

# Structure Kansai No.151 2021.10

JSCA関西ホームページに会員皆様の意見、質問に答えるコーナーを開設しております。ご活用下さい。

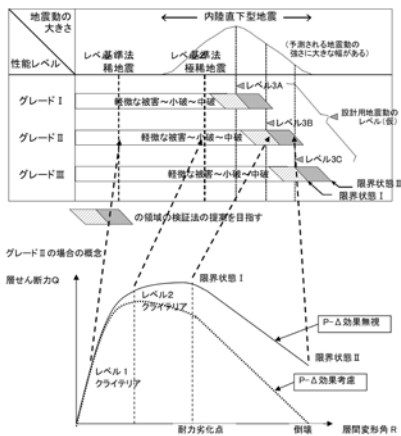
## 「大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および耐震設計指針」改定にあたり—大震研委員会



摂南大学  
理工学部建築学科  
西村 勝尚

### 1. はじめに

2007年に「大阪府自然災害総合防災対策検討委員会」から大阪府域を縦断する上町断層帯地震による想定地震動が公表された。想定地震動は建築基準法・施行令に定められた地震動を大きく上回るもので、その対応に構造設計者は大いに困惑した。このような中で、JSCA関西支部の有志が呼びかけ、構造設計者が中心となり2009年に「大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および設計法に関する研究会」（略称：大震研）を設立し、その成果として「大阪府域内陸直下型地震動に対する建築設計用地震動および耐震設計指針」を2015年に発刊した。下図に想定地震動レベルと設計クライテリア関係の概念を示す。



その後、大震研を引き継ぐ形でJSCA関西支部内に大震研委員会を設置し、継続的に大震研での未検討事項の検討および成果の普及・活用の推進を行ってきた。これらの活動により、超高層建物あるいは免震構造建物の構造設計にあたり、大震研の成果を参考に、建築基準法・施行令に定められた地震動を超える上町断層帯地震の想定地震動を考慮し構造性能評価を取得した物件が増加している。

大震研の成果を発刊以降5年が経過した。その間、2016年に国土交通省から技

術的助言「超高層建物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策について」が示され、既往のレベル2告示波の1.5倍あるいは2.0倍となる地震動の疑似速度応答スペクトルが提示された。この技術的助言に対して、大震研委員会において告示波を超える長周期地震動に対する既往のクライテリア（層間変形角1/100、層の塑性率2.0以下等）を超える検証法として、大震研での限界状態Iの検証を基に基整促での多数回繰返しの研究成果を取り入れ2017年に「関西地域における告示波を超える長周期地震動に対する検証法」を作成し、告示波を大きく超える長周期地震動に対する構造設計の可能性を示した。

2015年以降の「大震研委員会」での活動成果を「大阪府域内陸直下型地震動に対する建築設計用地震動および耐震設計指針」に取り入れ改訂を行った。主な改定内容の概要を以下に示す。

### 【建築設計用地震動】

大阪市内の東側に位置するA5ゾーンでは上町断層帯地震の建築設計用地震動を提示していたが、生駒断層帯地震の影響を受けると予想されることよりA5ゾーンにおける生駒断層帯地震の建築設計用地震動を作成するとともに、適用する場合の留意点を示す。

### 【鉄筋コンクリート構造】

Eーディフェンスでの震動実験結果を詳細に検討するとともに実務レベルでの解析モデルによるシミュレーションを実施し、長周期地震動に対する検証法をまとめる上で得られた知見として、梁部材耐力評価および大変形領域での履歴特性等を提示する。今後の課題として、特に限界状態IIを検証するためには耐力劣化以降の変形性能を明確にする必要がある。

### 【鉄骨構造】

部材のクライテリアとして、鉄骨梁端溶接接合部の破断限界に対する累積損傷度による評価手法、基整促の実験結果を基にしたコンクリート充填鋼管柱の損傷度評価手法（保有性能評価曲線）を提示する。さらに、円形鋼管柱およびコンクリート充

填鋼管柱に関する局部座屈を考慮した復元力特性を新たに提示する。また、2連続加振による建物応答の検証を示す。

### 【免震構造】

上部構造と擁壁との衝突あるいは上部構造と免震層に変形抑制のために設けた部材との衝突を考慮した衝突設計法、免震層の変形が増大した場合に制動力を發揮する装置を用いて衝突を避ける制動設計法を提示する。さらに、大変形域を考慮した免震装置（天然ゴム系積層ゴム、高減衰ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム）の復元力特性を提示する。

### 【基礎構造】

「基礎構造耐震診断指針（案）」および「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説」を参考に杭の復元力特性およびクライテリアを追記する。また、杭・地盤・建物の相互作用解析における液化化地盤での杭応力算定法を提示する。

次ページ以降、各構造の概要を示す。

建設は社会の生産活動の一つであり、コストと性能はTrade Offの関係となる場合がある。構造設計者は建築主にコストアップの理解を求め説得することも必要である。それは実務に携わっている構造設計者しか出来ないことである。確定論による地震動に対する設計に留まっているのではなく、不確定な地震に対して真の耐震安全性を把握するとともに耐震性能の向上を図り悲惨な地震被害を軽減することは構造設計者の責務である。そのためには、構造設計者は研究者の知見を熟知し自ら行動することが重要である。

構造設計者は1995年の阪神大震災の悲惨な情景を忘れず教訓とするとともに研鑽し、想定される地震に対する耐震性能の向上の必要性を社会へ啓発されることを期待する。なお、JSCA関西支部大震研委員会では引続き本指針の普及および質問対応を行っていく予定である。

本改訂に当たり貴重なご助言および査読頂いた学術研究の先生方に深甚なる謝意をここに表します。



## 2 設計用地震動

安井建築設計事務所  
園田 隆一

### 2.1 想定地震と地震動予測

設計用地震動の策定にあたっては、平成18年「大阪府自然災害総合防災対策検討委員会」作成の大規模地震被害想定を目的とした予測地震波(府市予測波)を活用する。府市予測波は近畿の主要震源断層を設定した場合の大阪府域500~250mメッシュ毎の地震動が算定されたもの、水平動総数は約28万波となる。

### 2.2 設計用地震動作成の基本方針

【ゾーン区分】大阪府市標準地震動の設定ゾーニングを準用する。即ち、沖積地盤A・洪積地盤D・山地境界F・岩盤露頭Rの分類で、大阪府域を32ゾーンに区分したゾーニングを前提とする。

【種類】内陸直下型のレベル3相当の地震動を表現するものとして、以下の2種類の設計用地震動を策定する。

#### ①フラットタイプ地震動

フラットな速度応答特性を有するターゲットスペクトルを設定し、模擬地震動として作成する。

#### ②パルスタイプ地震動

長周期パルス性を有する地震動で、大阪府市予測波の中から直接選定する。

【レベル】3A(平均的)、3B(やや大きめ)、3C(更に大きめ)の3レベルを設定。

#### 【設計用地震動レベル設定の手順】

膨大な数の府市予測波の速度応答スペクトル値( $h=5\%$ )を周期帯毎に統計し、ゾーン毎の設計用地震動レベルの参考とする。

・断層破壊ケース毎に、対象ゾーン内のすべての府市予測波速度応答スペクトルを周期帯毎の平均+ $\sigma$ を算定し、当該破壊ケースの代表スペクトル曲線とする。

・断層破壊ケースと同数の代表スペクトルを周期帯毎に更に統計。その平均を3A、平均+0.5 $\sigma$ を3B、平均+ $\sigma$ を3Cレベルと想定。代表スペクトル集計曲線の最大値をパルスタイプ地震動の最大値設定の目安に、0.5-5秒周期帯の平均値をフラットタイプ地震動設定の目安にする。

### 2.3 上町断層帯地震 大阪域編

2011年に先行して発表済みの内容で、大阪域内6ゾーン(A2, A3, A4, A5, A8,

D6)を対象とする、府市予測波の断層破壊ケースは35種類ある。策定した地震動の速度応答スペクトルpSvの最大値は300cm/s(A4-EW)。

### 2.4 上町断層帯地震 大阪域外編

上町断層帯地震の影響が大きいとされるゾーンの内、大阪市の北側に位置するD2, D4ゾーン及び南側に位置するA9, A10, D8, D10ゾーンを対象とする。対象ゾーンから想定破壊点が遠い場合などで地震動レベルが小さい断層破壊ケースが存在。代表スペクトル最大値が100cm/s以下となる破壊ケースは統計から除外。概ね市域内と同等な地震動レベルとなっている。策定した設計用地震動のpSv最大値は300cm/s(A10-EW)。

### 2.5 生駒断層帯地震編

生駒断層帯地震の影響が大きいとされる大阪市の東側に位置するゾーン(A1, A6, A7, D5, D7, F3)を対象とする。府市予測波の断層破壊ケースは16種類ある。総じてEW方向の地震動レベルが大きく、上町断層帯大阪域での設定値を相応に上回っている。策定した設計用地震動のpSv最大値は360cm/s(A7-EW)。

2020年 第2版では、以下に示す節を追加しており、その概要を示す。

### 2.5.3 A5ゾーンにおける生駒断層帯地震に対する設計用地震動

「大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および耐震設計指針, 2015」(以下, 2015大震研報告書と称す。)では、上町断層帯地震動と生駒断層帯地震動を対象とすることにより、大阪府域の殆どの主要な地域を包含できているものと考え、この2つの地震を想定した設計用地震動が作成されている。しかし、上町断層帯地震影響域として区分されたゾーンであっても生駒断層帯地震の影響を受けない訳ではなく、また逆もしかりとなる。2015大震研報告書ではその点の影響の程度については検証ができていない。そこで、この検証のひとつとして、以下の検証を行っている。

