 \times 1,000/(0.25 \times 1,000^2) \times 1.213 = 0.0097 = 0.97\%$$

$$p_{d(2/2)} = 1.5p_r = 0.0146 = 1.46\% \tag{19}$$

3階建の1, 2, 3階の必要壁率 p_r と設計用壁率 p_d は次のようになる。

$$p_{r(1/3)} = 0.2 \times (10 + 13 + 13) \times 1,000/(0.25 \times 1,000^2) = 0.0288 = 2.88\%$$

$$p_{d(1/3)} = 1.5p_r = 0.0432 = 4.32\% \tag{20}$$

$$p_{r(2/3)} = 0.2 \times (10 + 13) \times 1,000/(0.25 \times 1,000^2) \times 1.158 = 0.0213 = 2.13\%$$

$$p_{d(2/3)} = 1.5p_r = 0.0320 = 3.20\% \tag{21}$$

$$p_{r(3/3)} = 0.2 \times 10 \times 1,000/(0.25 \times 1,000^2) \times 1.417 = 0.0113 = 1.13\%$$

$$p_{d(3/3)} = 1.5p_r = 0.0170 = 1.70\% \tag{22}$$

結局、必要壁率 p_r と設計用壁率 p_d は表2のようになる。

表 2: 各階・各方向の必要壁量 p_r と設計用壁量 p_d

必要壁量	平屋	2階建		3階建		
		1階	2階	1階	2階	3階
必要壁率* p_r	0.0080	0.0184	0.0097	0.0288	0.0213	0.0113
設計用壁率* p_d	0.0120	0.0276	0.0146	0.0432	0.0320	0.0170
長さ/床面積**（mm/m^2）	80	184	97	288	213	113
AIJ 規準（B種）（mm/m^2）	150	180	150	250	180	150

*（単位床面積に対する壁断面積）

**壁厚 150 mm の場合（建築基準法施行令第 62 条の 4 第 2 項では 150 mm/m^2 以上）

表2より建築基準法施行令第62条の4第2項で規定されている「壁量 15 cm/m^2 以上」（150 mm/m^2 以上）は平屋や最上階では計算上は過剰な値である。その他の階については、日本建築学会（AIJ）の規準は過小な値となっている。

なお、表2の計算値地震地域係数 Z を乗じて壁量を低減してもよい。また、多雪区域においては積雪1mにつき、耐力壁を最上階で11%、その下階で5%、その下階（3階建の1階）で3%増加させるとよい。

4 耐力壁の浮上りとアスペクト比

4.1 1層耐力壁

図2のように頂部に水平力 P、鉛直力 W を受ける（コンクリートの引張耐力を無視し、縦筋が定着されていないと仮定し）独立した幅 b、高さ h の1層耐力壁につい

て、浮き上がりの回転中心O回りの力のモーメントの釣り合いを考えると次式が得られる。

$$Ph = \frac{1}{2} b_0 W + b_0 T \tag{23}$$

ここで、T は耐力壁端部のアンカーに生ずる引張力、W は壁に作用している鉛直荷重、b_0 は壁の回転中心とアンカー位置までの距離である。

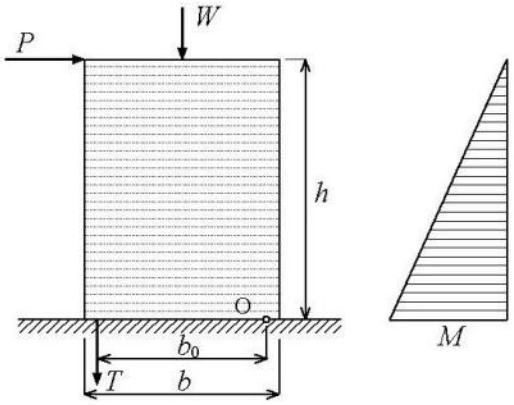


図 2: 水平力と鉛直力を受ける1層耐力壁とそのモーメント

一般に、補強CB造の建物では、鉛直荷重がX, Y両方向の耐力壁で支持されている。X, Y両方向の必要壁率を p_{r} とすると、X, Y方向の壁には余裕がありこの余裕率を $\alpha_{\mathrm{x}}, \alpha_{\mathrm{y}}$、鉛直荷重は耐力壁の水平断面積に比例して分担されるとすると、図2のような耐力壁で t は耐力壁の厚さとして、W は次式で与えられる。

$$W = \frac{b\,t\,w}{(1+\alpha_{\mathrm{y}}/\alpha_{\mathrm{x}})\,p_{\mathrm{r}}} \tag{24}$$

ここで、w は耐力壁が支持する建物の単位面積当たりの重量である。

上式を (23) 式に代入すると、次式となる。

$$Ph = \frac{1}{2} b_0 \frac{b\,t\,w}{(1+\alpha_{\mathrm{y}}/\alpha_{\mathrm{x}})\,p_{\mathrm{r}}} + b_0 T \tag{25}$$

一方、耐力壁に生じている平均せん断応力度を τ とすると、P は次式で与えられる。

$$P = \tau\,b\,t \tag{26}$$

よって、(25) 式は次のようになる。

$$\tau\,b\,t\,h = \frac{1}{2} b_0 \frac{b\,t\,w}{(1+\alpha_{\mathrm{y}}/\alpha_{\mathrm{x}})\,p_{\mathrm{r}}} + b_0 T \tag{27}$$

すなわち、

$$\tau = \frac{1}{2}\frac{b_0}{h}\frac{w}{(1+\alpha_{\mathrm{y}}/\alpha_{\mathrm{x}})\,p_{\mathrm{r}}} + \frac{b_0}{b}\frac{T}{t\,h} \tag{28}$$

ここで、X, Y方向の耐力壁量が異なりY方向の壁がX方向の3倍となる $\alpha_{\mathrm{y}}/\alpha_{\mathrm{x}} = 3.0$ として浮上りが生じ易いX方向について考え、$b_0 = 0.8b,\ w = 10(\mathrm{kN/m^2}) =$

$0.01(\mathrm{N/mm^2})$、$h = 3000(\mathrm{mm})$、表 2 より $p_\mathrm{r} = 0.008$、$t = 150(\mathrm{mm})$ とする。耐力壁のせん断力応力度については、短期許容応力度 $\tau_1 = 0.25(\mathrm{N/mm^2})$ になる場合を考えると、上式は次のようになる。

$$0.25 = \frac{0.8b}{2h}\frac{0.01}{(1+3)\,0.008} + \frac{0.8\,T}{150 \times 3000} \tag{29}$$

$$0.25 = (\frac{b}{h}) \times 0.125 + 0.00178\frac{T}{1000} \tag{30}$$

よって、浮上りが生じない限界アスペクト比 r_c は次のようになる。

$$r_\mathrm{c} = (\frac{h}{b}) = \frac{0.125}{(0.25 - 0.00178\frac{T}{1000})} \tag{31}$$

$$r_\mathrm{e} = (\frac{h}{b}) = \begin{cases} 0.500 & \text{アンカー筋のない場合} \\ 0.682 & \text{アンカー筋 } D13 \text{ の場合} \end{cases} \tag{32}$$

異なる径のアンカー筋を用い、浮上りが生じない限界アスペクト比 r_c を表 3 に示す。

表 3: 浮上りが生じない耐力壁の臨界アスペクト比 r_c

アンカー	断面積 ($\mathrm{mm^2}$)	T * (kN)	臨界アスペクト比 r_c	
			一端固定	両端固定
なし	0	0	0.500	1.000
D10	71	20.9	0.587	1.175
D13	127	37.5	0.682	1.364
D16	199	58.7	0.859	1.718
D19	287	84.7	1.260	2.519

*アンカーの短期許容引張耐力

4.2 2層耐力壁

図 3a) のような 2 層耐力壁の場合は次のようになる（以下の各式において記号の添字 1, 2 は階数を示す）。

$$P_1\,h_1 + P_2\,(h_1 + h_2) = \frac{1}{2}b_0\,(W_1 + W_2) + b_0\,T \tag{33}$$

$$W_1 = \frac{b_1\,t_1\,w_1}{(1+\alpha_{\mathrm{y}1}/\alpha_{\mathrm{x}1})\,p_{\mathrm{r}1}} \qquad W_2 = \frac{b_2\,t_2\,w_2}{(1+\alpha_{\mathrm{y}2}/\alpha_{\mathrm{x}2})\,p_{\mathrm{r}2}} \tag{34}$$

$$P_1 + P_2 = \tau_1\,b_1\,t_1 \qquad P_2 = \tau_2\,b_2\,t_2 \tag{35}$$

$$\tau_1\,b_1\,t_1\,h_1 + \tau_2\,b_2\,t_2\,h_2 = \frac{1}{2}b_0\left\{\frac{b_1\,t_1\,w_1}{(1+\alpha_{\mathrm{y}1}/\alpha_{\mathrm{x}1})\,p_{\mathrm{r}1}} + \frac{b_2\,t_2\,w_2}{(1+\alpha_{\mathrm{y}2}/\alpha_{\mathrm{x}2})\,p_{\mathrm{r}2}}\right\} + b_0\,T \tag{36}$$

ここで、$b_1 = b_2 = b$、$t_1 = t_2 = t$、$h_1 = h_2 = h$ として上式を整理すると、

$$\tau_1 + \tau_2 = \frac{1}{2}\frac{b_0}{h}\left\{\frac{w_1}{(1+\alpha_{\mathrm{y}1}/\alpha_{\mathrm{x}1})\,p_{\mathrm{r}1}} + \frac{w_2}{(1+\alpha_{\mathrm{y}2}/\alpha_{\mathrm{x}2})\,p_{\mathrm{r}2}}\right\} + \frac{b_0}{b}\frac{T}{t\,h} \tag{37}$$

さらに、$\alpha_{y1}/\alpha_{x1} = \alpha_{y2}/\alpha_{x2} = 3.0$、$b_0 = 0.8b$, $w_1 = 13(\mathrm{kN/m^2}) = 0.013(\mathrm{N/mm^2})$、$w_2 = 10(\mathrm{kN/m^2}) = 0.01(\mathrm{N/mm^2})$、$h = 3000(\mathrm{mm})$、表 2 より $p_{\mathrm{r}(1/2)} = 0.0184$、$p_{\mathrm{r}(2/2)} = 0.0097$、$t = 150(\mathrm{mm})$ とする。耐力壁のせん断力応力度については、1 階で短期許容応力度 $\tau_1 = 0.25(\mathrm{N/mm^2})$ になる際に、2 階では $\tau_2 = (0.0097/0.0184)0.25 = 0.132(\mathrm{N/mm^2})$ と考えてよいであろう。よって、上式は次のようになる。

$$0.25 + 0.132 = \frac{0.8b}{2h}\left\{\frac{0.013}{(1+3)\,0.0184} + \frac{0.01}{(1+3)\,0.0097}\right\} + \frac{0.8T}{150 \times 3000} \tag{38}$$

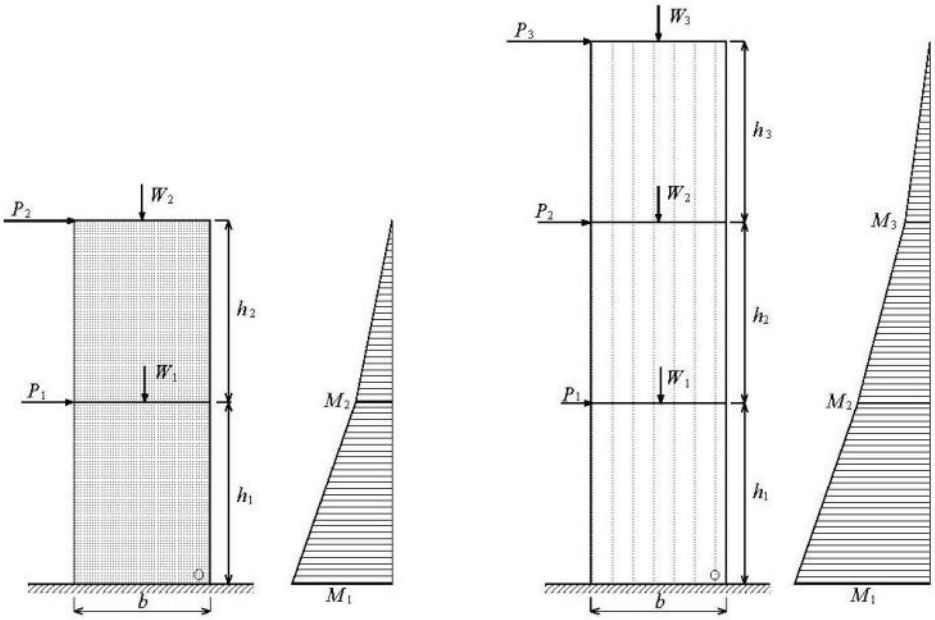
$$0.382 = \frac{b}{2h}\{0.141 + 0.206\} + 0.00178\frac{T}{1000} \tag{39}$$

$$0.382 = 0.347(\frac{b}{2h}) + 0.00178\frac{T}{1000} \tag{40}$$

$$r_{\mathrm{c}} = \frac{2h}{b} = \frac{0.347}{(0.382 - 0.00178\frac{T}{1000})} \tag{41}$$

よって、浮上りが生じない 2 層耐力壁の限界アスペクト比 r_{c} は次のようになる。

$$r_{\mathrm{c}} = (\frac{2h}{b}) = \begin{cases} 0.908 & \text{アンカー筋のない場合} \\ 1.101 & \text{アンカー筋 } D13 \text{ の場合} \end{cases} \tag{42}$$



a) 2 層耐力壁　　b) 3 層耐力壁

図 3: 水平力を受ける 2・3 層壁とそのモーメント

4.3　3 層耐力壁

図 3b) のような 3 層耐力壁の場合は次のようになる。

$$P_1\,h_1 + P_2\,(h_1 + h_2) + P_3\,(h_1 + h_2 + h_3) = \frac{1}{2}b_0\,(W_1 + W_2 + W_3) + b_0\,T \tag{43}$$

$$W_1 = \frac{b_1\, t_1\, w_1}{(1+\alpha_{\mathrm{y1}}/\alpha_{\mathrm{x1}})\, p_{\mathrm{r1}}} \qquad W_2 = \frac{b_2\, t_2\, w_2}{(1+\alpha_{\mathrm{y2}}/\alpha_{\mathrm{x2}})\, p_{\mathrm{r2}}} \qquad W_3 = \frac{b_3\, t_3\, w_3}{(1+\alpha_{\mathrm{y3}}/\alpha_{\mathrm{x3}})\, p_{\mathrm{r3}}} \tag{44}$$

$$P_1 + P_2 + P_3 = \tau_1\, b_1\, t_1 \qquad P_2 + P_3 = \tau_2\, b_2\, t_2 \qquad P_3 = \tau_3\, b_3\, t_3 \tag{45}$$

$$\begin{aligned} &\tau_1\, b_1\, t_1\, h_1 + \tau_2\, b_2\, t_2\, h_2 + \tau_3\, b_3\, t_3\, h_3 \\ &= \frac{1}{2} b_0 \left\{ \frac{b_1\, t_1\, w_1}{(1+\alpha_{\mathrm{y1}}/\alpha_{\mathrm{x1}})\, p_{\mathrm{r1}}} + \frac{b_2\, t_2\, w_2}{(1+\alpha_{\mathrm{y2}}/\alpha_{\mathrm{x2}})\, p_{\mathrm{r2}}} + \frac{b_3\, t_3\, w_3}{(1+\alpha_{\mathrm{y3}}/\alpha_{\mathrm{x3}})\, p_{\mathrm{r3}}} \right\} + b_0\, T \end{aligned} \tag{46}$$

ここで、$b_1 = b_2 = b_3 = b$、$t_1 = t_2 = t_3 = t$、$h_1 = h_2 = h_3 = h$ として上式を整理すると、

$$\tau_1 + \tau_2 + \tau_3 = \frac{1}{2}\frac{b_0}{h} \left\{ \frac{w_1}{(1+\alpha_{y1}/\alpha_{x1})\, p_{\mathrm{r1}}} + \frac{w_2}{(1+\alpha_{y2}/\alpha_{x2})\, p_{\mathrm{r2}}} + \frac{w_3}{(1+\alpha_{y3}/\alpha_{x3})\, p_{\mathrm{r3}}} \right\} + \frac{b_0}{b}\frac{T}{t\, h} \tag{47}$$

