アンボンド PC 圧着架構に適用する新工法 PCa 床スラブシステムの開発と架構の構造耐震性能

リハビリテーション工学研究室　朝賀　亮太

1. はじめに

外周架構を主な耐震要素とし，内部に大スパンの大空間を確保する構造では，内部構面に生じる地震力を，床ダイアフラムを介して外周の耐震要素に安全に伝達させる必要がある（図 1）。本研究で対象とするアンボンド PC 圧着構造は，PC 緊張材としてアンボンド PC 鋼棒を使用することにより，部材圧着端部の PC 鋼棒に変形が集中するため，地震後の残留変形が小さく，非線形弾性復元性の極めて高い構造性能を有する [1]。一方で，本工法では，繰返し地震力により梁端圧着部が開閉するため，従来の梁と床を一体に打設する方法では，梁-柱接合部の開閉を妨げてしまい，性能が損なわれ，また，スラブ端部に損傷が生じる等の問題が予想される。

これらの問題を避けるためには，梁端部の開閉を妨げない機構を有し，かつ，スラブ面内せん断力伝達が確保される新しい床システム，すなわち，図 2 に示すように梁の材軸方向には梁と一体に接合されせん断力を伝達し，材軸直交方向はローラー機構となる床スラブ−梁接合部が必要となる。そこで本研究では，この要求性能を満足する新しい床スラブについて，梁との接合方法を開発し，床スラブ−梁接合部要素実験および架構に導入した静的加力実験を行い，それらの構造性能を検証した。さらに，本工法床スラブの実建物への適用を目指し，接合部を含む PCa 床スラブの復元力特性をモデル化し，大スパンを有する想定建物の解析的検討を通して床スラブ−梁接合部の設計法を提案した。

2. 新工法 PCa 床スラブシステムの開発

2.1 スラブのせん断力伝達性能確認実験

試験体は，想定建物1スパン分のスラブから幅1000mm，端部600mmを取り出し，梁をスタブとした実大試験体である。フルPCa床スラブ-梁接合方法として，本研究ではシアコッター型の接合ディテールを検討の対象とした。また，スラブ・梁一体型の在来工法として，ハーフPCa型スラブを加え実験を行った。PCa床スラブと梁の荷重伝達は，シアコッターにより行う。コッター筋としてD19を用いると，既存建築物の耐震改修設計指針の評価式[2]による接合部鉄筋のせん断耐力Q_yは以下のようになる。

$$Q_1=0.7\sigma_y \cdot a_s=69.3\text{kN} \quad (1)$$

$$Q_2=0.4\sqrt{(E_c\sigma_B)}\cdot a_s=144.1\text{kN} \quad (2)$$

$$Q_y=\min(Q_1,Q_2)=69.3\text{kN} \quad (3)$$

ここで，σ_y, a_s：鉄筋の降伏強度(345N/mm^2)，断面積(D19:287mm^2), E_c,σ_B：ｺﾝｸﾘｰﾄのﾔﾝｸﾞ係数，圧縮強度

コッター筋1本当り約70kNのせん断耐力となり，床スラブ1mあたり2本配筋することで，約140kNのせん断力を伝達できる設計とした。

試験体の詳細を図 3 に示す。フル PCa のシアコッター型床スラブには，端部に凹部を設けておき，梁上に床スラブ版を設置した後，凹部にコンクリートを後打ちしてシアコッター(幅 200×奥行 200×高さ 150mm)を設ける。シアコッター部には，予め梁にコッター筋 D19 を 4 本定着しておく。左右のスラブ間およびスラブとコッター間には直交梁の圧着接合部での離間に伴うスラブのずれを許容するため 30mm の隙間を設ける。