生駒断層帯地震の検討対象ゾーンは、図2.5-38に示す6ゾーン(A01, A06, A07, D05, D07, F03)である。しかしA7ゾーンに隣接する検討対象外のA5ゾーン(図2.5-38)も生駒断層帯地震の影響を受けると予想される。

ここでは、大阪府市作成の予測波を用いて、A5ゾーンにおける生駒断層帯地震に対する設計用地震動を作成する。また、A5ゾーンにおける上町断層帯地震と今回作成した生駒断層帯地震の擬似速度応答スペクトルを比較することにより、A5ゾーンにおける内陸直下型地震に対する設計用地震動の取り扱いについての留意点を示している。

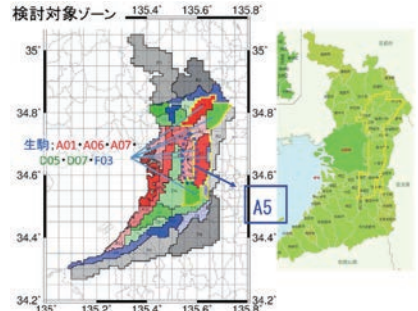


図2.5-38 検討対象ゾーン区分(震源断層:生駒断層帯)

#### 2.5.3.2 水平方向地震動

##### 2.5.3.2.1 上町断層帯地震と生駒断層帯地震の応答スペクトルのフラットレベルの比較

検討は、A5ゾーンの生駒断層帯地震による水平フラットタイプ地震動の設計用速度応答スペクトルpSvのフラットレベル(2015大震研報告書, p.2.3-14)と、今回新たに作成する生駒断層帯地震のフラットレベルとを比較する。

求められた平均応答スペクトルを図2.5-42~図2.5-44に示す。

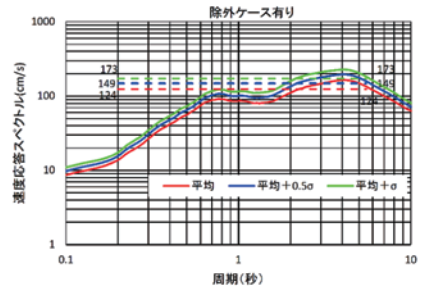


図2.5-42 生駒断層帯地震によるA5ゾーンの擬似速度応答スペクトル(EW方向)

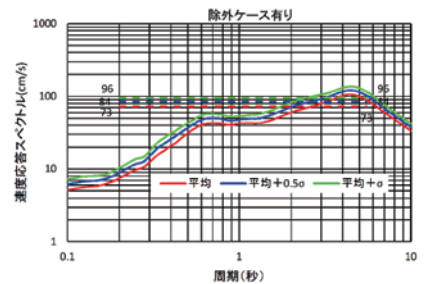


図2.5-44 生駒断層帯地震によるA5ゾーンの擬似速度応答スペクトル(NS方向)

応答スペクトルのフラットレベルの比較  
を図2.5-45～図2.5-46に示す。

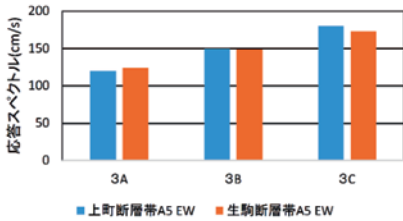


図2.5-45 応答スペクトルのフラットレベルの比較(EW方向)

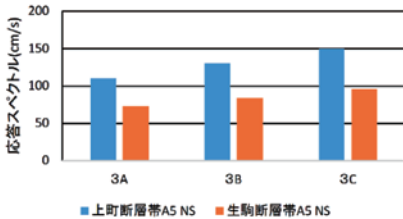


図2.5-46 応答スペクトルのフラットレベルの比較(NS方向)

図2.5-45～図2.5-46より、A7ゾーンに隣接するA5ゾーンにおける生駒断層帯地震によるフラットタイプ地震動の速度応答スペクトルの(フラット)レベルは、EW方向では、上町断層帯地震と同程度、またNS方向では、上町断層帯地震より小さなレベルとなる。

### 2.5.3.2.3 パルス性地震動の応答特性を考慮した設計用地震動 (A5ゾーン水平パルスタイプ地震動) (生駒断層帯)

パルスタイプ地震動は、擬似速度応答スペクトルの最大値を設定した上で、最大値レベル条件に合う長周期パルス性状を有する地震波を該当ゾーンにおける予測波の中から選定した。

EW方向について、各地震動レベルごとに候補としてパルスタイプ地震動(10波)を選定し、その中から3波を選定した。NS方向は、パルスタイプ地震動は選定されなかったため、設定しない。

選定波(3波)を、図2.5-58の凡例内に赤線で示す。

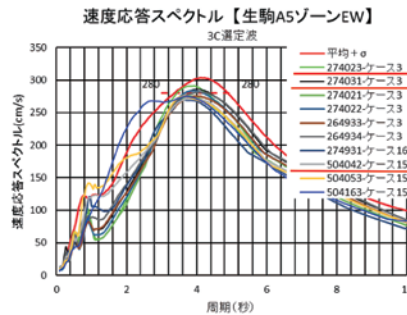
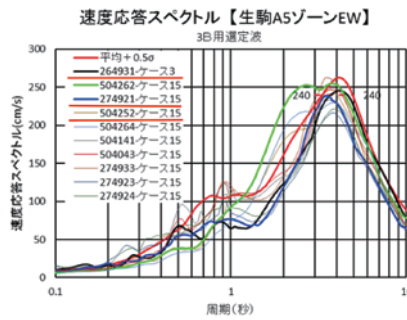
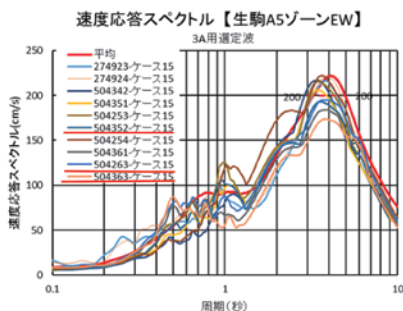


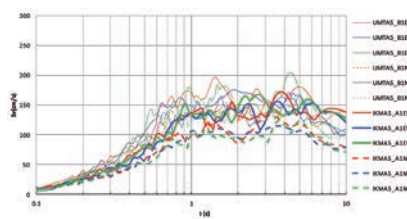
図2.5-58 パルスタイプ 選定波(10波)の擬似速度応答スペクトル

### 2.5.3.2.5 A5ゾーンにおける内陸直下型地震に対する設計用地震動の取り扱いについての留意点

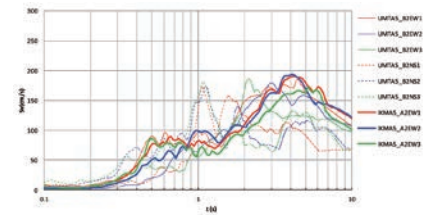
A5ゾーンにおける上町断層帯地震(3B)と生駒断層帯地震(3A)の水平フラットタイプEW(3波)、NS(3波)と、水平パルスタイプEW(3波)の擬似速度応答スペクトル(h=5%)の比較を図2.5-61に示す。

水平フラットタイプEW方向の、上町断層帯地震(3B)と生駒断層帯地震(3A)を比較した場合、2～4秒付近で、両者のpSv値はほぼ同等かまたは、一部、生駒断層帯地震(3A)のpSv値が上町断層帯地震(3B)のそれを若干上回る場合があることがわかる。

水平パルスタイプEW方向の、上町断層帯地震(3B)と生駒断層帯地震(3A)を比較した場合、3～5秒付近で、生駒断層帯地震(3A)のpSv値が上町断層帯地震(3B)のそれを15%ほど上回る場合があることがわかる。



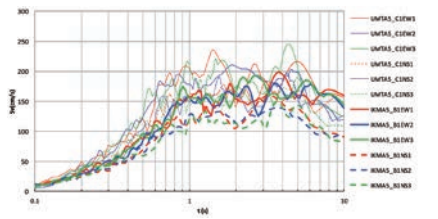
(a)水平フラットタイプ



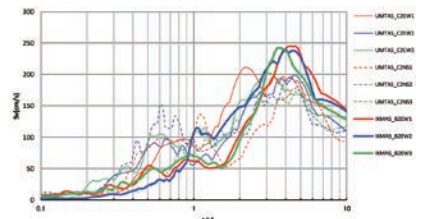
(b)水平パルスタイプ

図2.5-61 上町断層帯地震(3B)と生駒断層帯地震(3A)の擬似速度応答スペクトル(h=5%)の比較

参考として、上町断層帯地震(3C)と生駒断層帯地震(3B)の水平フラットタイプEW(3波)、NS(3波)と、水平パルスタイプEW(3波)の擬似速度応答スペクトル(h=5%)の比較を図2.5-62に示す。



(a)水平フラットタイプ



(b)水平パルスタイプ

図2.5-62 上町断層帯地震(3C)と生駒断層帯地震(3B)の擬似速度応答スペクトル(h=5%)の比較

以上を考慮すると、A5ゾーンについては、上町断層帯地震および生駒断層帯地震の予測波を用いて、建築物の応答解析を実施することが望ましい。その際に、A5ゾーンにおける生駒断層帯地震に対する設計用地震動を用いる場合の留意点を以下に示す。

#### <留意点>

A5ゾーンで生駒断層帯地震の予測波を用いる場合は、発生確率を考慮し、建築主と協議の上、クライテリアの選定を行う必要があり、「レベル3Aで限界状態I」とすることも可とする。