さらに、$\alpha_{y1}/\alpha_{x1} = \alpha_{y2}/\alpha_{x2} = \alpha_{y3}/\alpha_{x3} = 3.0$、$b_0 = 0.8b$, $w_1 = w_2 = 13(\mathrm{kN/m^2}) = 0.013(\mathrm{N/mm^2})$、$w_3 = 10(\mathrm{kN/m^2}) = 0.01(\mathrm{N/mm^2})$、$h = 3000(\mathrm{mm})$、$p_{\mathrm{r}(1/3)} = 0.0288$、$p_{\mathrm{r}(2/3)} = 0.0213$、$p_{\mathrm{r}(3/3)} = 0.0113$、$t = 150(\mathrm{mm})$ とする。耐力壁のせん断力応力度については、1 階で短期許容応力度 $\tau_1 = 0.25(\mathrm{N/mm^2})$ になる際に、2 階では $\tau_2 = (0.0213/0.0288)\times 0.25 = 0.185(\mathrm{N/mm^2})$、3階では$\tau_3 = (0.0113/0.0288)\times 0.25 = 0.098(\mathrm{N/mm^2})$ と考えてよいであろう。よって上式は次のようになる。

$$\begin{aligned} &0.25 + 0.185 + 0.098 \\ &= 1.2\frac{b}{3h} \left\{ \frac{0.013}{(1+3)\, 0.0288} + \frac{0.013}{(1+3)\, 0.0213} + \frac{0.01}{(1+3)\, 0.0113} \right\} + \frac{0.8T}{150 \times 3000} \end{aligned} \tag{48}$$

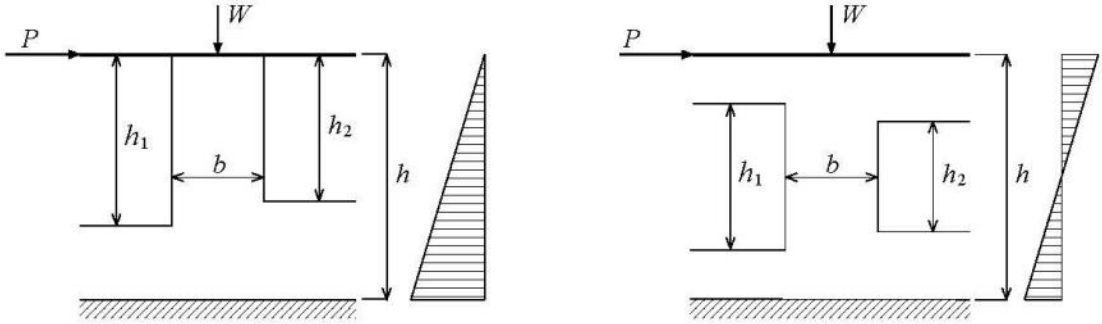
$$0.533 = \frac{b}{3h}\{0.135 + 0.183 + 0.265\} + 0.00178\frac{T}{1000} \tag{49}$$

$$0.533 = 0.583(\frac{b}{3h}) + 0.00178\frac{T}{1000} \tag{50}$$

$$p_{\mathrm{c}} = (\frac{3h}{b}) = \frac{0.583}{(0.533 - 0.00178\frac{T}{1000})} \tag{51}$$

よって、浮上りが生じない 3 層耐力壁の限界アスペクト比 r_{c} は次のようになる。

$$r_{\mathrm{c}} = (\frac{3h}{b}) = \begin{cases} 1.094 & \text{アンカー筋のない場合} \\ 1.250 & \text{アンカー筋 } D13 \text{ の場合} \end{cases} \tag{52}$$



a) 臥梁がない場合　　b) 臥梁が剛である場合

図 4: 開口を有する壁とそのモーメント

4.4　アスペクト比と耐力壁の低減係数

アスペクト比が（浮上りを生じるような）大きな値の場合は、アスペクト比に応じて次のような低減係数を耐力壁のせん断耐力に乗じる（壁の有効断面積を減少させる）とよいであろう。

無開口独立耐力壁の場合は $h_e = h$ とし、開口のある耐力壁の場合は、図 4 のように $h \geq h_1 \geq h_2$ として、左右の開口高さから有効高さ h_e を次式で求める。

$$h_e = \frac{(h_1 + h_2)}{2} \leq 2h_2 \tag{53}$$

アスペクト比 r は次式で求める。

$$r = \frac{h_e}{b} \tag{54}$$

アスペクト比 r に応じて、壁率を算定する際に低減係数 β を乗じる。

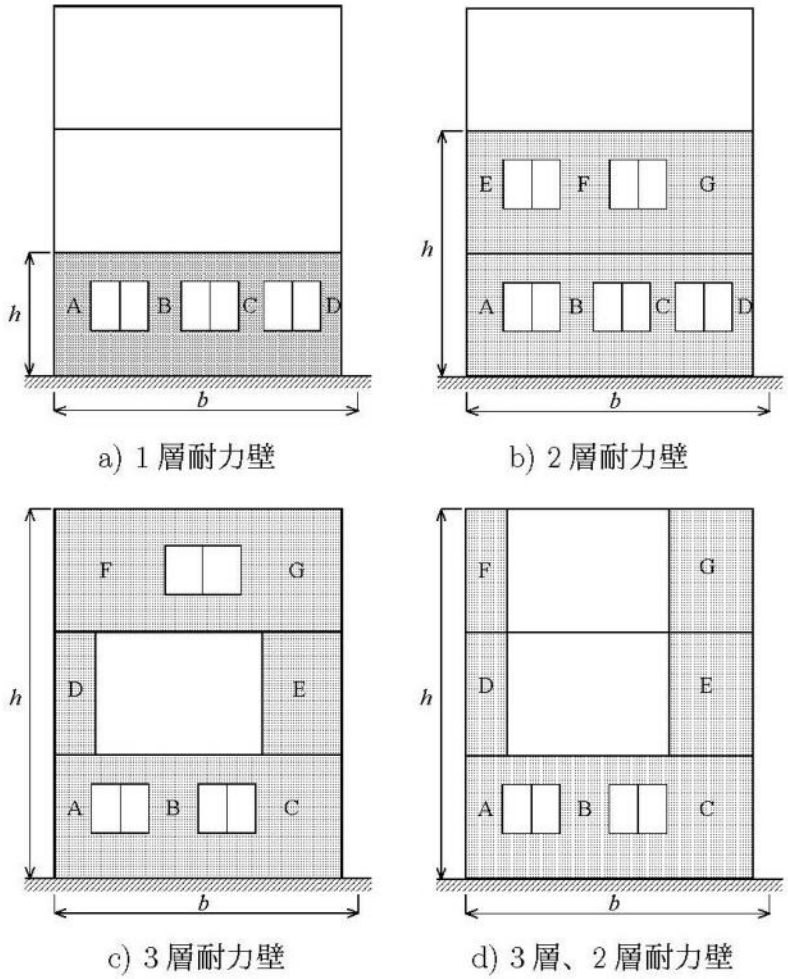
$$\beta = \begin{cases} 1 & r \leq r_c \text{の場合} \\ r_c/r & r > r_c \text{の場合} \end{cases} \tag{55}$$

なお、図 4 の a), b) のような場合は表 3 のそれぞれ「一端固定」、「両端固定」の r_c を用いる。

（連層耐力壁の低減係数）　連層耐力壁の場合は、各構面ごとに（勾配のある屋根の場合は屋根の平均高さをを用い）アスペクト比 r を (54) 式より求め、(55) 式によって低減係数を求める。なお、低減係数は（開口がある場合はそれに応じて作用する層せん断力が低減されるので）開口率（耐力壁にある開口幅の計を耐力壁全体の幅で除した値）を ϕ として $(1-\phi)$ より低減係数が大きい場合は、アスペクト比による低減係数を考慮する必要はない。

例えば図 5 の場合、個々の耐力壁（A,B,C, ⋯ G 部）は 1 層の耐力壁としてアスペクト比、低減係数を計算する。その他に次のように低減係数を考慮する。

図 5a) の場合、全体としては幅 b、高さ h の「一端固定」耐力壁として、低減係数を計算するが、開口率（開口幅の計を全体の幅 b で除した値）を ϕ として $(1-\phi)$ よりこの低減係数が大きい場合は、この低減係数を考慮する必要はない。



a) 1 層耐力壁　　b) 2 層耐力壁

c) 3 層耐力壁　　d) 3 層、2 層耐力壁

図 5: 連層壁のアスペクト比

図 5b) の場合、階数にかかわらず 2 層の耐力壁として全体のアスペクト比、低減係数を計算する。この際、幅 b、高さ h の「一端固定」耐力壁として、低減係数を計算するが、開口率を ϕ として $(1-\phi)$ よりこの低減係数が大きい場合は、この低減係数を考慮する必要はない。

図 5c) の場合、全体としては幅 b、高さ h とする「一端固定」として、全体の低減係数を計算するが、開口率を ϕ として $(1-\phi)$ よりこの低減係数が大きい場合は、この低減係数を考慮する必要はない。

図 5d) の場合、全体としては幅 b、高さ h とする「一端固定」として、全体を 3 層として低減係数を計算するが、開口率を ϕ として $(1-\phi)$ よりこの低減係数が大きい場合は、この低減係数を考慮する必要はない。なお、D,F 部と E,G 部は 2 層の耐震壁と考えて、アスペクト比と低減係数を計算する。

要するに、個々の耐力壁のアスペクト比による低減率と耐力壁による構面全体のアスペクト比による低減率のうち小さな（低減が大きくなる）低減率を採用する。

以上の計算は、水平震度 $k=0.2$ とした短期許容応力設計に基づいており、浮上り

に対して $k=0.2$ は小さ過ぎるとの考えもあろうが、建築物全体の浮き上がりを考えると直交方向の耐力壁が負担している鉛直荷重を考慮すると $k=0.4$ 以上となる。また、浮き上がりが生じても建築物は（その大きさから）転倒に至ることはなく、また浮き上がりモードは粘りのある崩壊モードとなることを考えると以上の計算に用いた仮定は妥当な値であろう。

（参考文献）

1) 日本建築学会：「壁式構造関係設計規準集・同解説（メーソンリー編）」、2006.3
2) 石山祐二：「種々の建物に対する地震層せん断力の分布とベースシヤー係数」、日本建築学会構造系論文報告集、第493号、1992.9
3) 石山祐二：「耐震規定と構造動力学＜新版＞」三和書籍、2018.4

⑥- 2

Lateral and Vertical Load Bearing Capacities of Reinforced Concrete Hollow Blocks (CHB)

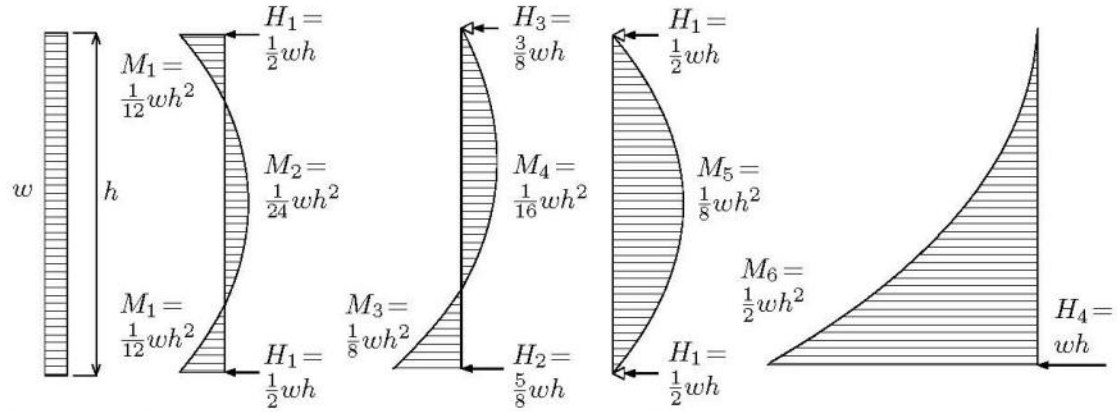
1 Introduction

This report is to verify structural requirments of reinforced CHB construction and to propose New Reinforced CHB Construction.

2 Out-of-plane capacity

2.1 Bending moment and reaction force

The wall is subjected to unform lateral loads (see Fig.1a). The bending moment distribution differs accoding to the support conditionss. The moment becomes as Fig.1b) in case both ends are fixed, Fig.1c) in case the bottom is fixed and the top is supported simply, and Fig.1d) in case both ends are simply supported. In case only the bottom is fixed, the moment becomes as shown in Fig.1e) and the moment of the bottom becomes extremely larger than in other cases. And this is one of the reasons of CBH fence collapse during earthquakes in Japan.



a) Load b) Both fixed c) Fixed and supported d) Both supported e) Fixed and free

Fig. 1: Out-of-plane load and bending moments for various supporting conditions

Therefore, walls should be supported at both ends. If only the bottom is fixed, the wall height should not exceed 1/2 of other walls and vertical rebars should be anchored to the supporting members that have enough capacity against overturning moment ($M_5 = \frac{1}{8}wh^2$) of the wall.

From structural point of view, it is preferable that both ends are fixed as in Fig.d), but it may be difficult to make all rebars continuous and anchor all vertical rebars in the supporting members.

Considering structural and construction point of view, Fig.d) is most preferable and acceptable, i.e. make both ends supported simply and place enough continuous rebars to resist the maximum bending momente ($M_5 = \frac{1}{8}wh^2$) at midhigh of the wall. If both ends have some resistance for rotaion, it makes the bending moment smaller so that it becomes more preferable.

2.2 Vertical rebars and out-of-plane capacity of bearing walls

Referring Fig.1b)~d), the maximum bending moment is given as follows.

$$M_{\max} = M_5 = \frac{wh^2}{8} \tag{1}$$

Let assume that vertical rebars resist tensile force, CHB resists compresive force and out-of-plane seismic factor is 1.0, i.e. 1g force is applied.

Let the weight of CHB wall be $20\,\mathrm{kN/m^3}$[†], the thiskness of the wall d m and for the width 0.4 m, w is given as follows[‡]。

$$w = 20 \times 0.4\,d = 8\,d\,(\mathrm{kN/m/0.4m}) \tag{2}$$

Substituting the above into Eq.(1), we have

$$M_{\max} = d\,h^2 \tag{3}$$

In case the vertical rebar is placed at the center of wall and its allowable tensile force is T, the allowable bending capacity M_a is given as follows[§].

$$M_a = T \times \frac{d}{2} \times \frac{3}{4} = \frac{3}{8}\,dT = 0.375\,dT \tag{4}$$

Equating Eq.(3) and Eq.(4), we have the relation as follows (since the thicknes d of CHB is proportional to the wight w, the thickness has no influence).

$$h^2 = \frac{3}{8}\,T = 0.375\,T \tag{5}$$

In case both ends are fixed, $M_{\max} = M_1 = wh^2/12$, then the above relation becomes as follows.

$$h^2 = \frac{9}{16}\,T = 0.5625\,T \tag{6}$$

[†]This may be too large. But it may be reasonable including the weight of finishings.

[‡]Wind prsssure is $2.7\,\mathrm{kN/m^2}$ for partition walls in BSL (Building Standard Law of Japan) enforcement order. This means that 1g seismic force for CHB walls more than 0.135 m in thickness is larger that wind pressure. For low rise buldings wind pressure may be less than $2.7\,\mathrm{kN/m^2}$.

[§]In case joint mortar is indented, d becomes smaller for 1~2mm, but the factor $\frac{3}{4}$can be $\frac{7}{8}$. Therefore, using $\frac{3}{4}$ and the influence of indented joints is ignored in the calculation.

The sectional area of the deformed rebar D10 is 71mm^2 and the yield strength of SD295 is 295N/mm^2, so that the allowable tensile stress becomes $T = 20.945$ kN. For D13 rebar, the area is 127mm^2, then $T = 37.465$ kN.

For D10, h is given from Eq.(5) as follows.

$$h = 2.803\,\mathrm{m} \tag{7}$$

This means that the maximum clear height of CHB wall with D10 rebar @400mm is 2.8m. Similar calculation for D13 rebar (sectional area 127 mm^2) and for @800mm gives the possible clear heights as shown in Table 1. The values in ( ) indicate in case both ends are fixed.

The above calculation shows that the clear hight up to 2.8 m is possible with D10 @400mm. Futhermore, taking into accout of effects of fixed end moments and horizonatl rebars, the clear height up to 3m could be possible.

The BSL enforcement order requirement of D10 @0.8 m is derived by the assumptions that both ends be fixed, out-of-plane seismic factor be 0.7 and clear height be 2.8 m.

Table 1: Rebar spacing and clear height h of CHB wall

Out-of-plane seismic factor		1.0		0.7	
Vertical rebar spacing		0.4 m	0.8 m	0.4 m	0.8 m
Rebar	D10	2.80 (3.43) m	1.98 (2.43) m	3.35 (4.10) m	2.37 (2.90) m
SD295	D13	3.75 (4.59) m	2.65 (3.25) m	4.48 (5.49) m	3.17 (3.88) m

The values in ( ) indicate in case both ends are fixed.