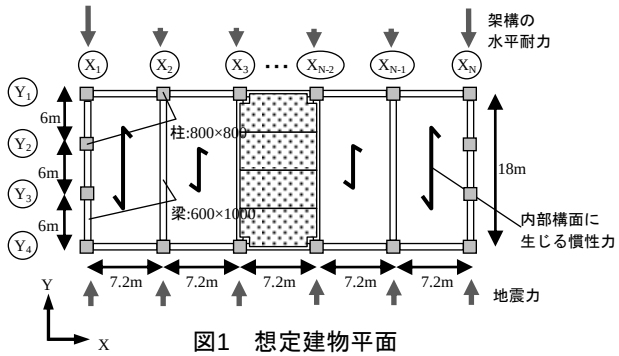


図1　想定建物平面

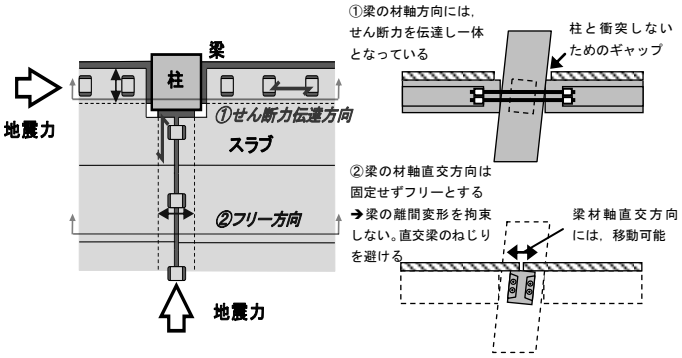


図2　新工法床スラブの概要

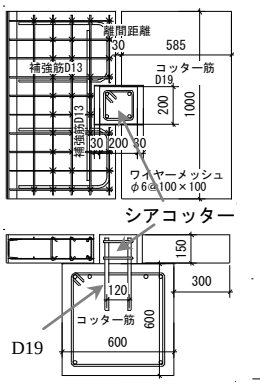


図3 シアコッター型スラブ

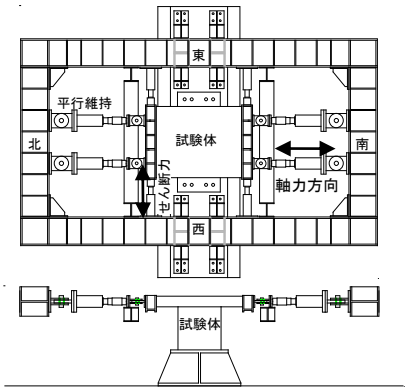


図4　載荷装置図

2.2 載荷方法

載荷装置を図4に示す。試験体の梁は，PC鋼棒によって試験床に固定し，スラブの両端を4本の平行維持ジャッキにより，シアコッター型スラブでは離間距離を一定に保持し，在来工法スラブでは引張軸力を負荷した状態で2本のせん断力用ジャッキにより正負繰返し載荷した。

2.3 実験結果

シアコッター型スラブの荷重変形関係を図 5 に示す。なお，比較のため，在来工法のハーフ PCa スラブの包絡線を合わせて示す。

破壊性状は，せん断変位 1mm でコッターによるスラブ凹部に配置した開口補強筋 D13 が降伏し，7.5mm で最大耐力となった。その後，せん断変位 12mm においてコッターがせん断破壊し，耐力が著しく低下した。最大耐力は，コッター筋のせん断耐力の約 1.8 倍であった。

図より，シアコッター型フル PCa スラブは，在来工法のハーフ PCa スラブと同程度の剛性と耐力を有しており，床スラブとしての要求性能を満たしたと言える[3]。

3.実大スラブに PCa スラブを導入した静的加力実験

3.1 試験体概要

本実験は，(社)建築業協会内に設けられた RC 事務所ビル研究委員会[1]・実験 WG 主導のもと，茨城県つくば市の建築研究所で行われた。試験体写真を**写真 1** に示す。架構は加力方向に対して 3 つの構面からなる 1 層 1×2 スパンの 2/3 縮小試験体で，短辺方向 6m，長辺方向 12m，階高 2.7m である。柱・梁寸法は，それぞれ 550×550，400×700(単位：mm)である。床スラブと梁の接合部には，本研究で新しく提案した後打ちコッターによる接合部(**図 6**)を採用し，この接合部を含めた床スラブの面内せん断力伝達性能を検証する。両外構面の梁上コッターは剛接合，中央構面梁上のコッターは加力方向に対してせん断力を伝達し，直交方向に対してローラー機構となる形状とした。柱脚を固定していない中央構面の柱に水平力を載荷する。中央構面の柱がせん断力を負担しないので，水平力は，床スラブを介して両外構面に伝達される。