生駒断層帯地震(3B)を採用する場合は、発生確率を考慮し、「レベル3Bで限界状態II」とすることも考えられる。



### 3. 鉄筋コンクリート造

株式会社 竹中工務店  
大阪本店設計部構造部門  
山本 俊司

#### 3.1 設計指針の概要

##### 3.1.1 対象建物と基本方針

本節が対象とするのは、時刻歴応答解析を用いて設計を行う建物で、構造形式は純ラーメン構造、およびコアウォール形式の連層耐震壁付きラーメン構造の建物とする。

耐震性能限界は2段階設定し、限界状態Iでは部材個々の限界性能、限界状態IIでは建物の倒壊抵抗性能について規定する。

##### 3.1.2 設計クライテリアの設定と検証フロー

###### (1)限界状態

本節では層ではなく部材レベルで限界状態Iの検証を行うものとし、部材の水平力負担能力または軸力負担能力が最大値から一定以下に低下した点をクライテリアとして定め、限界部材角とする。

限界部材角は、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」(以下、評価指針)の安全限界部材角( $R_{safe}$ )にならったものであり、降伏時変形角( $R_y$ )と塑性回転角( $R_p$ )を足し合わせたものである。

$$R_{safe} = R_y + R_p \quad (3.1.2-1)$$

###### 1)柱

以下の3つの条件から決まる部材角のうち、最も小さな値を限界部材角とする(水平力負担能力喪失点)。また、圧縮軸力制限を設け、変形と応力の双方から安全性確認を行うものとする。

$$cR_4 = \min(cR_{s4}, cR_{m4}, cR_{a4}) \quad (3.1.2-3)$$

$cR_4$ : 柱の限界部材角

$cR_{s4}$ : せん断強度の低下により水平力を安定して維持できなくなる部材角(以下、せん断で決まる限界部材角)

$cR_{m4}$ : 圧縮コンクリートの圧壊により水平力を安定して維持できなくなる部材角(以下、曲げで決まる限界部材角)

$cR_{a4}$ : 軸力負担能力を喪失する部材角(以下、軸力で決まる限界部材角)

上記に加えて、ヒンジ発生を想定する柱に対して圧縮軸力比の制限を設けるものとする。

・ヒンジ発生を想定する柱について、圧縮軸

力の最大値( $N_{max}$ )が式(3.1.3-10)を満足することを確認する。

$$N_{max} \leq 2/3AcFc + Ag\sigma_y \quad (3.1.3-10)$$

ここで、 $Ac$ : 柱コンクリート断面、 $Fc$ : コンクリート設計基準強度、 $Ag$ : 主筋断面積、 $\sigma_y$ : 鉄筋信頼強度

###### 2)梁

以下の3つの条件から決まる部材角のうち、最も小さな値を限界部材角とする。

$$BR_4 = \min(BR_{m4}, BR_{s4}, BR_{t4}) \quad (3.1.2-12)$$

$BR_4$ : 梁の限界部材角

$BR_{m4}$ : 曲げ抵抗機構が劣化して曲げモーメントが最大曲げ強度時の80%に低下する時の部材角(曲げで決まる限界部材)

$BR_{s4}$ : せん断(付着)抵抗機構が劣化して曲げ降伏後のせん断破壊が発生する時の部材角(せん断で決まる限界部材角)

$BR_{t4}$ : 引張主筋が破断する直前の部材角(主筋破断で決まる限界部材角)

###### 3)耐震壁

以下の3つの条件から決まる部材角のうち、最も小さな値を限界部材角とする。

$$wR_4 = (wR_{m4}, wR_{s4}, wR_{t4}) \quad (3.1.2-16)$$

$wR_4$ : 耐震壁の限界部材角

$wR_{m4}$ : 曲げ抵抗機構が劣化して断面の曲げモーメントが最大曲げモーメントの90%に低下する時の部材角(曲率)

$wR_{s4}$ : せん断抵抗機構が劣化して、負担せん断力が曲げ終局強度の80%に低下する時の部材角(せん断ひずみ度)、曲げ降伏の生じない耐震壁では、せん断終局強度時部材角(せん断ひずみ度)

$wR_{t4}$ : 引張側柱の引張最外縁主筋が破断する時の部材角

###### 4)柱梁接合部

以下の2つの条件から決まるせん断変形角のうち、小さな方の値を限界せん断変形角とする。

$$p\gamma_4 = (p\gamma_{ac4}, p\gamma_{u4}) \quad (3.1.2-18)$$

$p\gamma_4$ : 柱梁接合部の限界せん断変形角

$p\gamma_{ac4}$ : 設計せん断力と軸力を安定して維持できる限界のせん断変形角

$p\gamma_{u4}$ : 柱、梁主筋の端部定着破壊が生じるせん断変形角

設計せん断力と軸力を安定して維持できる限界のせん断変形角は、通常の場合、 $\gamma = 2.0\%$ としてよい。また、柱、梁主筋の端部定着破壊が生じるせん断変形角は、実験あるいは信頼できる方法により求める。なお、柱梁接合部における通し筋の付着性能に対

する限界状態は付着劣化が架構に及ぼす

影響を適切に考慮して定める。ただし、柱梁接合部のせん断余裕度が1.2倍以上確保されている場合は、限界せん断変形角の検討を省略することができる。

###### (2)検証フロー

大阪府域内陸直下型地震に対する耐震安全性を、限界状態Iを用いて検証する場合の検証フローを示した。地震応答解析モデルは部材端回転角を直接得ることができる立体フレームモデルが望ましい。質点系応答解析モデルを用いた応答解析では、部材応力および部材端回転角が直接得られないので、注意を要する。

###### (3)Eディフェンス震動実験による知見

「平成24年度建築基準整備促進事業報告会:27-1長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建築物の安全性検証方法に関する検討」の解析的トレースを行い、実験結果を概ねトレースできた。得られた知見は「3.2まとめ」に示す。

##### 3.1.3 限界状態Iの検証方法と課題

###### (1)検証方針

層ではなく、部材レベルの検証を行う。地震応答解析結果から得られる各部材の応答値が、3.1.2で定めた各部材のクライテリアを満足することを確認する。

###### 1)地震応答解析モデル

検証に使用する地震応答解析モデルについては、以下を推奨する。

(a) 建物を質点系モデルにした非線形時刻歴応答解析(以下、質点系応答解析)において、減衰を初期剛性比例型減衰とする方法、および類似の架構ごとに集約した質点系モデルを連結する方法(減衰は初期剛性比例型でも瞬間剛性比例型でも可)。

(b) 立体フレームモデルを用いた非線形時刻歴応答解析。減衰は初期剛性比例型でも瞬間剛性比例型でも可。

(c) 魚骨形モデルを用いた非線形時刻歴応答解析。減衰は初期剛性比例型減衰とする。

###### (2)解析条件と各種検討

###### 1)基礎固定条件

基礎固定条件は地盤や建物の条件を考慮して、スウェイやロッキングの影響が大きいと思われる建物には、SRモデルを使用する。

###### 2)PΔ効果の考慮

対象とする設計用地震動では、建物の応答変形が大きくなることが予測されるため、PΔ効果を考慮する。

### 3)上下動

限界部材角の算定および軸力比制限の認には、上下動による軸力増分を考慮する。上下動は静的に加算し、その長期軸力に対する震度はレベル3A:0.35,レベル3B:0.4,レベル3C:0.45を用いる。ただし、提案する上下動地震波を用いた同時入力による時刻歴地震応答解析によってもよい。

### 4)水平2方向入力の扱い

#### (a)主軸2方向の地震応答解析でよい場合

以下の条件を満足する場合は、主軸2方向以外に対する検討は省略してよい。但し、L型建物のように架構方向と建物主軸方向が異なる場合は架構方向に対して2方向入力の検討が必要である。

①曲げ塑性ヒンジ発生を想定しない柱は、主軸2方向の各方向各節点における、柱曲げ強度和( $\Sigma Mcy$ )および梁曲げ強度和( $\Sigma Mby$ )において、原則として $\Sigma Mcy \geq 1.5 \Sigma Mby$ を満たす場合。

・柱梁耐力比の検討に用いる柱の変動軸力は、各主軸方向入力による応答解析から求められた変動軸力の単純和とする。

・梁に曲げ塑性ヒンジが発生していないことが明らかな場合は、弾性応力の重ね合わせとして、該当する梁からの変動軸力を $1/\sqrt{2}$ としてよい。

・柱軸力には上下動の影響を考慮する。

②最下階柱脚あるいは最上階柱頭、引張側柱など曲げ塑性ヒンジ発生を許容する柱のうち、最下層柱脚では変動軸力を考慮した限界部材角と比較し、限界状態に達していないことを確認する。ただし、最下階柱脚および最上階柱頭を含む階を除き、当該層全体において $\Sigma Mcy \geq 1.5 \Sigma Mby$ を確保する。

#### (b)斜め方向入力あるいは2方向入力に対する地震応答解析を行う場合

立体フレームモデルによる地震応答解析による。その際の地震動入力の方法は下記のいずれでもよいものとする。

・NS,EWのいずれか大きい方向の地震動を45度方向および135度方向に入力する。

・地震動を各架構方向に同時入力する。なお、フラット波においてはNS,EWそれぞれに独立して定めたものであるため、同時性はないが、パルス波については、想定地震動から選択した設計用地震動であるので同時性を持つ。

### 3.1.4限界状態IIの検証方法と課題

#### (1)検証方針

部材の劣化を考慮して、大変形領域まで建物の挙動を精度よく追跡した解析を行ない、建物が倒壊と判断される状態に至らないことを確認する。ただし、現状解析ソフトが全部材の破壊プロセスを追跡できないため、解析で倒壊と判定されない場合には、部材レベルでの検討も併せて実施することを推奨する。

