

## 第5章 日本の知見をベースとした技術基準の策定及び関係活動

### 5.1 技術基準策定の経緯と概要

#### (1) 技術基準策定に至る経緯

一般社団法人北海道建築技術協会は、2018年度より国土交通省住宅建築技術国際展開支援事業の補助を得て、「フィリピンにおける安全なブロック造技術の普及」に取り組んできた。当初は、現地の実情把握、関係主体の把握とそれぞれとの意見交換、構造関係技術基準や建築規制制度の状況把握などを行うとともに、安全なブロック技術を普及するための効果的な方法について検討を行った。その結果、長年にわたってフィリピンにおいて実践されてきている建築許可制度の際に参照される技術的な基準を整備することが最適との結論に至った。そこで、フィリピンにおいて構造基準を策定している、構造技術者により設立された民間の団体であるフィリピン構造技術者協会(ASEP Association of Structural Engineers of the Philippines)と協議を行った。その結果、協働で技術基準を策定することで合意し、2021年6月1日付で合意書(Memorandum of Agreement)を締結した。

#### (2) 技術基準の検討の経緯

2021年度より、前述の合意書に基づき、技術基準の検討を始めた。新型コロナウイルス感染が収束せず、現地との往来ができない状況が続いたため、2021年度は8回のオンライン会議を行い、技術基準案の作成を行った。次いで、2022年度には、現地調査時の意見交換、オンライン会議(4回)、フィリピン側主要メンバーの日本への招聘などにより、内容の検討を深めるとともに、構造基準がフィリピンの建築許可制度において活用できるような制度的な位置づけを得るための手続きの検討、調整を行った。

こうした積み重ねの上に、2023年度は、下記の活動を行った。

・オンライン会議の開催(ワークショップ開催の枠組み、準備施工の検討、ガイドラインの技術的検討など)

ーキックオフ会議:2023年7月14日

ー第1回検討会:2023年8月15日

ー第2回検討会:2023年9月19日

ー第3回検討会:2023年10月16日

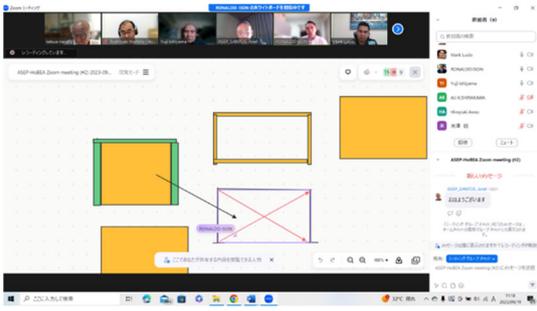
ー第4回検討会:2023年11月7日

・メールによる技術基準の文章表現等の最終化

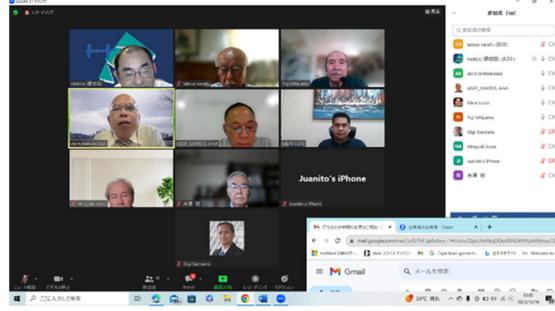
・フィリピン構造技術者協会理事会による壁式構造RCHBと非構造壁との2つの技術基準(ガイドライン)の承認と冊子の印刷

・フィリピン構造技術者協会と北海道建築技術協会との共催による技術基準の広報のための3か所でのワークショップ(技術基準の冊子を配布)及びブロック積み施工デモンストレーションの開催

・上記と並行しての、技術的妥当性を実証するための構造実験の実施



第 2 回オンライン会議の状況



第 3 回オンライン会議の開催

## ASEP-HoBEA のフィリピンでの CHB プロジェクトに関するキックオフ会議議事録

日 時:2023 年 7 月 14 日(金)

時 間:10:00~12:00(日本時間) (終了後、13:00 まで日本側で今後の進め方について検討)

場 所:Zoom オンラインプラットフォーム

参加者:ASEP: Ronald Ison, Ariel Santos, Juanito Cunanan

HoBEA:石山、米澤、青野、檜府、白川、吉野

### 議題1 RCHB ガイドライン策定の進捗状況(ASEP より説明)

- ASEP の Board Meeting で、内容は承認。現在、最終調整中。調整終了後、DPWH に、参照基準として承認してもらうため申請(9-10 月頃)。DPWH は、承認に前向き。承認手続きは、最長で 6 か月程度と推測している。
- DPWH の承認は、WS 開催に必ずしも必要ではない。(ASEP の承認したものを、ASEP が広報するもの)

### 議題2 今年度の主な取り組み

- HoBEA から説明

### 議題3 現地 WS

- 1 月に開催する方向で調整。
- 案:1 月 18 日(木)マニラ WS(オンラインとのハイブリッド。Zoom か You Tube)
  - 19 日(金)ブロック積施工の見学会
  - 22 日(月)セブ WS
  - 24 日(水)ダバオ WS
- ブロック積施工の見学会:Neco 社と調整中。Bulacan で開催するのであれば、マニラからの足を用意した方が、参加者を確保できる。最大 30 名くらい、事前に要望を把握することは可能。
- エンジニアなどは、週末開催でも参加が期待できるが、政府職員は難しいのでウィークデーがよい。
- 参加対象者:エンジニア、建築家、建設業者、建築主事。会場参加:50-75 名程度。
- ASEP で次第案を作成して協議する(内容は概ね 2023 年 2 月の WS に類似)
- HoBEA は、会場費、当日配布資料作成費などを負担できる。
- ASEP の講師(最大 3 名)、開催事務を行う事務局(最大 2 名)の旅費(フライト、ホテル)、HoBEA での負担が可能かどうか、検討する。
- 全国 30 余りの地区、海外に Sub Committee がある(会員数 10 名以上で設立)。事務局は無い。今回、セブ、ダバオの Sub Committee に協力してもらう。

#### 議題4 WSの準備のための渡航

- ・11月は、日本のダンパー関係で渡日予定、Civil EngineerのNational Conferenceがあるので、多忙。これらの日程が固まったら情報提供をしてくれる。それにより日程を調整する。

#### 議題5 非構造壁のガイドラインの検討

- ・月例のオンライン会議で検討する
- ・最新のガイドライン案をHoBEAからメールで送信する。
  - 第1回:8月15日(火)日本時間10am(フィリピン9am)
  - 第2回:9月19日(火)日本時間10am(フィリピン9am)
  - 第3回10月16日(月)日本時間2pm(フィリピン1pm)
  - 第4回(暫定。訪日等のスケジュールにより見直し):11月14日(火)日本時間10am(フィリピン9am)

#### 議題6 イソン氏から質問

- ・フィリピンで使われているBand Beamに、Beam blockを使うことは、ガイドライン上で可能か。
  - A:可能なものとしている。必要に応じ、デテールの説明をする。
- ・PNSの規格が強制となったので、フィリピンメーカーが対応できるプラントを購入する場合、日本の支援制度はあるか。
  - A:タイガーマシンで、フィリピンに適した半自動の手頃なタイプを提案することは可能。

#### \*\*\*フィリピンとの協議終了後、日本側で打ち合わせ

- ・Beam blockは、日本では必要な被り厚を取れないことから使用できない。フィリピンでは、その点を説明したうえで、フィリピン側の判断として使用可とするという整理が考えられる(軽量タイプの可否、強度などの制限は考えることが必要か?)。その場合、構造耐力上のチェック、ガイドラインの規定内容との整合を確認することが必要か。
- ・フィリピンメーカーのプラント購入希望に対して、日本の中古マシンによる対応は、現在では可能性が低い(適当な物件がない。小規模、半自動は、既に廃棄が進んでいる)。
- ・ガイドラインの内容:全充填を含めて、一定の幅の工法が可能となるような、ある程度の幅を持たせたものにする。その中で、日本の技術に基づく推奨工法として、イモ目地(鉄筋を配置しやすい)、一部充填(コスト低減、自重低減)、横筋設置(横筋ブロック使用)の工法を提案し、これを主に説明する。

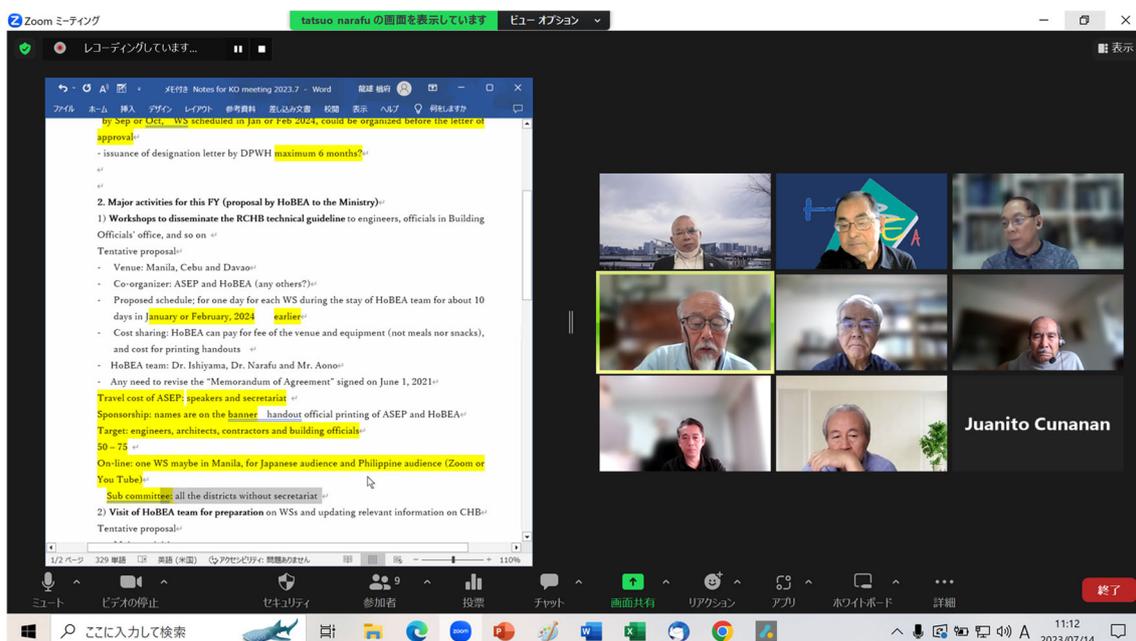
横筋設置について、日本のような横筋ブロックを作ろうとすると、欧米のマシンだと相当額の投資(数百万円?)が必要となる。最小限の投資で対応できるように、上からウェブ部分に凹みを作り(簡易横筋ブロック)、モルタル落下防止の部材を使う工法を、フィリピン側に説明する方向

で検討する。WS に合わせて実施する施工のデモで、可能であれば横筋ブロックあるいは簡易横筋ブロックのものを見せる。(Neco と調整)

タイガーマシンで、Neco 社の 1 ブロックのみを簡易横筋ブロックとする場合の概算(金型の追加)の見積もりを行う。

簡易横筋ブロックで最大どの程度の凹みを作れるかは、以前、スタディシ資料を作成したので、再度、共有する。

- ・縮小模型(ブロック形状の変更、鉄筋先組みなど):現地へ持っていく方向で調整する。参考事例として説明する。
- ・第 2 回実行委員会議事録案:チェックを依頼中。コメントを貰って修正して共有する。



(樽府龍雄)

## 2023 年度第 1 回 ASEP—HoBEA 検討会議事録

日 時:2023 年 8 月 15 日(火) 10:00—11:45 (終了後、今後の進め方について、日本側で検討、12:30 まで)

場 所:オンライン会議

出席者:ASEP:Ronald Ison, Ariel Santos

HoBEA:石山、米澤、白川、青野、吉野、石井克侑、檜府

### 議題1 現地調査、ワークショップ開催関係

- ASEP の日本訪問:ダンバー・免震装置メーカーからの招聘で来日予定(2023 年 11 月 12-16 日)。その際、東京の防災担当部局に面談したい。
- 政府は、中央、県、市町村の 3 レベル。東京は県レベルの一つ。目的により、国の方がよいことがある。防災担当は、総ての災害が対象。建築物の防災であれば、建築物担当がベター。まずは、招聘機関に希望を言い、当方に連絡を取るように言うといい。(檜府)
- 関心は災害後の対応。その旨を招聘機関に説明する。(イソン)
- ワークショップの開催について、前回の合意(2024 年 1 月中旬に 3 都市で実施)に大きな変更はない。

### 議題2 非構造壁技術ガイドライン

- 石山委員による説明。並行して質疑応答、意見交換。
- 再度、全体を最初からレビューし、要検討事項をピックアップ。
- 要検討事項
  - 第 1 条第 2 項:「実証されれば、ガイドライン以外を許容」の表現(ignored, alternative ways are applicable など。既往規定の表現に倣う?)
  - 第 2 条定義の表現
  - 図1の構造体との接合:ディテール図を添付。米澤委員が既存図面を探す(社内、工業会の昔の講習テキストなど)。
  - モルタルのセメント比(現行案は、構造壁と同一?)
  - 内壁の規定は緩和していいのでは(現行、100 mm幅 CHB を使用)。その場合の高さ制限を再検討する。
  - 構造体との間のスリット:現状、その意義、必要性の理解、的確な施工方法の理解ができておらず、重要(イソン)。構造安全性からは固定が望ましいが、短柱現象も重要(石山)。今後検討。

### \* 終了後の日本側の意見交換

- 構造体との接合:注記と簡単な表を追加が考えられる(檜府素案)

非構造壁の構造体との接合(解説に記載):下記の観点から検討を行った上で、それぞれの設計案件の具体的な状況に即して、最適な設計を設計者の判断により行う。

項目	構造体に固定	構造体と分離(スリットの設置)
工法の概要	非構造壁体内の補強筋を、構造体の補強筋と接合し、両者の間にモルタルを充填し、両者を固定	非構造壁と構造体との間に隙間(スリット)を入れる(非構造壁体内の補強筋は、構造体の補強筋と接合)
メリット	建物全体の水平耐力と剛性を向上 地震等による非構造壁の破壊によりエネルギーを吸収	非構造壁の地震時等の破壊を防止 短柱現象の回避
留意点	地震などによる破壊後、補修が必要 非構造壁の平面的及び上下方向の配置のバランスを確保(捻じれなどの防止)	構造体の想定変形量に対応した十分な隙間の幅を確保することが必要
デメリット	地震などによる非構造壁の破壊が 起こりやすく、その場合、補修が必要となる	構造体の耐力が十分でない場合に、 破壊の可能性が高くなる 施工が複雑となる(緩衝材の設置、 補強筋のみの接合など)

・日本のRC造の場合の施工事例の写真等の紹介も有効か(施工の難しさの説明)?

-ブロック強度は、新規格 PNS に従う(非構造用ブロック圧縮強度 4.14 以上)。

-鉄筋:現状 縦筋 8 mm、横筋 6 mm。ただし、10 mm未満の製品は、強度等の品質に問題がある製品が多いので、NSCP では、構造体には 10 mm以上としている。本ガイドラインは、構造体ではないが、構造強度を必要とする補強筋に関するものなので、10 mm以上が望ましい。強度の条件:現行案の 230 を高くすべき。NSCP に揃える(275)? 280?(イソソ)

\*再度、ASEP で検討し、追加のコメントを石山委員に送信。

\*石山委員:次回検討会へ向けて、コメントの検討、ガイドライン案の改訂。

\*次回 第2回:9月19日(火)日本時間 10am(フィリピン 9am)

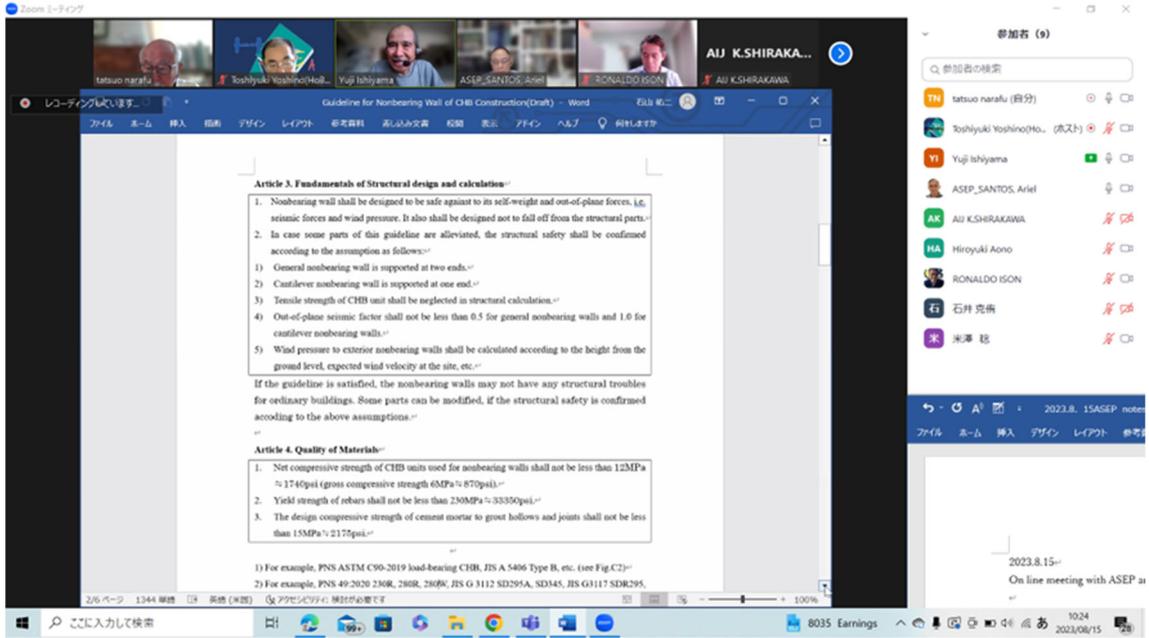
\*その後の日本側での検討

・想定工法:イモ目地、部分充填

・施工実演の Neco 社との打ち合わせ:8/16 実行委員会終了後の3PM より。

・WS 日本側負担(事務局より国交省に照会):HoBEA 側支援のための現地スタッフ 1 名の旅費支出について、国交省に照会(ASEP 側も 1 名同行)。

WS 開催経費:経費のうち、会場費、プロジェクターなどの機器レンタル料を日本側負担(ASEP はそれ以外)についても確認。



(檀府龍雄)