3.2 実験結果

図 7 に実験結果におけるコッター1 個あたりのスラブ面内せん断力ースラブ-梁間変位関係を示す。最終破壊は，単体スラブ実験と同様，梁上に設けたシアコッター部分のせん断破壊であった。しかし，平均耐力はコッター筋のせん断耐力に対して 1.15 倍と，スラブ単体の結果における 1.8 倍から大幅に低下した。この結果より，同一梁上に複数個のシアコッターを設ける場合，同時に降伏するのは難しく，シアコッター1 個あたりの平均耐力が小さくなることが確認された。

3.3 新工法 PCa 床スラブのモデル化

スラブの面内せん断力伝達確認実験およびスラブの架構実験結果において明らかとなった，スラブの構造性能から，シアコッター型スラブの骨格曲線を設定する。両実験の荷重変形関係より，コッターを含んだスラブの骨格曲線を，(1)コッターのひび割れ点，(2)コッターの最大耐力点の 2 特性点を持つ 3 折れ線により表現する。

(1)コッターのひび割れ点

架構のスラブ実験では，**図 7** に示すように，コッター底面をひび割れ面と設定したひび割れ強度 ${}_cQ_c$ を境に，剛性が緩やかに低下しているのが確認できる。従って，第 1 折れ点（ひび割れ点）の評価については，

$$ {}_cQ_c = \sigma_T \times A_{底面} = Q_c \qquad (4) $$

を採用した。ここで，σ_T はコンクリートの引張強度を，$A_{底面}$はコッター底面の断面積をそれぞれ表す。

(2)コッターの最大耐力点

複数個のシアコッターが配置された場合，平均耐力はコッター筋のせん断耐力をやや上回る程度であった。従って，コッターの最大耐力点については，

$$ Q_y = 0.7\sigma_y \cdot {}_sa_e \qquad (5) $$

を採用することとした。

以上から**図 8** に実験値を修正した骨格曲線を示す。変位については，単体スラブ実験の結果を考慮し，第 1,2 折れ点でそれぞれ片側 d_c=2mm，d_y=7.5mm とした。

4.床スラブに生じる面内せん断力の推定

4.1 簡略な推定法の提案

1 章で述べたように，本研究の対象架構では床スラブを介して内構面の地震力を外構面に確実に伝達させる必要がある。剛性の異なるフレーム同士を床スラブで連結すると，地震時のフレーム間にはスラブを介したせん断力の移行が生じる。本章では，架構の弾性状態を仮定した力のつり合い状態から面内せん断力の簡略な推定を試みる。**図 9,10** に概要を示す。*X1* 構面 *i* 層の剛性，水平外力，層せん断力をそれぞれ ${}_{X1}K_i, {}_{X1}P_i, {}_{X1}Q_i$，*X2* 構面のそれらを ${}_{X2}K_i, {}_{X2}P_i, {}_{X2}Q_i$ とし，連結後の *i* 層における層せん断力を Q_i とすると，床スラブに生じる面内せん断力 N_i は下式によって表せる。

$$ \begin{aligned} N_i &= {}_{X1}P_i - {}_{X1}Q_i + {}_{X1}Q_{i+1} \\ &= \frac{{}_{X1}P_i\,{}_{X2}K_i - {}_{X2}P_i\,{}_{X1}K_i}{{}_{X1}K_i + {}_{X2}K_i} + \left(\frac{{}_{X1}K_{i+1}}{{}_{X1}K_{i+1} + {}_{X2}K_{i+1}} - \frac{{}_{X1}K_i}{{}_{X1}K_i + {}_{X2}K_i}\right)Q_{i+1} \\ &= \frac{\alpha_i - \beta_i}{1+\alpha_i} \cdot {}_{X1}P_i + \left(\frac{1}{1+\alpha_{i+1}} - \frac{1}{1+\alpha_i}\right) \cdot Q_{i+1} \end{aligned} \qquad (6) $$

ここで，剛性比 $\alpha_i = \frac{{}_{X2}K_i}{{}_{X1}K_i}$，質量比 $\beta_i = \frac{{}_{X2}P_i}{{}_{X1}P_i} = \frac{{}_{X2}M_i}{{}_{X1}M_i}$