#### (2)部材の復元力特性の設定

##### 1)柱

「評価指針」に示された限界点を用いて、次の四折れ線の復元力特性を設定することを推奨する。ここで、第1折れ点は曲げひび割れ発生点、第2折れ点は曲げ降伏点とし、限界状態Iの検証に用いたものと同一とする。第3折れ点は限界状態Iのクライテリアとする点で3.1.2で算出した限界部材角(水平力負担能力喪失点)とし、第4折れ点は式3.1.2-6で $m=4.4$ とした点(軸力負担能力喪失点)とし、耐力は0とする。

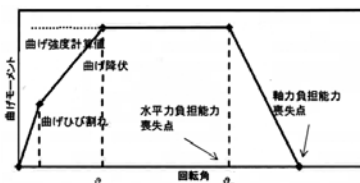


図3.1.4-1 柱の復元力特性

##### 2)梁

「評価指針」に示された限界点の考え方をを用いて次の四折れ線の復元力特性を設定する。ここで、第1折れ点は曲げひび割れ、第2折れ点は曲げ降伏点とし、限界状態Iの検証で用いたものと同一のものとする。第3折れ点は限界状態Iのクライテリアであり、通常は曲げ降伏後のせん断破壊で決まる。第4折れ点は、曲げ降伏後のせん断強度が0となる点とする。せん断破壊で決まる限界部材角(式3.1.2-4)において $Rp$ は $Vu1$ から $Vu3$ の最小値となるが、 $Vu3$ の値は塑性回転角が0.05radになった時点で0になるため、 $\theta_y+0.05rad$ が第4折れ点の回転角となる。

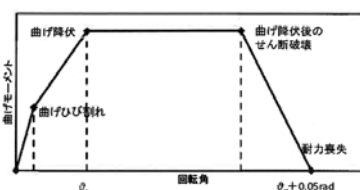


図3.1.4-2 梁の復元力特性

### 3.1.5 参考用検証フローに戻づく長周期地震動に対する検討

超高層鉄筋コンクリート造建物の設計上の課題を探ることを目的として、関西地域におけるOS1区域の長周期地震動に対する試設計を行った。

#### 3.2まとめ

Eディフェンス震動実験による①から④の知見について検討し、指針にまとめた。

① 従来の告示波を超える応答を評価する場合には耐力評価が不十分である。

② 従来の告示波を超える応答を評価する場合には減衰の設定が未解明である。

③ 耐力余裕度を確保することの重要性を改めて確認した。

④ 梁の部材角1/50程度、柱の部材角1/75程度まで顕著な劣化は見られない。

①についてはスラブ全幅の鉄筋を考慮し、

②についてはスリップを考慮する履歴特性を使用する。③については従来の告示波を超える地震動に対する地震応答解析結果に対して、

架構設計変形時を定義して安全性を検証することで構造安全性を確保できると考えられる。④については告示波を超える地震動を建築基準法の極めて稀に発生する地震動として扱う場合、

地震応答解析の結果から求めた部材角は上記の限界部材角を超えないことが望ましい。これを

を超える場合は、長時間の繰り返しによる影響などを詳細に検討する。

なお、内陸直下型地震に対して、限界状態Iを直接に検証する場合には、これらの限界部材角を考慮する必要はない。

3.3今後の課題

学術委員メンバー等からの提言のうち、以下の諸点については今後の課題として残った。(1)RC柱の限界状態Iから限界状態IIに至る間に、

変形能力の伸び代があるかどうかは不透明である。(2)靱性指針に則って、RC梁の曲げ耐力喪失時回転角を $Ry+0.05rad$ とすることは検討の余地がある。(3)限界塑性回転角と部材のせん断余裕度の関係、

塑性回転角 $Rp$ の増大に伴うせん断強度の低下等の検証。(4)引張降伏後の主筋座屈が靱性に及ぼす影響は小さくない。(5)制振建物では軸力と回転角の応答値に位相差が生じ、

柱限界部材角が適正に評価されない可能性がある。(6)連層耐震壁についても検討しなければならない。層の履歴復元力特性に降伏後のスリップ性状が見られた。



#### 4. 鉄骨構造

株式会社 大林組  
福本 義之

鉄骨造建物の部材の耐力劣化の大きな要因は溶接接合部破断と局部座屈であり、この点に着目し、建物の耐力劣化を、層あるいは建物全体ではなく部材レベルで評価する。

耐震性能目標は、限界状態Iとして部材の耐力劣化現象(部材耐力劣化限界)を、限界状態IIとして倒壊現象(倒壊限界)を、設けるものとする。

耐震性能目標に対する検証に際しては、大変形領域での建物の挙動を把握することになるため、PΔ効果を必ず考慮する。

#### 4.1 限界状態Iにおけるクライテリア

限界状態Iの性能目標であるクライテリアは、塑性ヒンジ部での破断あるいは局部座屈による部材の耐力劣化を対象として、部材の最大塑性回転角あるいは累積塑性回転角を指標として設定する。

設定は、以下の項目に関して行う。

- (1) 梁端溶接接合部の破断限界
- (2) 柱端溶接接合部の破断限界
- (3) 柱、梁端部の局部座屈による耐力劣化限界
- (4) コンクリート充填鋼管柱の耐力劣化限界および破断限界

今回の改訂では、『(1) 梁端溶接接合部の破断限界』において、基整促の算定法を参考にして損傷度Dを用いて評価する方法を追加した。

損傷度Dは、原則フレームモデルを用いた地震応答解析により、各部材の塑性率と累積塑性変形倍率を求め、それらをもとに下式により損傷度Dを算出する。この損傷度Dが1以上の場合、破断限界に達したと判断する。

$$D = \frac{b\eta}{4(b\mu_{max} - 1)} \cdot \left( \frac{b\mu_{max}}{C} \right)^{\frac{1}{\beta}}$$

D: 損傷度  $b\eta$ : 累積塑性変形倍率

$b\mu_{max}$ : 塑性率

C: 接合形式に基づく係数であり下記の値とする

C=4: スカラップ有 C=5.6: スカラップ無

C=8: 高性能仕口

$\beta$ : 評価式の勾配で1/3とする

また、より詳細な検討方法としてレインフロー法などを用い、フレームモデルによる各部材の応答時刻歴により、損傷度Dの精算値を求める方法や、部材応答値が、質点系モデルの地震応答解析結果とフレームモデルによる静的弾塑性解析とを対比することで精度良く求められる場合に限り、質点系モデルによるより損傷度Dを求める方法も追記した。

また、今回の改訂では、『(4) コンクリート充填鋼管柱の耐力劣化限界および破断限界』において、コンクリート充填鋼管柱のクライテリアとして、累積損傷度(D)による評価を追加した。

コンクリート充填鋼管柱における累積損傷度(D)による評価法は、基整促において実施されたコンクリート充填鋼管柱の多数回繰返し載荷実験報告に基づき、多数回繰返し実験に基づく塑性率 $\mu$ 、塑性回転角 $\theta_s$ あるいは部材回転角 $\theta$ と最大耐力の80%耐力劣化時の繰返し回数(N80%)の関係式(保有性能評価曲線)により、地震応答解析の応答値を基に算定することにより評価することとした。

以下に $\mu$ 、 $\theta_s$ 、 $\theta$ とN80%の関係式を、一例として $\mu$ とN80%関係の保有性能評価曲線を図1に示す。

$$\mu = -0.334 \ln(N80\%) + N1$$

$$\theta_s = -3.28 \ln(N80\%) + N1$$

$$\theta = -3.3 \ln(N80\%) + N1$$

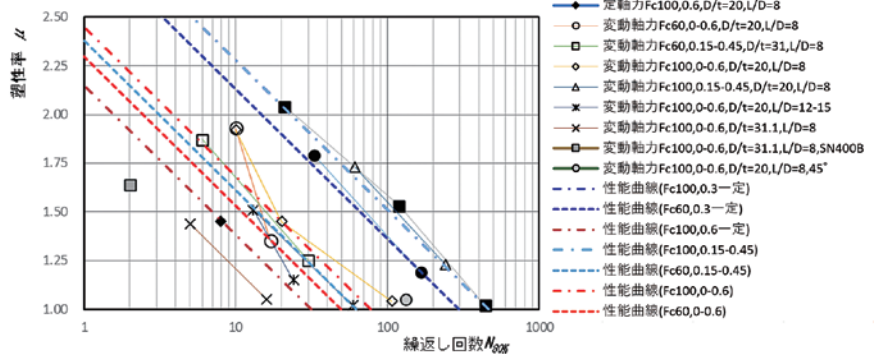


図1  $\mu$ とN80%関係による保有性能評価曲線

表1 設計クライテリアと検証指標

検証項目	設計クライテリア	検証指標
梁端および柱端溶接部の破断限界	破断限界塑性回転角 $\theta_s$	最大塑性回転角 $\theta_{p,max}$
	破断限界累積塑性回転角 $\sum \theta_{pl}$	累積塑性回転角 $\sum \theta_p$
梁端および柱端の局部座屈による耐力劣化限界	耐力劣化限界塑性回転角 $\theta_d$	片側の累積塑性回転角 $\sum \theta_p$
CFT部材の耐力劣化限界	耐力劣化限界部材角 $R_u$	最大部材回転角 $\theta_{max}$
CFT部材の破断限界	破断限界塑性回転角 $\theta_s$	最大塑性回転角 $\theta_{p,max}$
	破断限界累積塑性回転角 $\sum \theta_{pl}$	累積塑性回転角 $\sum \theta_p$

N80%: 繰返し載荷により、最大耐力の80%に耐力低下した時の繰返し回数

N1: 各々の式において、実験結果より近似して得られた保有性能評価曲線の切片を、コンクリート強度及び軸力比によって分類する。

累積損傷度(D)は、レインフロー法により、Miner則を仮定して各振幅レベルでの繰返し回数 $N_i$ と保有性能N80%との比を加算し算出する。または、部材の最大塑性率と累積塑性変形倍率から、最大振幅(塑性率)で繰返すと仮定して累積損傷度(D)を算出する。