## 2023 年度第2回 ASEP-HoBEA 検討会議事録

日 時:2023 年 9 月 19 日(火) 10:00—12:05

場 所:オンライン会議

出席者:ASEP:Ronald Ison, Ariel Santos, Mark Lucio

HoBEA:石山、米澤、白川、青野、吉野、檜府

### 確認事項

- HoBEA の準備の訪比:10/24—11/3(移動日含む)  
滞在期間中に、1—2 度、ASEP との面談での協議を希望:ASEP 側に問題なし
- WS の日程:1/18:マニラ WS(オンラインで日本、他を繋ぐ:本日は言及せず)、19:マニラでの  
デモ  
1/22 移動、1/23 ダバオ WS、1/24 セブ WS  
各会場 30 名程度。建築主事、コントラクターも招く。
- マニラーダバオ、ダバオーセブ、セブーマニラの候補のフライトを ASEP から HoBEA に連絡
- 会場のホテル:ASEP で探す
- アシスタントの経費(1 名を ASEP 支払い、1 名を HoBEA 支払い)  
HoBEA 負担:限度 12 万円。フライト、ホテル代、謝金を支払うことができる。契約書等は  
吉野さんと調整。
- 会場経費:1—5PM を想定。  
HoBEA:会場、機器借り上げ費用を負担  
ASEP:その他の費用を負担
- ASEP の訪日:11/12 日本着  
11/13 TokyoTech(東工大)  
11/14 NNB?? 多分 日鉄エンジニアリング  
11/15ASEP 理事会(TKP 上野の会議室使用)  
11/16 一部メンバー帰国  
政府関係機関の訪問の時間は難しそう
- TKP 上野:8—12AM で吉野さんが予約(総額約 13,000 円?)  
支払いは、当日、ASEP がクレジットカード支払い(Visa 又は Master)  
TKP に、当日は、日本語が使えない人が使用、支払いをする旨の予告を吉  
野さんにしてもらう。

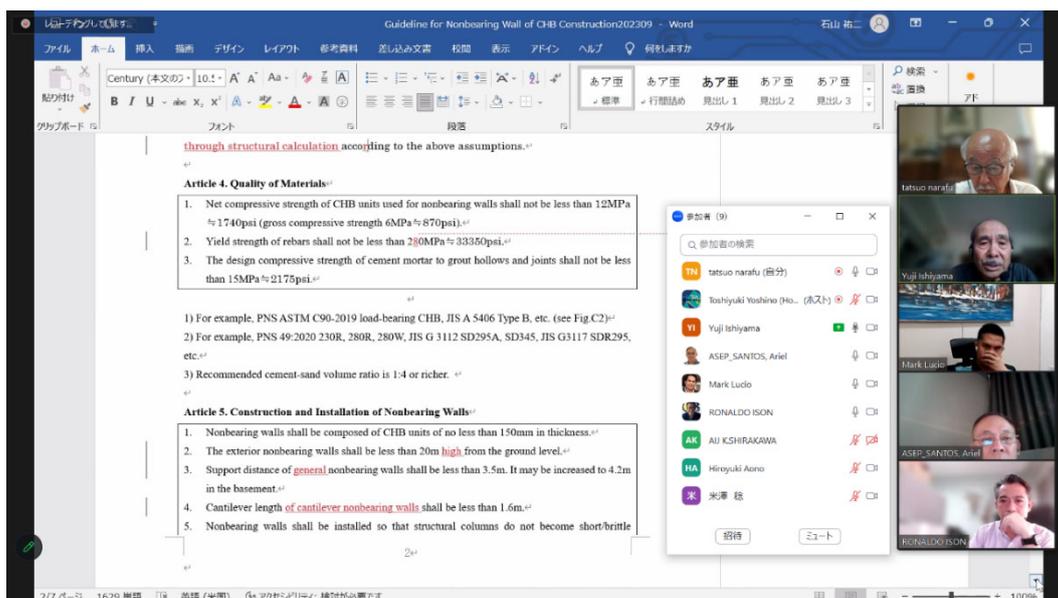
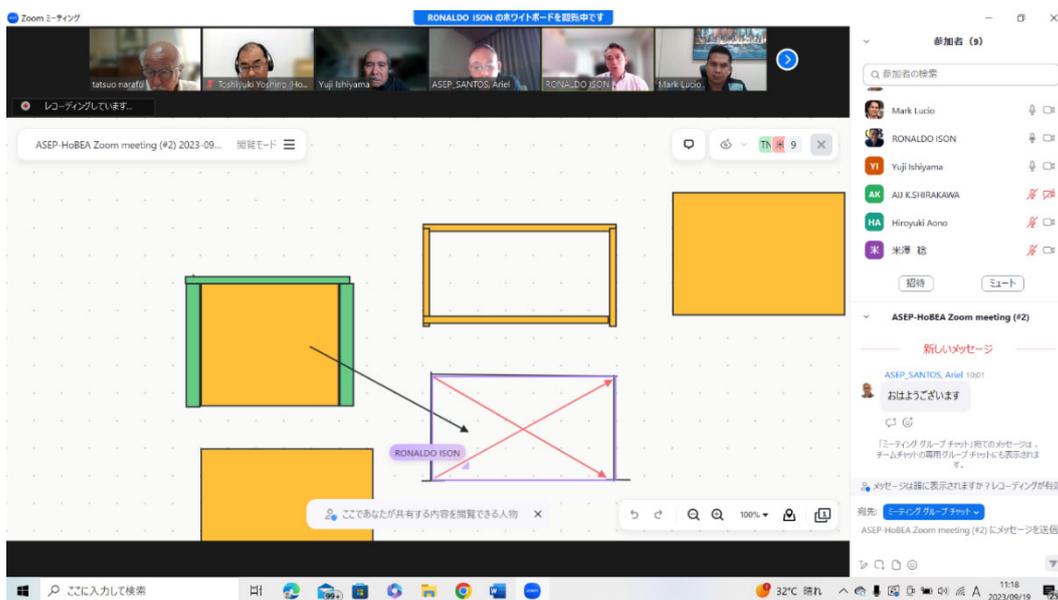
### 議題1 技術基準

イソンさんから、RCHB と非構造 CHB との違いは何か? RC フレームに囲まれた CHB は、ブレースに相当するような応力が壁に発生する。(そうした応力は、RCHB も、非構造 CHB も同

じではないか、という感じの説明。特に、石山先生の説明に非構造 CHB が耐震性の余力にもなる、という説明で、理解が難しくなった感じ。)

耐震スリットの話が出る。日本では、耐震スリットが左右下に設けられ、壁が吊られた構造になる理由がわからない感じであった。

- 非構造壁の定着／分離についての説明を追加: 分離の施工法(空隙の作り方、寸法など)、面外破壊への対応の必要性など。施工のしにくさ(イソン: 職人に分離施工をさせるのは困難)、定着した場合の構造的な効果、扱い(構造耐力に参入しない余力の扱い)の説明を追加?
- 鉄骨造への適用: 変形が大きい、施工(補強筋の定着)が難しい。当面、RC 限定とするか?



(樽府龍雄)

## 2023 年度第3回 ASEP—HoBEA 検討会議事録

日 時:2023 年 10 月 16 日(月) 10:00—11:40 (終了後、今後の進め方について、日本側で検討、12:00 まで)

場 所:オンライン会議

出席者:ASEP:Ariel Santos, Mark Lucio, Juanito Cunanan, Gigi Garciano

HoBEA:石山、米澤、白川、青野、吉野、檜府

### 議題1 現地訪問について

- ・DPWH/NBCDO とのアポを(HoBEA と ASEP が一緒に参加)、10/26 で打診。難しい場合には、10/25。駐車場が狭いので、近くで待ち合わせて、HoBEA 車 1 台で行く、あるいは、近隣のホテルなどでランチ会議とすることも検討。ASEP との協議(ケソン市の ASEP 事務所)は、10/26 を予定。(10/27 は ASEP は不可)
- 建築主事は、ケソン市(昨年度の建築主事は City Engineer に異動(プロジェクト担当))と、ジャーニー氏の勤務しているマニラ市について打診(ジャーニー氏に相談)。
- BPS/DTI のヒアリングの可否は、10/18 にイソン氏とアリエル氏が DTI と会議(鋼材の委員会)があるので、その際に聞いてみる(ここしばらくは、DTI は原則としてオンライン会議)。
- WS への、主事、コントラクター、デベロッパー等の関係者の招待は ASEP でやる(HoBEA からの働きかけは不要)。
- RCHB ガイドラインは、ASEP のボードミーティングの承認済み。DPWH/NBCDO への申請を検討。(非構造壁との関係について言及。一応、独立的なものと考えている旨説明。)
- 現会長:Mark Lucio、次期会長:Gigi Garciaono(武蔵工大に関係?)

#### [情報提供]

- ・ワークショップの PROGRAM 案を ASEP で作成。基本的に了解。若干の微調整を検討し、連絡する。
- ・マーク氏がダバオ、セブでのワークショップに向けてのフライトを予約したので HoBEA メンバーも似たような時間帯でフライトを予約する。

### 議題 2 非構造壁用ガイドラインについて

- ・前回の打ち合わせ後改訂を行った内容について、改定した個所を明示しながら説明し確認。そののち、日本の RC 造壁の構造スリット的设计実例について説明。
- ・ASEP 側から特段の質問なし。何か質問、意見があれば次週の訪比時に伺いたい。



## 2023 年度第4回 ASEP—HoBEA 検討会議事録

日 時:2023 年 11 月 7 日(火) 10:00—11:45

場 所:オンライン会議

出席者:ASEP:Ariel Santos, Ronald Ison, Juanito Cunanan, Mark Lucio

HoBEA:石山、米澤、白川、吉野、檜府

### 議題1 フィリピンにおける技術ガイドラインの扱いの現状と想定される手順

#### ・耐荷重タイプの目安

ASEP 理事会会議の承認

DPWH への紹介コードとしての指定を申請する

DPWH による指定には長時間(NSCP の場合は 1 週間程度)を要しない

DPWH の関連部門はこのガイドラインに肯定的である。DPWH はすでにパラワンでの会議で議題の 1 つとして概要を説明した。

#### ・非構造壁に関するガイドライン

草案の最終決定:2023 年 12 月?

ASEP 理事会会議の承認

DPWH への紹介コードとしての指定を申請する

2024 年 1 月の ワークショップでは、両方のガイドラインが冊子として印刷され、配布される。それまでに草案を完成させる必要がある。そうでない場合は、ガイドラインに「草案」を載せるべきである。

### 議題 2 フィリピンにおける CHB 敷設工事に関するワークショップとブロック積施工デモンストレーション

#### 2.1 日程

2024 年 1 月 16 日または 17 日 HoBEA がマニラに到着

1 月 18 日 マニラで午後ワークショップ ルクセントホテルにて(ケソン)

1 月 19 日 (株)ねこによるブラカンでのブロック積施工デモンストレーション

朝 10 時から 12 時まで

マニラ市の DPWH で午前 8 時にピックアップ

ビデオ撮影 → ダバオ、セブのワークショップで上映予定

1 月 22 日 可能であれば、2019 年ミンダナオ島地震で影響を受けたダバオの建物の現地ツアーを HoBEA メンバー向けに実施

車をレンタルする

- 1月23日 午後ダバオでのワークショップ デモンストレーションのビデオショー  
夕方:セブ島へ移動
- 1月24日 午後セブでのワークショップ デモンストレーションのビデオショー
- 1月25日 HoBEA メンバー: セブでタイガーマシン社製のブロック製造マシンを  
導入したメーカーの工場を訪問
- 1月26日 セブ島から日本へ

・ワークショップ招待状の送信先アドレス:

PHIVOLCS: イシュマエル・ナラグ: [ishmael.narag@phivolcs.dost.gov.ph](mailto:ishmael.narag@phivolcs.dost.gov.ph)

ミゲル・フロリド・アビタン: [miguel.abitang@phivolcs.dost.gov.ph](mailto:miguel.abitang@phivolcs.dost.gov.ph)

BPS/DTI:

CIAP(フィリピン建設業庁):

東栄住宅: 青山さん: [aoymtmkz0224@gmail.com](mailto:aoymtmkz0224@gmail.com)

Habitat for Humanity: ロデロン・ラモス <[rodelon.ramos@haveat.org.ph](mailto:rodelon.ramos@haveat.org.ph)>:

ダバオとセブにも地方支部がある

ケソン市およびその他の都市の建築担当者

ダバオやセブを含む他の都市にある DPWH 地方支部

## 2.2 会場と費用

・会場: ASEP が選択し予約

・ワークショップ参加費: HoBEA: 会場費、施設レンタル料、オンライン配信費用(会場にてクレジットカード決済)

ASEP: その他の費用

・1月18日 マニラでのワークショップはオンライン配信(東京、札幌、那覇)

マニラでのワークショップは日本からも参加できるハイブリッド型ワークショップとなる

ズーム配信。ASEP は必要な手配を行う。

ASEP と HoBEA は両方とも、ダバオとセブでワークショップ が開催される同じホテルに滞在する。ASEP がホテルを予約し、HoBEA が支払う

セブワークショップ の会場はバイ ホテル セブ。ASEP も1月23日から24日までそのホテルに滞在する。

ホテル予約の場合: 日付と名前を Ison さんに送信

## 2.3 ワークショップでの配布資料

- 耐力壁ガイドライン

A5 サイズ(エンジニア向けに PhP200 ~ 300 の支払いで ASEP メンバーに配布)

DPWH、建築関係者等のワークショップ参加者向け 500 部無料。

エンジニア向け 500 部を有料(無料バージョンを除く電子コピーなし)

非構造壁に関するガイドライン: 別の出版物(完全に完了していない場合は、「draft」を追加)

・各発表者によるプレゼンテーション資料

ガイドラインの最終草案は、DPWH に送信して 12 月に 1000 部印刷できるように、11 月中に完成させる必要がある。無料配布用の印刷費用は HoBEA が負担。

ASEP は 11 月中に草稿を印刷形式に編集し、写真の追加などの提案を HoBEA にフィードバックし、12 月に DPWH に紹介コードとしての指定を申請し、ワークショップの前に印刷する予定。

## 2.4 招待者数

・マニラ、ダバオ、セブ 各ワークショップ 合計 70 名

- ASEP: ASEP のメンバー、建築当局、DPWH、NHA、DTI、CHB メーカー

・HoBEA: JICA を通じた日本のデベロッパー、ゼネコン等

NGO (そのほとんどはすでに ASEP から派遣を要請されている)

・DPWH の Darren がブラカン州マロロスにある NECO 工場でのデモンストレーションに立ち会うために参加するエンジニアのリストをくれる予定。また、マニラ、ダバオ、セブのワークショップに 15~20 人の参加者を派遣するよう依頼した。

## 2.5 交通手段

・ブラカン州での 1 月 19 日のブロック積施工デモンストレーションに向けて、HoBEA はマニラとブラカン州間のミニバスを準備

- 出発: DPWH、ケソン(出発地?)

DPWH からの参加予定者: BOD から 5 名、NBCDO から 5 名、日本から 5 名

他の部門: ASEP メンバーのほとんどは自家用車で行く

- 席数: 29? (先着順?)

- ブラカンの駐車場: 事前登録(最大: 30 台)

## 2.6 ワークショップアシスタントへの支払い(ASEP 事務局)

・HoBEA: HoBEA がサポートするスタッフ 1 名

航空券(ダバオ・セブ)、ダバオ・セブでのホテル代、施工代  
契約に基づく

・ASEP: ASEP のサポートを受けるスタッフ 1 名

## 議題 3 構造壁用ガイドラインと非構造壁用ガイドラインについて

・構造壁用ガイドラインと非構造壁用ガイドラインについて前回の検討会議からの変更点について

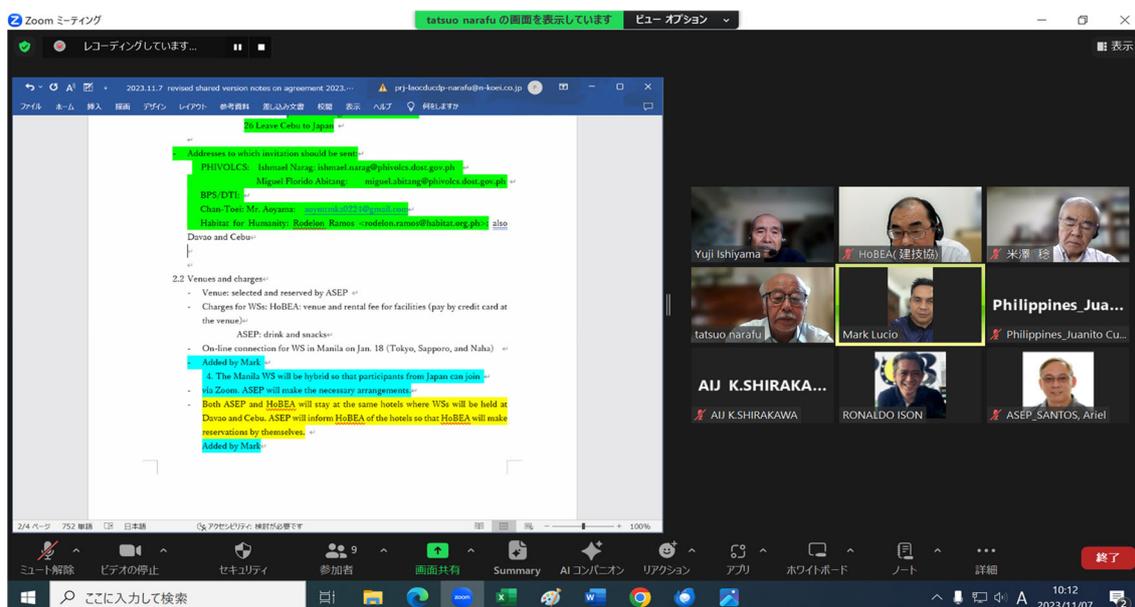
て説明。特に異論なし。

- 非構造壁用ガイドラインに、構造部材に及ぼす非構造壁の影響を示す表が入ったので利用者がその効果を理解し易い
- ガイドラインの印刷にあたって、これまでの HoBEA からの説明資料やプレゼン資料にすでに掲載されている写真やイラストの使用を考慮する

## その他の議題

- 2023 年 11 月 13 日上野の貸し会議室

支払い: 集合前に 6 階管理事務所にてクレジットカードにて決済  
管理事務所には電話番号を通知しておく



(樽府龍雄)