4.2 推定法の検証

本推定式の妥当性を検証するため，**図 1** に示す平面を有する X 方向を 3 スパンとした 6 層純ラーメン建物および**図 11** に示す BCS 委員会で検討されたアンボンド PC の部材特性を考慮した 4×5 スパンの試設計建物[1]で検討を行った。各フレームを床スラブのバネで連結したモデル(**図 9**)で静的荷重増分解析を行い，フレーム間を移行する面内せん断力を算出したもの（以下，解析値と呼ぶ）と，各々のフレーム単独で行った静的荷重増分解析より等価剛性を算出し，**式(6)**により算出した面内せん断力（以下，推定値と呼ぶ）を比較し，推定法の比較を行った。各フレームが塑性化した後の等価剛性は，それぞれのフレームにおける層せん断力-層間変形曲線の当該ステップにおける割線剛性として算出した。

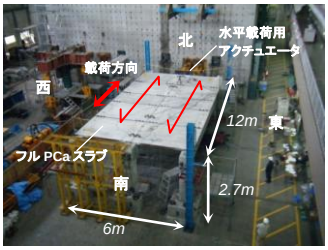


写真1　載荷装置俯瞰

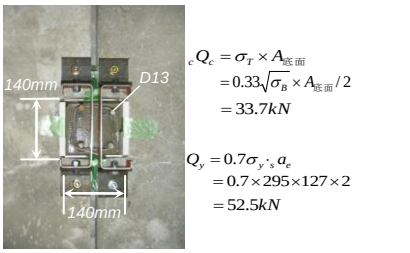


図6 架構実験のシアコッター

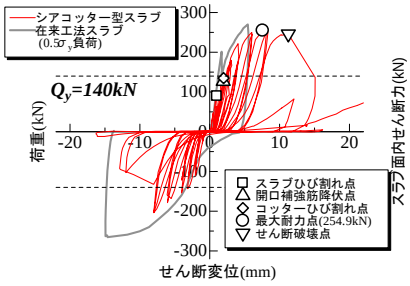


図5　荷重変形関係

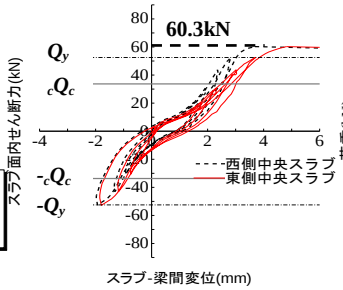


図7　架構のスラブ実験結果

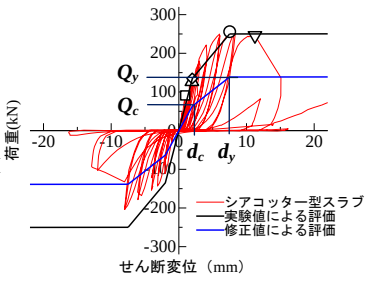


図8　骨格曲線の修正（要素実験）

4.3 解析対象建物

6 層モデルについては，X1,X2 の 2 フレームを連結したもの（質量比 β=1）とした。各階の柱梁材は十分にせん断強度が高いと仮定し，梁曲げ降伏型のメカニズムを形成するように設定した。梁の材端曲げバネは降伏強度 M_y=1000kN･m，ひび割れ強度は降伏強度の 1/3，降伏点剛性低下率α_y=0.3 のトリリニアモデルとした。床重量と積載荷重の合計を 10kN/m^2，外力分布は A_i 分布とした。

12 層アンボンド PC モデルの詳細な部材断面等については文献 1)を参照されたいが，柱梁部材の骨格曲線は既往のアンボンド PC 部材要素実験より提案された評価式をもとに特性点を設定したトリリニアモデルとした。ここで，実際のアンボンド PC 架構は高い非線形弾性復元性を示し，履歴吸収エネルギーの小さい構造性能であるため，外構面フレームには鋼材ダンパーを設置している。

4.4 推定結果の比較

図 12 に推定値と解析値の比較を示す。なお，図中には，剛床とした解析値に加え，剛性比 α を等価剛性とした推定値，および，α を 0 とした推定値（耐力の低いフレームに入力した地震力がすべて外構面に伝達される場合），および保有水平耐力の低い内部構面における耐力不足分 [4]を合わせて示す。