#### 4.2 限界状態Iに対する検証方法

限界状態Iの設計クライテリアは、前章で示した破断限界および局部座屈等による耐力劣化限界である。これらの各耐力劣化限界の設計クライテリアに対する検証指標を表1に示す。

限界状態Iに対する検証は、主に以下の方針に基づき検討を行う。

・柱、梁の塑性ヒンジ部に関して、各検証指標が各々の設計クライテリア以下であることを検証する。また、地震応答解析において各部材の耐力劣化を考慮した曲げモーメント-回転角関係および適切な履歴則を採用する場合は表1中の耐力劣化限界塑性回転角 $\theta_d$ に対する検証の代わりに最大耐力の90%の耐力を保持できているかを検証してもよい。

### 4.3 限界状態IIに対する検証方法

限界状態IIに対する検証は、検証用地震動に対して倒壊に至っていないことを確認することとする。このとき、解析上の倒壊の定義は「P-Δ効果を考慮した上で水平方向の復元力が喪失すること」とする。

検証用地震応答解析モデルは立体フレームモデルを推奨するが、魚骨形モデルも可とする。

立体フレームモデルによる解析モデルにおける部材のモデル化は復元力特性および履歴特性は耐力劣化域までの挙動および溶接接合部破断を考慮することが可能なモデルとし、部材実験結果を安全側に評価したモデルとする。

#### 1) 柱の解析モデル

柱部材の復元力特性は、局部座屈・溶接部破断材料等による耐力劣化を考慮した耐力劣化モデルとする。今回の改訂においては、既に報告済みの角型鋼管柱に加え、円形鋼管及びコンクリート充填鋼管柱の耐力劣化モデルを追加した。

#### 【角型鋼管柱】

角型鋼管柱については、柱の塑性化領域をMulti-Spring要素（以下MS要素）にてモデル化し、復元力特性は鋼材の耐力劣化域までを扱った山田らのモデルを基本とし、履歴則は、バウシinger効果を考慮できる大井らの履歴則を採用する。

#### 【円形鋼管柱】

円形鋼管柱のモデル化は、角形鋼管柱と同様に、円形鋼管柱の塑性化領域をMS要素にて局部座屈を考慮してモデル化する。

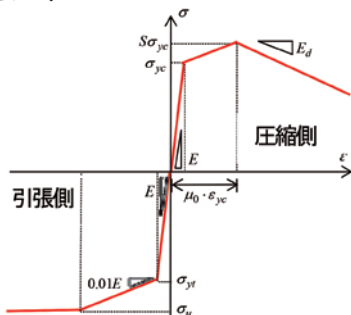


図2 応力度-平均軸歪度関係 (円形鋼管柱)

表2 圧縮側骨格曲線に関する諸元

局部座屈長さ(領域の長)	$l_b = 2.5\sqrt{(D-t)} \cdot t$
塑性率 $\mu_0$ と $\alpha$ の関係	$\mu_0 = 0.666/\alpha - 1.33$
$\alpha$ : 基準化径厚比 $\epsilon_y(D/t)$	
劣化第一勾配 $E_d$	$E_d/E = -0.0944\alpha$
最大耐力点の応力上昇率S	$1/S = 1.91\alpha + 0.755$

モデルに用いる圧縮側骨格曲線は、図2に示すような3つの直線で表現するものとし、塑性率 $\mu_0$ 、最大耐力点の応力上昇率S、劣化勾配 $E_d$ は、基準化径厚比 $\alpha$ の関係式にて設定するものとした(表2)。

#### 【コンクリート充填鋼管柱】

コンクリート充填鋼管柱の局部座屈による耐力劣化は、コンクリートが充填されていることにより、鉄骨中空柱に比べ緩和されると推察される。今回の改訂では、鉄骨部の耐力劣化を鉄骨中空柱と同様に扱う安全側の評価となる場合と、鉄骨とコンクリートの相互作用効果を評価する場合の2通りのモデル化を提案した。

(a) 鉄骨部の復元力特性を鉄骨中空柱と同様に評価する場合

コンクリート充填鋼管柱のモデル化は、鉄骨柱と同様に、MS要素によりモデル化し、鉄骨部のMS要素の復元力特性を、鉄骨柱と同様に、引張側はBi-linear、圧縮側は山田らの提案モデルの耐力上昇および劣化を考慮した5折れ線モデルとする。また、溶接接合部破断による耐力喪失を考慮したモデルとする。コンクリート部のMS要素の復元力特性はひび割れおよび圧縮側の劣化特性を考慮したモデルとする。

鉄骨要素の履歴則は大井らの提案に従ったものとし、コンクリート要素の履歴則は材料特性を考慮した履歴則とする。

(b) 鉄骨とコンクリートの相互作用を考慮した場合

#### ① 鉄骨部分の復元力特性について

圧縮側の復元力特性は、中空鋼管の軸圧縮試験から応力度-ひずみ度関係を回帰分析によって定式化した孫らが提案している式による復元力特性モデルに基づき設定する。

#### ② コンクリート部分の復元力特性について

コンクリートの応力度-ひずみ度関係は、孫による提案式を含めた拘束効果を見込んだ設計式を提案し設定する。

#### 2) 梁の解析モデル

梁の解析モデルは、復元力特性は材端回転バネでモデル化することを標準し、負曲げについては、加藤・秋山が提案する骨格曲線とする。骨格曲線は、全塑性耐力、最大耐力で折れ点となり、第3折れ線に座屈による劣化勾配を持つ3折れ線にて、表現するものとする。

### 4.4 2連続加振時の建物応答の検証

2016年4月に発生した熊本地震では、震度7の地震が連続して発生した。

今回の改訂において、上町断層帯地震動が2連続で生じた場合における建物の性状を把握することを目的として、25層、20層の試設計建物に対する地震応答解析を行った。本報告では、25層の試設計建物に対し、レベル3C地震動が2連続で生じた場合の応答結果を示す。

レベル3C地震動(UMTA4\_C2EW1)における、1波入力及び2波入力の最大層間変形角を図3に示す。最大層間変形角は、1波入力で1/28(7階)、2波入力1/10(8階)となる。図4に8階における層せん断力-層間変形関係を示す。

2波目入力後には、8階の層の復元力は殆ど喪失しており、2波入力した場合に倒壊することを示している。

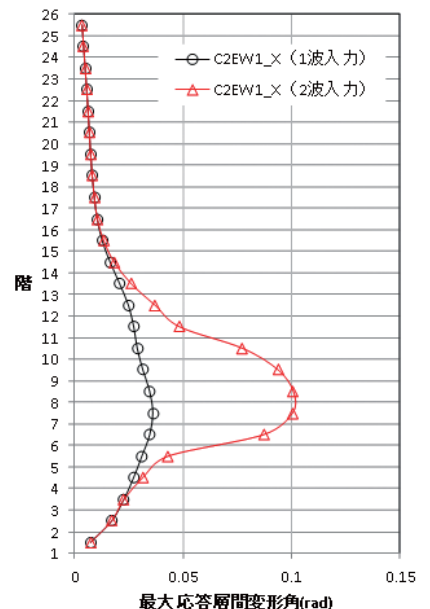


図3 最大応答層間変形角 (レベル3C)

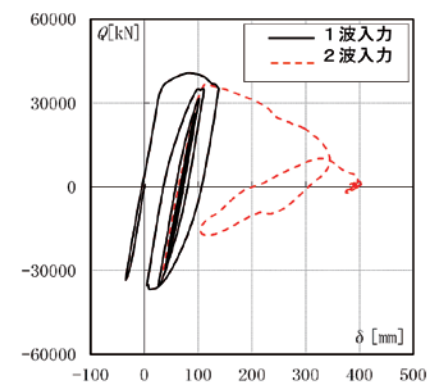


図4 層せん断力-層間変形関係 (8階)



## 5. 免震構造

株式会社 大林組  
大住 和正

### 5.1 基本方針

対象は地震応答解析を行う基礎免震構造、および中間層免震構造の建物とする。

本設計指針では、免震部材のせん断変形や面圧が限界範囲内であることを確認し、免震部材の破断、圧壊を考慮した解析を行わずに設計する方法を原則としている。

擁壁等との衝突に関しては、上部構造と擁壁との衝突、あるいは上部構造と免震層の変位抑制のために設けた部材(以下、変位抑制部材)との衝突を考慮する設計を「衝突設計」として提案する。また、衝突を避ける設計を「制動設計」として提案する。

「衝突設計」とは、非線形な衝突ばねを有した質点系もしくは部材モデルによる動的衝突解析により、衝突時の建物の挙動を把握し、上部構造、免震部材、擁壁を設計するものである。また、衝突の影響の概略的な検討法として、エネルギーの釣合を考慮した静的な検討方法を提示する。

「制動設計」とは、免震層の変形が増大した場合に制動力を発揮する装置を用いて擁壁との衝突を回避する設計である。

### 5.2 設計クライテリアの設定

#### 限界状態Ⅰのクライテリア一覧

Case No.	(a) 上部構造部材内圧		(b) 免震層変位		(c) 積層ゴム変形		(d) 支束面圧		検証方法
	RC、S鋼の塑性状態 1以内	クリアランスは0(衝突に衝突しない)	免震層変位	積層ゴム変形	支束面圧	支束面圧	支束面圧	支束面圧	
1-1	○	○	○	○	○	○	○	○	応答解析
1-2	○	○	○	○	○	○	×	※1	応答解析
2-1	○	×	○	○	○	○	○	○	衝突設計 制動設計
2-2	○	×	○	○	○	○	×	※1	衝突設計 制動設計