2.3 Vertical capacity of bearing walls considering buckling

Vertical buckling load of the bearing of the height h that is supported at both ends is as follows.

$$P_{\mathrm{k}} = \pi^2 \frac{EI}{h^2} \tag{8}$$

Young's modulus E of CHB is as follows[†]。

$$E = 2.1\,(\mathrm{kN/mm^2}) \tag{9}$$

The moment of inertia I for a rectangular section is as follows.

$$I = \frac{b\,t^3}{12} \tag{10}$$

[†]For a CHB unit of Type B of Japanese Industrial Standard (JIS), $E_{1/3} = 500\sigma_{\mathrm{m}}$ (N/mm^2) and $F'_{\mathrm{m}} = 4.2$ (N/mm^2).

Nominal dimensions of a CHB unit are $b=400$(mm) and $t=150$ (mm). Assuming that the thickness of face shell is 25mm, the moment of inertia I for face shell becomes as follows.

$$I = \frac{400 \times 150^3}{12} - \frac{400 \times 100^3}{12} = 112.5 \times 10^6 - 33.3 \times 10^6 = 79.2 \times 10^6 (\mathrm{mm}^4) \quad (11)$$

Therefore, the buckling load P_k for the 3000(mm) high CHB column is given as follows.

$$P_\mathrm{k} = 3.14^2 \frac{2.1 \times 79.2 \times 10^6}{3000^2} = 182.2\,(\mathrm{kN}) \quad (12)$$

Converting the above, we have the buckling stress σ_k as follows.

$$\sigma_\mathrm{k} = \frac{182.2 \times 1000}{400 \times 150} = 3.04\,(\mathrm{N/mm^2}) \quad (13)$$

The weight of the roof floor per unit area is $10\,\mathrm{kN/m^2}$ and the wall ratio is 0.0012 (see Table 2). Since the wall are in X ad Y direction, the compressive stress σ_c of the bearing wall becomes as follows.

$$\sigma_\mathrm{c} = \frac{10 \times 1000/1000000}{0.012 \times 2} = 0.417\,(\mathrm{N/mm^2}) \quad (14)$$

Incidentally the long-term allowable commpressive stress of CHB of Type B is $1.4\,(\mathrm{N/mm^2})$.

The above calculation shows that the compressive stress of CHB walls is much less than allowable stress or buckling stress.

Therefore we can conclude that the bearing walls have enough capacity against vertical load (even if stress concentration may happen). As to two or three story buildings, the wall ratio becomes larger (see Table 2) and the above conclusion remains the same.

3 In-plane shear stress and wall ratio

3.1 In plane shear strengh

In-plane shear stress of reinforced CHB is $0.25\sim0.3\,\mathrm{N/mm^2}$ ($2.5\sim3.0\,\mathrm{kg/cm^2}$) at cracking level and it will be aumented approximately three times at ultimate capacity level of $0.75\sim0.9\,\mathrm{N/mm^2}$($7.5\sim9.0\,\mathrm{kg/cm^2}$)[1]. Therefore, design base shear factor of 0.2 at allowable stress level means that the base shear factor at ultimate shear level becomes apporximately 0.6. This indicates that design base shear factor is 0.6 for ultimate capacity level, i.e. the structural characteristic factor is $D_s=0.6$ in Japanese seismic code. Since the maximum value of D_s is 0.55 for the most brittle RC structures, $D_s=0.6$ is acceptable comparing this value with the values of other types of structures.

3.2 Required wall ratio

Assuming the base shear factor is 0.2, weight of roof floor is $10\,\mathrm{kN/m^2}$ and allowable shear stress of type B CHB is [1)] $0.25\,\mathrm{N/mm^2}$, then the required wall ratio p_r (sum of horizontal sectional area of walls in the direction concerned diveded by the floor arear) for single story buildings is given as follows.

$$p_\mathrm{r} = 0.2 \times 10 \times 1,000/(0.25 \times 1,000^2) = 0.008 = 0.80\% \tag{15}$$

Considering the stress concentration of 1.5 for design, the design wall ratio p_d is given as follows.

$$p_\mathrm{d} = 0.0120 = 1.20\% \tag{16}$$

For two and three story buildings, assuming the weight per floor area is $13\,\mathrm{kN/m^2}$, A_i of the next formula becomes $A_2 = 1.213$ for two story buildings where $\alpha_2 = 0.435$ and $T = 0.14\,(\mathrm{s})$, and $A_3 = 1.417$ and $A_2 = 1.158$ for three story buldings where $\alpha_3 = 0.278$, $\alpha_2 = 0.639$ and $T = 0.21\,(\mathrm{s})$.

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i\right)\frac{2T}{1+3T} \tag{17}$$

Therefore, the required wall ratios and the design wall ratios for 1st and 2nd story of two story buildings are give as follows.

$$p_\mathrm{r} = 0.2 \times (10+13) \times 1,000/(0.25 \times 1,000^2) = 0.0184 = 1.84\%$$
$$p_\mathrm{d} = 1.5p_\mathrm{r} = 0.0276 = 2.76\% \tag{18}$$
$$p_\mathrm{r} = 0.2 \times 10 \times 1,000/(0.25 \times 1,000^2) \times 1.213 = 0.0097 = 0.97\%$$
$$p_\mathrm{d} = 1.5p_\mathrm{r} = 0.0146 = 1.46\% \tag{19}$$

The required wall ratios and the design wall ratios for the 1st, 2nd and 3rd story of three story buildings are give as follows.

$$p_\mathrm{r} = 0.2 \times (10+13+13) \times 1,000/(0.25 \times 1,000^2) = 0.0288 = 2.88\%$$
$$p_\mathrm{d} = 1.5p_\mathrm{r} = 0.0432 = 4.32\% \tag{20}$$
$$p_\mathrm{r} = 0.2 \times (10+13) \times 1,000/(0.25 \times 1,000^2) \times 1.158 = 0.0213 = 2.13\%$$
$$p_\mathrm{d} = 1.5p_\mathrm{r} = 0.0320 = 3.20\% \tag{21}$$
$$p_\mathrm{r} = 0.2 \times 10 \times 1,000/(0.25 \times 1,000^2) \times 1.417 = 0.0113 = 1.13\%$$
$$p_\mathrm{d} = 1.5p_\mathrm{r} = 0.0170 = 1.70\% \tag{22}$$

Summarizing the above calculation, the required wall ratios and the design wall ratios are shown in Table 2.

Minimum required wall in BSL enforcement order of $15\,\mathrm{cm/m^2}$ ($150\,\mathrm{mm/m^2}$) is too conservative for one story buildings and also for uppermost story of two or three story buildings. The wall requirement for upper stories in AIJ standard is less than the values in Table 2 and seems to be not enough.

Table 2: Required and design wall ratios p for each story and direction

Number of stories	1 story	2 story		3 story		
Story concerned	1st	1st	2nd	1st	2nd	3rd
Required wall ratio* p_r	0.0080	0.0184	0.0097	0.0288	0.0213	0.0113
Design wall ratio* p	0.0120	0.0276	0.0146	0.0432	0.0320	0.0170
Wall length/floor area** (mm/m^2)	80	184	97	288	213	113
AIJ Standard (Type B) (mm/m^2)	150	180	150	250	180	150

* Sum of horizontal sectional area of walls diveded by the floor area

** Wall lenght per floor area for 150 mm thick wall

(Article 62 of BSL Enforcement Order, it shall be more than 150 mm/m^2)

1

The values in Table 2 can be adjusted multiplying the seismic hazard zoning factor Z. For heavy snow districts of 1 m snow depth, the values shoud be increased 11% at uppermost story, 5% for second story from the top and 3% at the third story from the top.

4 Uplift of bearing walls

4.1 One story bearing wall

A wall is subjectd to horizonat force P and vertical force W as shown in Fig.2. For the wall of width b and height h, neglecting tensile strenght of the wall and its rebars, the moment equilibrium around O is given as follows.

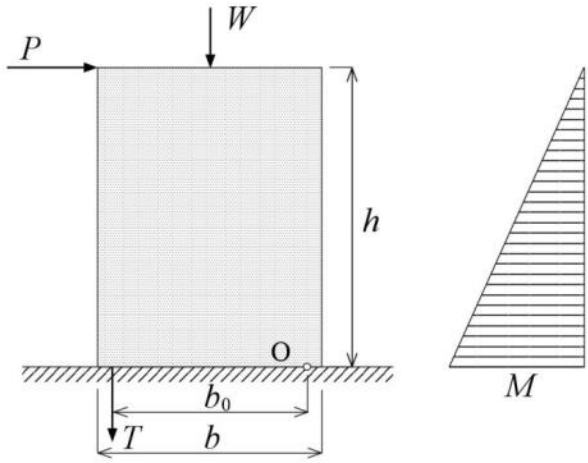
$$Ph = \frac{1}{2} b_0 W + b_0 T \tag{23}$$

where, T is the tensile force of the anchor, W acts at the center of the wall, and b_0 is the distance between the center of rotation O and the anchor.

The total vertical loads to a building is supported by bearing walls in X and Y directions. The actual wall ratios are more than required ones by α_x and α_y for X and Y directions. The vertical loads are supported by bearing walls and it can be assumed that the supported loads are proportional to the horizontal sectional ares of walls. Then the W in Fig.2 is given as follows.

$$W = \frac{b\,t\,w}{(1 + \alpha_y/\alpha_x)\,p_r} \tag{24}$$

where, t is the thickness of the wall and w is the weight of the supported building per unit floor area.



a) Bearing wall b) Bending moment

Fig. 2: One story bearing wall subjected to horizontal and vertical forces, and its moment

Substituting the above relation into Eq.(23), we have

$$Ph = \frac{1}{2} b_0 \frac{b\,t\,w}{(1+\alpha_y/\alpha_x)\,p_r} + b_0\,T \tag{25}$$

Let the average shear stress of the bearing wall be τ, P is given as follows.

$$P = \tau\,b\,t \tag{26}$$

Then Eq.(25) becomes

$$\tau\,b\,t\,h = \frac{1}{2} b_0 \frac{b\,t\,w}{(1+\alpha_y/\alpha_x)\,p_r} + b_0\,T \tag{27}$$

Therefore,

$$\tau = \frac{1}{2}\frac{b_0}{h}\frac{w}{(1+\alpha_y/\alpha_x)\,p_r} + \frac{b_0}{b}\frac{T}{t\,h} \tag{28}$$

Assuming the wall ratio of Y direction is three times larger than X direction, i.e. $\alpha_y/\alpha_x = 3.0$ and considering X direction that is apt to uplift, the above equation becoms as follows, when the average shear stress reaches at the short term allowable shear stress $\tau_1 = 0.25(\mathrm{N/mm^2})$, where $b_0 = 0.8b$, $w = 10(\mathrm{kN/m^2}) = 0.01(\mathrm{N/mm^2})$, $h = 3000(\mathrm{mm})$, $p_r = 0.008$ from Table 2, and $t = 150(\mathrm{mm})$.

$$0.25 = \frac{0.8b}{2h}\frac{0.01}{(1+3)\,0.008} + \frac{0.8\,T}{150\times 3000} \tag{29}$$

$$0.25 = (\frac{b}{h}) \times 0.125 + 0.00178\frac{T}{1000} \tag{30}$$

Therefore, the critical aspect ratio r_c that does not cause uplift becomes as follows.

$$r_c = (\frac{h}{b}) = \frac{0.125}{(0.25 - 0.00178\frac{T}{1000})} \tag{31}$$

$$r_e = (\frac{h}{b}) = \begin{cases} 0.500 & \text{no anchor} \\ 0.682 & \text{D13 anchor} \end{cases} \tag{32}$$

The critical aspect ratio r_c for various diameters of achor are shown in Table 3.

Table 3: Critical aspect ratios r_c of bearing walls

Anchor	Area (mm^2)	T^* (kN)	Critical ratio r_c	
			Fixed at one end	Fixed at both ends
None	0	0	0.500	1.000
D10	71	20.9	0.587	1.175
D13	127	37.5	0.682	1.364
D16	199	58.7	0.859	1.718
D19	287	84.7	1.260	2.519

*Allowable tensile strength for temporary loads

4.2 Two story bearing wall

For two story bearing wall as shown in Fig.3a), the equations become as follows, where the subscripts 1 and 2 show the story number.

$$P_1\, h_1 + P_2\, (h_1 + h_2) = \frac{1}{2} b_0\, (W_1 + W_2) + b_0\, T \tag{33}$$

$$W_1 = \frac{b_1\, t_1\, w_1}{(1 + \alpha_{y1}/\alpha_{x1})\, p_{r1}} \qquad W_2 = \frac{b_2\, t_2\, w_2}{(1 + \alpha_{y2}/\alpha_{x2})\, p_{r2}} \tag{34}$$

$$P_1 + P_2 = \tau_1\, b_1\, t_1 \qquad P_2 = \tau_2\, b_2\, t_2 \tag{35}$$

$$\tau_1\, b_1\, t_1\, h_1 + \tau_2\, b_2\, t_2\, h_2 = \frac{1}{2} b_0 \left\{ \frac{b_1\, t_1\, w_1}{(1 + \alpha_{y1}/\alpha_{x1})\, p_{r1}} + \frac{b_2\, t_2\, w_2}{(1 + \alpha_{y2}/\alpha_{x2})\, p_{r2}} \right\} + b_0\, T \tag{36}$$

Assuming $b_1 = b_2 = b$, $t_1 = t_2 = t$ and $h_1 = h_2 = h$, the above equation bocomes as follows.

$$\tau_1 + \tau_2 = \frac{1}{2} \frac{b_0}{h} \left\{ \frac{w_1}{(1 + \alpha_{y1}/\alpha_{x1})\, p_{r1}} + \frac{w_2}{(1 + \alpha_{y2}/\alpha_{x2})\, p_{r2}} \right\} + \frac{b_0}{b} \frac{T}{t\, h} \tag{37}$$

Further we assume $\alpha_{y1}/\alpha_{x1} = \alpha_{y2}/\alpha_{x2} = 3.0$, $b_0 = 0.8b$, $w_1 = 13(\mathrm{kN/m^2}) = 0.013(\mathrm{N/mm^2})$, $w_2 = 10(\mathrm{kN/m^2}) = 0.01(\mathrm{N/mm^2})$, $h = 3000(\mathrm{mm})$, $p_{r(1/2)} = 0.0184$ from Table 2, $p_{r(2/2)} = 0.0097$, and $t = 150(\mathrm{mm})$. When the shear stress of the bearing wall at the 1st story becomes the allowable shear stress for temporay loads, i.e. $\tau_1 = 0.25(\mathrm{N/mm^2})$, we may assume that the shear stress of the bearing wall at the 2nd story is $\tau_2 = (0.0097/0.0184)0.25 = 0.132(\mathrm{N/mm^2})$. Then the above equation becomes as follows.

$$0.25 + 0.132 = \frac{0.8b}{2h} \left\{ \frac{0.013}{(1+3)\, 0.0184} + \frac{0.01}{(1+3)\, 0.0097} \right\} + \frac{0.8T}{150 \times 3000} \tag{38}$$

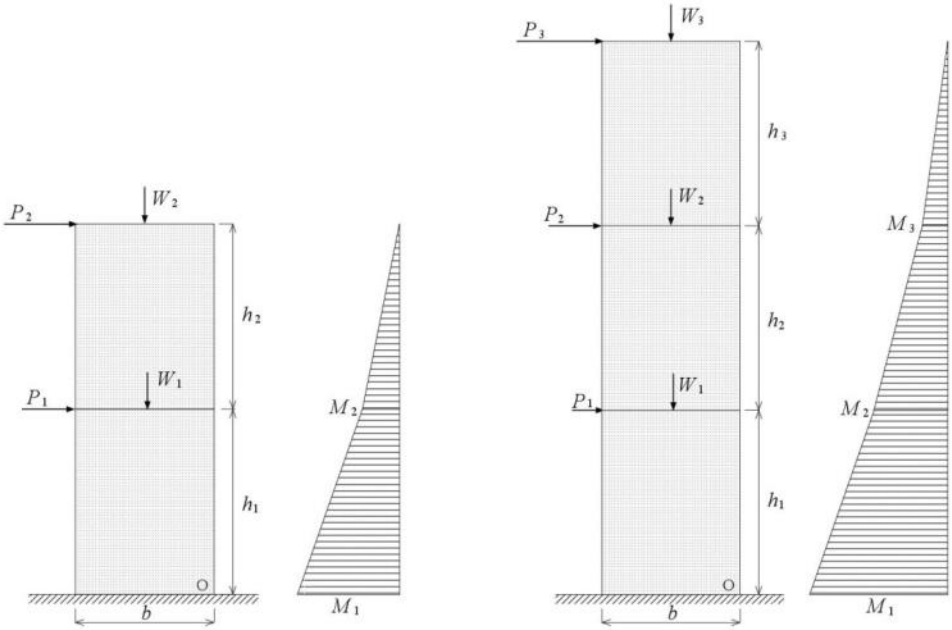
$$0.382 = \frac{b}{2h}\{0.141 + 0.206\} + 0.00178\frac{T}{1000} \tag{39}$$

$$0.382 = 0.347(\frac{b}{2h}) + 0.00178\frac{T}{1000} \tag{40}$$

$$r_c = \frac{2h}{b} = \frac{0.347}{(0.382 - 0.00178\frac{T}{1000})} \tag{41}$$

Therefore, the critical aspect ratio r_c that does not cause uplift of the two story bearing wall is as follows.