これによると，6 層純ラーメンモデルでは，推定値は概ね解析値の分布傾向を捉えており，平均的な分布となっているのがわかる。また，α=0 とした推定値では，ほぼ全層で安全側の結果となっている。純ラーメンモデルについては，建物階数やフレーム数等をパラメータとした検討も行ったが，概ね同様の特徴がみられた。

一方，12 層モデルをみると，推定値については 6 層同様，概ね解析値の分布傾向を捉えているのが確認できるが，α=0 とした推定値では，解析値との差の大きい階が，10 階や低層部においてみられる。10 階部分での応答値が大きい原因としては，外構面のダンパーの配置箇所が 1～10F までとしており，階別の剛性比がこの階を境に大きく変わることが挙げられる。

ここで，耐力の低い内部構面の耐力不足分は床スラブを介して移行せん断力として外部構面へと伝達されるが，この最大値（図中青線）と解析値を比較すると，最大となった 10 階部分を除いて，保有耐力不足分の分布以内におさまっているのがわかる。

5.想定建物に PCa スラブを導入した地震応答解析

5.1 解析対象

想定建物は前章で示した 2 モデルとした。柱梁の履歴特性は，6 層モデルでは Takeda モデル，12 層アンボンド PC モデルでは Tri-linear 弾性モデルと設定し，床の履歴特性はトリリニアスリップモデルとした。減衰定数は，瞬間剛性比例型とし，前者が 5%，後者が 3%とした。

5.2 入力地震波

入力地震波は代表的な観測波である El Centro NS, Taft EW，八戸港湾 EW の 3 波を使用し，それぞれ最大速度振幅を 50kine，75kine に基準化し，入力した。結果については，最も応答の大きい El Centro 波について示す。

5.3 床スラブの設計クライテリア

従来の設計法では剛床仮定が一般的であるため，床スラブを常に弾性状態とする設計方針が望ましく，塑性損傷を架構に限るとすれば，PCa 床スラブの設計クライテリアには，①中小地震および大地震(50kine 相当)では弾性状態を維持し，②想定外の巨大地震(75kine 相当)では最大耐力以下に収める，という方針が妥当である。

この基準を満足する床スラブを検証するため，4 章において求めた各種推定値を，3 章において設定した床スラブの骨格曲線の各特性点に設定し，地震応答解析を行った。床スラブ接合部の配置は，4 章の推定値を降伏強度とする場合（ケース B），ひび割れ強度とする場合（ケース C）など，**表 1**，**図 13** に示す 9 ケースとした。

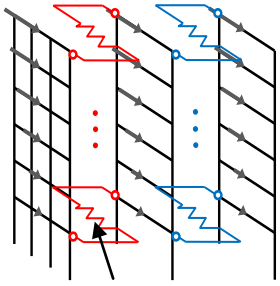


図9　床スラブのモデル化(β=2)