注) ※1 限界範囲を超える支束の負担せん断力は、層せん断力の50%未満であること。  
 ※2 「応答解析」は、衝突を考慮しない時短時間応答解析等を示す。  
 ※3 「制動設計」は、免震層変位を抑制する制動装置により、衝突を回避あるいは免震部材の変形を限界範囲内に抑えることを計画する設計。これにより、Case2・Case3の状態でCase1・Case1-1の状態に、また限界状態Ⅰを超える状態のものを限界状態Ⅰ以下に抑えることが可能。

#### 限界状態Ⅱのクライテリア一覧

Case No.	(a) 上部構造部材内圧		(b) 免震層変位		(c) 積層ゴム変形		(d) 支束面圧		検証方法
	RC、S鋼の塑性状態 1以内	クリアランスは0(衝突に衝突しない)	免震層変位	積層ゴム変形	支束面圧	支束面圧	支束面圧	支束面圧	
3	○	○	○	○	×	×	×	×	あり 応答解析
4	○	×	×	×	×	×	×	×	あり 衝突設計 制動設計

中間層免震建物の免震層下部構造については、上部構造荷重を支持できる能力を保持していなければならない。

### 5.3 限界状態Ⅰの検証方法と課題

#### (1) 大変形領域を考慮した復元力モデル

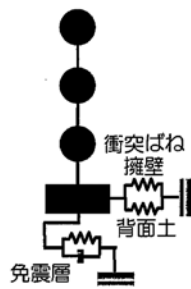
積層ゴムの履歴特性は限界ひずみ400%の2/3程度以上になるとハードニング等の非線形挙動を示す。本項では天然ゴム系積層ゴム、高減衰ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴムの大变形を考慮した復元力モデルを提案している。

#### (2) 衝突設計

衝突設計の手法として、一般的な動的応答解析モデルに衝突ばねを付加した動的衝突解析による検討を提案する。この手法は多くの研究でも用いられている。また、衝突の影響の概略的な検討として、衝突時の運動エネルギーと衝突後のひずみエネルギーの釣合を検討する静的な手法も提示する。

#### 1) 動的衝突解析

擁壁との衝突設計では、免震層を含む建物を質点系あるいは部材モデルに置換し、擁壁及び背面土の水平剛性・耐力を適切に評価した



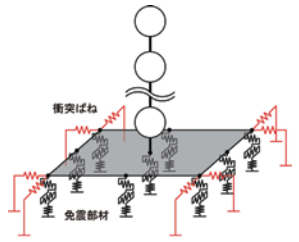
動的衝突解析モデル

復元力をもつ衝突ばね要素を設定し、動的解析を行う。建物応答には、衝突ばねの剛性、耐力などの復元力特性が大きな影響を与える。

不明確な要素が多いために剛性および耐力を適切に評価し難い「擁壁」と衝突させるのではなく、衝突時の評価が適切にできる「変位抑制部材」と衝突させる方法も考えられる。例えば、免震層の内部で下部構造より突出させた柱「変位抑制柱」に上部構造を衝突させる方法などである。この場合、衝突ばねの復元力特性は柱脚部固定度を考慮した片持ちS柱、RC柱(SRC柱)の復元力特性となり容易に適切な評価が可能である。

地震時の建物の挙動は、2方向の地震動入力や非対称な建物剛性、質量分布の影響で、特定の方向性をもつ単純なものではなく、ねじれなどを伴う複雑な動きとなる。斜め方向あるいはねじれ変形による二次元的な挙動の影響を考慮する場合は、免震部材や変位抑制部材の平面的な配置が考慮できるモデルとする。上部構造についても必要

に応じてねじれ振動の影響を評価できるモデルとする。また、衝突時の転倒モーメントによる



二次元・ロッキング挙動を評価した動的衝突解析モデル(例)

免震層のロッキング挙動を評価し、免震支承の鉛直方向変形をより詳細に把握したい場合には、免震層直上の梁の剛性および免震支承の鉛直方向剛性を考慮したモデルとする。

動的衝突解析では、上部構造においてこれまでより大きな変形領域を取り扱う場合があるため、より詳細に変形を把握したい場合は、部材ごとの応答値が算定できる部材モデル等の応答解析モデルとする。また、荷重変形関係のモデル化は応答値に応じた適切な領域で行う必要がある。

#### 2) エネルギーの釣合に基づく検討法

衝突事象を評価する際、本検討では、擁壁等に衝突した際に建物の速度は瞬間的に0になるものと考え、衝突直前に建物が有していた運動エネルギーが全て建物のひずみエネルギーに置き換えられるものとする。この運動エネルギーと等価となるひずみエネルギーを蓄える為に必要な上部建物各層の変形量を算出する事により、衝突時の建物状況を推定する。ただし、エネルギーの釣合に基づく静的な検討が動的衝突解析結果を常に安全側に評価できているわけではないため、本検討は概略的な検討として用い、衝突設計は動的衝突解析結果に基づいて行うこととする。

#### 3) 衝突設計上の留意点

衝突設計を行ううえでは、局所層への変形集中防止、PΔ効果の考慮、免震層の偏心抑制、積層ゴム支承の引張、免震部材の接合部設計等に留意する。

#### (3) 制動設計

制動装置を免震層に設置することにより、免震層の過大变形を抑制し、擁壁との衝突や免震部材の破断、破壊を防止する設計(制動設計)も可能である。擁壁との衝突設計は免震層や上部構造に働く力を適切に評価するための各種定数の設定に難しい面がある。そこで、材料定数の定まらない擁壁や背面土への衝撃的な衝突でなく、設計用定数の定まった機械的デバイスを用いて比較的緩やかな抑止力としてブレーキを利



かせ、免震層の過大変形を抑止する。制動装置として、ゴム被覆チェーン式制動装置、復元機能付き減衰装置、回転摩擦ダンパー、免震用パッシブ切替型オイルダンパー、過大変位抑制積層ゴムを紹介している。

#### 5.4 限界状態IIの課題

免震層の過大変形によって免震部材（支承材）が破断、破壊に至ると、支承材の荷重支持能力が失われ、免震層において上部構造落下の危険性がある。落下の衝撃、あるいは一様でない落下による想定外の外力によって上部構造が限界状態IIに至ることがないように、衝撃をできる限り和らげ、支承材に代わって上部構造の荷重を支持するランディング機構等の落下対策を施す必要がある。

免震部材が破断した後の建物の挙動については未知な部分が多いものの、本設計指針3.3.7項で紹介している文献の内③-2に検討の例が記述されている。

また、本節では各免震部材の限界特性について紹介している。

#### 5.5 検討例

(1) 大変形域を考慮した復元力モデルによる応答の比較

積層ゴムのハードニング等の非線形挙動を考慮した結果、免震層の変形は低減されるものの、層間変形角、加速度、せん断力等の上部架構応答は増加することがわかった。その増加の割合は上部架構せん断力で10～20%程度と推測される。

(2) 衝突設計例

1) 質点系モデルによる動的衝突解析

本項では、低層・中層・高層建物の擁壁への衝突による応答増大の性状を、擁壁の剛性・耐力を変数とした解析により確認し、比較する。

(擁壁剛性・耐力×30倍・10倍)

最大応答転倒モーメントの増大率は最大で1.2程度ある。最大応答層間変形角は、各モデル建物の上部構造の復元力特性の差異により、ほぼ全層均等に増大する場合や低層階に変形が集中する場合があるが、最大応答層間変形角は1/36～1/132程度である。

(擁壁剛性・耐力×1倍・1倍)

上部構造の衝突による応答の増大は総じて少ないが、免震層の応答変形は非衝突の場合とほぼ変わらず、約600～1200mmとなり、免震部材の限界変形を超えることが想定される。変位抑制部材

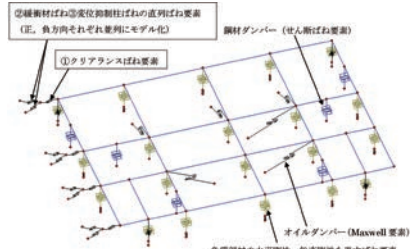
との衝突を利用した免震層変形の抑制や、制動装置による免震層変形制御、フェールセーフ機構などの落下対策が必要と考えられる。

2) 免震層の二次元・ロッキング挙動を

評価した動的衝突解析(OSI区域の長周期地震動に対する検討例)

変位抑制柱および緩衝材を設けた免震構造建物について、免震層の二次元挙動およびロッキング挙動を評価した動的衝突解析の例を示す。免震層は、変位抑制柱および緩衝材、免震部材を平面的に配置し、免震支承の鉛直方向剛性を考慮した応答解析モデルとした。また、上部構造については免震層直上の梁の剛性を考慮するため、立体フレームモデルとした。

モデル建物はRC造25階ラーメン架構、上部構造周期2.16秒、免震建物周期5.90秒、免震部材は天然ゴム系積層ゴム支承、弾性すべ支承、オイルダンパー等を用いている。



免震層モデル図

衝突設計により免震層変形は630mm(積層ゴムせん断ひずみ  $\gamma=292\%$ )から565mm( $\gamma=262\%$ )に低減でき、積層ゴムの限界ひずみ400%の2/3(267%)以下とできた。免震クリアランスは520mmの設定で、衝突は8回である。上部構造の最大層間変形角は1/157から1/103と増大したが、1/100以下である。積層ゴム面圧は、上下動0.3Gを考慮して、短期許容面圧以下である。

免震層のねじれ変形については、各通りの変位抑制柱・緩衝材との衝突に時間的なずれが生じているが、本モデル建物はねじれ変形も小さく(ねじれ回転角0.45～0.53×10<sup>-3</sup> rad)、緩衝材も設置されているため、衝突によりねじれ変形の向きが逆転することはなかった。本検討では、変位抑制柱・緩衝材との衝突により建物のねじれ変形が乱されることはほぼなかった。