## 5. 2 壁式 RCHB の技術基準(案)及び解説

### Guidelines on Engineered Reinforced Concrete Hollow Block (RCHB) Construction in the Philippines

GUIDELINE	COMMENTARY
<p><b>Article 1. Scope</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. These guidelines shall be used for buildings of reinforced concrete hollow block (RCHB) construction, where concrete hollow block (CHB) walls are reinforced with vertical and horizontal rebars to resist vertical load, seismic forces, wind pressure, etc.</li> <li>2. RCHB buildings shall not exceed three stories nor 12m in height (excluding the basement).</li> </ol> <p><b>Article 2. Terminology and Notation</b></p> <p><b>CHB:</b> Concrete hollow block  <b>RC:</b> Reinforced concrete  <b>Shear wall:</b> A wall that resists horizontal forces, e.g. seismic forces and wind pressure. It also resists vertical forces in CHB construction.  <b>Bearing wall:</b> A wall that resists vertical forces. It also resists horizontal forces in CHB construction.  <b>Bearing wall line:</b> A line on the plan where bearing walls are placed.  <b>Wall ratio:</b> The sum of horizontal sectional areas of bearing walls, including hollows but excluding openings, in X- or Y-direction divided by the floor area of the story concerned.  <b>Bond beam:</b> A beam that connects the top of bearing walls on the bearing wall line.  <math>d_b</math>: The nominal diameter of rebars. The smaller diameter of rebars at lap joints of rebars with different diameters.  <b>PNS:</b> Philippine National Standards  <b>JIS:</b> Japanese Industrial Standards</p>	<p><b>Note:</b> See Commentary C.  In order to apply these guidelines, RCHB construction should be performed by skilled workers using good quality materials, appropriate arrangement of rebars and firm grout to all hollows where rebars are placed.</p> <p><b>Note:</b> Structural safety of basement should be confirmed through structural calculation against loads including soil and water pressure. Basement walls should be of adequate waterproofing and are recommended to be of reinforced concrete (RC) construction.</p>

<p><b>Article 3. Quality of Materials</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Net compressive strength of CHB units used for walls shall not be less than 12 MPa (gross compressive strength 6 MPa).</li> <li>2. Yield strength of rebars shall not be less than 280 MPa.</li> <li>3. The design strength of cement mortar as grout to hollows and joints shall not be less than 15 MPa.</li> </ol> <p><b>Article 4. Foundations</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. RC or equivalent continuous foundations shall be placed to support bearing wall lines of the ground floor.</li> <li>2. The thickness of foundation wall shall not be less than the thickness of the bearing walls.</li> <li>3. Design of foundations shall be in accordance with NSCP 2015 2<sup>nd</sup> Printing Chapters 3 and 4.</li> </ol> <p><b>Article 5. Construction of Bearing Walls</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Bearing walls shall be composed of CHB units not less than 150 mm in thickness and the length of each bearing wall shall not be less than 0.6m.</li> <li>2. The bearing walls shall be reinforced with horizontal and vertical rebars, so that they can behave as shear walls. The rebars shall be at least <math>d_b = 10</math> mm spaced not more than 0.5 m on centers.</li> <li>3. The bottom of bearing walls shall be supported with either foundations, floor slabs or bond beams. The top of bearing walls shall be supported with either floor slabs, roof slabs or</li> </ol>	<p><b>Note:</b> For example, PNS ASTM C90-2019 load-bearing CHB, JIS A 5406 Type B, etc. (see Fig.C2)</p> <p><b>Note:</b> For example, PNS 49:2020 280R, 280W, JIS G 3112 SD295A, SD345, JIS G3117 SDR295, etc.</p> <p><b>Note:</b> Recommended cement-sand volume ratio is 1:4 or richer.</p> <p><b>Note:</b> See Commentary F.</p> <p><b>Note:</b> See Fig.C1 and Fig.F1.</p> <p><b>Note:</b> Footing width and depth of foundations should be decided based on NSCP 2015 2<sup>nd</sup> Printing Chapter 3 (see Table F1).</p> <p><b>Note:</b> See Commentary W.</p> <p><b>Note:</b> See Figs. C1, C3 and C4. Rebars are usually spaced every CHB unit length (0.4 m). It is recommended that the rebars at the end of walls and around openings are <math>d_b = 12</math> mm.</p>
--	---

<p>bond beams.</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>4. The height of bearing walls between the top and bottom supports shall not exceed 3.1 m in case of <math>d_b = 10</math> mm vertical rebars and shall not exceed 3.7 m in case of <math>d_b = 12</math> mm vertical rebars.</li> <li>5. The vertical rebars shall be continuous from top to bottom supports and shall not be spliced at the middle part of walls.</li> <li>6. The ends of vertical rebars shall be embedded at least <math>30d_b</math> into foundations, bond beams, slabs or bearing walls, or can be spliced by not less than <math>30d_b</math> with anchors that are embedded not less than <math>30d_b</math> into foundations, bond beams, slabs or bearing walls.</li> <li>7. The anchors can be replaced by post-installed anchors or rebars of <math>d_b = 12</math> mm embedded by at least <math>10d_b</math>.</li> <li>8. The ends of horizontal rebars shall be hooked to the vertical rebars or spliced to adjacent horizontal rebars with lapping not less than <math>30d_b</math>.</li> <li>9. Hollows where horizontal and vertical rebars are placed shall be grouted. Rebars shall be covered by concrete or cement mortar not less than 30 mm in thickness.</li> </ol>	<p><b>Note:</b> See Table W1.</p> <p><b>Note:</b> Adhesive of acceptable quality should be used for post-installed anchors or rebars.</p> <p><b>Note:</b> Hollows without rebars need not to be grouted (see Figs.C3 and C4). The thickness may include the thickness of face shell or web of CHB units.</p>
<p><b>Article 6. Installation of Bearing Walls</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Bearing walls shall be installed on bearing wall lines in the entire building in balance horizontally and vertically.</li> <li>2. Openings in bearing wall lines shall not exceed 4 m in length. The sum of opening lengths shall be less than 2/3 of the bearing wall line.</li> <li>3. The bearing wall lines shall be placed not more than 7.5m apart in X- and Y-directions.</li> <li>4. The bearing wall lines of the upper story shall be on the bearing wall lines of the lower story.</li> </ol>	<p><b>Note:</b> This requirement is usually realized, if requirements of Items 2 to 6 of this Article are fulfilled.</p> <p><b>Note:</b> See Fig.W1.</p> <p><b>Note:</b> See Fig.W1.</p> <p><b>Note:</b> See Fig.W2.</p>

In case the upper and lower bearing wall lines are placed more than the thickness of the bearing wall, the safety of that part shall be confirmed by structural calculation.

- The wall ratio of each story for X- and Y- directions shall not be less than the value shown in Table 1. For the bearing wall that is inclined  $\theta$  from X- or Y- direction, the horizontal sectional area shall be multiplied by  $\cos^2 \theta$ . The wall ratio of upper story shall include only the effective parts of bearing walls on the lower bearing walls.

**Table 1: Minimum wall ratio requirement  $p_d$**

Number of stories	Story number		
	1 <sup>st</sup>	2 <sup>nd</sup>	3 <sup>rd</sup>
1	1.20%	—	—
2	2.76%	1.46%	—
3	4.32%	3.20%	1.70%

- In case the aspect ratio  $r$  of the bearing wall exceeds the critical aspect ratio  $r_c$ , the horizontal sectional area to calculate the wall ratio shall be multiplied by the reduction factor  $\beta$  in Table 2.

**Table 2: Reduction factor  $\beta$  of bearing walls**

Bearing wall stories	1	2	3
Critical aspect ratio $r_c$ (Fixed top wall)	0.5 (1.0)	0.91	1.1
Reduction factor $\beta$	$r_c/r$		

#### Article 7. Floor and Roof Slabs

- The floors shall be constructed with RC or equivalent slabs so that they can be used as diaphragms to transmit horizontal forces to bearing walls.
- In case there is no diaphragm, a continuous bond beam shall be installed.

**Note:** See Commentary W3 for required wall ratios  $p_d$ .

**Note:** See Commentary W7 for inclined walls.

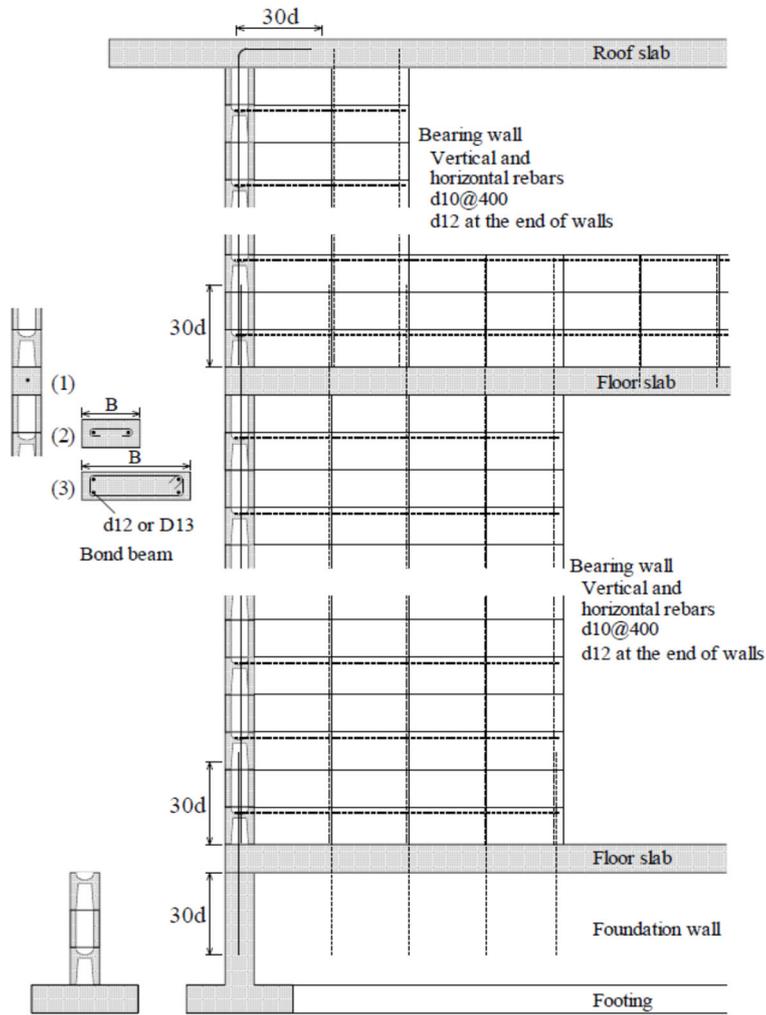
**Note:** See Commentary W8 for effective parts.

**Note:** See Commentary W4 and Commentary W5 for aspect ratio  $r$ , critical aspect ratio  $r_c$  and reduction factor  $\beta$ .

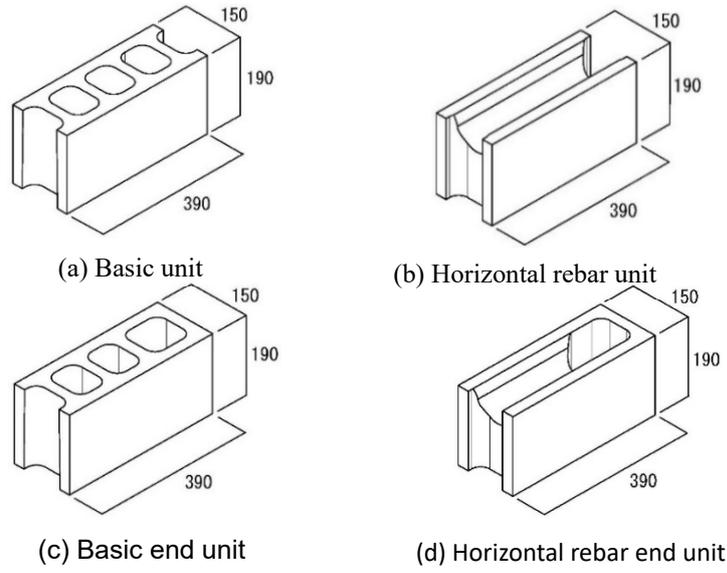
**Note:** For example, RC slabs not less than 100 mm in thickness, steel deck slabs with concrete not less than 50 mm thick, etc. Structural safety of slabs should be confirmed through structural calculations.

**Note:** Structural safety of bond beams without diaphragms should be confirmed through structural calculation against in-plane and out-of-plane loads. See Commentary W9.

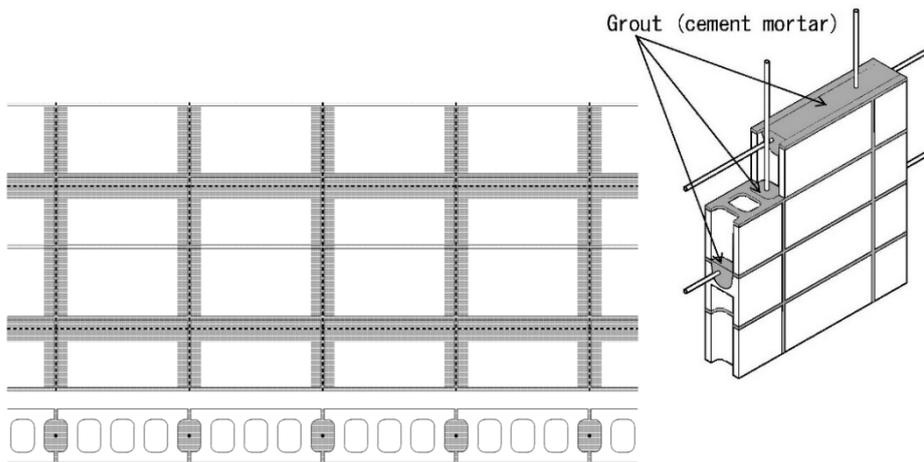
## COMMENTARY C: RCHB CONSTRUCTION



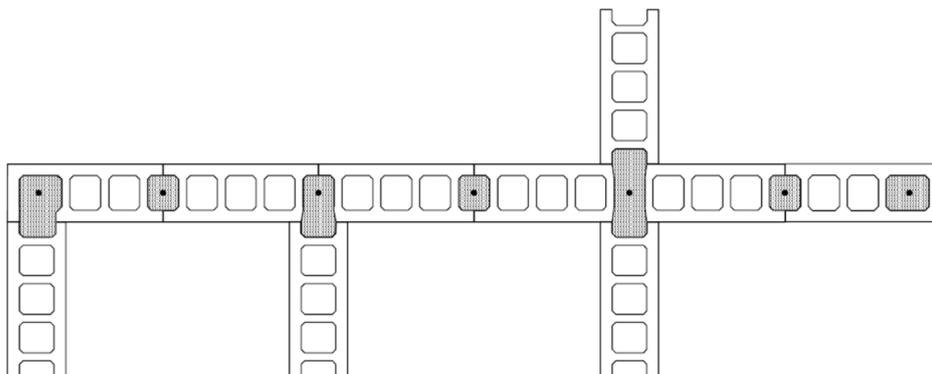
**Fig.C1 Outline of Engineered RCHB Construction**



**Fig.C2 Various types of CHB units (390 × 190 × 150 mm)**



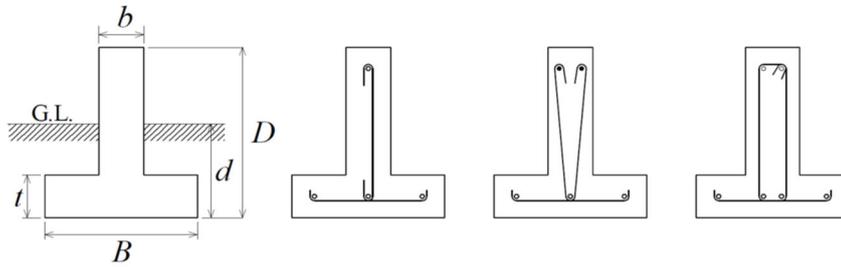
**Fig.C3 Grout, joint mortars and rebars**



**Fig.C4 Grout at corners and intersections of bearing walls**

## COMMENTARY F: FOUNDATION

### F1. Continuous Foundation



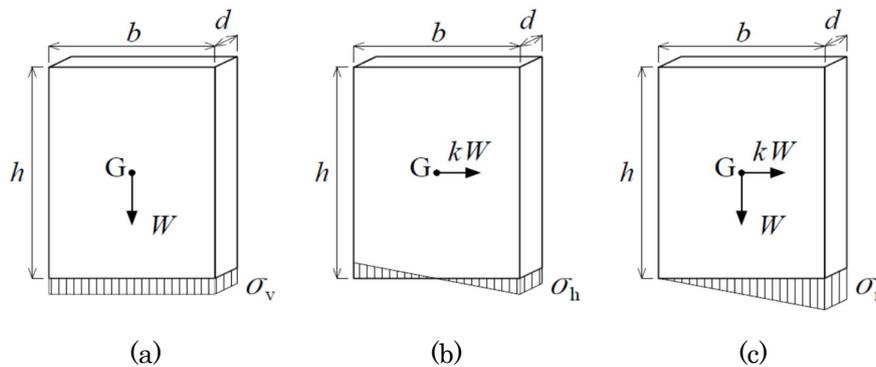
**Fig.F1 Continuous foundation**

**Table F1: Minimum requirements for foundation (mm)**

Thickness of foundation wall $b$	Width of footing $B$	Thickness of footing $t$	Depth below ground level $d$
150	300	150	300

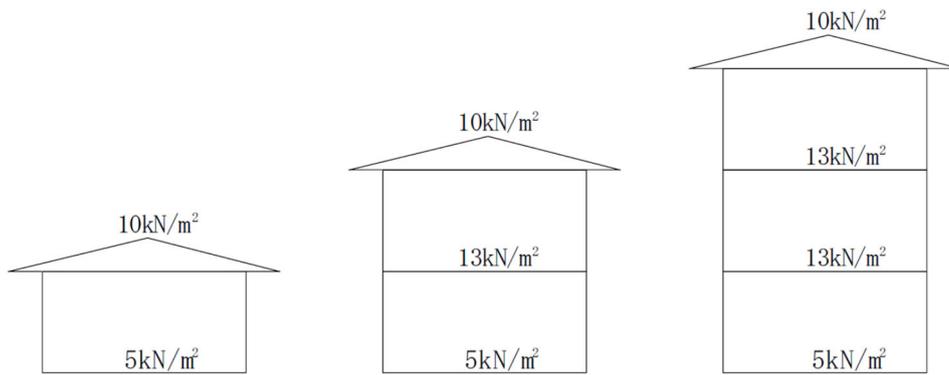
### F2. Soil stress and footing area ratio

Let us assume that a building is a rigid body on the ground as shown in Fig.F2(a) and the stress  $\sigma_v$  distributes uniformly, where  $\sigma_v = W/(bd)$ . The stress  $\sigma_h$  in Fig.2(b) caused by the horizontal force  $kW$  is  $\sigma_h = kW(h/2)/(b^2d/6) = 3kWh/(b^2d)$  where  $k$  is the seismic factor. The stress distribution in Fig.F2(c) occurs when  $\sigma_v = \sigma_h$  resulting to  $\sigma_r = \sigma_v + \sigma_h$ . Then,  $W/(bd) = 3kWh/(b^2d)$  gives  $1 = 3kh/b$ .