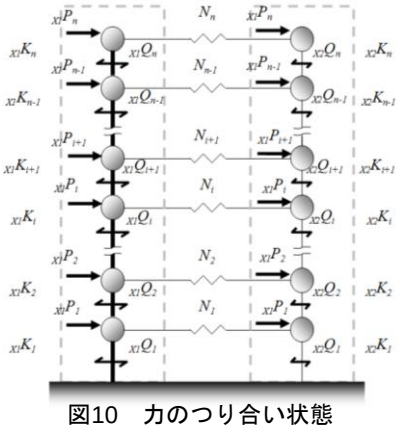


図10　力のつり合い状態

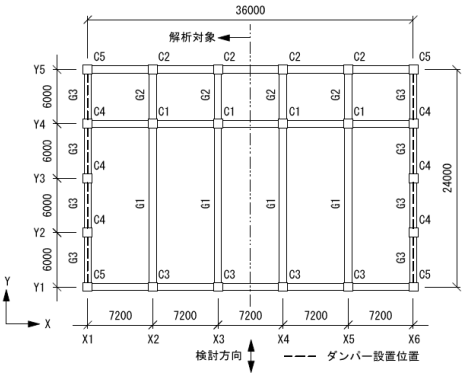
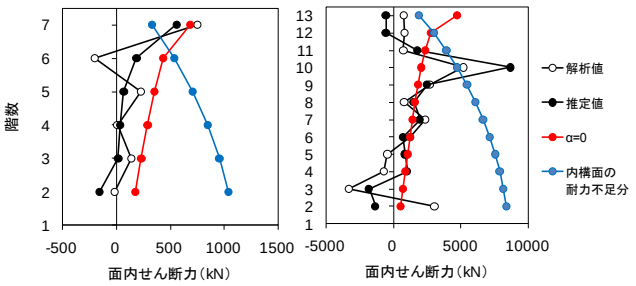


図11　12層アンボンドPCモデル伏図



(a)6 層モデル　(b)12 層アンボンド PC モデル

図12　解析値と推定値の比較

表1　地震応答解析の床モデル強度

モデル	基準値	特性点	適用方法
A	剛床	-	一律
B	推定値	Q_y	各階別
C	推定値	Q_c	各階別
D	推定値(α=0)	Q_y	各階別
E	推定値(α=0)	Q_c	各階別
F	推定値最大	Q_c	一律
G	推定値(α=0)最大	Q_c	一律
H	解析値最大	Q_c	一律
I	推定値(α=0)と内構面の耐力不足分の包絡線	Q_c	各階別

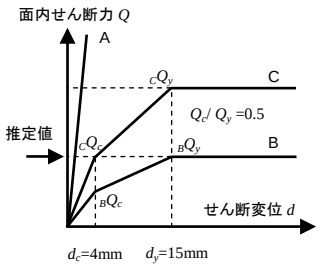


図13　床スラブの骨格曲線

5.4 解析結果

(1)6 層モデル

解析結果の各階床スラブにおけるフレーム間変形および面内せん断力分布を**図 14** に示す。これによると，50kine 以下で最大応答が 4mm 以下に収まり，75kine においてもスラブの最大耐力以下におさまっているのは，E,F,G,H,I モデルである。推定値に基づき各階別に設定した B,C,D モデルでは，推定値が低い階で，面内せん断力の移行が頭打ちとなり，他の階で剛床仮定以上の移行せん断力が生じることが確認された。また，E モデルについては，純ラーメン架構の本解析ケースではクライテリアを満たしたが，剛性に偏りのある建物ケースでは，適用に注意を要する。

(2)12 層アンボンド PC モデル

6 層モデルの結果に基づき，床スラブに A,F,H,I モデルを適用した解析結果を**図 15** に示す。

最大フレーム間変形をみると，50,75kine 入力時に，最大で 4mm，5mm であった。モデル別の比較では F,H,I モデルの順に最大フレーム間変形は大きくなる。I モデルでは，75kine 入力時において，フレーム間に最大で 5mm（層間変形角にして 1/800）程度の変形差が生じることになるが，架構の最大層間変形角は 1/75 程度であり，この約 10%程度である。

最大面内せん断力をみると，剛床モデルにおける，50,75kine 入力では，推定値以上の移行面内せん断力が生じることが確認されたが，PCa 床スラブを想定した F,H,I モデルでは低層部における面内せん断力の移行分布が剛床モデルと比較して，小さくなることがわかった。これは，床スラブの剛性が高い場合は，面内せん断力の移行が急激であるのに対し，PCa 床スラブを適用した場合には，ある程度変形をすることにより，力の移行が均されることが原因として考えられる。

以上の結果より，床スラブ接合部のコッター強度として，最大推定値および最大解析値を各階一律に第 1 折れ点として適用した F モデルおよび H モデル，各階ごとに推定値（α=0）と内部構面の保有水平耐力の不足分の大きいほうをひび割れ耐力と設定した I モデルは 5.3 節において設定した床スラブの設計クライテリアを満たしており，剛床と同等の地震応答性状を確保可能と考えられる。また，最大解析値とほぼ等しい値であった α=0 における最大推定値（G モデル）についても，本解析ケースの範囲では，床スラブとしての要求性能を満たしているものと考えられる。