3) エネルギーの釣合に基づく検討法

上部構造の固有周期が異なる2つの

モデル建物(25層モデル建物、11層モデル建物)を用いて、OSI区域の長周期地震動に対して動的衝突解析を行った。また、免震試験体による衝突実験を行い、それらの結果をエネルギーの観点から検討した。

衝突前後のエネルギーを比較した結果、衝突時の運動エネルギーから衝突によるひずみエネルギー増分を推定することは有効であると考えられる。また、剛性が高く、衝突後、各層が概ね同時に最大変形に近い変形となる建物の場合は、衝突時の運動エネルギーから各層最大変形となるときひずみエネルギー増分を概ね推定できると考えられる。

4) 力積を用いた衝突応答評価

衝突時に免震建物の1FL床に加わる力積の値を基に、衝突時の上部構造の応答評価を行い、上部構造、擁壁が線形範囲であれば、最大応答値については十分再現できていることを確認した。

(3) E-ディフェンスの実験結果の整理

および検討

2013年にE-ディフェンスで行われた免震建築物の擁壁への衝突に関する実験のデータの整理を行い、衝突時の建築物への影響について検討を行った。

(4) 衝突実験と動的衝突解析の比較

振動台を用いた一方向加振により、免震試験体の擁壁衝突を模擬した実験を実施した。併せて数値解析により実験との比較を行った。免震層及び上部構造の応答変位について、解析結果は実験結果と比較的よく一致しているが、応答加速度は、解析結果の方が実験結果より大きな値となっている。差異の原因としては、解析モデルにおける上部構造やストッパーの減衰定数などが実験を模擬できていないことが考えられる。



実験試験体概要

666 532 929 662

#### 5.6 耐震性向上のための手法と課題

本節では、(1)ゴム被覆チェーン式制動装置による制動設計の検討例、(2)免震部材の調整による応答制御方法例、(3)本設計指針の対応のため上部構造、免震部材に要するコスト試算、(4)免震層に大きな変形能力を付与した構造設計事例を紹介している。



## 6 基礎構造 解析法の検証

安井建築設計事務所  
園田 隆一

### 基礎構造

本研究会で提案するレベル3の設計用地震動を用いて下部構造の設計を行うためには、基礎入力に対する地盤解析が必要となる。提供される基礎入力はパルス波でありその卓越周期や表層地盤の増幅特性について計算例を用いて説明している。

基礎地震動は地盤のせん断波速度が $V_s=500\text{m/s}$ の基礎位置で計算されているので、 $V_s=400\text{m/s}$ を工学的基礎とした従来の設計用地盤資料では、地盤解析に必要な $500\text{m/s}$ に至る地盤 $V_s$ データが不足する。そこで、大阪府市から本研究会に供与された資料から、 $V_s=500\text{m/s}$ までの深い地盤データを提供している。

液状化解析を含む地盤解析手法として、等価線形解析、逐次非線形全応力解析および逐次非線形有効応力解析があり、適宜使い分けられる。また、比較的入手の容易な解析ソフトとして、等価線形解析プログラムSHAKEや有効応力解析プログラムYUSAYUSA、ShakePROなどがあり、それぞれある程度習熟することが求められる。なお、設計者の便宜を考慮して、液状化解析の簡易計算法として提案される手法についても紹介している。

杭の設計では、建物からの地震慣性力と杭周辺地盤の変形の2つを考慮する。地盤変形については液状化や $V_s$ が急変する場合の地盤動特性の変化が支配的となるので、解析事例に即して、手法と課題についてまとめている。

設計法には、従来の応答変位法に基づく分離型モデルと杭・地盤・建物系の動的相互作用を考慮するPenzienモデルに代表される一体型モデルがある。解析事例によれば、両者とも杭の塑性挙動を考慮することで、従来の設計内容でもレベル3Cの入力に対して、杭は崩壊メカニズムに達することはなく、倒壊・崩壊しない可能性があることが示されている。

### 解析法の検証

本研究会では、上町断層地震など従来のレベル2を超える過大な入力地震動に対す

る設計クライテリアとして、レベル3B地震動に対して、最大耐力を超えるが余震に耐えることができる限界状態Iとすることを推奨している。限界状態IIは $P\Delta$ などの負剛性や脆性破壊で復元力がゼロとなる倒壊・崩壊点であり、限界状態Iが倒壊・崩壊までにどの程度の余裕を有しているのかを評価判断するためにも必要な指標である。したがって倒壊・崩壊までを精度よく解析できるプログラムが本研究会の設計法には必須となることから、魚骨形モデルを用いた解析プログラムfishを、設計者が利用可能なように整備し、考慮すべき $P\Delta$ 効果、減衰、下層部変形集中、倒壊判定条件について理論的背景と例題を解説している。

また、震源近傍の地震動に現れる1~2波程度の衝撃的な長周期パルスの特徴とするパルスタイプ地震動に関して、基礎地盤との動的相互作用の影響や制振効果の程度などを検討している。

最後に、本研究会の提案する設計を展開するために、社会との接点として設計者が理解しておくべき、提案波の計測震度や上町断層の地震確率について資料をまとめている。

2020年 第2版では、主に「3.4.2 設計クライテリアの設定 (3)杭の復元力」および、「3.4.6 杭・地盤・建物の相互作用解析」について、内容の修正と追加を行った。以下に、その概要を示す。

### 設計クライテリアの設定

#### (3) 杭の復元力

杭体の耐力および復元力特性について、「基礎構造の耐震診断指針(案)」(以下、「基礎の診断指針」)による方法および、「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説」(以下、「基礎部材の耐震指針」)による方法を示している。

1) 「基礎構造の耐震診断指針(案)」による方法

杭の骨格曲線の設定方法の例として、塑性変形能力が高いと考えられる場所打ちコンクリート杭と場所打ち鋼管コンクリート杭・SC杭の骨格曲線の折れ点の定義が示されている。骨格曲線は、クラックが生じる点 $M_c-\phi_c$ 、降伏点 $M_y-\phi_y$ 、終局強度 $M_u-\phi_u$ の折れ点とする。

場所打ちコンクリート杭のクラックが生じる点は、コンクリートのひび割れ時、降伏点

は最外端鉄筋降伏時、終局強度は、圧縮側コンクリートの限界歪0.35%としている。

場所打ち鋼管コンクリート杭・SC杭のクラックが生じる点は、コンクリートのひび割れ時、降伏点は鋼管またはコンクリート最外端降伏時、終局強度は、鋼管の塑性局部座屈または圧縮側コンクリートの限界歪0.5%としている。

「基礎の診断指針」に示された各種杭の載荷実験結果との比較に用いた杭材料の構成則および、実験結果と解析値を比較した例を図示した。図中には、降伏モーメント $M_y$ 時の曲率 $\phi_y$ の解析値から算定した塑性率 $\phi/\phi_y=\mu=4$ および8となる曲率が示されている。

限界塑性率の目安を表3.4.2-3示した。杭の限界曲率に対応する限界塑性率は、最外端鉄筋の降伏時を塑性率1とし、場所打ちコンクリート杭・場所打ち鋼管コンクリート杭において塑性変形能力を有している場合、限界塑性率を8とすることが目安として示されている。ただし、限界塑性率の目安の根拠となる載荷実験数が少ないことと、繰返しに対する余裕度を確保するために、「推奨値」として、表3.4.2-3の内、「②」に対応する塑性率の最小値を採用するものとし、場所打ちコンクリート杭・場所打ち鋼管コンクリート杭で限界塑性率を4として提案した。推奨値の適用範囲として、それぞれの杭の軸力比を記載した。

2) 「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説」による方法

杭の復元力特性および変形性能に関して場所打ち鉄筋コンクリート杭、場所打ち鋼管コンクリート杭、既製コンクリート杭(PHC杭、PRC杭)について、「基礎部材の耐震指針」に準じて示した。

### 杭・地盤・建物の相互作用解析

方針として、「杭の設計に際し、基礎部を含めた上部建物の慣性力および地盤変位の両者を適切に作用させて杭応力を算定する。解析モデルは、杭および杭周水平地盤ばねには変形に応じた非線形性を考慮する。杭応力の解析に際し、杭頭水平変形が大きい場合は $P\Delta$ 効果が及ぼす影響について検討する。」としている。杭頭の水平変形が大きくなる場合は、鉛直軸力による杭体への付加曲げおよびせん断力、すなわち $P\Delta$ 効果を考慮する必要がある。

### (3) 液状化地盤での杭応力の算定法

数回の大振幅の地震動でも液状化が発生する可能性がある。杭応力評価に際して、液状化の影響を適切に考慮する。

液状化の発生が予測される地盤では繰返される揺れによって液状化範囲が深部まで進展する可能性がある。この原因は、過剰間隙水圧が繰返しによって累積して、時間とともに液状化層の範囲が深くなるためである。表層地盤の液状化により杭周地盤抵抗が低減すると、上部建物の慣性力により生じる杭頭部の応力が大きくなり杭体の塑性化が進むこととなる。また、地中深部まで液状化が進み、液状化層で大きくなった地盤変位が杭に入力されると、非液状化層との地層境界で杭応力が大きくなり塑性化する。これら二つの杭応力の要因となる上部建物の慣性力と液状化層の地盤変位は、最大となる生起時刻は異なることが考えられるため、最大杭応力の発生時刻も異なってくる。そのため、液状化地盤での杭の設計では、二つの杭応力が最大となる時刻での液状化による杭周地盤ばねの低減を適切に取り入れることが必要となる。

杭応力の解析法は、地盤－杭基礎－上部建物連成系の一体型モデルまたは分離型モデルを用いて、繰返しによる有効応力の低下を取り入れた杭周地盤ばねの非線形性を考慮する必要がある。また、液状化地盤の応答解析は、過剰間隙水圧の発生モデルを取り込んだ地盤の有効応力解析法を用いて行い、入力地震動を評価することが望ましい。