**Fig.F2 Stress caused by vertical and horizontal forces**

In case the allowable capacity for seismic load condition can be  $1.33\sigma_a$  where  $\sigma_a$  is the allowable soil capacity, and when the stress caused by vertical and horizontal forces  $\sigma_r$  [Fig.F2(c)] becomes  $1.33\sigma_a$ , then the stress  $\sigma_v$  has to be less than  $(2/3)\sigma_a$ . Therefore, the stress caused by permanent vertical load should not exceed 33.3 kN/m<sup>2</sup> for 50 kN/m<sup>2</sup> allowable soil capacity, and 66.7 kN/m<sup>2</sup> for 100 kN/m<sup>2</sup> allowable soil capacity.



**Fig.F3 Assumed weight of the stories**

If we assume the weight of the building as shown in Fig.F3, the total weight of one-story building to be supported by foundation is 15 kN/m<sup>2</sup>. Since  $15/33.3 = 0.45$ , the footing area to floor area should not be less than 0.45 for 1-story building on soil with 50 kN/m<sup>2</sup> bearing capacity. Similar calculation gives the footing area ratios as shown in Table F2.

**Table F2: Footing area ratio\***

	Allowable bearing capacity of soil	
	50 kN/m <sup>2</sup>	100 kN/m <sup>2</sup>
1-story	0.450	0.225
2-story	0.841	0.420
3-story	1.231	0.615

\*(Sum of footing area / floor area of 1<sup>st</sup> story)

### F3. Aspect ratio to prevent uplift

The stress distribution in Fig.F2(c) gives  $\mathbf{1} = \mathbf{3kh/b}$ . Therefore, the aspect ratio  $r = h/b$  should be less than  $\mathbf{1/(3k)}$  to prevent uplift of the body. The aspect ratio to prevent uplift is given in Table F3.

Even if the uplift occurs to a building, the building may not overturn, because of the size effect (the larger the body, the less probability of overturning).

**Table F3: Aspect ratio to prevent uplift**

Seismic factor $k$	Aspect ratio $r = h/b$
0.1	3.33
0.2	1.67
0.25	1.33
0.3	1.11

### F4. Calculation of footing width

The bearing wall line length of Fig.W6 is 56.45 m ( $7.05 \times 3 + 4.4 \times 2 + 8.3 \times 2 + 3.75 + 6.15$ ). For 2-story building with soil bearing capacity of 100 kN/m<sup>2</sup>, the minimum footing width  $B$  is 0.636 m ( $85.575 \times 0.420 / 56.45$ ). (see Fig.F1).

### F5. Design of foundations

Detailed foundation design should be done according to the NSCP and/or other technical documents. This Commentary F may give some information on the design of foundations.

## COMMENTARY W: BEARING WALLS

### W1. Height of bearing walls

The maximum height of bearing walls in Article 5, Item 4 is derived assuming the seismic factor is 0.7.

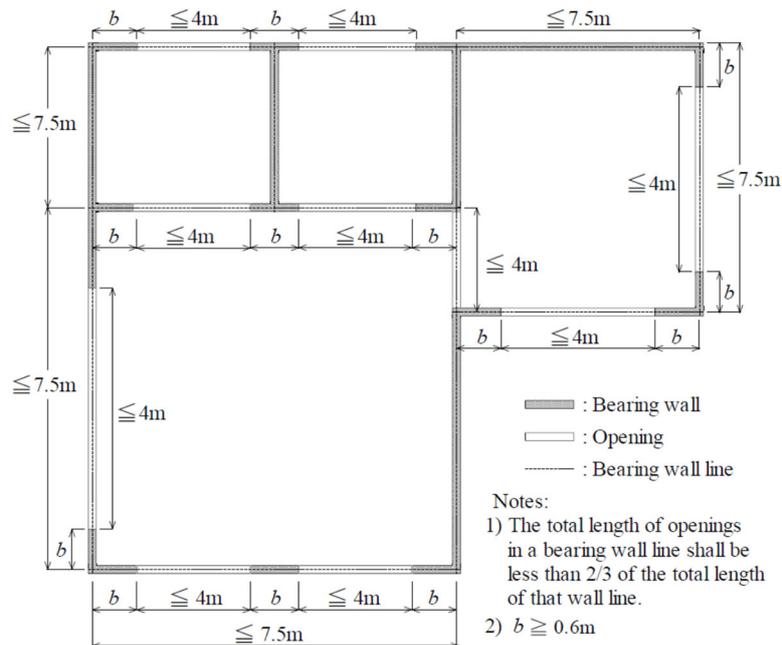
**Table W1: Maximum bearing wall height\***

Vertical rebar	Seismic factor $k$	
	0.7	1.0
$d_b = 10\text{mm @ } 400\text{ mm}$	3.12 m	2.61 m
$d_b = 12\text{mm @ } 400\text{ mm}$	3.73 m	3.12 m

\*Distance between the bottom and the top supports

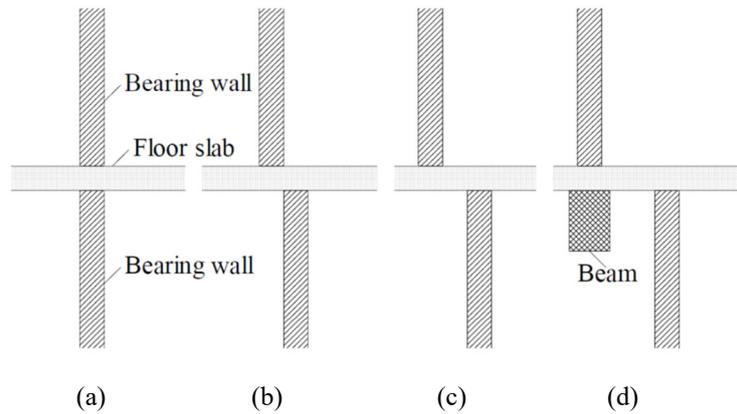
### W2. Bearing walls on bearing wall lines

Bearing walls are placed on the bearing wall lines as shown in Fig.W2-1.



**Fig.W2-1 Bearing walls, openings and bearing wall lines**

Bearing walls of the upper story should be on the bearing walls and/or bearing wall lines of the story underneath (Fig.W2-2). Structural calculation is required for the slab in case Fig.W2-2(c) and for the beam in case Fig.W2-2(d).



**Fig.W2-2 Bearing walls of the upper story and the story underneath**

[Note: Structural calculation is required for (c) and (d)]

### W3. Required wall ratios and base shear factor

Table 1 has been derived assuming that the shear stress is  $0.25 \text{ N/mm}^2$  for gross horizontal area of CHB bearing walls and the base shear factor is 0.2 in allowable stress design (Japanese practice), or the shear stress is  $0.30 \text{ N/mm}^2$  and the base shear factor is 0.244 in strength design (Philippine practice).

The values in Table 1 can be adjusted by multiplying by  $Z/0.4$ , and should be increased by Near-Source Factor  $N_a$  if  $N_a > 1.0$ . The values can also be reduced using better CHB units, stronger grout mortar, full grout construction, etc. and conducting structural experiments/calculation, but the values should not be less than one-half of the values in the table.

#### (BSL of Japan)

According to Building Standard Law (BSL) of Japan, the design base shear factor of short period structures is 0.2 for allowable stress design, that is applied to moderate earthquake motions, in most areas in Japan including Tokyo. Previous experiments of RCHB walls, the shear strength at ultimate capacity level is approximately three times the allowable stress level. Therefore, design base shear factor of 0.2 at allowable stress level means that the base shear factor at ultimate shear level becomes approximately 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 (conservative) value of  $D_s$  is 0.55 for the least ductile RC structures,  $D_s = 0.6$  is acceptable when comparing this value with the values for other types of structures. Furthermore, the required wall ratios in Table 1 are 1.5 times of the calculated wall ratios taking into account local stress concentration. Therefore, the base shear factor for the ultimate capacity level of RCHB construction is not less than 0.9 on average.

**(NSCP)**

According to “Sec. 208.5.2 Static Force Procedure” of NSCP 2015 2<sup>nd</sup> Printing, the design base shear  $V$  of short period structures is given as follows:

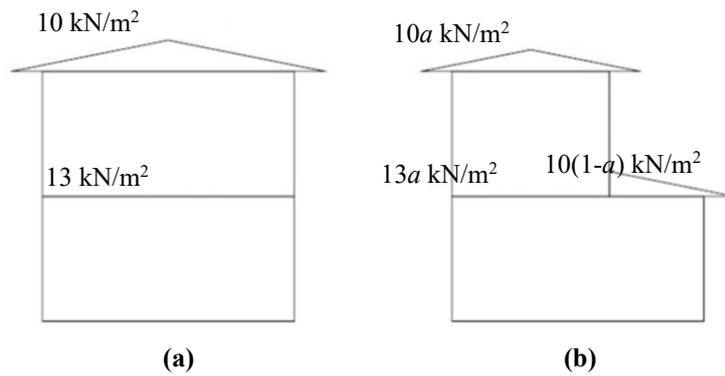
$$V = (2.5C_a I/R)W \quad \text{NSCP Eq. (208 – 9)}$$

where,  $C_a = 0.44N_a$  for Zone 4 ( $Z = 0.4$ ) and for the soil profile type  $S_D$  or  $S_E$ . The near-source factor  $N_a = 1.0$  if the distance to the fault is more than 15 km regardless of seismic source type. The importance factor  $I$  for ordinary structures is  $I = 1.0$ .  $R$  is the reduction factor to consider overstrength and ductility, and  $R = 4.5$  for masonry shear walls (NSCP 2015 2<sup>nd</sup> Printing Table 208-11C).  $W$  is the total weight of the structure. Therefore, the base shear factor  $C_B = V/W$  is obtained as follows:

$$C_B = (2.5 \times 0.44 \times 1.0 \times 1.0) / 4.5 = 0.244$$

According to AIJ documents, the allowable shear stress per gross sectional area of Type B CHB unit is 0.25 N/mm<sup>2</sup> for allowable stress design. This may be increased to 0.30 N/mm<sup>2</sup> for strength design. Then the base shear factor  $C_B = 0.244$  using 0.30 N/mm<sup>2</sup> for strength design is almost equivalent to  $C_B = 0.2$  using 0.25 N/mm<sup>2</sup> for allowable stress design ( $0.244/0.3=0.81$ ,  $0.2/0.25=0.8$ ). Therefore, the design wall ratio  $p_d$  of Table 1 that is derived for the base shear factor  $C_B = 0.2$  can be accepted in the Philippines. However, in case Near-Source Factor  $N_a > 1.0$ ,  $p_d$  should be increased by multiplying it by  $N_a$  (i.e. when  $N_a = 2.0$ , the required wall ratios should be  $2.0p_d$ ).

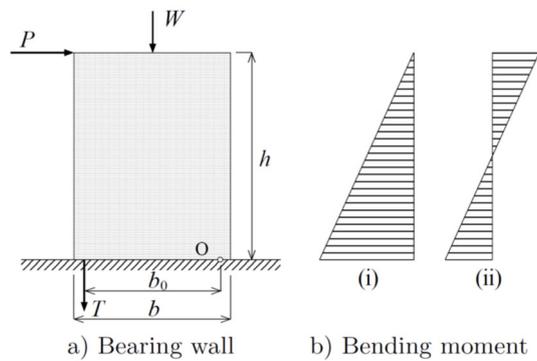
The required wall ratios in Table 1 are derived assuming the weight of the building as in Fig.W3(a). In case the 2<sup>nd</sup> story is as Fig.W3(b), the weight of the building to calculate the base shear is  $(10a + 13a + 10(1-a))$  per unit floor area of the 1<sup>st</sup> story, where  $a$  is the ratio of the 2<sup>nd</sup> story floor area to the 1<sup>st</sup> story floor area. Therefore, the required wall ratio of the 1<sup>st</sup> story can be reduced by multiplying it by  $(10a + 13a + 10(1-a))/(10+13)=(13a + 10)/23$ , i.e. if  $a = 0.5$ , the wall ratio of the 1<sup>st</sup> story can be multiplied by  $(13 \times 0.5 + 10)/23 = 0.72$ . Similar calculation can be applied to 3-story buildings. It is also possible to calculate the weight of the building according to the drawings and use them to calculate the required wall ratios.



**Fig. W3 Adjustment of required wall ratios**

**W4. Aspect ratio and reduction factor**

A bearing wall is subjected to horizontal force  $P$  and vertical force  $W$  as shown in Fig.W4-1. The wall should not be subjected to uplift at allowable capacity level, i.e. its shear stress is  $0.25 \text{ N/mm}^2$ . Neglecting tensile strength of the wall and its rebars, the critical aspect ratio  $r_c$  to prevent uplift of the wall is 0.5 for the bending moment distribution (i) and 1.0 for the moment distribution (ii). The height of the wall and critical ratio are shown in Fig.W4-2. Aspect ratios for 2 or 3 story bearing walls are shown in Fig.W4-3. In case the aspect ratio  $r$  exceeds the critical ratio  $r_c$ , the capacity of the wall is reduced by multiplying it with the reduction factor  $\beta$ , where  $\beta$  is  $r_c/r$  (See Table 2 in Article 6).



**Fig.W4-1 Bearing wall subjected to vertical and horizontal forces, and its bending moment**

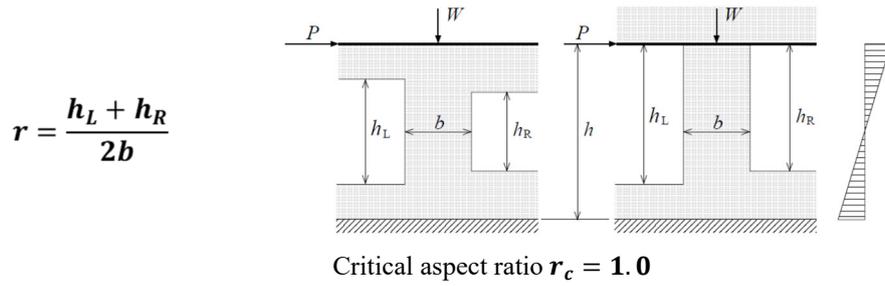
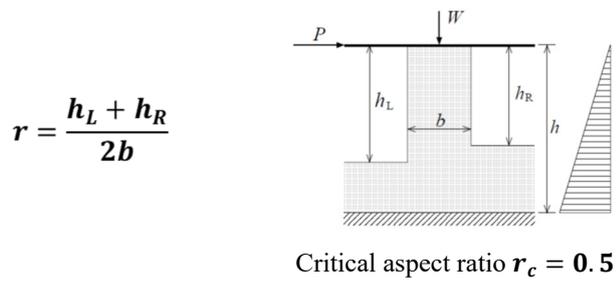


Fig.W4-2 Aspect ratio and critical aspect ratio of individual bearing walls

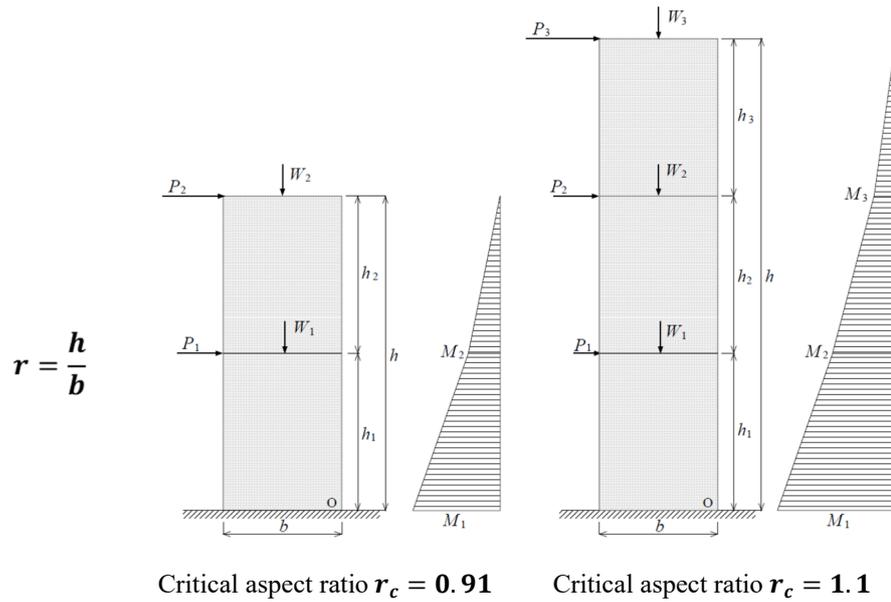
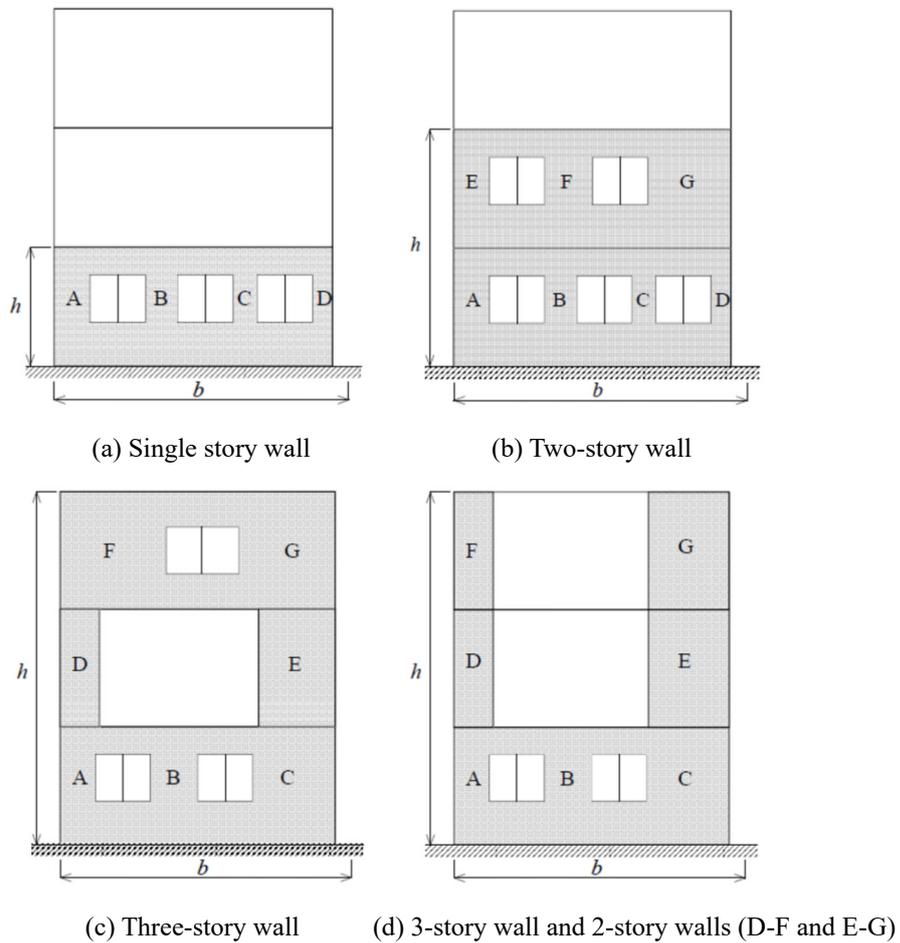