$$r_c = (\frac{2h}{b}) = \begin{cases} 0.908 & \text{no anchor} \\ 1.101 & \text{D13 anchor} \end{cases} \tag{42}$$



a) Two story bearing wall b) Three story bearing wall

Fig. 3: Two and three story bearing walls subjected to lateral forces and their bending moments

4.3 Three story bearing wall

For three story bearing wall as shown in Fig.3b), the equations becomes as follows.

$$P_1\,h_1 + P_2\,(h_1 + h_2) + P_3\,(h_1 + h_2 + h_3) = \frac{1}{2}b_0\,(W_1 + W_2 + W_3) + b_0\,T \tag{43}$$

$$W_1 = \frac{b_1\,t_1\,w_1}{(1 + \alpha_{y1}/\alpha_{x1})\,p_{r1}} \qquad W_2 = \frac{b_2\,t_2\,w_2}{(1 + \alpha_{y2}/\alpha_{x2})\,p_{r2}} \qquad W_3 = \frac{b_3\,t_3\,w_3}{(1 + \alpha_{y3}/\alpha_{x3})\,p_{r3}} \tag{44}$$

$$P_1 + P_2 + P_3 = \tau_1\,b_1\,t_1 \qquad P_2 + P_3 = \tau_2\,b_2\,t_2 \qquad P_3 = \tau_3\,b_3\,t_3 \tag{45}$$

$$\tau_1\, b_1\, t_1\, h_1 + \tau_2\, b_2\, t_2\, h_2 + \tau_3\, b_3\, t_3\, h_3$$
$$= \frac{1}{2} b_0 \left\{ \frac{b_1\, t_1\, w_1}{(1+\alpha_{\mathrm{y1}}/\alpha_{\mathrm{x1}})\, p_{\mathrm{r1}}} + \frac{b_2\, t_2\, w_2}{(1+\alpha_{\mathrm{y2}}/\alpha_{\mathrm{x2}})\, p_{\mathrm{r2}}} + \frac{b_3\, t_3\, w_3}{(1+\alpha_{\mathrm{y3}}/\alpha_{\mathrm{x3}})\, p_{\mathrm{r3}}} \right\} + b_0\, T \quad (46)$$

Assuming $b_1 = b_2 = b_3 = b$, $t_1 = t_2 = t_3 = t$ and $h_1 = h_2 = h_3 = h$, the above equation becomes as follows.

$$\tau_1 + \tau_2 + \tau_3 = \frac{1}{2}\frac{b_0}{h} \left\{ \frac{w_1}{(1+\alpha_{y1}/\alpha_{x1})\, p_{\mathrm{r1}}} + \frac{w_2}{(1+\alpha_{y2}/\alpha_{x2})\, p_{\mathrm{r2}}} + \frac{w_3}{(1+\alpha_{y3}/\alpha_{x3})\, p_{\mathrm{r3}}} \right\} + \frac{b_0}{b}\frac{T}{t\,h} \quad (47)$$

Further we assume that $\alpha_{y1}/\alpha_{x1} = \alpha_{y2}/\alpha_{x2} = \alpha_{y3}/\alpha_{x3} = 3.0$, $b_0 = 0.8b$, $w_1 = w_2 = 13(\mathrm{kN/m^2}) = 0.013(\mathrm{N/mm^2})$, $w_3 = 10(\mathrm{kN/m^2}) = 0.01(\mathrm{N/mm^2})$, $h = 3000(\mathrm{mm})$、$p_{\mathrm{r}(1/3)} = 0.0288$, $p_{\mathrm{r}(2/3)} = 0.0213$, $p_{\mathrm{r}(3/3)} = 0.0113$ and $t = 150(\mathrm{mm})$. When the shear stress of the bearing wall at the 1st story becomes the allowable shear stress for temporay loads, i.e. $\tau_1 = 0.25(\mathrm{N/mm^2})$, we may assume that the shear stress of the bearing wall at the 2nd story is $\tau_2 = (0.0213/0.0288) \times 0.25 = 0.185(\mathrm{N/mm^2})$ and $\tau_3 = (0.0113/0.0288) \times 0.25 = 0.098(\mathrm{N/mm^2})$. Then the above equation becomes as follows.

$$0.25 + 0.185 + 0.098$$
$$= 1.2\frac{b}{3h} \left\{ \frac{0.013}{(1+3)\,0.0288} + \frac{0.013}{(1+3)\,0.0213} + \frac{0.01}{(1+3)\,0.0113} \right\} + \frac{0.8T}{150 \times 3000} \quad (48)$$

$$0.533 = \frac{b}{3h}\{0.135 + 0.183 + 0.265\} + 0.00178\frac{T}{1000} \quad (49)$$

$$0.533 = 0.583(\frac{b}{3h}) + 0.00178\frac{T}{1000} \quad (50)$$

$$p_{\mathrm{c}} = (\frac{3h}{b}) = \frac{0.583}{(0.533 - 0.00178\frac{T}{1000})} \quad (51)$$

Therefore, the critical aspect ratio r_{c} that does not cause uplift of the three story bearing wall is as follows.

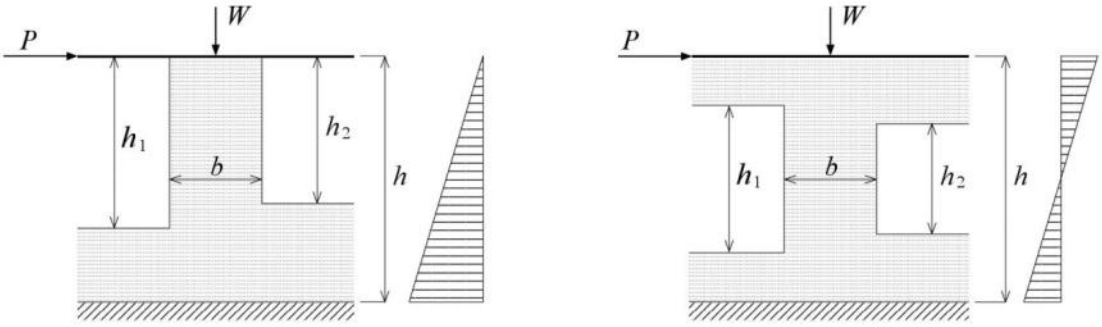
$$r_{\mathrm{c}} = (\frac{3h}{b}) = \begin{cases} 1.094 & \text{no anchor} \\ 1.250 & \text{D13 anchor} \end{cases} \quad (52)$$

4.4 Aspect ratio and reduction factor for bearing walls

In case the aspect ratio is larger than the critical aspect ratio, the lateral capacity is reduced by multiplying the reduction factor as follows.

In case there are no openings, the effective height of the bearing wall h_{e} is the height of the story h, i.e. $h_{\mathrm{e}} = h$. In case there are openings, the effective height of the bearing wall h_{e} is calculated as follows, where $h \geqq h_1 \geqq h_2$ (see Fig.4).

$$h_{\mathrm{e}} = \frac{(h_1 + h_2)}{2} \leqq 2h_2 \quad (53)$$



a) Fixed at one end b) Fixed at both ends

Fig. 4: Bearing wall with openings and bending moment

The aspect ratio r is calculated as follows.

$$r = \frac{h_e}{b} \tag{54}$$

Depending on the aspect ratio r, the lateral capacity of the bearing wall is reduced by multiplying the reduction factor β that is calculated as follows.

$$\beta = \begin{cases} 1 & \text{for} \quad r \leqq r_c \\ r_c/r & \text{for} \quad r > r_c \end{cases} \tag{55}$$

The critical ratio r_c is given in Table 3, where depending on the end condition, r_c for "fixed at one end" is applied (see Fig.4a) or r_c for "fixed at both ends" is applied (see Fig.4b).

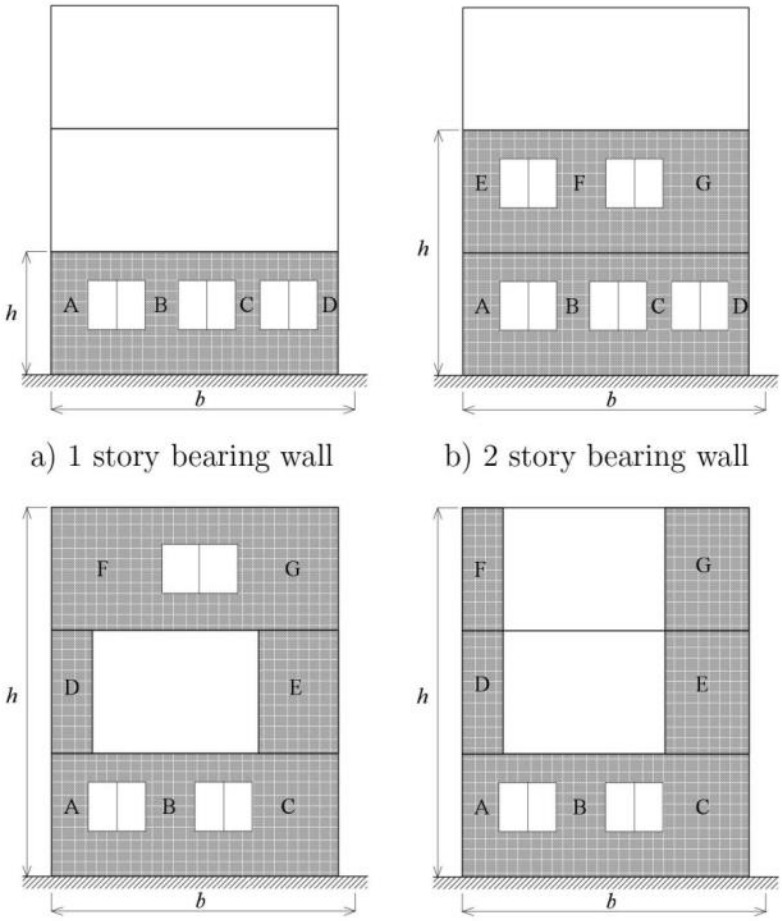
(Reduction factor for multi-story bearing wall) In case of multi-story bearing wall, the aspect ratio r is determined from Eq.(54) for each structural frame (the avearage height is used for inclined wall) and the reduction factor is calculated using Eq.(55).

Since the reduction is considered according to the widths of openings, the reduction factor r need not be considered if $r > (1 - \phi)$ where ϕ is the opening ratio (sum of opening widths divided by the whole bearing wall width).

For example in Fig.5 the aspect ratio and reduction factor are calculated as 1 story bearing wall for each bearing wall (A, B, C, . . . , G). Furthermore the reduction factor for frame is calculated as follows.

In Fig.5a), the aspect ratio for frame is h/b and the reduction factor r for "fixed at one end" is applied. The reduction factor r need not be considered if $r > (1 - \phi)$ where ϕ is the opening ratio (sum of opening widths divided by the whole bearing wall width).

In Fig.5b), the aspect ratio is calculated as two story bearing wall regardless the number of stories. The aspect rattio is h/b and the reduction factor r for "fixed at



a) 1 story bearing wall b) 2 story bearing wall

c) 3 story bearing wall d) 3 story & 2 story bearing wall

Fig. 5: Aspect ratio of multi-story bearing wall

one end" is applied. The reduction factor r need not be considered if $r > (1 - \phi)$ where ϕ is the opening ratio.

In Fig.5c), the aspect ratio is h/b and the reduction factor r for "fixed at one end" is applied. The reduction factor r need not be considered if $r > (1 - \phi)$ where ϕ is the opening ratio.

In Fig.5d), the aspect ratio for frame is h/b and the reduction factor r for "fixed at one end" is applied. The aspect ratios and reduction factors are calculated as two story bearing walls for the bearing wall including D and F and the bearing wall including E and G.The reduction factor r need not be considered if $r > (1 - \phi)$ where ϕ is the opening ratio (sum of opening widths divided by the whole bearing wall width).

As summary, the reduction factor for each wall and the reduction factor for frame are calculated, then the smaller reduction factor (that reduces more) is used.

The above calculation is based on the base shear factor 0.2 and allowabale stress for temorary load. The base shear factor 0.2 seems to be too small for considering the uplift of walls. However the base shear factor for the uplift of whole structure becomes more than 0.4, considering the vertical load that is supported by bearing walls in orthogonal direction. Furthermore the structure does not overturn even if it may uplift, considering the size effect, and collapse mode of uplift is ductile behavior. Therefore, the assumptions that are used in the above calculation should be acceptable.

(References)

1) Architectural Institute of Japan (AIJ): "Structural Standard for Wall Type Structures (Masonry)" (in Japanese), March 2006.
2) Yuji Ishiyama: "Introduction to Earthquake Engineering and Seismic Codes in the World", Lecture Note for International Institute of Seismology and Earthquake Engineering (IISEE), July 2019.

(作成：石山)