6. まとめ

本研究では，アンボンド PC 圧着工法への適用を目指した，新工法床スラブを開発し，解析的検討を通じて，実建物への適用法の提案を行った。

1)シアコッターをせん断抵抗要素として組み込んだフル PCa スラブは，床スラブとしての要求性能を満たした。そこで，シアコッターの耐力評価方法として，コッターひび割れ点，最大耐力点を 2 特性点とする 3 折れ線にモデル化する方法を示した。

2)床スラブに生じる面内せん断力の簡略な推定方法を提案し，想定建物を用いて検討した結果，推定値は概ね解析値の分布傾向を捉えることが確認できた。

3）推定結果に基づき決定した床スラブ接合部強度をパラメータとした想定建物の地震応答解析を行った結果，最大解析値，最大推定値(α=0 を含む)を各階一律に適用したモデル等では，剛床と大差ない構造性能が得られることを示した。

シアコッター型スラブを導入した場合，剛床仮定と比較して，床スラブを介した面内せん断力の移行分布が緩やかになり，フレーム別に負担するせん断力の分担割合が剛床時と変化する恐れがあるため，床スラブの設計方針としては，基本的に弾性範囲で設計し，損傷は架構に限定する方法が望ましいと考えられる。また，実建物への適用を実現するためには，コッター要素部分のパラメータを変化させた実験的知見を蓄積する必要がある。

参考文献

1)塩原等ら：構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築に関する研究その 1～11，日本建築学会大会学術講演梗概集， pp651-672，2008.09

2)日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，2001

3)朝賀亮太他：アンボンドPC架構に適用するPCaスラブ-梁接合部の耐力評価，日本地震工学会大会梗概集，pp232-235, 2007

4)日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル，2002

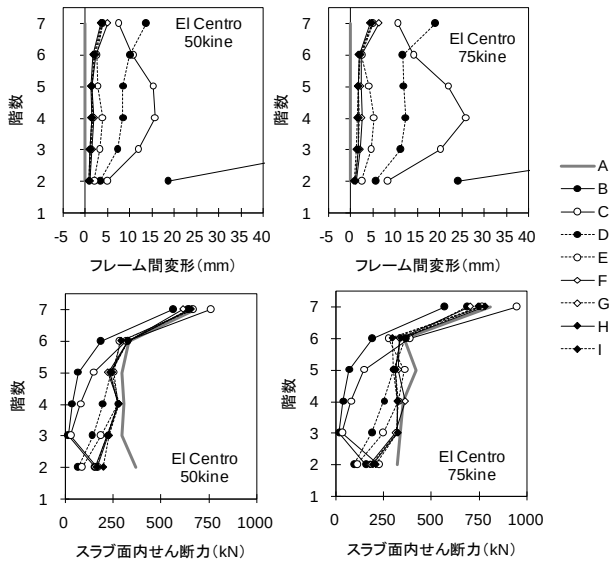


図14 6層モデル(X1-X2間)における床スラブ応答

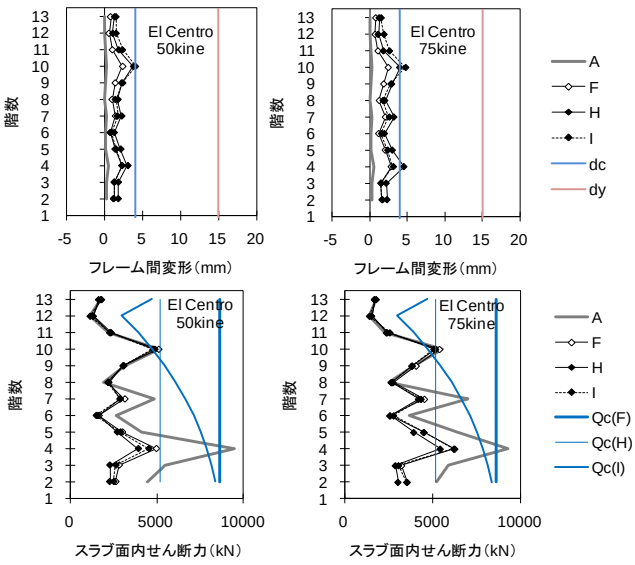


図15 12層モデル(X1-X2間)における床スラブ応答