Fig.W4-3 Aspect ratio and critical aspect ratio for 2- and 3-story bearing walls

### W5. Calculation of reduction factor

Calculation of reduction factors of Fig.W5 is conducted as follows:

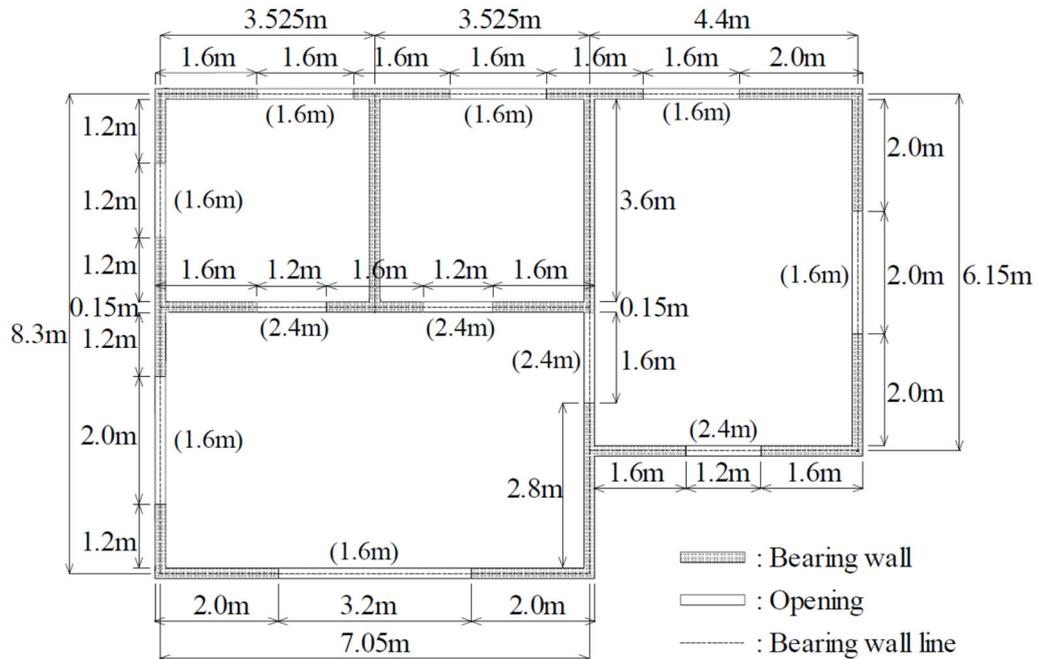
1. Calculate aspect ratio  $r = (h_L + h_R)/(2b)$  for individual walls (A, B, C, . . .) as per Fig.W4-2, and determine reduction factor  $\beta$  according to the aspect ratio of each wall.
2. Calculate aspect ratio  $r = h/b$  of multi-story walls, and determine reduction factor  $\beta$  according to the aspect ratio of the multi-story wall.
3. Reduction factor  $\beta$  of Step 1 or Step 2 to reduce the most is used, i.e., the smaller  $\beta$  but not more than 1.0.



**Fig.W5 Individual walls and multi-story walls**

## W6. Calculation of wall ratios

The wall ratios for Fig.W6 is calculated as follows.



**Note:** (2.4m) or (1.6m) indicates the height of openings

**Fig.W6 First story bearing wall plan of a 2-story building**

Floor area is  $7.05 \times 8.3 + 4.4 \times 6.15 = 58.515 + 27.06 = 85.575 \text{ m}^2$

Story height  $h = 2.4 \text{ m}$ ; Critical aspect ratio,  $r_c = 1.0$

**(X-direction):** Effective wall length =  $\sum b(\beta) = \sum b(r_c/r) = \sum b[(b/h) \leq 1]$

$$\begin{aligned}
 &= 2.0(1.0) \times 2 \\
 &\quad + 1.75(1.75/2.4) + 1.6(1.6/2.4) \\
 &\quad + 1.6(1.6/2.4) \times 3 \\
 &\quad + 1.6(1.6/2.0^*) + 1.6(1.6/1.6) \times 2 + 2(2.0/2.0^*) \\
 &= 4.0 + 2.343 + 3.2 + 6.48 \\
 &= 16.023 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Note:  
\*2.0 =  $\frac{1}{2}(2.4 + 1.6)$

$$\begin{aligned}
 \text{Wall ratio} &= (\text{Effective wall area}) / \text{Floor area} \\
 &= (16.023 \times 0.15) / 85.575 \\
 &= 0.0281 \\
 &= 2.81\% > 2.76\% \text{ [for 1}^{\text{st}} \text{ floor of a 2-story (See Table 1)]}
 \end{aligned}$$

This satisfies the required wall ratio for the 1<sup>st</sup> floor of 2 story building.

**(Y-direction):** Effective wall length =  $\sum b(\beta) = \sum b(r_c/r) = \sum b[(b/h) \leq 1]$

$$\begin{aligned}
 &= 1.275(1.275/2.0^*) + 2.55(1.0) + 1.275(1.275/2.0^*) \\
 &\quad + 3.90(1.0) \\
 &\quad + 2.95(1.0) + 3.90(1.0) \\
 &\quad + 2.15(1.0) \times 2 \\
 &= 4.176 + 3.9 + 6.85 + 4.3 \\
 &= 19.226 \text{ m}
 \end{aligned}$$

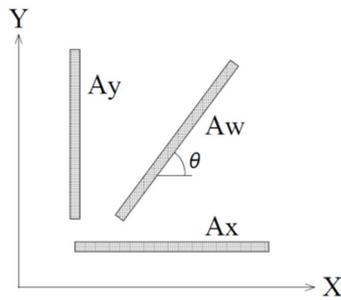
Note:  
\*2.0 =  $\frac{1}{2}(2.4 + 1.6)$

Wall ratio = (Effective wall area)/Floor area

$$\begin{aligned}
 &= (19.226 \times 0.15) / 85.575 \\
 &= 0.0337 \\
 &= 3.37\% > 2.76\% \text{ [for 1st floor of a 2-story (See Table 1)]}
 \end{aligned}$$

This satisfies the required wall ratio for the 1<sup>st</sup> floor of 2 story building.

**W7. Bearing walls inclined from X- or Y-direction**



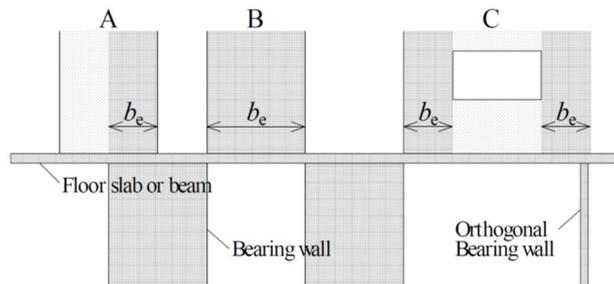
**Fig.W7 Bearing walls inclined**

Sectional area (Effective wall area) of bearing walls:

**X-direction:** Effective wall area =  $A_x + A_w \cos^2 \theta$

**Y-direction:** Effective wall area =  $A_y + A_w \cos^2 (\pi/2 - \theta)$   
 $= A_y + A_w \sin^2 \theta$

### W8. Effective parts of bearing walls of upper story

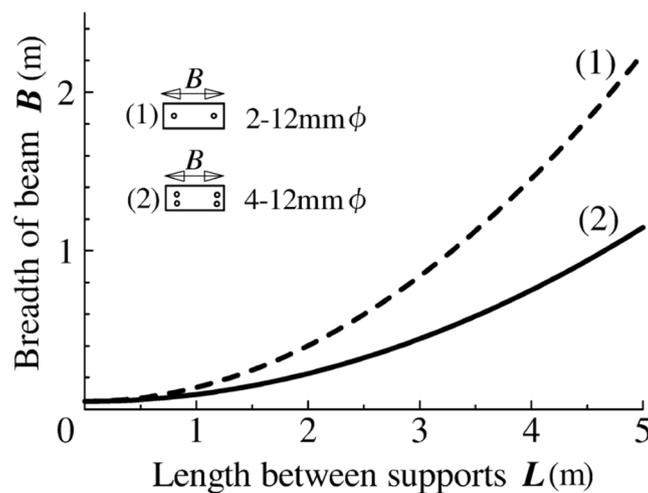


**Fig.W8 Effective parts ( $b_e$ ) of bearing walls for wall ratio calculation**

Only an effective part  $b_e$  of an upper story bearing wall where there is a bearing wall underneath should be included in the calculation of wall ratios, e.g.  $b_e$  of Wall A in Fig.W8. Wall B in the same figure can be included to the wall ratio, since both ends of the wall are supported by bearing walls underneath. Wall C in the figure can also be treated as a bearing wall, but the width of an opening should be excluded from the calculation of the wall ratio.

### W9. Bond beam

In case there is no slab that acts as a diaphragm (Fig.C1), a bond beam is required. The bond beam should sustain vertical and out-of-plane horizontal loads. The vertical load can be supported by the wall on or under the bond beam.



**Fig.W9 Breadth of bond beam  $B$  and length of supports  $L$**

The out-of-plane load  $w$  for a bond beam may be assumed to be

$$w = k\rho ht = 1.0 \times 20 \times 3.0 \times 0.15 = 9.0 \text{ kN/m} \rightarrow 10 \text{ kN/m}$$

Maximum bending moment of the bond beam is

$$M_{max} = wL^2/8 = 10L^2/8 = 1.25L^2$$

Using 12 mm  $\phi$  bar with yield strength of 280 MPa (allowable tensile stress of 140 MPa), the allowable bending moment of bond beam  $M_a = Tjd = A_s f_s jd$  is about:

$$\text{Beam (1): } 113 \times 0.140 \times 0.9(B - 0.05) = 14.24(B - 0.05) \text{ kN-m}$$

$$\text{Beam (2): } 2 \times 113 \times 0.140 \times 0.9(B - 0.05) = 28.48(B - 0.05) \text{ kN-m}$$

For Beam (1),  $1.25L^2 = 14.24(B - 0.05)$ , then  $B = 0.0878L^2 + 0.05$ . This is shown in curve (1) of Fig. W9.

For Beam (2),  $1.25L^2 = 28.48(B - 0.05)$ , then  $B = 0.0439L^2 + 0.05$ . This is also shown in curve (2) of Fig. W9.

<p style="text-align: center;"><b>工学的補強空洞コンクリートブロック(RCHB)造 ガイドライン</b></p> <p><b>1 条 適用</b></p> <p>1. 本指針は、空洞コンクリートブロック(CHB)の壁を鉛直力、地震力、風圧力などに抵抗するように縦横筋で補強した補強空洞コンクリートブロック(RCHB)造の建物の構造設計に適用する。</p> <p>2. RCHB 造の建物は(地下階を除く)階数が3以下、かつ高さ12m以下とする。</p> <p><b>2 条 用語と記号</b></p> <p><b>CHB:</b> 空洞コンクリートブロック(concrete hollow block)</p> <p><b>RC:</b> 鉄筋コンクリート(reinforced concrete)</p> <p><b>耐震壁:</b> 水平力、例えば地震力・風圧力、を負担する壁。CHB 造では鉛直力にも抵抗する。</p> <p><b>耐力壁:</b> 鉛直力に抵抗する壁。CHB 造では水平力にも抵抗する。</p> <p><b>耐力壁線:</b> 耐力壁を配置する平面上の線分</p> <p><b>壁率:</b> X または Y 方向の耐力壁の空洞を含むが開口部を除く水平断面積の和をその階の床面積で除した値</p> <p><b>臥梁(結合梁):</b> 耐力壁線上の耐力壁の上部を結合する梁</p> <p><b>db:</b> 鉄筋の公称径。異なる径の重ね継手では小さい方の径</p> <p><b>PNS:</b> フィリピン国家規格</p> <p><b>JIS:</b> 日本産業規格(Japanese Industrial Standard)</p> <p><b>3 条 材料の品質</b></p> <p>1. 壁に使用する CHB ユニットの实断面圧縮強度は12MPa(全断面圧縮強度は6MPa)以上とする。</p> <p>2. 鉄筋の降伏強度は280MPa以上とする。</p> <p>3. 空洞部のグラウトと目地に用いるセメントモルタルの設計強度は15MPa以上とする。</p> <p><b>4 条 基礎</b></p> <p>1. 最下階の耐力壁線を支持するように RC 造または同等の布基礎を設けること。</p> <p>2. 基礎の立ち上がり部分の幅は耐力壁の厚さ</p>	<p>注) 解説 C 参照。本指針の適用にあつては、熟練した施工員が良質の材料を用い、補強筋を適切に配置し、補強筋が通る全ての空洞をグラウトする。</p> <p>注) 地下階は土圧・水圧を含む荷重に対して構造計算によって、その構造安全性を確認する。地下壁には防水処理を施すこと。また、RC 造とすることが推奨される。</p> <p>注) 例えば PNS ASTM C90-2019 耐力用 CHB、JIS A 5406 Type B 等(図 C2 参照)</p> <p>注) 例えば PNS 49:2020 280R, 280, W, JIS G 3112 SD295A, SD345, JIS G3117 SDR295 等 注) 推奨されるセメントと砂の容積率は1:4またはそれ以上の富配合とする。</p> <p>注) 解説 F 参照</p> <p>注) 図 C1 と図 F1 参照</p> <p>注) フーチング幅と基礎の深さは NSCP 2015 第</p>
--	--

<p>以上とする。</p> <p>3. 基礎の設計は NSCP 2015 第 2 刷第 3, 4 章に従うこと。</p> <p><b>5 条 耐力壁の構造</b></p> <p>1. 耐力壁は厚さ 150 mm 以上の CHB ユニットからなり、各耐力壁の長さは 0.6m 以上とする。</p> <p>2. 耐力壁は、耐震壁としても挙動するように縦横筋によって補強すること。補強筋は少なくとも <math>d_b=10\text{mm}</math> とし、その中心間隔は 0.5m を超えないこと。</p> <p>3. 耐力壁の底部は基礎、床スラブまたは臥梁で支持されること。耐力壁の頂部は床スラブ、屋根スラブまたは臥梁で支持されること。</p> <p>4. 耐力壁の頂部と底部の支点間距離は縦筋が <math>d_b=10\text{mm}</math> の場合は 3.1m 以下、縦筋が <math>d_b=12\text{mm}</math> の場合は 3.7m 以下とする。</p> <p>5. 縦筋は上下の支持部材間で連続し、壁の中央部付近に重ね継手を設けない。</p> <p>6. 縦筋の端部は基礎、臥梁、スラブまたは耐力壁に <math>30d_b</math> 以上定着、または基礎、臥梁、スラブまたは耐力壁に <math>30d_b</math> 以上定着したアンカー筋と長さ <math>30d_b</math> 以上の重ね継手とすることができる。</p> <p>7. アンカー筋の代わりに埋め込み長さ <math>10d_b</math> 以上とした <math>d_b=12\text{mm}</math> のあと施工アンカーまたは鉄筋を用いることができる。</p> <p>8. 横筋の端部は縦筋にフック掛け、または横筋と <math>30d_b</math> 以上重ね継ぐこと。</p> <p>9. 縦横筋の入る空洞はグラウトすること。コンクリートまたはセメントモルタルによる鉄筋の被り厚さは 30 mm 以上とする。</p> <p><b>6 条 耐力壁の配置</b></p> <p>1. 耐力壁は耐力壁線上に建物全体に平面的かつ立面的に釣合いよく配置する。</p> <p>2. 耐力壁線の中の開口幅は 4m 以下とする。開口幅の和はその耐力壁線の 2/3 以下とする。</p> <p>3. 耐力壁線は X, Y 方向とも 7.5m 以上離れないように配置する。</p> <p>4. 上階の耐力壁線は下階の耐力壁線の上に配置する。上下階の耐力壁線が耐力壁の厚</p>	<p>2 刷 第 3 章(表 F1 参照)</p> <p>注) 解説 W 参照</p> <p>注) 図 C1, C3, C4 参照。補強筋の間隔は通常 CHB ユニットの長さ(0.4m)である。壁の端部と開口周囲の補強筋は <math>d_b=12\text{mm}</math> とすることが望ましい。</p> <p>注) 表 W1 参照</p> <p>注) あと施工のアンカーまたは鉄筋には許容できる品質の接着剤を用いること。</p> <p>注) 鉄筋の入らない空洞をグラウトする必要はない(図 C3, C4 参照)。被り厚さには CHB ユニットのフェイスシェルまたはウェブの厚さを加えてもよい。</p> <p>注) この用件は本条の 2~6 が満足されるならば通常実現される。</p> <p>注) 図 W1 参照</p> <p>注) 図 W1 参照</p> <p>注) 図 W2 参照</p>
---	--