(2) 提案に基づく設計例

① モデル住宅

図 6-4-1 に示す 2 階建てプランを若干アレンジして、設計例のモデルとする。

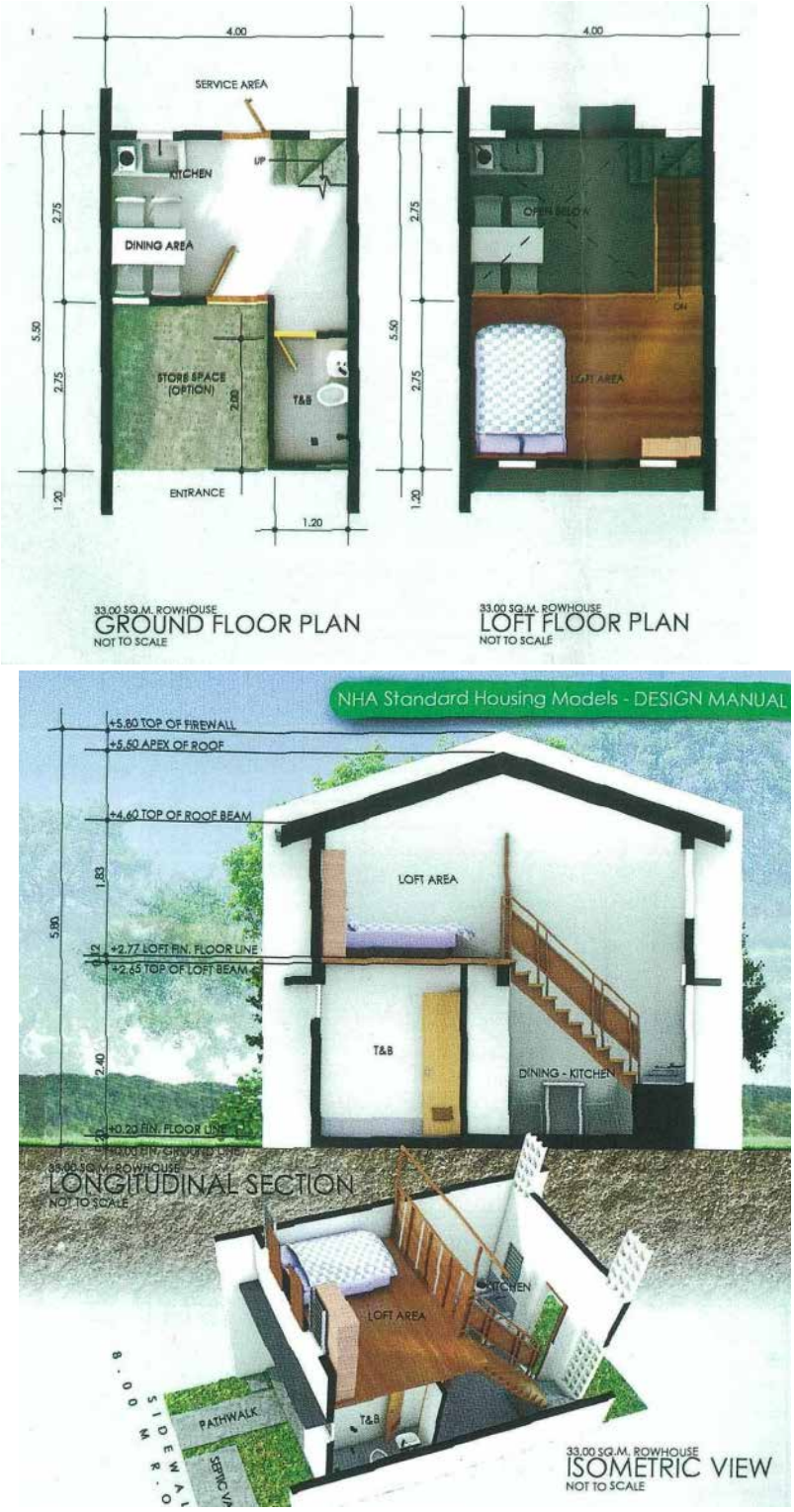
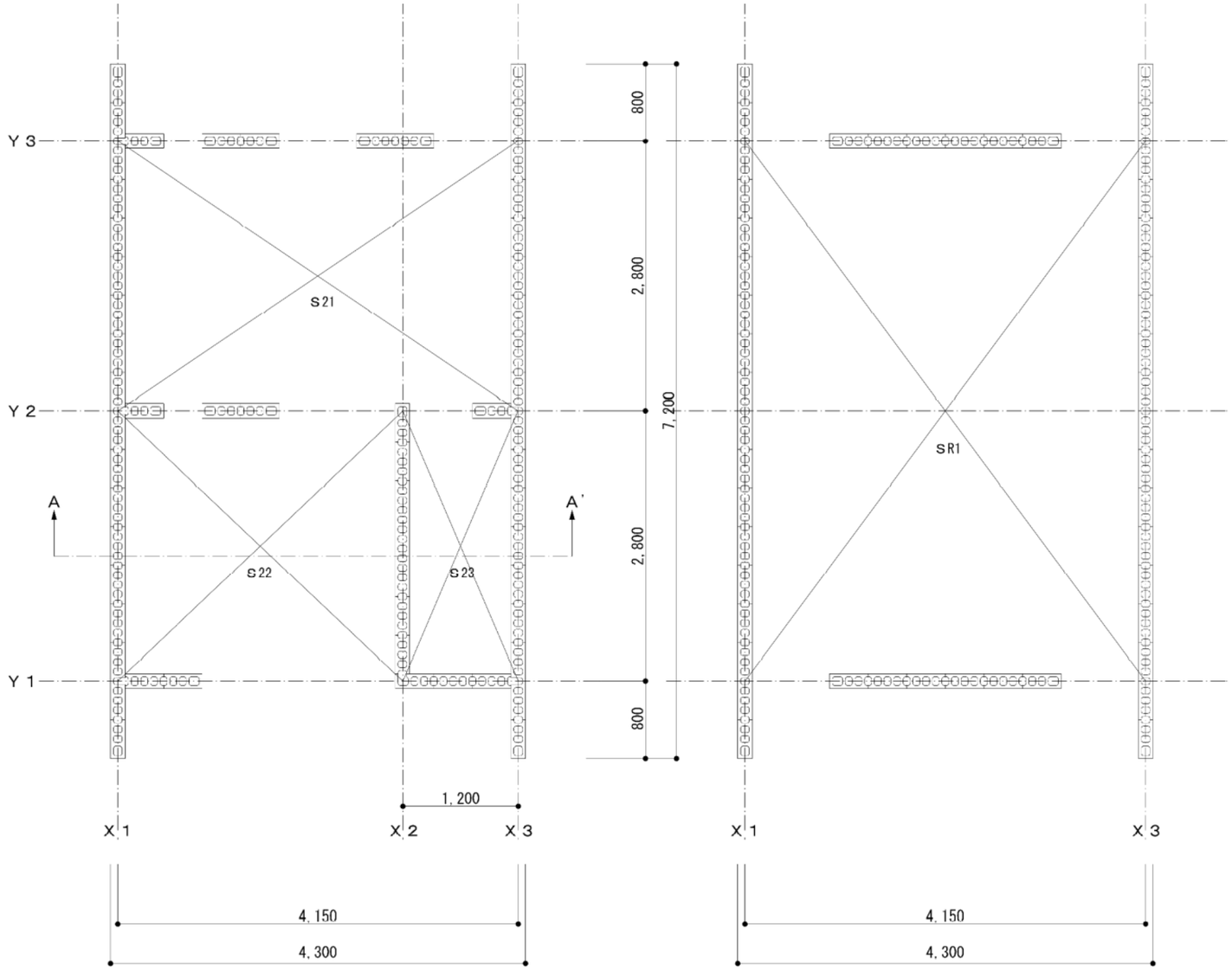
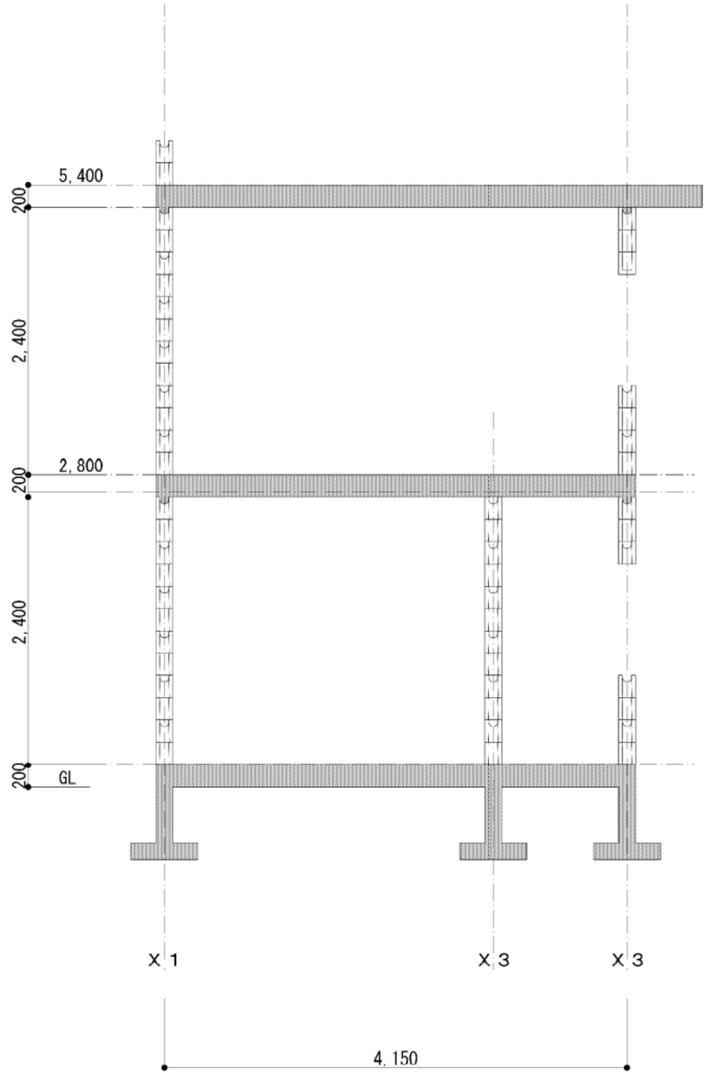