#### 2) 有効応力の低下による杭周地盤ばねの低減方法

地盤の有効応力解析法に組み込まれる間隙水圧発生モデルについては、幾つかの手法が提案されている。解析を行うには、それら手法の専門的知識と、経験に基づく入力パラメータの適切な設定および適用範囲等を正確に把握する必要がある。杭周地盤ばねの非線形性には、図3.4.6-3に示した杭と地盤の相対変位による非線形性モデルに、液状化層ではさらに地盤の有効応力の変動による非線形性を取り入れる必要がある。杭周地盤ばねの低減方法の一例を示す。有効応力解析より求めた過剰間隙水圧の上昇による液

状化層の有効応力の変化を、式(3.4.6-7)～式(3.4.6-9)を用いて取り入れて杭周地盤ばねを低減する。

$$P_{max} = P_{max0} \cdot \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad (3.4.6-7)$$

$$K = K_0 \cdot \sqrt{\sigma' / \sigma'_0} \quad (3.4.6-8)$$

$$\sigma' = \sigma'_0 - u \quad (3.4.6-9)$$

記号

$P_{max}$ : 杭周地盤ばねの最大耐力

$P_{max0}$ : 杭周地盤ばねの初期最大耐力

$K$ : 杭周地盤ばねの剛性

$K_0$ : 杭周地盤ばねの初期剛性

$\sigma'$ : 有効応力

$\sigma'_0$ : 初期上載圧による有効応力

$u$ : 過剰間隙水圧

#### 3) 一体型モデルによる杭応力の算定法

地盤変位の繰返しによって液状化が進展することにより、上部建物の慣性力と地盤変位によるそれぞれの最大杭応力は、異なる時刻で発生することが考えられる。したがって、原則として一体型モデルを用いて時々刻々に変化する有効応力を取り入れて地震応答解析を行い、杭応答の最大値を算定することが望ましい。しかし、杭周地盤ばねに時々刻々に変化する有効応力を取り入れる本解析手法は、未だ実用化されていないのが現状である。そのため、地盤の有効応力解析から求めた地盤応答を入力動として、以下に示す2ケースの方法で液状化層の杭周地盤ばねを低減した地震応答解析を行い、得られた両ケースの杭の最大応力を包絡して杭断面の設計を行うこととする。

①杭先端深さに対する地表面の水平相対変位が最大となる時刻での有効応力から、液状化層の杭周地盤ばね定数と最大耐力を算定して、杭と地盤の相対変位による非線形性を考慮して時刻歴応答解析を行う。

②杭周地盤ばねに有効応力による低減を考えずに、杭と地盤の相対変位のみによる非線形性を考慮して時刻歴応答解析を実施する。その結果得られた上部建物慣性力が最大となる時刻での有効応力から、液状化層の杭周地盤ばねと最大耐力を算定して、再度時刻歴応答解析を行う。

#### 4) 分離型モデルによる杭応力の算定法

分離型モデルに用いる地盤変位および上部建物慣性力は、次のように設定する。杭先端深さに対する地盤の水平相対変位は、自由地盤の有効応力解析より得られる地盤各層の最大せん断歪の応答値から、最大せん断歪×層厚の合計として最大変位分布を求める。上部建物慣性力と液状化層での杭周地盤ばねの設定は以下に示す2ケースについて行い、得られた両ケースの杭の最大応力を包絡して杭断面の設計を行うこととする。解析方法は、上部建物慣性力と地盤変位の作用させる方向を同位相あるいは逆位相として、同時に漸増させる静的弾塑性解析を原則とする。ただし、上部構造と液状化地盤の応答特性によって、上部建物からの慣性力と地盤変位による杭応力が同時に最大とならないことが明らかな場合には、それぞれの杭応力を別々に算定して最大値を適切に重ね合わせて杭応力を算定してもよい。

①杭先端深さに対する地表面の水平相対変位が最大となる時刻での有効応力から、液状化層の杭周地盤ばね定数と最大耐力を低減した杭周地盤ばねを用いる。上部建物慣性力は、基礎固定モデルによる地震応答解析、あるいは相互作用の影響が大きい建物では、同時刻における有効応力による低減を考えた地盤剛性を用いて評価したスウェイロッキングモデルで地震応答解析した最大値を用いる。

②上部建物慣性力は基礎固定モデルによる地震応答解析、あるいは相互作用の影響が大きい建物では有効応力による低減を考えないスウェイロッキングモデルで算定した最大値を用いる。杭周地盤ばねは、上部建物慣性力が最大となる時刻での有効応力から、液状化層の杭周地盤ばねの定数と最大耐力を低減して用いる。

なお、液状化地盤での繰返し地震動に対する杭応答については、地盤の非線形性のモデル化や液状化地盤の応答評価また杭周地盤の抵抗メカニズムなど未解明な部分が多くあるため、上記の方法で設定した杭断面に対して設計的な判断により安全側となるよう配慮することが必要である。また、液状化対策として杭基礎と地盤改良工法や地中連続壁杭などの併用によって、液状化地盤における基礎設計の安全性を高めることも必要である。

## ●事務局だより

### 1.支部総会

開催なし

### 2.支部幹事会

開催なし

### 3.運営会議

0730(18:00~19:40)Zoom

0827(18:00~19:20)Zoom

1001(予定18:00~19:30)Zoom

### 4.事業委員会

0621(18:00~19:30)Zoom併用

安田ビル2階JSCA関西事務局

今年度事業委員会活動について

0712(18:00~19:45)Zoom併用

安田ビル2階JSCA関西事務局

工場見学会・現場見学会・研修会のオンライン企画について

0816(18:00~19:45)Zoom併用

安田ビル2階JSCA関西事務局

竣工建物紹介・研修会のオンライン企画について

0913(予定18:00~)Zoom併用

安田ビル2階JSCA関西事務局

竣工建物紹介・研修会のオンライン企画について

### 5.技術委員会

0628(18:00~20:00)Zoom併用

安田ビル2階JSCA関西事務局

1.各分科会活動報告・本部技術委員会の報告

2.JSCA関西構造デザイン発表会について

0823(18:00~20:00)Zoom併用

安田ビル2階JSCA関西事務局

1.各分科会活動報告・本部技術委員会の報告・分科会運営要領

2.JSCA関西構造デザイン発表会検討、WEB説明会

### 6.広報委員会

0720(18:00~19:00)Teams併用

鴻池組会議室

1.Structure Kansai NO. 151号  
編集会議

2.Structure Kansai NO. 152号  
企画会議

1020(予定18:00~)Teams併用

鴻池組会議室

1.Structure Kansai NO. 152号  
編集会議

2.Structure Kansai NO. 153号  
企画会議

### 7.耐震診断・補強判定委員会関西部会

0715(18:00~19:00)Zoom

耐震診断・補強計画判定の報告

### 8.木造住宅レビュー委員会

0720(16:00~17:30)

株SERB会議室

耐震設計レビューと実務講習会等

0824(16:30~18:00)

株SERB会議室

耐震設計レビューと実務講習会等

0921(予定16:30~18:00)

株SERB会議室

耐震設計レビューと実務講習会等

### 9.構造レビュー委員会

開催なし

### 10.大震研委員会

本年度休会

### 11.研究会・記念事業

開催なし

### 12.現場見学会

開催なし

### 13.支部報

Structure Kansai No.150(2021.7)

発行

Structure Kansai No.151(2021.10)

発行予定

### 14.技術委員会各分科会

#### ○地盤系分科会

0716(17:00~18:50)Zoom

基礎二次設計関連の講演(東京工業大学河野教授)

#### ○RC分科会

0818(18:00~19:30)Zoom

高強度せん断補強筋について

#### ○金属系分科会

0819(18:00~19:30)

竹中工務店4階会議室+ZOOM

2021年度活動方針・活動予定、技術委員会報告、鉄建協意見公開会における回答予定内容の議論

#### ○情報システム分科会

開催なし

#### ○構造計画分科会

0715(18:00~19:00)Zoom

倉敷アイビースクエアにおける既存レンガ壁の保存

#### ○耐震設計分科会

0712(14:00~16:30)

日鉄エンジニアリング堺試験所

球面すべり支承工場見学

#### ○PC・工業化分科会

開催なし

#### ○木構造分科会

0720(14:00~16:30)

株SERB会議室

独立柱の条件・差鴨居、貫架構について

0824(14:00~16:00)

株SERB会議室

独立柱の条件・小壁架構について

0921(予定14:00~)

株SERB会議室

独立柱の条件・傾斜復元力について

#### ○法制分科会

0916(予定18:00~)

リモート開催

建築法制に関する最新情報紹介と意見交換

### 15.サテライト活動

・奈良会

開催なし

・京滋会

開催なし

・兵庫会

開催なし

### 16.講習会

1006(予定)

木造軸組構法の新しい耐震設計法がマスターできる実務講習会

### 17.親睦会

開催なし

### 18.関連団体との交流

開催なし

## ●編集後記

ご多忙中、貴重な原稿を執筆頂いた皆様方に厚くお礼申し上げます。

また、2009年から今日に至るまで大震研に携わってこられたすべての方々に敬意を表します。

あらためて「不確定な地震に対して真の耐震安全性を把握するとともに耐震性能の向上を図り悲惨な地震被害を軽減する」構造設計者の責務を痛感致しました。(伊藤、金田)

発行 (一社)日本建築構造技術者協会

関西支部事務局

〒550-0003

大阪市西区京町堀1-8-31(安田ビル)

Tel 06-6446-6223 Fax 06-6446-6224

Mail jscaweb@kansai.email.ne.jp

URL <http://jscakansai.com/>