さ以上離れている場合、構造計算によりその部分の安全性を検討する。

5. 各階の壁率は X, Y 方向それぞれ次の表 1 の値以上とする。X, Y 方向から  $\theta$  傾いた耐力壁については、その水平断面積に  $\cos^2\theta$  を乗じる。上階の壁率には、下階の耐力壁の直上にある耐力壁の有効部分のみを含める。

表 1 必要な最小壁率  $p_a$

建物階数	階数		
	1 階	2 階	3 階
平屋	1.20%	—	—
2 階建	2.76%	1.46%	—
3 階建	4.32%	3.20%	1.70%

6. 耐力壁のアスペクト比  $r$  が限界アスペクト比  $r_c$  を超える場合は、壁率を計算する際の水平断面積は表 2 の低減係数  $B$  を乗じて減少させる。

表 2 耐力壁の低減係数  $B$

耐力壁の層数	1	2	3
限界アスペクト比 $r_c$ (上端固定の場合)	0.5 (1.0)	0.91	1.1
低減係数 $B$	$r_c / r$		

### 7 条 床と屋根スラブ

1. 水平力を耐力壁に伝達できるダイヤフラムとなるように床は RC 造またはそれと同等スラブとすること。
2. ダイヤフラムのない場合は、連続する臥梁(結合梁)を設けること。

注) 必要壁率  $p_a$  については解説 W3 参照

注) 傾いた壁に付いては解説 W7 参照

注) 有効部分に付いては解説 W8 参照

注) スペクト比  $r$  と限界アスペクト比  $r_c$ 、 $r$  低減係数  $B$  については解説 W4, W5 参照

注) 例えば、厚さ 100mm 以上の RC スラブ、コンクリートの厚さ 50mm 以上のデッキスラブなどとする。スラブは構造計算によってその構造安全性を確かめること。

注) ダイヤフラムに接していない臥梁については、面内と面外荷重について、構造計算を行い、構造安全性を確認すること。解説 W9 参照

C: 構造の解説

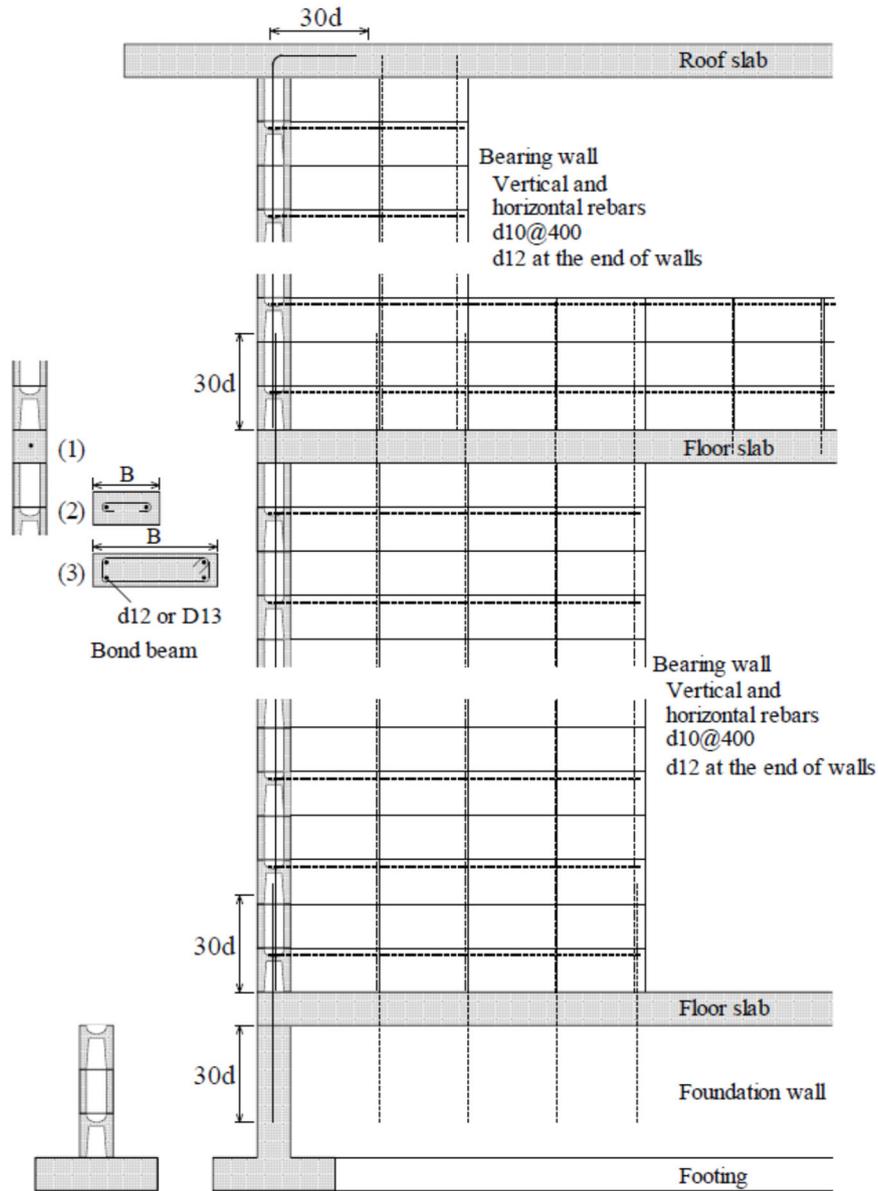
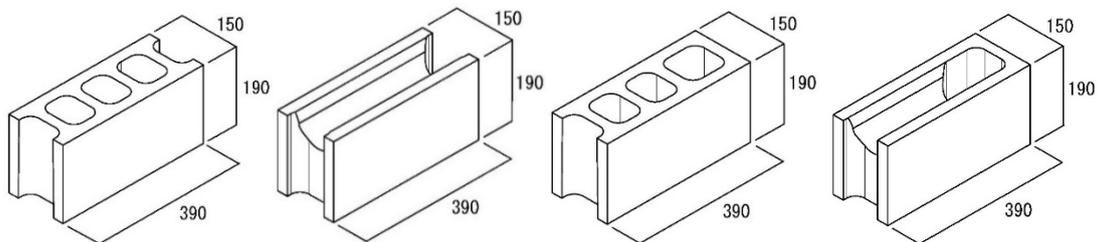


Fig.C1 工学的 RCHB 造の概要



a)基本ユニット    b)横筋用ユニット    c)基本端部ユニット    d)横筋用端部ユニット

Fig.C2 種々の CHB ユニット(390×190×150mm)

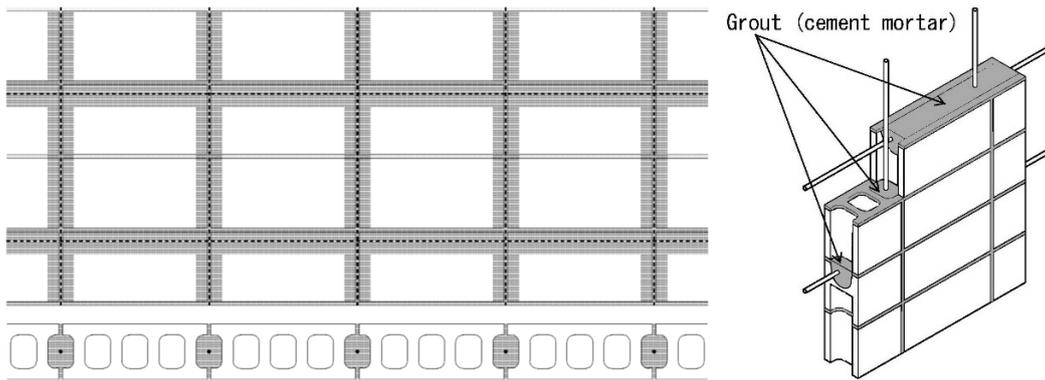


図 C3 グラウト、目地モルタルと補強筋

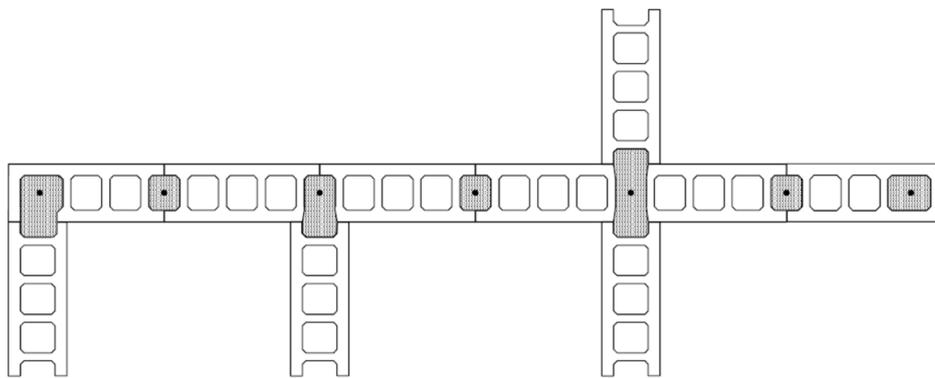


図 C4 耐力壁の端部と交差部グラウト

F1. 布基礎

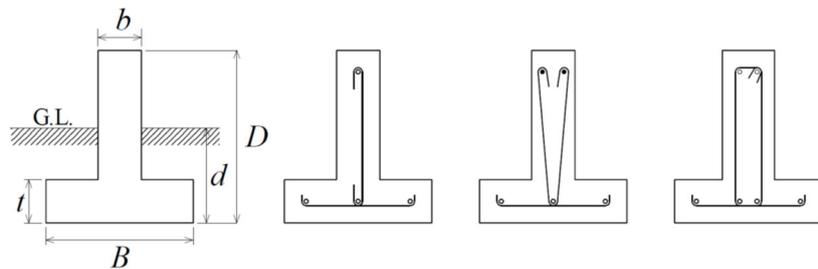


図 F1 布基礎

表 F1 布基礎の最小寸法(mm)

基礎壁厚	フーチング幅	フーチング厚	地盤面からの深さ
$b$	$B$	$t$	$d$
150	300	150	300

F2. 接地圧とフーチング面積比

図 F2(a)のように建物が地盤上の剛体であると仮定し、その接地圧は  $\sigma_v = W/(bd)$  で一様に分布

すると仮定する。水平震度  $k$  による水平力  $kW$  によって生ずる接地圧は  $\sigma_h = kW(h/2)/(b^2d/6) = 3kWh/(b^2d)$  となると仮定すると、図 F2(c)のように接地圧が分布するのは、 $\sigma_v = \sigma_h$  すなわち  $\sigma_r = \sigma_v + \sigma_h$  の場合である。よって、 $W/(bd) = 3kWh/(b^2d)$  から  $1 = 3kh/b$  が得られる。

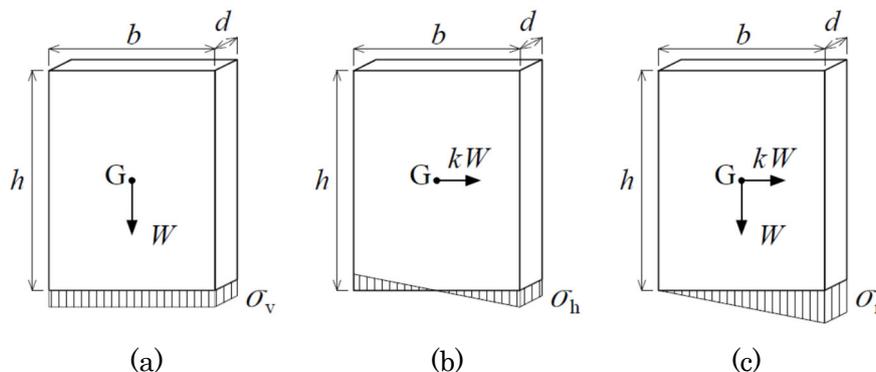


図 F2 鉛直力と水平力による接地圧

地盤の許容耐力が  $\sigma_a$  で、地震荷重時の地盤の許容耐力が  $1.33\sigma_a$  になるとすると、応力度分布が図 F2(c)のようになる場合、 $\sigma_v$  は  $(2/3)\sigma_a$  以下とならなければならない。よって地盤の許容耐力が  $50\text{kN/m}^2$  の場合、鉛直力による  $33.3\text{ N/m}^2$  以下、地盤の許容耐力が  $100\text{kN/m}^2$  の場合、鉛直力による応力度は  $66.7\text{ N/m}^2$  以下となる必要がある。

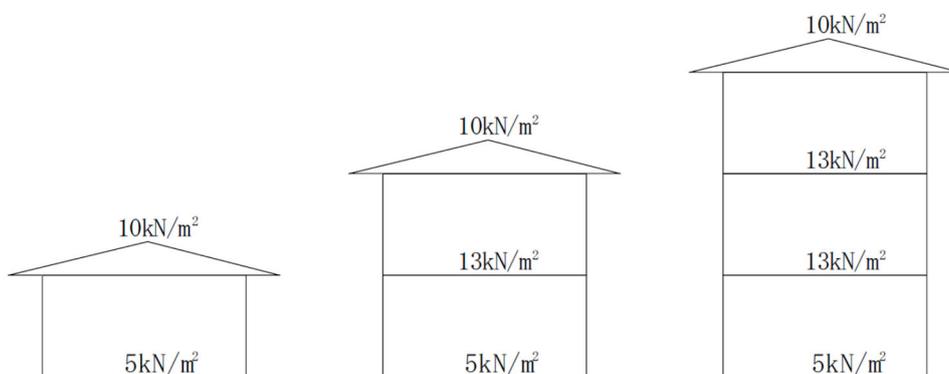


図 F3 各階の重量

建物の単位面積当たりの重量が図 F3 とすると、平屋の場合の基礎が支持する重量は  $15\text{ kN/m}^2$  となる。よって  $15/33.3 = 0.45$  なので、地耐力  $50\text{kN/m}^2$  の場合、床面積に対する基礎フーチングの面積比(フーチング面積率)は  $15/33.3 = 0.45$  以上必要となる。同様の計算からフーチング面積率が表 F2 のように得られる。

表 F2 フーチング面積率  
(フーチング全面積 / 1 階床面積)

許容接地圧	50kN/m <sup>2</sup> (MPa)	100kN/m <sup>2</sup> (MPa)
平屋	0.450	0.225
2 階建	0.841	0.420
3 階建	1.231	0.615

### F3. 浮上り防止アスペクト比

応力度の分布が図 F2(c)とすると  $1=3kh/b$  が得られる。よって、物体の転倒を防止するためにはアスペクト比  $r=h/b$  は  $1/(3k)$  以下である必要がある。

もっとも、たとえ建物に浮上りが生じても、サイズ効果によって(物体が大きければ大きいほど転倒の可能性は低くなるので)転倒することはないであろう。

表 F3 浮上り防止アスペクト比

水平震度 $k$	アスペクト比 $r=h/b$
0.1	3.33
0.2	1.67
0.25	1.33
0.3	1.11

### F4. フーチング幅

図 W7 の耐力壁線の長さの合計は 56.45m ( $7.05 \times 3 + 4.4 \times 2 + 8.3 \times 2 + 3.75 + 6.15$ )である。2 階建の建物で許容地耐力が 100kN/m<sup>2</sup> の場合、最小の基礎フーチング幅  $B$  は 0.636m ( $85.575 \times 0.420 / 56.45$ ) となる(図 F1 参照)。

### F5. 基礎の設計

基礎の設計は NSCP や他の技術基準などに従って行う。解説 F には基礎設計に関する有意義な情報が書かれている。

## W:耐力壁の解説

### W1. 耐力壁の高さ

耐力壁最大高さを規定している第5条は水平震度0.7で計算したものである。

表 W1 耐力壁の最大高さ\*

縦筋	水平震度 $k$	
	0.7	1.0
$d_b=10\text{mm}@400\text{mm}$	3.12m	2.61m
$d_b=12\text{mm}@400\text{mm}$	3.73m	3.12m

\*耐力壁の支持部材の底部と頂部の距離

### W2. 耐力壁線上の耐力壁

耐力壁は図 W2-1 ように耐力壁線上に配置する。

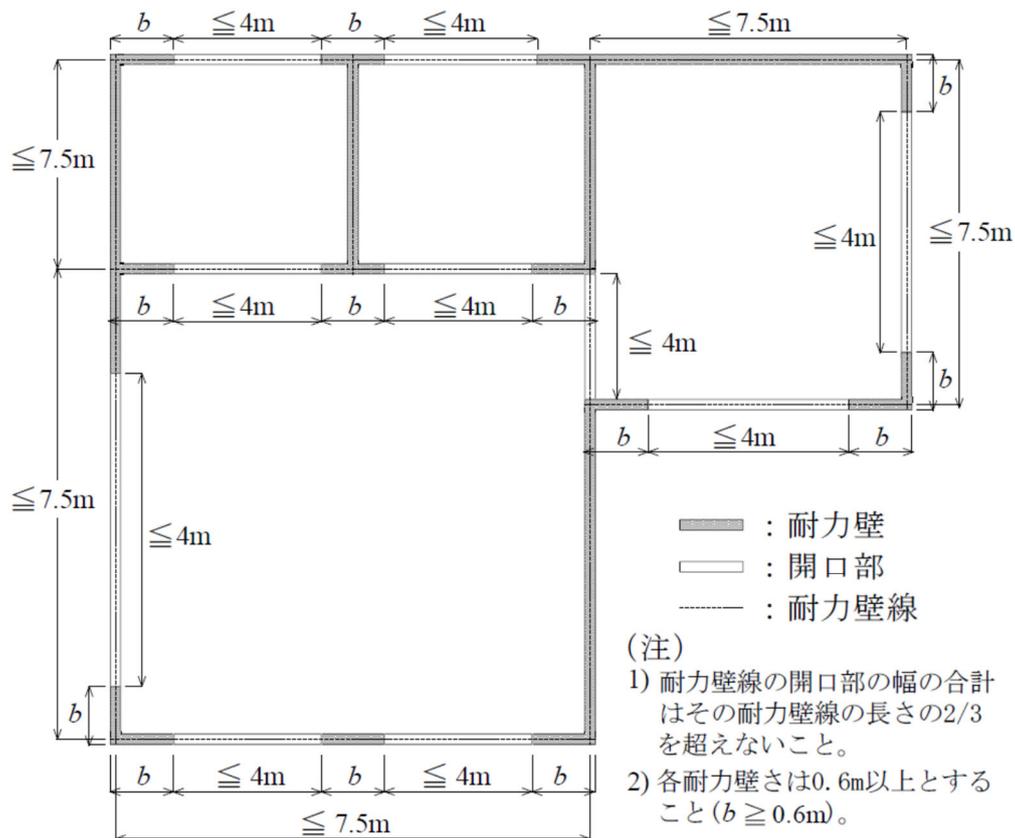


図 W2-1 耐力壁、開口部と耐力壁線

上階の耐力壁は下階の耐力壁または耐力壁線の上に配置されること(図 W2-2)。図 W2-2(c)の場合はスラブについて、図 2-2-(d)の場合は梁について構造計算によって安全性を確かめる。