図 6-4-1 設計例モデル



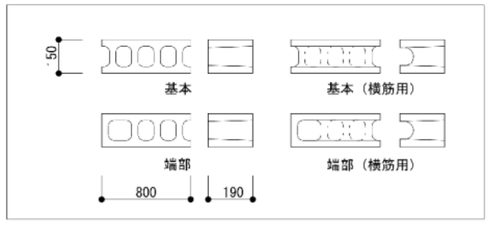
1階ブロック割図

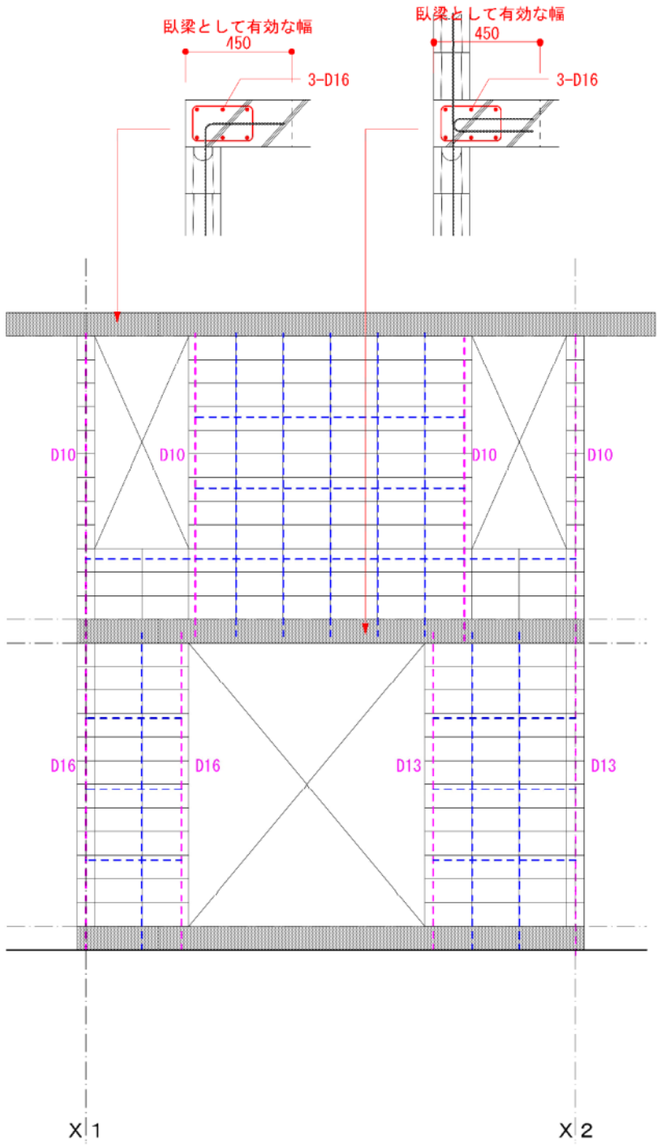
2階ブロック割図



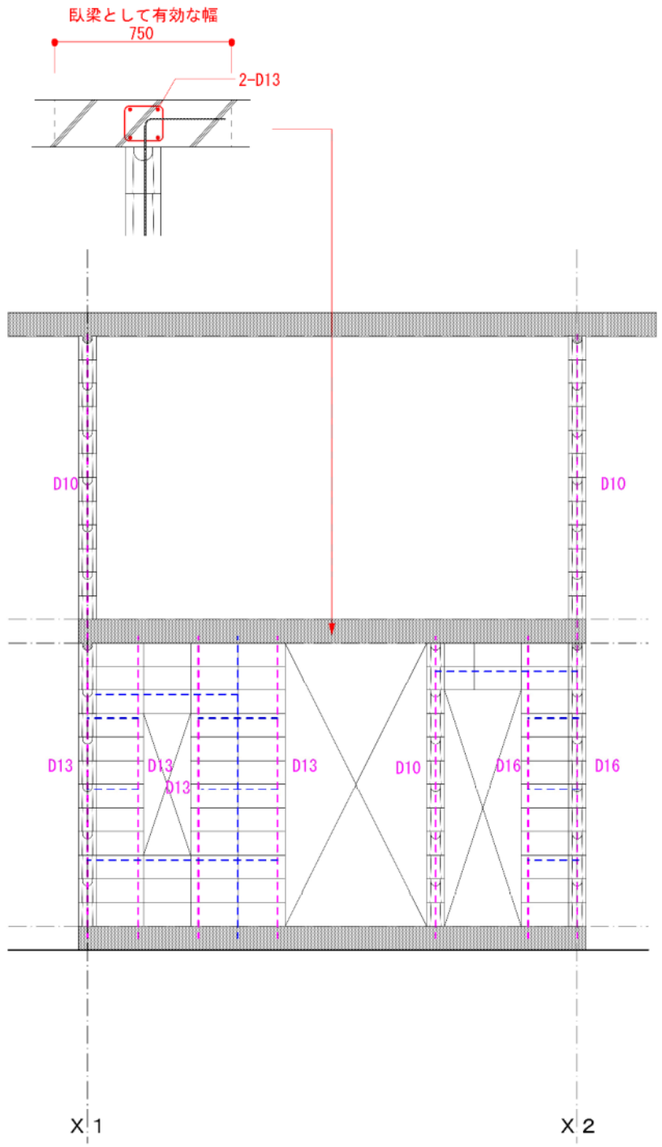
A－A' 断面図

ブロック種類

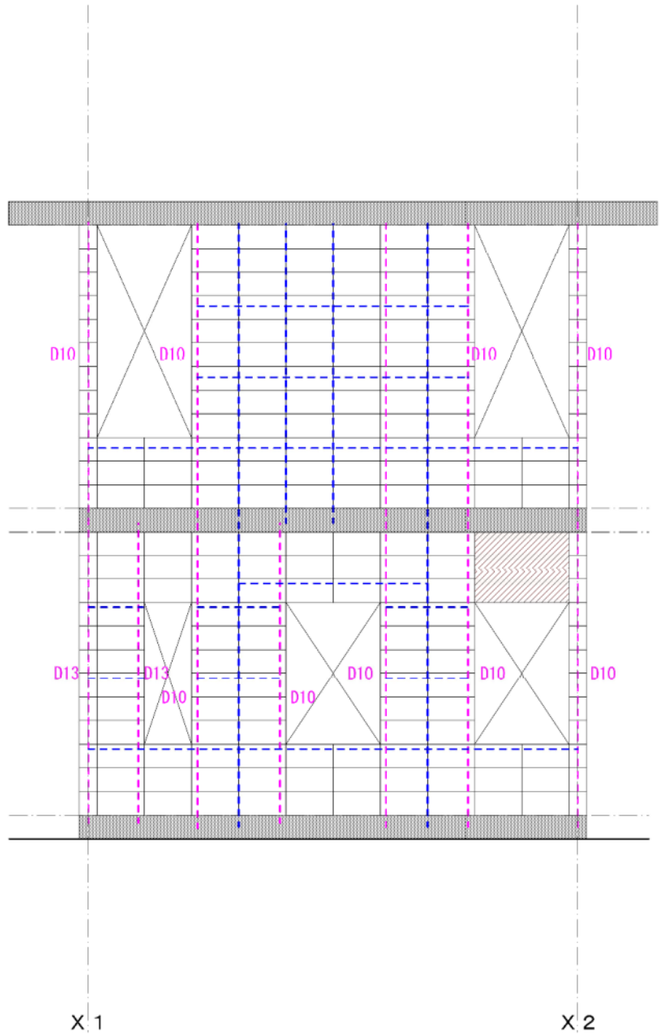




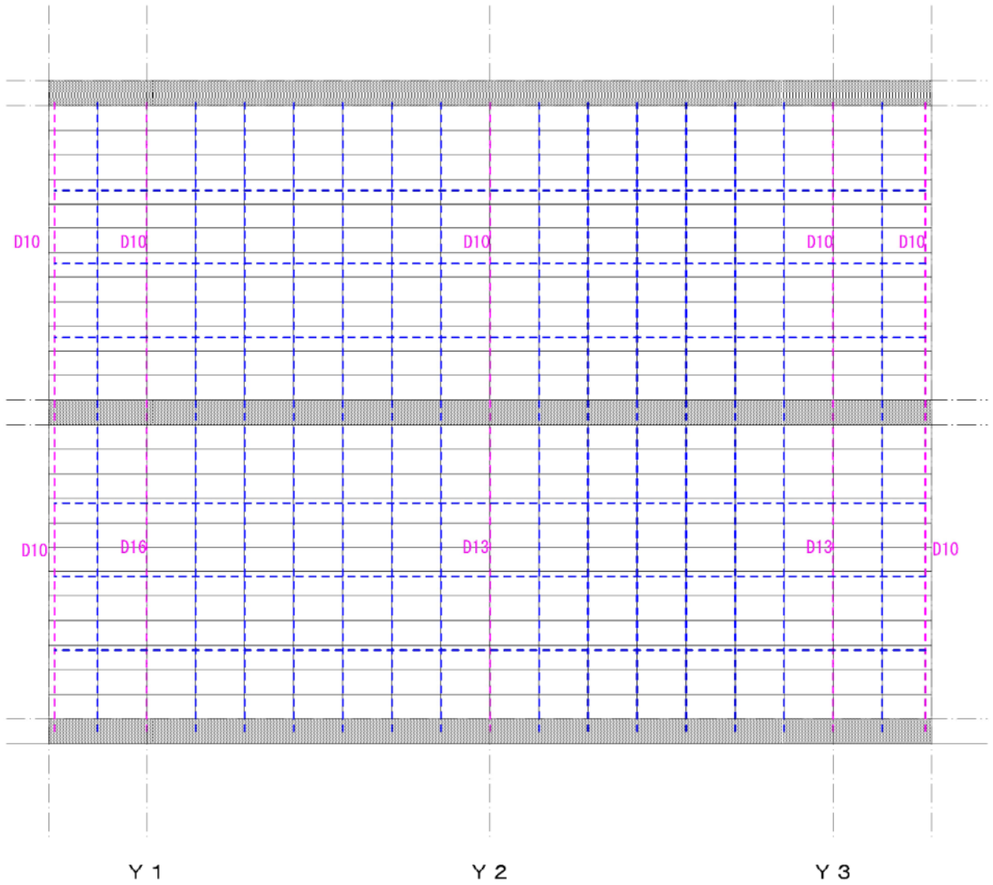
Ｙ１通り軸組図（臥梁を省略する場合）



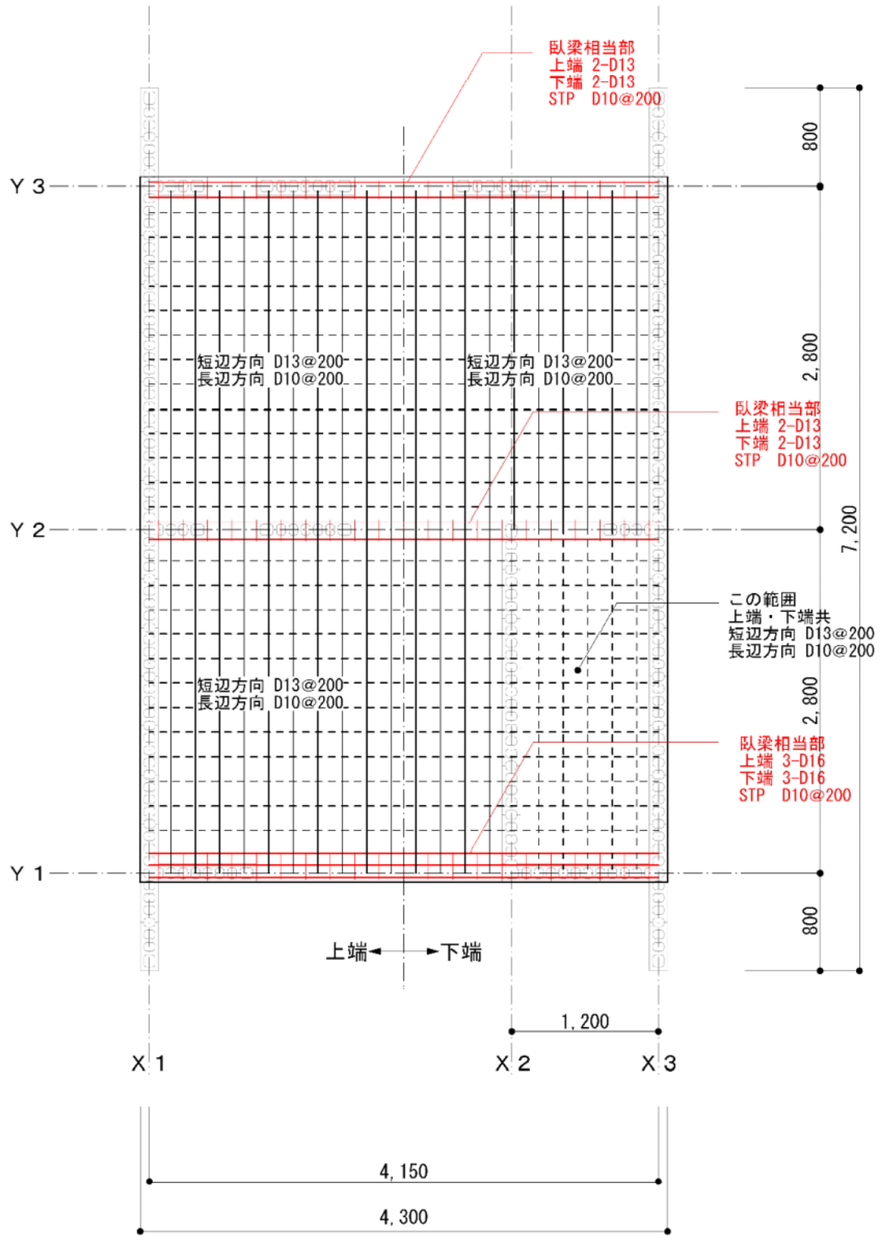
Ｙ２通り軸組図



Ｙ３通り軸組図（臥梁を造る場合）



Ｘ１通り軸組図



２Ｆ床スラブ配筋図

② 構造規定の確認

(ⅰ) 建物全体の高さ、幅

方向	建物高さ	建物幅	アスペクト比	Hc	β_B
	H(m)	B(m)		1.15B	
X方向	5.4	4.3	1.26	4.95	1.00
Y方向	5.4	7.2	0.75	8.28	1.00

(ⅱ) 床面積

2階	23.24	㎡
1階	23.24	㎡
計	46.48	㎡

(ⅲ) 階高

2階	2.55	m
1階	2.55	m

(ⅳ) ブロック基本寸法

長さ	400	mm	目地含む
高さ	200	mm	目地含む
厚さ	150	mm	

(ⅴ) ブロック積み高

2階	2.40	m
1階	2.40	m

(ⅵ) 水平構面の構造

屋根	RCスラブ t=200
2階床	RCスラブ t=200
1階床	布基礎＋RCスラブ t=200

③ 地震力の検討

ア 建物重量

階	部位		仕様	面積		単位重量	重量	
					(m²)	(kN/m²)	(kN)	計 (kN)
2	屋根		RCスラブ t=200 +防水	5.5×6.95＝	38.23	5.00	191.1	270.7
	2F天井		木下地PB	4.0×5.45＝	21.80	0.20	4.4	
	CB壁	Y1	CB t=150 +内装	2.4×1.2＝	2.88	3.20	9.2	
	(2F上半分)	Y3	CB t=150 +内装	2.4×1.2＝	2.88	3.20	9.2	
		X1	CB t=150 +内装	7.2×1.2＝	8.64	3.20	27.6	
		X3	CB t=150 +内装	7.2×1.2＝	8.64	3.20	27.6	
	開口	Y1	木製窓	0.8×1.2×2箇所＝	1.92	0.40	0.8	
	(2F上半分)	Y3	木製窓	0.8×1.2×2箇所＝	1.92	0.40	0.8	
1	2F床		RCスラブ t=200 +仕上げ	4.3×5.75＝	24.73	5.10	126.1	318.5
	1F天井		木下地PB	4.0×5.45＝	21.80	0.20	4.4	
	CB壁	Y1	CB t=150 +内装	2.4×1.2＝	2.88	3.20	9.2	
	(2F下半分)			0.8×0.6×2箇所＝	0.96	3.20	3.1	
		Y3	CB t=150 +内装	2.4×1.2＝	2.88	3.20	9.2	
				0.8×0.6×2箇所＝	0.96	3.20	3.1	
		X1	CB t=150 +内装	7.2×1.2＝	8.64	3.20	27.6	
		X3	CB t=150 +内装	7.2×1.2＝	8.64	3.20	27.6	
	開口	Y1	木製窓	0.8×0.6×2箇所＝	0.96	0.40	0.4	
	(2F下半分)	Y3	木製窓	0.8×0.6×2箇所＝	0.96	0.40	0.4	
	CB壁	Y1	CB t=150 +内装	0.8×1.2＝	0.96	3.20	3.1	
	(1F上半分)			1.2×1.2＝	1.44	3.20	4.6	
		Y2	CB t=150 +内装	0.4×1.2×2箇所＝	0.96	3.20	3.1	
				0.8×1.2＝	0.96	3.20	3.1	
				0.4×0.6＝	0.24	3.20	0.8	
				0.65×0.4＝	0.26	3.20	0.8	
		Y3	CB t=150 +内装	0.8×1.2×2箇所＝	1.92	3.20	6.1	
				0.4×1.2＝	0.48	3.20	1.5	
				0.8×0.6×2箇所＝	0.96	3.20	3.1	
				0.4×0.6＝	0.24	3.20	0.8	
		X1	CB t=150 +内装	7.2×1.2＝	8.64	3.20	27.6	
		X2	CB t=150 +内装 (両面)	2.8×1.2＝	3.36	3.20	10.8	
		X3	CB t=150 +内装	7.2×1.2＝	8.64	3.20	27.6	
	開口	Y2	木製窓	0.4×0.6＝	0.24	0.40	0.1	
	(1F上半分)		木製ドア	1.2×1.2＝	1.44	0.40	0.6	
				0.65×0.8＝	0.52	0.40	0.2	
		Y3	木製窓	0.8×0.6×2箇所＝	0.96	0.40	0.4	
				0.4×0.6＝	0.24	0.40	0.1	
	積載 (2F床)		住宅 (地震時)	4.0×5.45＝	21.8	0.60	13.08	

イ　地震力

建物高さ　h　　5.4　　m
固有周期T　　0.02h＝　　0.108　　sec
ベースシア係数　Co　　0.2

階	建物重量Wi	∑Wi	αi	Ai	地震力Pi
	(kN)	(kN)			(kN)
2	270.7	270.7	0.459	1.166	63.1
1	318.5	589.3	1.000	1.000	117.9

ウ　平均せん断応力度

方向	階	地震力	耐力壁有効断面積	平均せん断応力度
		(kN)	(m²)	(N/mm2)
X	2	63.1	0.72	0.088
	1	117.9	0.82	0.144
Y	2	63.1	2.16	0.029
	1	117.9	2.58	0.046

エ　浮き上がりの検討

(ア) 建物重量

階	建物重量 Wi (kN)	∑Wi (kN)	耐力壁断面積 (m²) X方向	Y方向	X＋Y	平均 軸応力度 (N/mm2)
2	270.7	270.7	0.72	2.16	2.88	0.0940
1	318.5	589.3	0.97	2.58	3.55	0.1661

(イ) 平均せん断応力度

方向	階	平均せん断 応力度 (N/mm2)
X	2	0.088
	1	0.144
Y	2	0.029
	1	0.046

(ウ) アンカー筋耐力

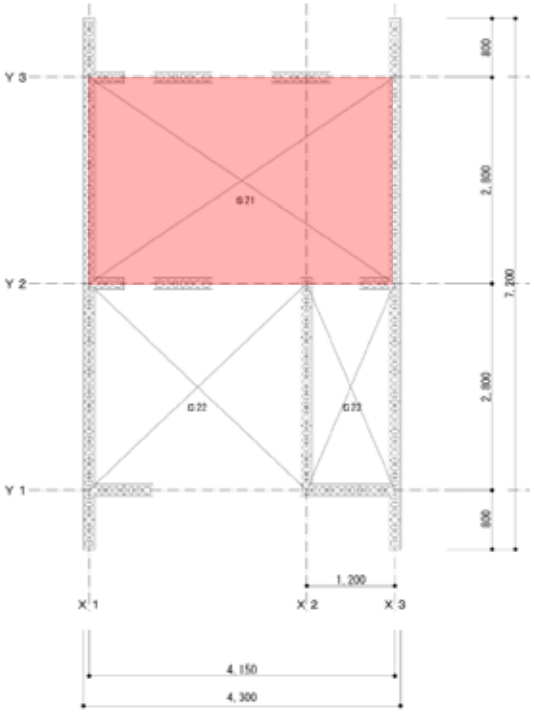
呼び径		許容 応力度 (N/mm2)	断面積 at (mm2)	許容 耐力 T (kN)
D10		295	71	20.9
D13		295	127	37.5
D16		295	199	58.7
D19		345	287	99.0
束ね筋	2-D10	295	142	41.9
	2-D13	295	254	74.9

(エ) 浮き上がり抵抗アンカー筋の検討

方向	階	通り	壁 No.	耐力壁 幅b (m)	耐力壁 有効幅 bo (m)	耐力壁 高さ ho (m)	耐力壁 軸力W (kN)	水平力 P (kN)	① P・ho (kN・m)	② 1/2・bo W (kN・m)	①-② 浮上り力 (kN・m)	アンカーによる抵抗力 bo・T D10	D13	D16	採用 鉄筋
X	2	Y1	①	2.40	1.92	1.80	33.8	25.2	45.4	32.5	13.0	40.2	71.9	112.7	D10
		Y3	①	2.40	1.92	1.80	33.8	25.2	45.4	32.5	13.0	40.2	71.9	112.7	D10
	1	Y1	①	0.95	0.76	2.40	23.7	16.4	39.3	9.0	30.3	15.9	28.5	44.6	D16※
			②	1.35	1.08	2.40	33.6	23.3	55.9	18.2	37.7	22.6	40.5	63.4	D13
		Y2	①	0.55	0.44	1.80	13.7	9.5	17.1	3.0	14.1	9.2	16.5	25.8	D13
			②	0.80	0.64	1.80	19.9	13.8	24.8	6.4	18.4	13.4	24.0	37.6	D13
			③	0.65	0.52	2.20	16.2	11.2	24.7	4.2	20.4	10.9	19.5	30.5	D16※
		Y3	①	0.55	0.44	1.80	13.7	9.5	17.1	3.0	14.1	9.2	16.5	25.8	D13
			②	0.80	0.64	1.20	19.9	13.8	16.5	6.4	10.2	13.4	24.0	37.6	D10
			③	0.80	0.64	1.20	19.9	13.8	16.5	6.4	10.2	13.4	24.0	37.6	D10
Y	2	X1	①	7.20	5.76	5.00	101.5	25.2	126.2	292.4	-166.2	不要	←	←	-
		X3	①	7.20	5.76	5.00	101.5	25.2	126.2	292.4	-166.2	不要	←	←	-
	1	X1	①	7.20	5.76	5.00	179.4	39.5	197.3	516.7	-319.3	不要	←	←	-
		X2	①	2.80	2.24	2.40	69.8	15.3	36.8	78.1	-41.3	不要	←	←	-
		X3	①	7.20	5.76	5.00	179.4	39.5	197.3	516.7	-319.3	不要	←	←	-
備考		赤字は 2連層			bo＝.8b	2階軸力計		270.75			マイナスは浮上がらない	網掛けは、当該列の径のアンカー筋を採用することを示す			※D13 束ね筋も可
						1階軸力計		589.28							

オ　スラブの検討

(ｉ) 2 階床スラブ



a.スラブ寸法

短辺	2.8 m
長辺	4.15 m
厚さ	0.2 m

b.荷重

種別	単位重量 (kN/m²)
2階床 (仕上げ含む)	5.10
1階天井	0.20
積載荷重 (住宅)	1.80
計	7.10

c.スラブの応力

床スラブの応力計算にあたっては、スラブ端の支持条件 (固定・単純支持・自由) を考慮して求める必要がある。
実際には、支持条件が中間的な場合も少なくないので、その場合には安全側となる支持条件とする。

このケースでは、
短辺方向～Y3端：単純支持、Y2端：固定
の一方向スラブとして考える。

Y2端モーメント

$M_{Y2} = w \cdot L^2/8$

$= 7.10 \times 2.8^2 / 8$

$= 6.96$ kN・m

中間部最大モーメント

$M_{max} = (9/128)\, w \cdot L^2$

$= (9/128) \times 7.10 \times 2.8^2$

$= 3.479$ kN・m

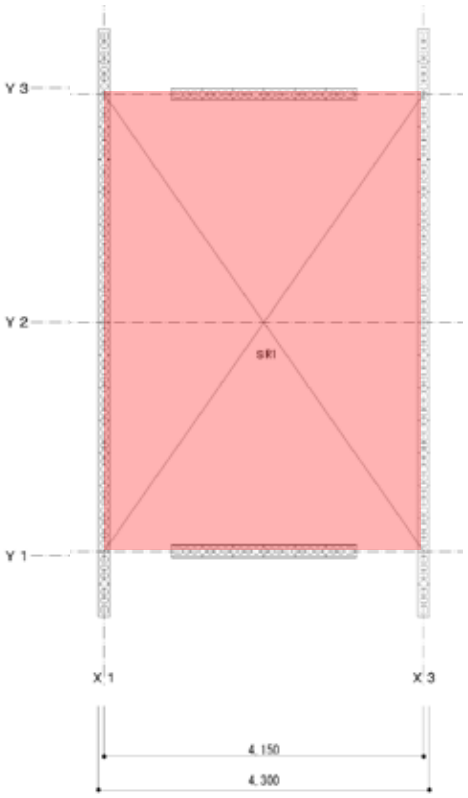
d.配筋

有効せい d			155 mm				
応力中心間距離 j			136 mm				
鉄筋の許容応力度 (長期)			155 N/mm2				
必要鉄筋量	Y2端	6.96 × 1000000	／(155	×135.625) =	331.0 mm2/m幅		
	中間	3.479 × 1000000	／(155	×135.625) =	165.5 mm2/m幅		
配筋	Y2端上端	D13@200 →	635 mm2/m幅				
	中間下端	D13@200 →	635 mm2/m幅				
	その他	D10@200					

(ii) 屋根スラブ

a.スラブ寸法

短辺	4.15 m
長辺	5.6 m
厚さ	0.2 m
辺長比 λ	1.35



b.荷重

種別	単位重量 (kN/m²)
屋根スラブ(防水含む)	5.00
2階天井	0.20
計	5.20

c.スラブの応力

このケースでは、4辺単純支持として考える。

短辺中央モーメント

$$Mx1 = (0.071+0.03)\ w \cdot L^2$$
$$= 0.101 \times 5.20 \times 4.15^2$$
$$= 9.05\ kN \cdot m$$

長辺中央モーメント

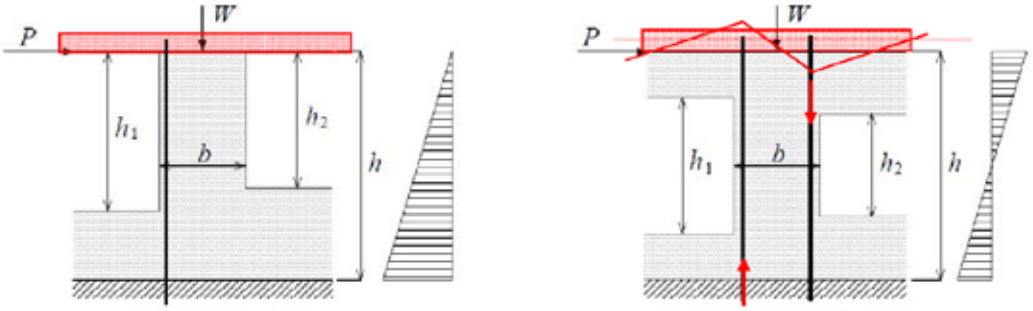
$$My1 = (0.057+0.013)\ w \cdot L^2$$
$$= 0.070 \times 5.20 \times 4.15^2$$
$$= 6.27\ kN \cdot m$$

d.配筋

有効せい d						155	mm
応力中心間距離 j						136	mm
鉄筋の許容応力度(長期)						155	N/mm²
必要鉄筋量	短辺中央	9.05 × 1000000	／(	155	×135.625) =	430.3	mm²/m幅
	長辺中央	6.27 × 1000000	／(	155	×135.625) =	298.2	mm²/m幅
配筋	Y2端上端	D13@200 →			635	mm²/m幅	
	中間下端	D13@200 →			635	mm²/m幅	
	その他	D10@200					

カ　床スラブに臥梁機能を持たせることの検討

本設計仕様では、基本的に臥梁は設けず、CB壁上に直に床スラブ（屋根スラブ）を設置することとしている。
その際、臥梁が剛でないとした場合（下図a）には、床スラブに曲げモーメントは発生しない。
臥梁を剛とした場合（下図b）には、床スラブに曲げモーメントが生じるので、床スラブ内でこれを処理する必要がある。



a) 臥梁がない場合　　b) 臥梁が剛である場合

臥梁代わりとなる床スラブに生じる曲げモーメントは、引張り側は壁端の浮上り抵抗筋の応力とで決まる。
壁の圧縮側と引張り側の中心間距離を

be＝0.8b

とすると、床スラブに生じる最大曲げモーメントMは、

M＝T×(be/2)

ここで、Tは浮き上がり抵抗筋の応力であるが、ここでは、

T＝at×ft

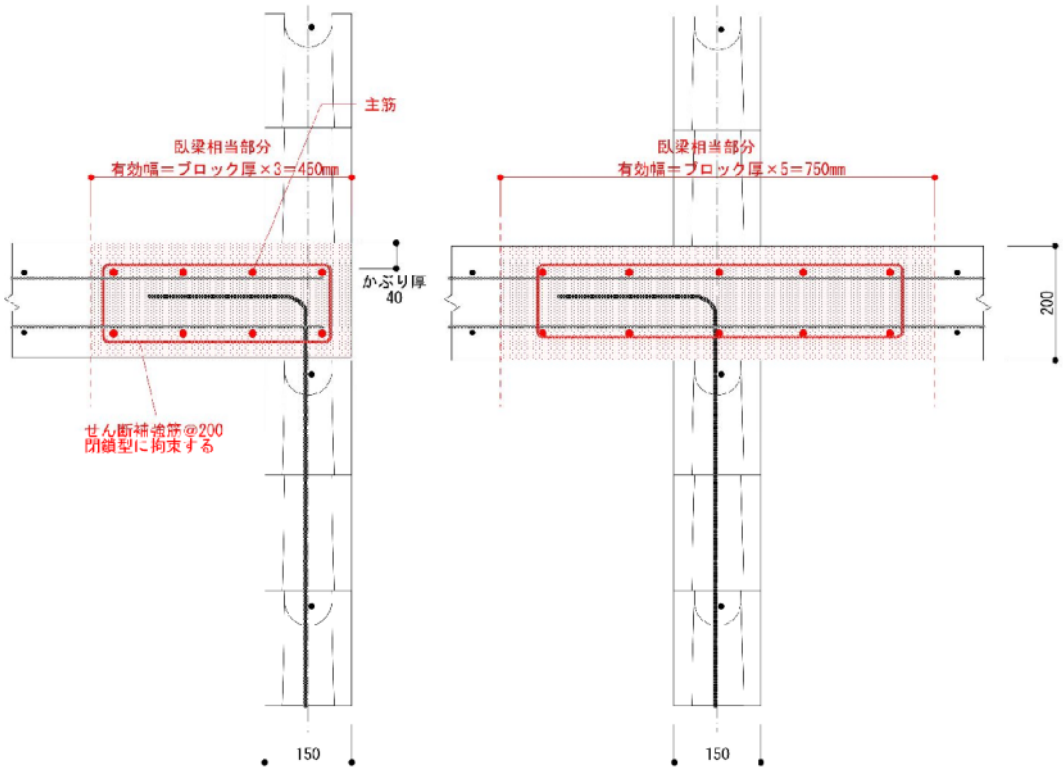
at：浮き上がり抵抗筋の断面積
ft：　〃　　の許容応力度（短期）　　295 N/mm2（D10～D16）
とする。　　345 N/mm2（D19）

床スラブに生ずる曲げモーメント（kN･m）

壁長b	有効壁長be	浮き上がり抵抗筋の種類			
(mm)	(mm)	D10	D13	D16	D19
		71	127	199	287
		295	295	295	345
550	440	4.61	8.24	12.92	21.78
800	640	6.70	11.99	18.79	31.68
1200	960	10.05	17.98	28.18	47.53
1600	1280	13.40	23.98	37.57	63.37
2000	1600	16.76	29.97	46.96	79.21
2400	1920	20.11	35.97	56.36	95.05

床スラブの仕様

厚さ	200 mm	
曲げ補強筋の有効せいd	150 mm	
応力中心間距離 j＝7/8d	131 mm	
有効幅	450 mm	CB厚の3倍　片側スラブ
	750 mm	CB厚の5倍　両側スラブ



片側スラブの場合　　両側スラブの場合

床スラブの臥梁相当部分に必要な引っ張り鉄筋量

鉄筋の許容応力度　295 N/mm2(D10～D16)

345 N/mm2(D19)

臥梁相当部の必要引っ張り鉄筋量(mm2)

壁長b		壁端浮き上がり抵抗筋の種類			
(mm)		D10	D13	D16	D19
550		115.2	206.0	322.8	544.5
800		167.5	299.6	469.5	791.9
1200		251.3	449.5	704.3	1187.9
1600		335.0	599.3	939.1	1583.9
2000		418.8	749.1	1173.8	1979.8
2400		502.6	898.9	1408.6	2375.8

必要引張り鉄筋量を、鉄筋本数に換算したものを表に示す。

曲げ補強筋必要本数(引張り側)

壁長b (mm)	臥梁相当部の主筋径	壁端浮き上がり抵抗筋の種類			
		D10	D13	D16	D19
550	D10	1.6	2.9	4.5	7.7
800		2.4	4.2	6.6	11.2
1200		3.5	6.3	9.9	16.7
1600		4.7	8.4	13.2	22.3
2000		5.9	10.6	16.5	27.9
2400		7.1	12.7	19.8	33.5
550	D13	0.9	1.6	2.5	4.3
800		1.3	2.4	3.7	6.2
1200		2.0	3.5	5.5	9.4
1600		2.6	4.7	7.4	12.5
2000		3.3	5.9	9.2	15.6
2400		4.0	7.1	11.1	18.7
550	D16	0.6	1.0	1.6	2.7
800		0.8	1.5	2.4	4.0
1200		1.3	2.3	3.5	6.0
1600		1.7	3.0	4.7	8.0
2000		2.1	3.8	5.9	9.9
2400		2.5	4.5	7.1	11.9
550	D19	0.4	0.7	1.1	1.9
800		0.6	1.0	1.6	2.8
1200		0.9	1.6	2.5	4.1
1600		1.2	2.1	3.3	5.5
2000		1.5	2.6	4.1	6.9
2400		1.8	3.1	4.9	8.3

は、実設計で多いことが想定される組み合わせ

キ　設計例からの考察

(ｱ)　フィリピンの補強 CB 造に求める性能

フィリピンはフィリピン海プレートの沈み込み縁に位置するため、日本と同様の地震国であるとともに、毎年のように勢力の強い台風による強風、洪水、高潮などの被害が頻発している。近年では火山噴火もあり、世界有数の災害大国と言える。

また高温で多雨･湿潤な気候では、鋼材や木材の腐食が促進されるので、建築物の耐久性に対しても厳しい環境と言える。

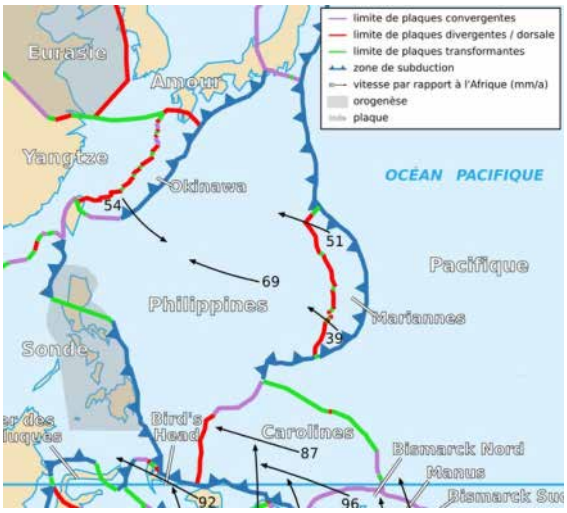


図 6-4-2　フィリピン海プレート

このような国土に建つ建築物は、地震や強風に耐えることは当然であるが、洪水や噴火等の被害を受けたとしても、使い続けられるレジリエンス（回復力）が求められる。また、厳しい劣化環境でも性能低下しない高い耐久性も求められる。一方どの国でも、建築生産においては、品質向上とともに、施工の効率化や経済性が求められる。

本章の設計例は、本プロジェクトで提案した設計基準にもとづいて作成したものであるが、ここでは、上記のような視点を交えて、フィリピンにおける補強 CB 造のあるべき姿を考え、今後の設計基準のバージョンアップのための検討材料としたい。

(ｲ)　組積パターンの比較（芋目地と破れ目地）

日本の補強CB造では芋目地が基本であるが、フィリピンをはじめとする海外では、破れ目地が多い。その違いは、鉄筋量（縦筋）とその施工方法によると考えられる。日本では、あらかじめ基礎または臥梁から、途中で重ね継ぎせずに立上げた@400mm ないし@800mm の縦筋の間に、ブロックをはめ込むように積むため、芋目地でなければ施工が難しい。

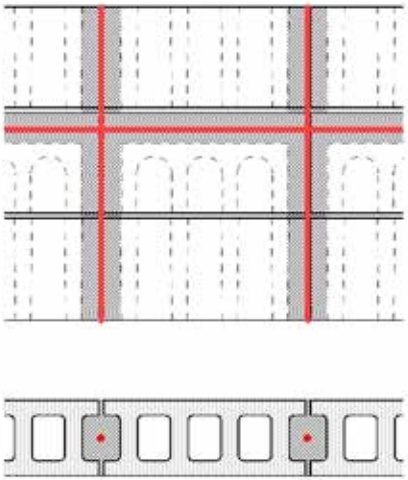
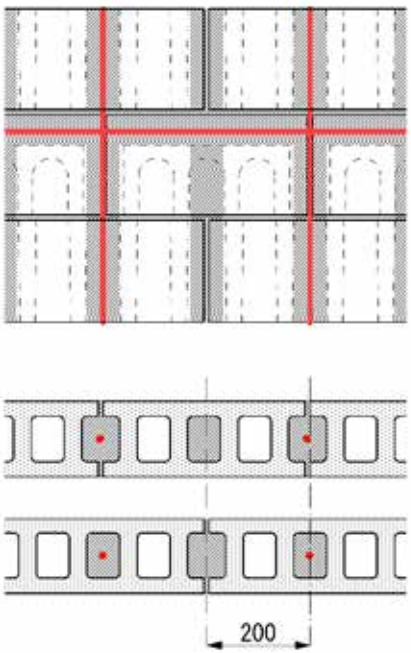
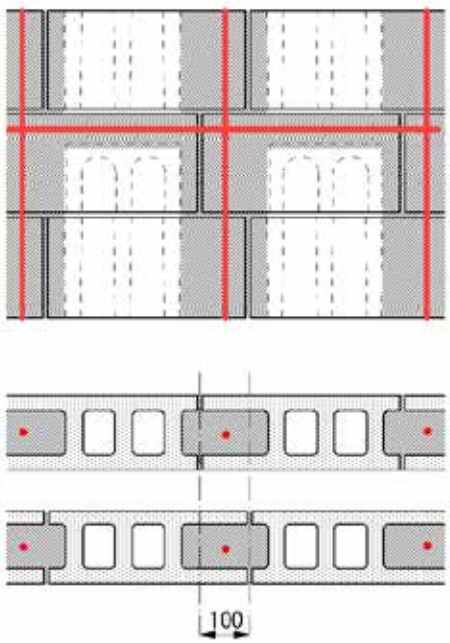
一方、無筋や短い縦筋を継ぎながら組積する場合には、破れ目地で施工できる。鉄筋量が少ない場合には、むしろ縦目地位置が揃わない破れ目地の方が壁体の一体性を確保する上で有利といえる。

次頁の表 6-4-1 に組積パターンの特徴を整理した。

CB 造壁体に高い強度性能を求めるとすれば、自ずと鉄筋量が多くなり、縦筋の間にブロックをはめ込むことが出来る方法でなければ施工が難しくなる。したがって、表 6-4-1 に示す芋目地、または 1/4 破れ目地のような組積方法が基本となる。

1/4 破れ目地のように、左右非対称のブロックは、まだ一般的とは言えないが、壁体の一体性と施工性を両立できる工法として今後期待できる。

表 6-4-1　組積パターンの特徴

	芋目地	破れ目地	1/4破れ目地
組積パターン			
長所	･縦配筋が容易。あらかじめセットした縦筋の間に組積できる。 ･充填モルタル量が最少。	･縦目地が通らないので、強度上の弱点が生じにくい。	･縦目地が通らないので、強度上の弱点が生じにくい。 ･縦配筋が容易。あらかじめセットした縦筋の間に組積できる。
短所	･縦目地が位置が揃うので、強度上の弱点になりやすい。	･1段おきにブロックの中央空洞に鉄筋を通す必要がある。縦筋頂部からブロックを落とし込むように施工する必要がある。 ･縦空洞への充填モルタル量が多くなる。	･フェイスシェルの張り出し長さが大きくなるので、製造難度が上がる。 ･コーナー部の役物ブロックが必要。 ･縦空洞の断面が大きくなるので、充填モルタル量が多い。
実績等	日本の補強CB造。	無筋あるいは鉄筋量が少ない場合に多い。	試験的な事例はあるが、広く普及していない。