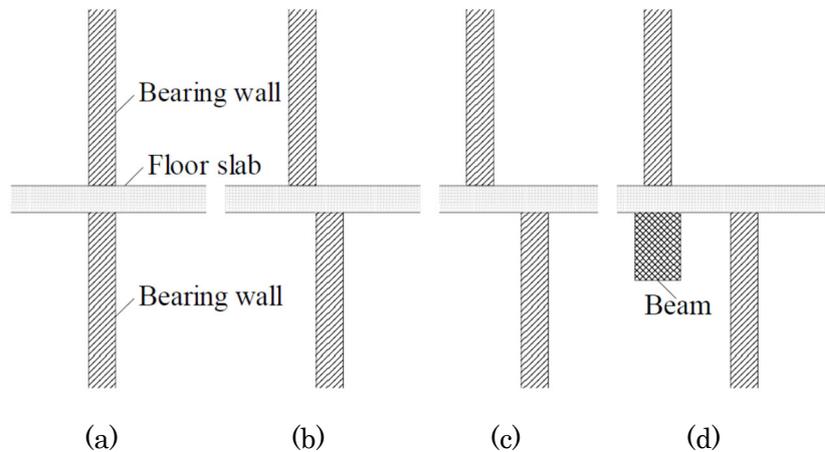


図 W2-2 上階と下階の耐力壁  
(c)と(d)の場合は構造計算が必要)

### W3. 必要壁率とベースシヤ係数

表 1 はベースシヤ係数を 0.2 とし耐力壁の全水平断面について短期許容せん断応力度を日本のように  $0.25\text{N/mm}^2$ 、または強度設計でベースシヤ係数を 0.244、せん断応力度を 0.30 として得られたものである。

表 1 の値は **20.4** を乗じて低減させることができ、断層近傍係数  $N_a > 1.0$  の場合は  $N_a$  を乗じて増加させる。表の値は構造実験・構造計算を行い、高品質のユニット、高強度のグラウトモルタル、全充填の採用などによって値を低減することができるが、表 1 の値の 1/2 を下回ってはならない。

#### (建築基準法による計算)

日本の建築基準法によると中地震動による短周期構造物の設計用ベースシヤ係数は東京を含む大部分の地域で 0.2 である。以前の補強コンクリートブロック造壁の実験によると、終局せん断強度は許容応力レベルのおよそ 3 倍である。よって、許容応力レベルの設計用ベースシヤ係数 0.2 は終局強度レベルで約 0.6 となる。このことは終局耐力レベルのベースシヤ係数 0.6、すなわち構造特性係数  $D_s = 0.6$  に相当する。 $D_s$  の最大値は 0.55 なので、 $D_s = 0.6$  は他の構造物と比べて安全な値として受けいることができるであろう。更に、必要な壁率は応力集中を考慮し 1.5 倍となっている。よって、RCHB の終局耐力時のベースシヤ係数は平均的には 0.9 を下回らない。

#### (NSCP)

フィリピンの構造基準 NSCP 2015 第 2 刷の 208.5.2 節「静的力による方法」によると、短周期構造物の設計用ベースシヤ  $V$  は次式で与えられる。

$$V = (2.5 C_a I / R) W \quad \text{NSCP Eq. (208-9)}$$

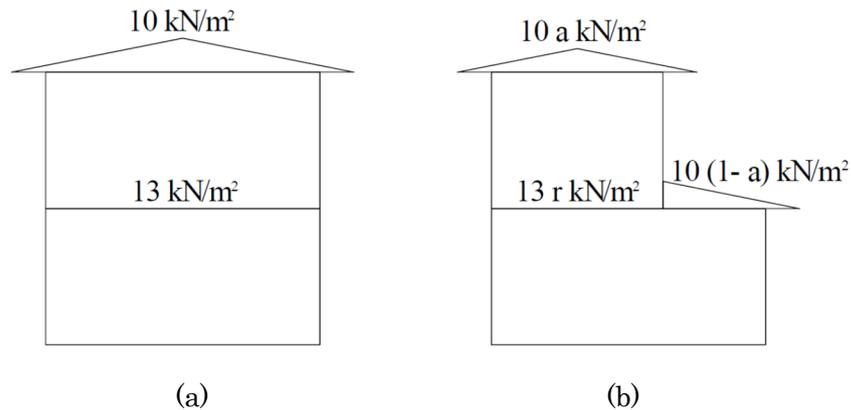
ここで、地域 4 ( $Z = 0.4$ ) では地盤種別が  $S_D$  または  $S_E$  の場合  $C_a = 0.44 N_a$  である。断層近傍係数  $N_a$  は地盤種別に関わらず断層から 15km 離れている場合は  $N_a = 1.0$  である。通常用途の構造物の重要度係数は  $I = 1.0$  である。余剰強度や靱性を考慮する低減係数  $R$  は組積壁構造で  $R = 4.5$  である (NSCP 2015 第 2 刷の表 208-11C)。  $W$  は構造物の全重量である。よって、ベースシヤ係数

$C_B = W/W$ は次のようになる。

$$C_B = (2.5 \times 0.44 \times 1.0 \times 1.0) / 4.5 = 0.244$$

日本建築学会の資料によると、タイプBのCHBユニットの全断面せん断強度は許容応力設計で  $0.25 \text{ N/mm}^2$  である。この値は強度設計では  $0.30 \text{ N/mm}^2$  と増大させて考えてよいであろう。よって  $0.30 \text{ N/mm}^2$  を用いて強度設計を行った場合のベースシヤ係数  $C_B = 0.244$  は  $0.25 \text{ N/mm}^2$  を用いて許容応力設計を行った場合のベースシヤ係数  $C_B = 0.2$  と同程度である ( $0.244/0.3 = 0.81$ ,  $0.2/0.25 = 0.8$ )。故に表1に示した  $C_B = 0.2$  で許容応力計算して求めた設計設計用壁率  $p_d$  はフリピンに適用することができる。ただし、断層近傍係数が  $N_a > 1.0$  の場合は  $p_d$  には  $N_a$  を乗じて割り直す必要がある (例えば、 $N_a = 2.0$  の場合は必要壁率を  $2.0 p_d$  にする)。

表1の必要壁率は建物の重量を図W3(a)のように仮定して導かれた。2階が図W3(b)のような場合、ベースシヤを計算する建物重量は1階の単位床面積当たり  $(10a + 13a + 10(1-a))$ 、ここで  $a$  は1階の床面積に対する2階の床面積の比である。よって1階の必要壁率は  $(10r + 13r + 10(1-r)) / (10 + 13) = (13r + 10) / 23$  を乗じて低減させることができる。例えば、 $a = 0.5$  の場合は1階の壁率に  $(13 \times 0.5 + 10) / 23 = 0.72$  を乗じることができる。同様な計算を3階建に適用することができる。また、実際の設計図面から建物の重量を計算し、必要壁率を計算することもできる。



図W3 必要壁率の調整

#### W4. アスペクト比と低減係数

耐力壁が図 W4-1 のように水平力  $P$  と鉛直力  $W$  を受けている。耐力壁は許容耐力レベル (応力度  $0.25 \text{ N/mm}^2$ ) では浮上らない必要がある。耐力壁とその補強筋の引張耐力を無視すると、浮上りを防止する臨界アスペクト比  $r_c$  は曲げモーメント分布が(i)の場合  $0.5$ 、曲げモーメント分布が(ii)の場合  $1.0$  となる。壁の高さと臨界アスペクト比が図 W4-2 に示されている。2層と3層の耐力壁のアスペクト比は図 W4-3 に示されている。アスペクト比  $r$  が臨界アスペクト比  $r_c$  を超えた場合は、耐力壁の耐力に低減係数  $\beta$ 、ここで  $\beta = r_c/r$  を乗ずる (第6条の表2参照)。

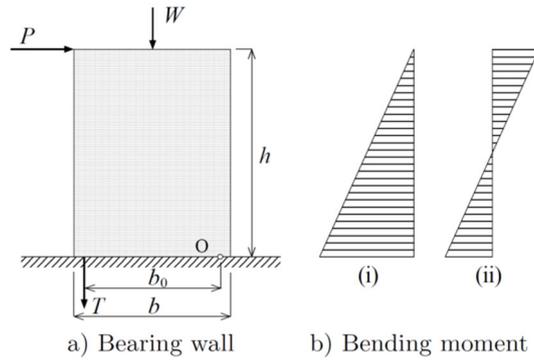


図 W4-1 鉛直力と水平力を受ける耐力壁と曲げモーメントの分布

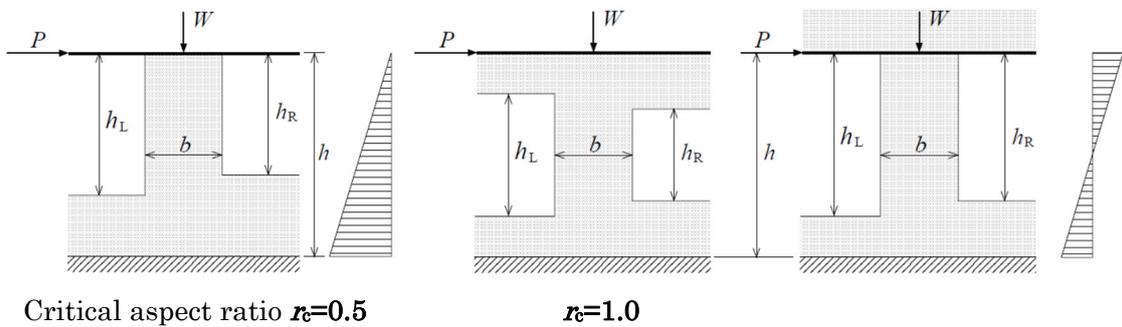


図 W4-2 個々の耐力壁のスペクト比  $(h_L+h_R)/(2b)$

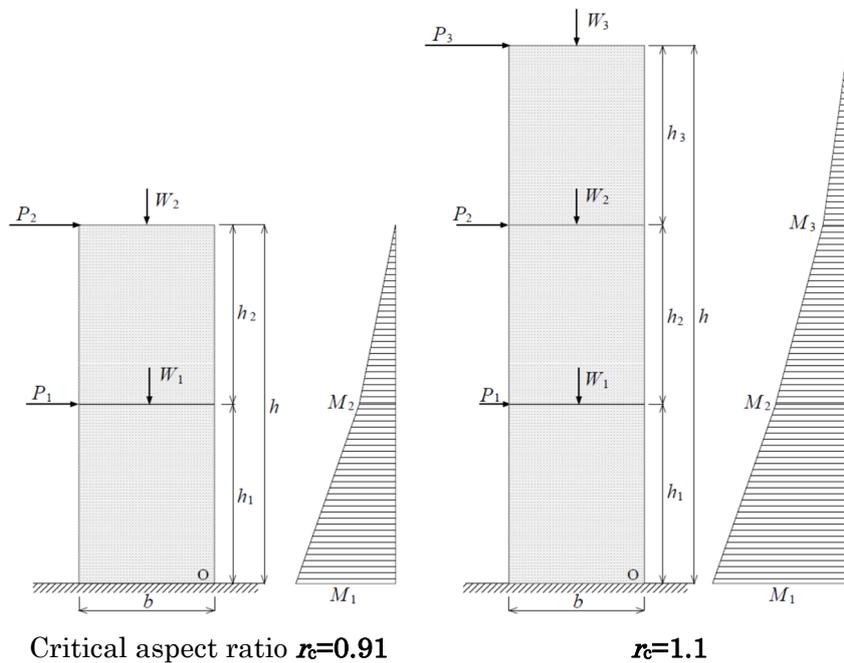


図 W4-3 2,3層耐力壁のAspect比  $h/b$  と限界Aspect比

## W5. 低減係数の計算

図 W5 の低減係数は次のように行う。

1. 各耐力壁 (A, B, C...) を個別にアスペクト比  $r = (h_L + h_R) / (2b)$  を図 W4-2 のように計算し、各壁のアスペクト比から低減係数 **B** を計算する。
2. 多層壁のアスペクト比  $r = (h/b)$  を計算し、そのアスペクト比から低減係数 **B** を計算する。
3. 1 または 2 の低減係数 **B** の中で最も低減するもの、すなわち最も小さな低減係数 **B** を採用する。

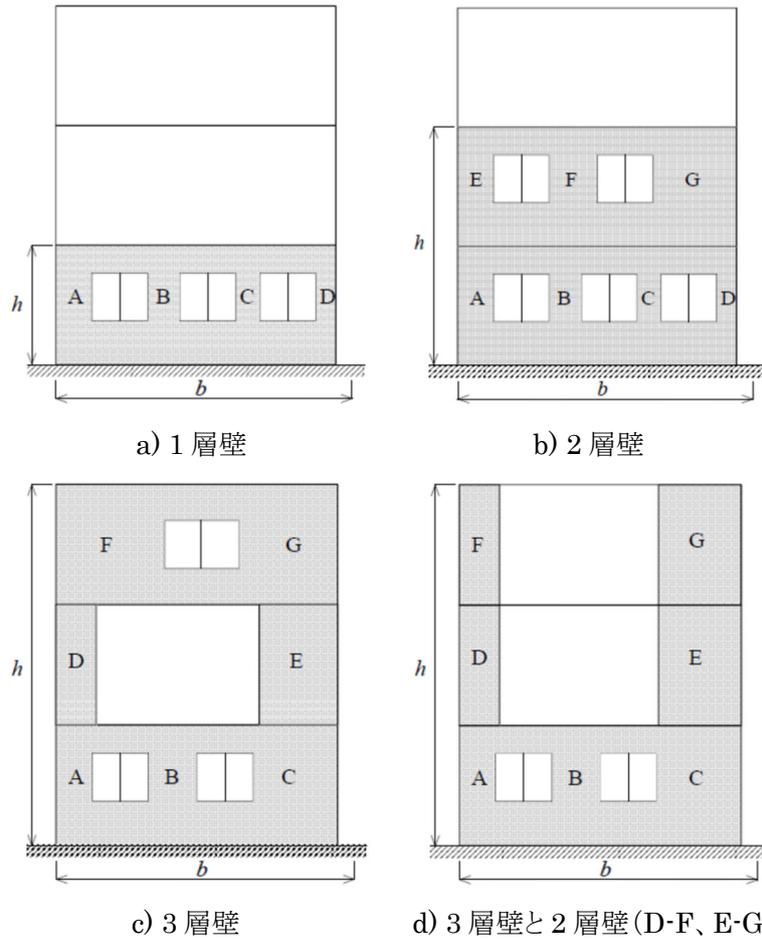


図 W5 個別の壁と多層の壁

## W6. 耐力壁の壁率の計算

図 W6 の壁率は次のように計算する。

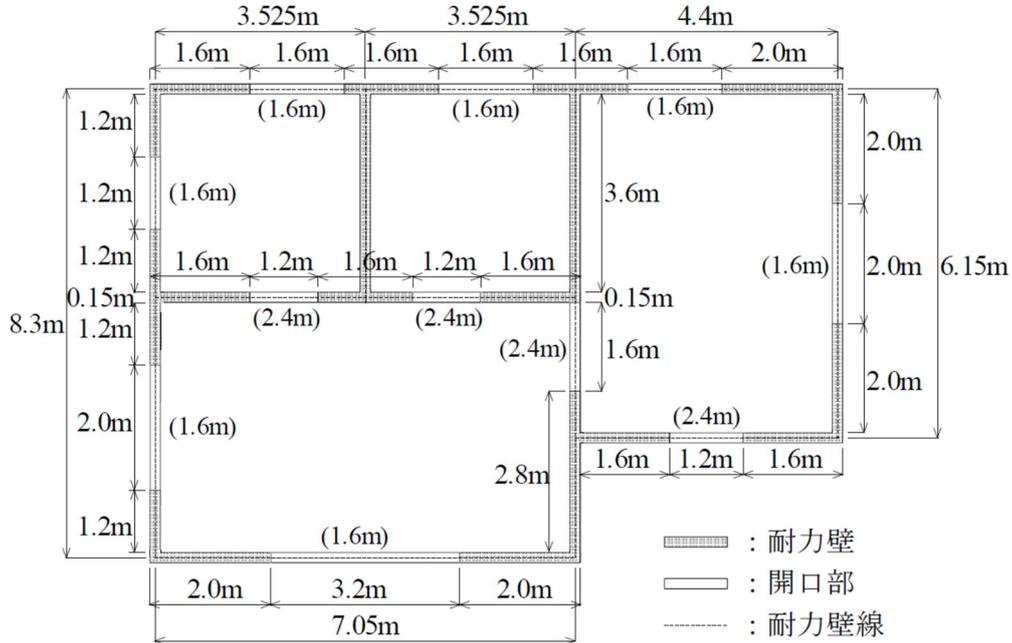


図 W6 耐力壁の平面図

(2.4m)または(1.6m)は開口高さ

床面積:  $7.05 \times 8.3 + 4.4 \times 6.15 = 58.515 + 27.06 = 85.575 \text{m}^2$

階高  $h = 2.4 \text{m}$ 、臨界アスペクト比  $r_c = 1.0$

有効壁長さ  $= \sum b(\beta) = \sum b(r_c/r) = \sum b[(b/h) \leq 1]$

耐力壁の長さ

次の計算で(( ))内の値はアスペクト比に依存する低減係数  $\beta$ 、階高(耐力壁の高さ)  $h$  は  $2.4 \text{m}$ 、限界アスペクト比は  $1.0$  としている。