(ｳ) 開口まわりの納め方

窓やドア開口まわりには、開口補強筋を配置する必要があるが、補強 CB 造では、所定の位置に適正なかぶり厚を確保した状態で納めるためには、若干の工夫が必要である。

次頁の図 6-4-3 に開口補強筋の納め方の例を示した。

役物ブロックを使う方法と現場打ちとする方法に大別されるが、現場での工種が増えると施工性と経済性が低下する原因となるので、極力ブロック工が施工する割合を多くする意味で、役物ブロックによる方法を推奨したい。但し、役物ブロックの種類が増えると、ブロックの生産性低下やコスト増の原因になるので、種類を抑える工夫が求められる。

あるいは、開口上部の垂れ壁を CB ではなく、木製パネル等とすることで、まぐさを不要とする方法も考えられる。

(ｴ) 壁体性能の向上と見せるブロック造

現在フィリピンで建築されている CB 造は、次の仕様が一般的と聞く。

- 破れ目地
- 鉄筋を挿入しない空洞にもモルタル充填する全充填
- 外部にはモルタル塗り仕上げ

これらは、次の理由と考えられる。

- 使用されてている CB が低強度で水密性が低いため、全充填とすることでこれを補う。
- ブロックの寸法精度や組積精度が良くないため、モルタル仕上げで外観を整える（ブロック面を隠す）。
- CB 壁体の水密性が低いので、仕上げモルタルに防水性を期待する。

このために、モルタル使用量や施工手間が相当に多くなっていることが推察される。

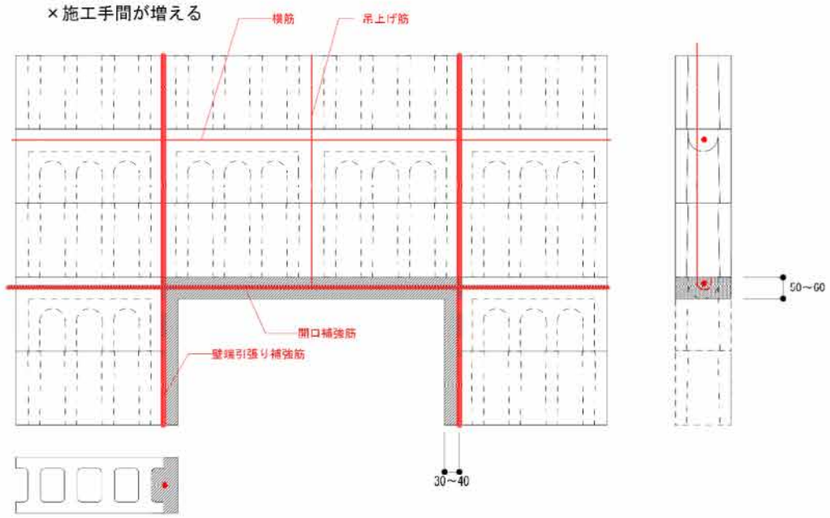
この現況と改良提案を図 6-4-4 に整理した。

CB の高品質化により、部分充填でも強度と防水性を確保しつつ、見せる CB 造とするための提案である。

開口まわりの納め方

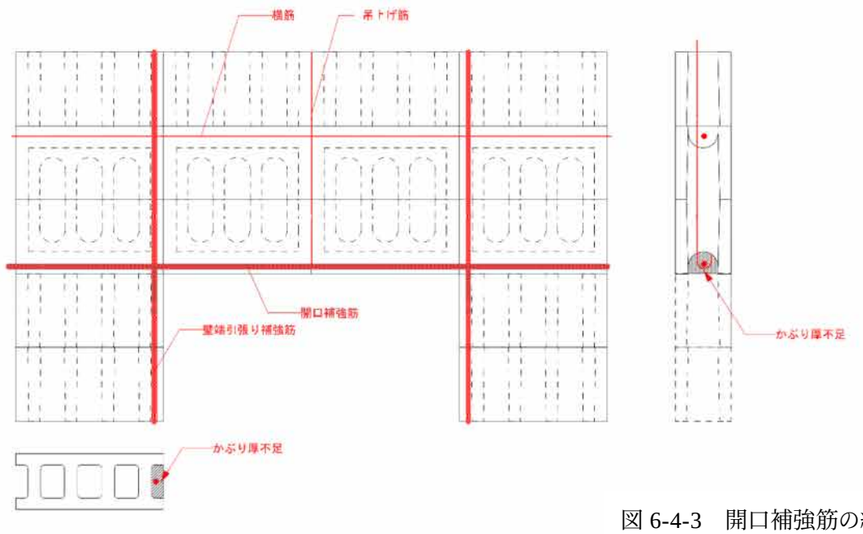
①現場打ちの額縁を付ける方法

○かぶり厚を確保できる
○寸法調整が容易
×施工手間が増える



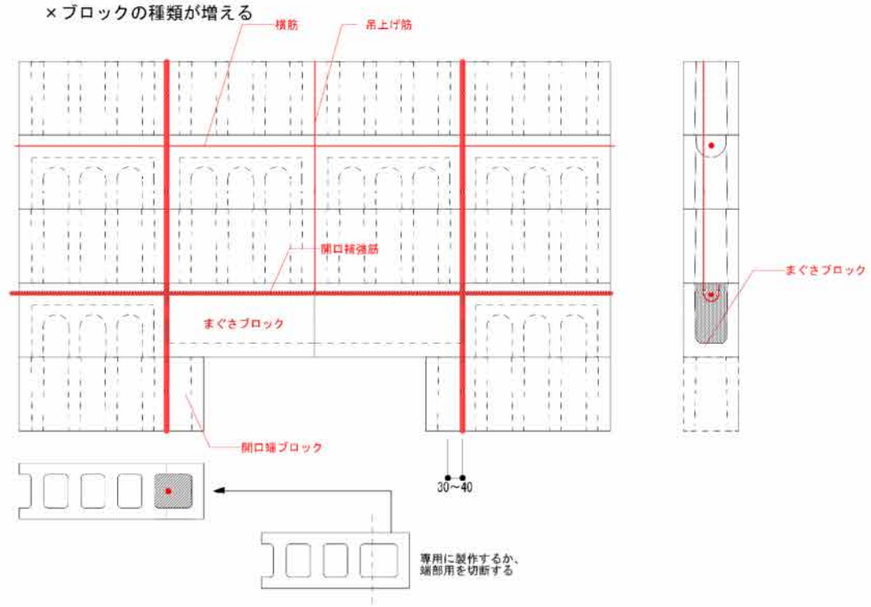
②ブロックのえぐり部分に納める方法

○ブロックモジュールで揃う
×かぶり厚を確保できない



③役物ブロックを使用する方法

○現場打打ち部分が現れない
○かぶり厚を確保できる
×ブロックの種類が増える



④標準ブロックのみで納める方法

○現場打打ち部分が現れない
○かぶり厚を確保できる
×ブロックの種類が増える
×縦方向の配筋が煩雑になる

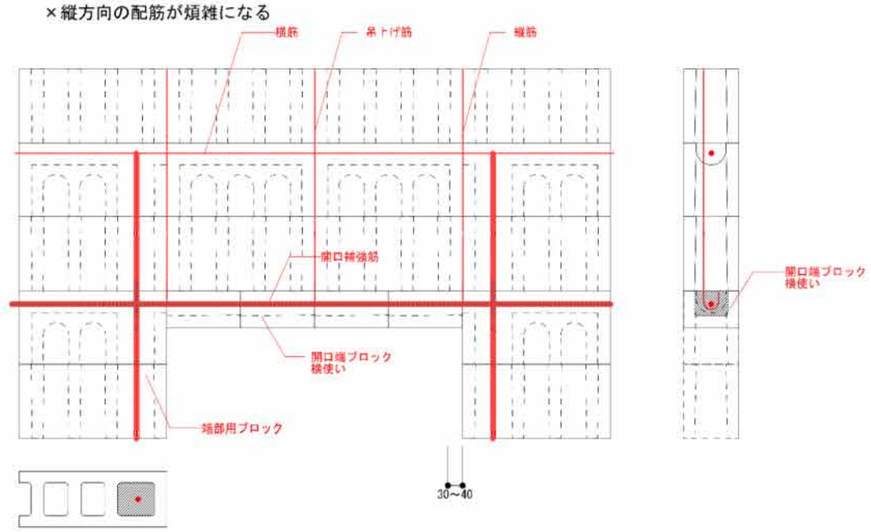


図 6-4-3　開口補強筋の納め方

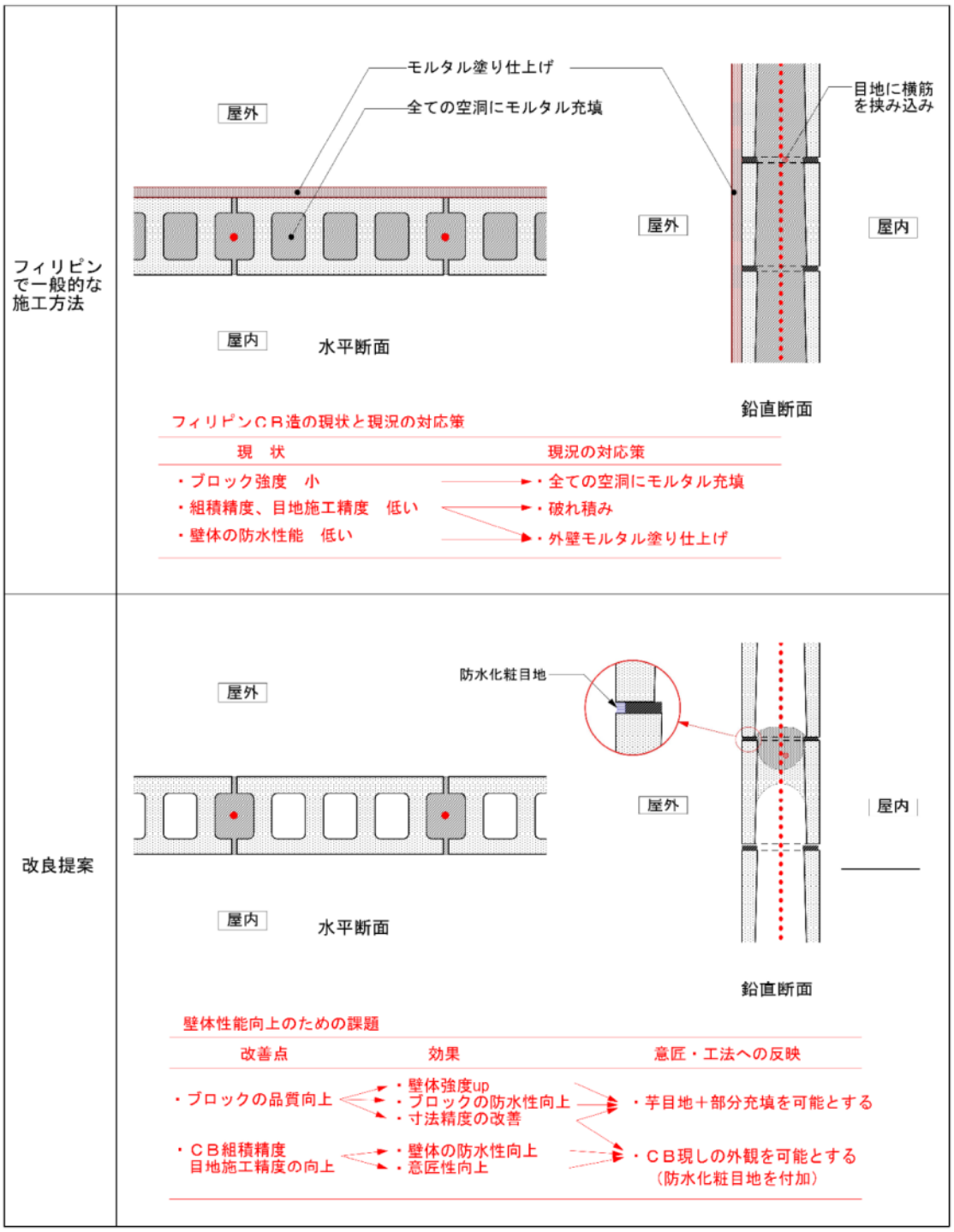


図 6-4-4　壁体性能向上のための改良提案

(ｵ) 一層の工法合理化のために

いずれの国でも、経済成長とともに、人件費が高くなるため、施工費における施工手間の割合が大きくなる。そのため、コスト増を抑えるためには、工法の合理化や現場での省力化が不可欠である。

施工合理化の手段として考えられる方法の一例を以下に挙げる。

(a) 束ね筋

一般に、耐力壁端部の開口補強筋には、太径の鉄筋が使われるが、D16 以上の鉄筋を手作業で曲げ加工することは難しい。

これを束ね筋とすることで、使用する鉄筋の種類を少なくして、現場で折り曲げ加工できるようになる。

3 本の束ね筋は、束ねた中心の三角形部にモルタルが回らないので不適であるが、2 本の束ね筋については問題ないと考える。

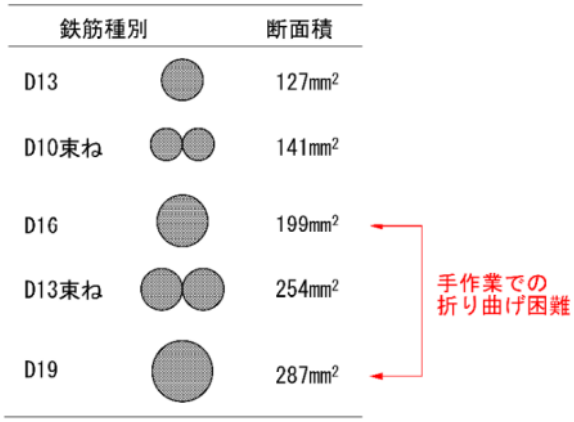


図 6-4-5 束ね筋の断面積

(b) 床施工の合理化

床スラブと屋根スラブは基本的に RC 造であるが、できれば型枠工を必要とせず、工種の削減と工程の簡略化を図りたいところである。

その方法として、写真 6-4-1 と写真 6-4-2 に示す、フラットデッキやハーフ PCa 床板がある。但し、これらの方法は、コスト増になることも多いので、工種･工期の削減によるメリットと比較検討した上で採用すべきものである。

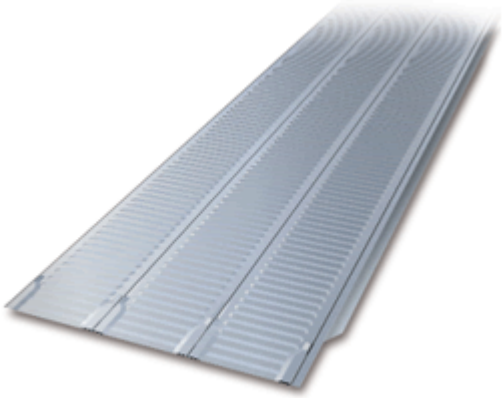


写真 6-4-1 床型枠用フラットデッキの例
（SF デッキ 日鉄建材(株)）

写真 6-4-2 ハーフ PCa 床板の例
（ボイド付ハーフ PCa スラブ (株)三晄プレコンシ

(c)　型枠ブロック基礎

補強 CB 造でも、布基礎はＲＣ造とする必要があるが、写真 6-4-3 に示すよう型枠ブロックを使用することで、上部構造と同様の作業で基礎の施工ができる。

ここで、型枠ブロックのフェイシェルを構造体の一部としてみなすか、単に型枠材として構造体とはしない 2 つの考え方があるが、実験の結果では、フェイスシェル部分を構造体として見ても、ブロック厚に等しいＲＣ造として考えた場合の強度とほとんど差がない。

この扱いが整理されれば、十分に現実的な方法と言える。

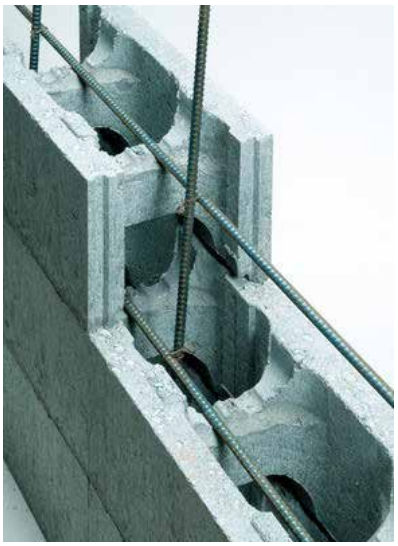


写真 6-4-3　型枠ブロックの施工例
（パネコンブロック　よねざわ工業(株)）