(X方向)有効壁長さ

$$2.0(1.0) \times 2 + 1.75(1.75/2.4) + 1.6(1.6/2.4) + 1.6(1.6/2.4) \times 3 + 1.6(1.6/2.0^*) + 1.6(1.6/1.6) \times 2 + 2.0(2.0/2.0^*) = 4.0 + 2.343 + 3.2 + 6.48 = 16.023 \text{m} \quad [*2.0 = (1/2)(2.4 + 1.6)]$$

$$\text{壁率: } 16.03 \times 0.15 / 85.575 = 0.0281 \rightarrow 2.81\% > 2.76\%$$

この値は2階建の1階の必要壁率を満足する。

(Y方向)有効壁長さ

$$1.275(1.275/2.0^*) + 2.55(1.0) + 1.275 \times (1.275/2.0^*) + 3.90(1.0) + 2.95(1.0) \times 1 + 3.90(1.0) + 2.15(1.0) \times 2 = 4.176 + 3.9 + 6.85 + 4.3 = 19.266 \text{m} \quad [*2.0 = (1/2)(2.4 + 1.6)]$$

$$\text{壁率: } 19.266 \times 0.15 / 85.575 = 0.0337 \rightarrow 3.37\% > 2.76\%$$

この値は2階建の1階の必要壁率を満足する。

### W7. X 軸または Y 軸から傾斜している耐力壁

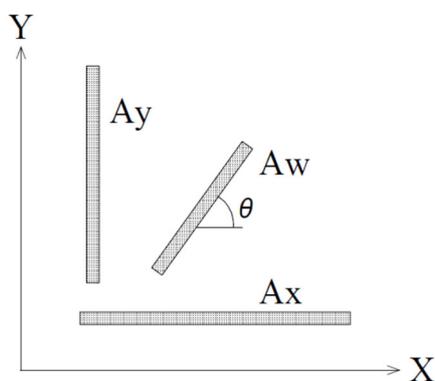


図 W7 X,Y 軸から傾斜している耐力壁

耐力壁の面積

X 方向: 有効壁断面積 =  $A_x + A_w \cos^2\theta$

Y 方向: 有効壁断面積 =  $A_y + A_w \cos^2(\pi/2 - \theta) = A_y + A_w \sin^2\theta$

### W8. 上階の耐力壁の有効部分

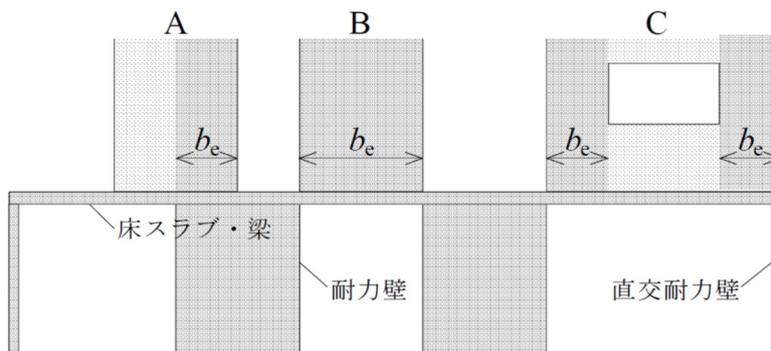


図 W8 耐力壁率の計算に含める耐力壁の有効部分( $b_e$ )

上階の耐力壁の壁率の計算においては、下階の耐力壁の上にある部分を有効部分  $b_e$  と考える。例えば、図W8 において耐力壁 A の  $b_e$  部分、耐力壁 B は両下端の下に下階耐力壁があるので全幅が有効、耐力壁 C は開口部を除いて有効と考える。

### W9. 結合梁(臥梁)

ダイアフラムと考えられるスラブがない場合は、結合梁(臥梁)が必要である(図 C1 参照)。結合梁は鉛直荷重と面外方向の水平荷重に抵抗する必要がある。鉛直荷重は結合梁と一体なる垂れ壁や腰壁で支持することができる。

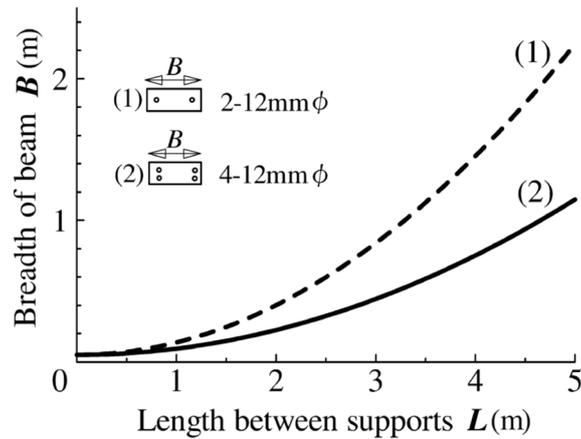


図 W9 結合梁の幅  $B$  と支持間隔  $L$

結合梁を水平梁と考え、その単位長さ当たりの荷重  $w$  は次のように仮定する。

$$w = k_p h t = 1.0 \times 20 \times 3.0 \times 0.15 = 9.0 \text{ kN/m} \rightarrow 10 \text{ kN/m (屋根結合梁では } 5 \text{ kN/m)}$$

この梁の最大曲げモーメント  $M_{\max}$  は次のようになる。

$$M_{\max} = wL^2/8 = 10L^2/8 = 1.25L^2$$

降伏強度 280Mp (許容引張応力度 140Mp) の  $d_b=12\text{mm}$  の補強筋を用いると、結合梁の許容曲げモーメント  $M_a = T_j d = A_s f_s j d$  はおよそ次のようになる。

$$\text{結合梁(1)} \quad M_a = 113 \times 0.14 \times 0.9(B-0.05) = 14.24(B-0.05) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{結合梁(2)} \quad M_a = 2 \times 113 \times 0.140 \times 0.9(B-0.05) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

結合梁(1)では  $1.25L^2 = 14.24(B-0.05)$  なので  $B = 0.0878L^2 + 0.05$  となる。これが図 W9 の曲線(1)に示されている。

結合梁(2)では  $1.25L^2 = 28.48(B-0.05)$  なので  $B = 0.00439L^2 + 0.05$  となる。これが図 W9 の曲線(2)に示されている。

(石山祐二)

### 5.3 非構造壁の技術基準(案)及び解説

## Guidelines on Nonbearing Wall of Concrete Hollow Block (CHB) Construction in the Philippines

### Article 1. Scope

1. These guidelines 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 these guidelines may be ignored and alternative ways are acceptable, if structural calculation and/or structural experiments show that the nonbearing wall is structurally sound.

Note: In order to apply these guidelines, 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, or from the support to the tip of cantilever walls

**Sub rebar:** reinforcing rebar that is orthogonal to main rebars

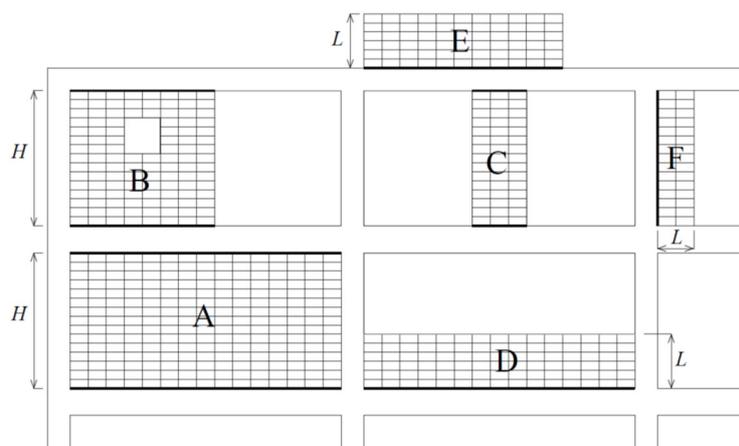


Fig.1 General nonbearing walls (A,B,C) and cantilever nonbearing walls (D,E,F)

(Bold lines 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 these guidelines are alleviated, the structural safety shall be confirmed according to the assumption as follows:
  - a. General nonbearing wall is supported at two ends.
  - b. Cantilever nonbearing wall is supported at one end.
  - c. Tensile strength of CHB unit shall be neglected in structural calculation.
  - d. Out-of-plane seismic factor shall not be less than 0.5 for general nonbearing walls and 1.0 for cantilever nonbearing walls.
  - e. Wind pressure to exterior nonbearing walls shall be calculated according to the height from the ground level, expected wind velocity at the site, etc.

**Note:** If the guidelines are satisfied, the nonbearing walls may not have any structural troubles for ordinary buildings. Some parts can be modified, if the structural safety is confirmed through structural calculation 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 12 MPa (gross compressive strength 6 MPa).  
**Note:** For example, PNS ASTM C90-2019 load-bearing CHB, JIS A 5406 Type B, etc. (see Fig.C2)
2. Yield strength of rebars shall not be less than 280 MPa.  
**Note:** For example, PNS 49:2020 280R, 280W, JIS G 3112 SD295A, SD345, JIS G3117 SDR295, etc.
3. The design compressive strength of cement mortar to grout hollows and joints shall not be less than 15 MPa.

**Note:** 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 not less than 150 mm in thickness.
2. The exterior nonbearing walls shall be less than 20 m high from the ground level.
3. Support distance of general nonbearing walls shall be not more than 3.5 m. It may be increased to not more than 4.2 m in the basement.
4. Cantilever length of cantilever nonbearing walls shall be not more than 1.6 m.
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.

**Notes:**

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 CHB, 100mm thick CHB units may be used in case the height of the interior nonbearing wall from the support is less than 1.2 m. If it is more than 1.2 m, structural calculation is required to confirm the safety against seismic forces, etc.

**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  $30d_b$ .
3. Post-installed anchors can be used for general nonbearing walls.
4. Main rebars shall be spaced not more than 500 mm using  $d_b = 10$  mm rebars.
5. Sub rebars shall be spaced not more 800 mm using  $d_b = 10$  mm rebars.

**Notes:**

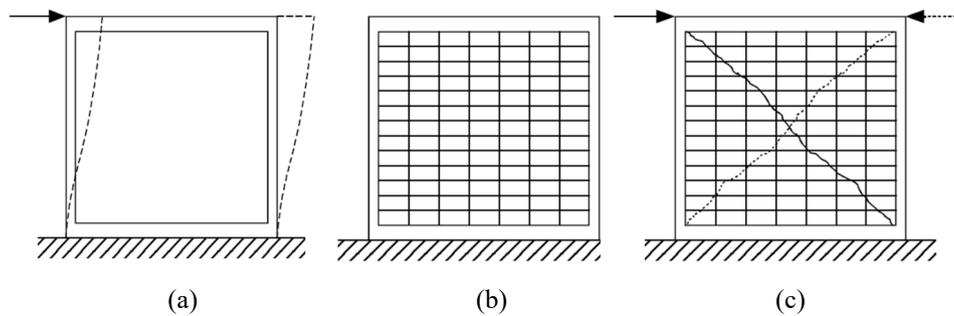
Main rebars are usually placed every CHB unit length (0.4 m). It is recommended that the rebars at the end of walls and around openings are  $d_b = 12$  mm.

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

**Table 1: Recommended maximum height of nonbearing walls based on out-of-plane Seismic factor  $k$  and rebars provided**

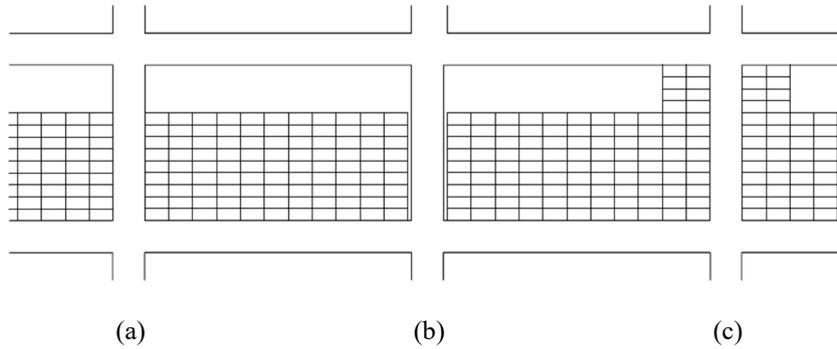
Seismic factor $k$		1.0		0.7		0.5	
Main rebar spacing (mm)		@400	@800	@400	@800	@400	@800
Main rebar	$d_b = 10$ mm	2.61m	1.84m	3.11m	2.20m	3.68m	2.61m
	$d_b = 12$ mm	3.12m	2.21m	3.73m	2.64m	4.42m	3.12m

Sub rebar spacing should be less than or equal to 800 mm.



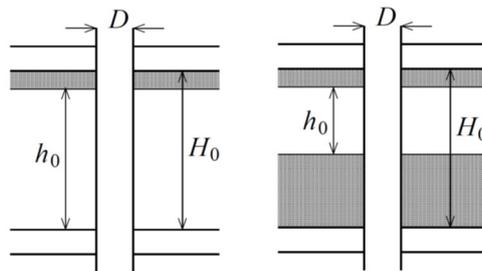
**Fig.2 Effects of infill nonbearing wall to the structural frame**

Structural frame may be deformed as Fig.2(a) when it is subjected to horizontal seismic forces. Infill partition wall is effective to restrict deformation of the frame [Fig.2(b)]. 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.2(c)].



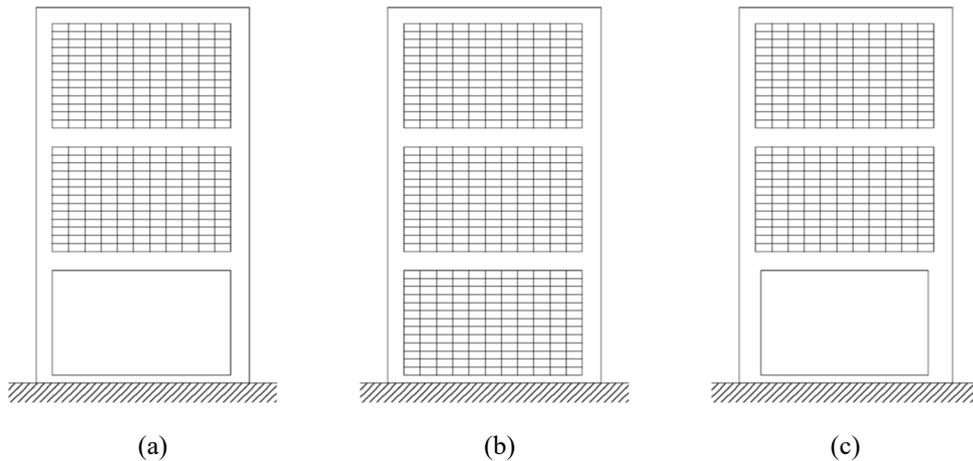
**Fig.3 Nonbearing walls and columns**

In case partition walls are installed as Fig.3, the clear height of the left side column (a) 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 (b) in the figure. Another solution is to place wing partition walls as the right side column (c).



**Fig.4 Depth  $D$ , Height  $H_0$  and clear height  $h_0$  of columns**

In Fig.4, the column may have shear failure, when it is subjected to horizontal seismic forces especially 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 Fig.5(a), the deformation concentrate to the first story, when it is subjected to horizontal seismic forces, and the building may collapse. Therefore, it is recommended to

install the partition wall to the first story [Fig.5(b)]. Another solution is to make the columns of the first story stronger [Fig.5(c)].

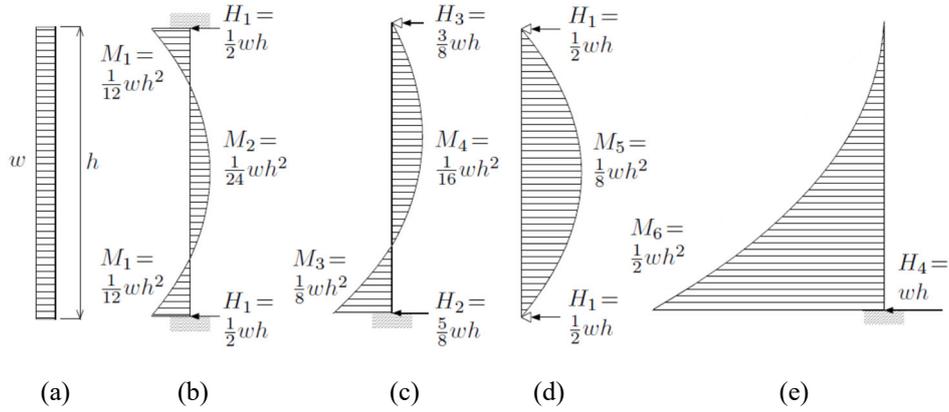
**Table 2 Effects of nonbearing walls to structural parts**

<b>Construction Type</b>	<b>A: Nonbearing wall directly connected to structural parts</b>	<b>B: Nonbearing wall separated from structural parts</b>
<b>Advantage</b>	Nonbearing walls may behave as shear walls and increase lateral capacity of the story. Therefore, nonbearing walls may help preventing the failure of the story during earthquakes.	Nonbearing walls may not be damaged nor cause any negative effects to structural parts during earthquakes.
<b>Disadvantage</b>	Nonbearing walls may make the clear height of columns short, and cause brittle failure of the columns in case of earthquakes. Unbalanced installation of nonbearing walls may cause damage concentration to some parts of the building.	Nonbearing walls do not increase lateral capacity of the story.
<b>Caution</b>	Nonbearing walls should be installed so that they do not cause negative effects to structural parts. Since nonbearing walls may make columns brittle because of short column effect, improper installation of bearing walls may cause large torsional motion, and/or story drifts may concentrate to a certain story during earthquakes.	Structural separation between nonbearing walls and structural parts should be large enough for the story drift at the time of earthquakes. However rebars of nonbearing walls should be connected to structural parts so that the walls may not be overturned by the out-of-plane forces caused by earthquakes or wind pressure.

**Article 7. Installation of Rebars**

1. Main rebars of general nonbearing walls shall not overlap at the middle part between the two end supports.
2. Main rebars of general nonbearing walls shall be embedded to the structural part not less than  $30d_b$ , or shall be overlapped not less than  $30d_b$  to the anchors that are embedded to the structural part not less than  $30d_b$ .
3. Main rebars of cantilever nonbearing walls shall have no lap joints and be embedded to the structural part not less than  $30d_b$ . The other end shall be hooked to the orthogonal 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 not less than  $10d_b$ .

**Note:** 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.6(a)]. The bending moment distribution differs according to the support condition [Figs.6(b), 6(c), 6(d), 6(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.6(d). Then the main bars at the support end 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.6(e)]. Therefore, the height of cantilever partition walls should be less than 1.6 m, and the main bars should be embedded to structural part by more than  $30d_b$ , where  $d_b$  is the diameter of the main rebars.

(石山祐二)