

建築確認構造審査の技術的支援と道内建築物の安全性 向上のための特性分析

Technical support of a building confirmation structure inspection and Structure characteristics analysis for improved safety of a building in Hokkaido

森松 信雄¹⁾、本間 裕二²⁾、千葉 隆史³⁾、宮内 淳一⁴⁾、渡邊 和之⁵⁾

Nobuo Morimatsu¹⁾, Yuji Honma²⁾, Takafumi Chiba³⁾, Junichi Miyauchi⁴⁾, Kazuyuki Watanabe⁵⁾

地方独立行政法人北海道立総合研究機構

建築研究本部

建築性能試験センター

Building Performance Testing Center

Building Research Department

Local Independent Administrative Agency Hokkaido Research Organization

¹⁾ 建築性能試験センター安全性能部評価試験課主査 ²⁾ 建築性能試験センター安全性能部構造判定課長 ³⁾ 同安全性能部構造判定課主査 ⁴⁾ 同安全性能部評価試験課研究職員 ⁵⁾ 北方建築総合研究所 地域研究部長

¹⁾ Chief for Performance Testing and Evaluation Section ²⁾ Director of Structural Safety Judgment Section ³⁾ Chief of Structural Safety Judgment Section ⁴⁾ Researcher of Performance Testing and Evaluation Section, Building Safety Performance Division Building Performance Testing Center (all above) ⁵⁾ Director of Regional Research Division, Northern Regional Building Research Institute

概要 Abstract

建築確認構造審査の技術的支援と道内建築物の安全性向上のための特性分析 Technical support of a building confirmation structure inspection and Structure characteristics analysis for improved safety of a building in Hokkaido

森松 信雄¹⁾、本間 裕二²⁾、千葉 隆史³⁾、宮内 淳一⁴⁾、渡邊 和之⁵⁾
Nobuo Morimatsu¹⁾, Yuji Honma²⁾, Takafumi Chiba³⁾, Junichi Miyauchi⁴⁾, Kazuyuki Watanabe⁵⁾

キーワード : 構造審査の技術的支援、建築基準法、構造計算適合性判定、構造特性、耐震性能、
Keywords : *Technical support of a building confirmation , Building Standard Law ,
Structural Calculation Conformity Judgment, Structure characteristics, Seismic performance*

1. 研究概要

1) 研究の背景

当センターでは平成 17 年に発覚した耐震偽装問題を契機に制度化された構造計算適合性判定業務を、道内唯一の指定機関として実施するとともに、建築構造に係る審査や技術に関する調査・研究および情報提供を行い、確認申請の円滑化や耐震偽装への対応、安全性の確保を図ってきた。

平成 26 年 6 月の法改正により、許容応力度等計算（ルート 2）による構造審査は特定行政庁等による審査となり、特定行政庁等には詳細高度な構造審査が求められることなど制度が大きく変更された。特定行政庁からはこれらに対応するための技術的支援や情報提供についての要望が多い。同時に、広大な道内における建築物の構造設計には、積雪厳寒地であることの特性や大きく異なる周辺環境への対応や配慮が求められる。近年多く見られた豪雪による倒壊などに関し、蓄積された判定の実績から地域的な設計技術上の特性等を分析し、それらを展開することで地域事情に適した建築物の安全性向上を図る必要がある。

2) 研究の目的

平成 26 年度の法令改正に対応するため、設計や審査に有用な情報提供を行い、確実に迅速な構造審査の実施を目的とする。同時に北海道での建築構造設計上の留意点を評価分析による情報提供し、建築物の安全性向上を図る。

2. 研究内容

1) 審査・構造設計関連法令に関する注意点の整理分析と情報提供（H27～R1 年度）

- ・ねらい：実判定において指摘が多かった項目、構造設計関連の法令基準等の法改正に係る注意点等を整理分析し、それらを情報提供することにより設計や審査の円滑化を図る
- ・試験項目等：構造関連の法令基準に関する技術的背景の整理、判定実績に基づく設計方法に関する情報の整理と分析、特定行政庁へのヒアリング調査および講習会の実施やホームページ等による情報提供

2) 道内建築物の地域的な設計技術および安全性向上のための特性分析（H27～R1 年度）

- ・ねらい：積雪厳寒地である道内建築物の構造設計に求められる特性や設計技術等の傾向を判定の実績から調査分析・検証し、道内における建築物の安全性向上を図る
- ・試験項目等：判定実績の情報の整理および数値解析や構造実験等による検証、設計者に対するアンケート調査・ヒアリング調査

3. 研究成果

- 1-1) 構造審査において見落としがちな項目から具体例を示して、構造審査者（特定行政庁職員等）に計算書の審査の注意点を整理した技術資料を作成し情報提供するとともに、特定行政庁等の審査者向けの構造研修会を実施した。
- 1-2) 適合判定業務で質疑の多い事項や注意点を整理した資料を作成し情報提供するとともに設計者向けの研修会を実施した。
- 2-1) 判定実績から、道内の中高層鉄筋コンクリート造建築物の使用されているコンクリート強度分布、平均重量、平均根入れ深さ等の設計・審査時の目安となる基本的な構造特性を示した。
- 2-2) 判定実績から抽出した保有水平耐力計算で設計された道内の鉄筋コンクリート造建築物の地震応答解析を実施し、概ね限界耐力計算法の安全限界変形角の 1/75 以内であることが確認できた。
- 2-3) 判定実績から抽出した道内の中高層鉄筋コンクリート造と鉄骨造建築物の耐力余力率（ヒンジ発生時の 1 階層せん断力と保有水平耐力時の 1 階層せん断力の比）は 2 倍程度、低層鉄骨造建物の積雪荷重

に対する余裕率は1.3倍程度有していることを明らかにした。
 2-4) 構造設計者へのヒアリング調査の結果から、鉄骨露出柱脚部分の鉄筋コンクリート造柱型のアンカーボルトによる側方破壊耐力実験を実施し、破壊性状を明らかにすることで設計の留意点を示した。

＜具体的データ＞

1) 行政庁職員と設計者向け講習会の開催

①建築構造審査技術向上に対する研修会

平成27年度 57名 平成28年度 77名 合計134名

②構造審査関係研修(受け入れ短期集中研修)

平成27年度 6名、平成28年度 13名、平成29年度 21名、平成30年度 13名、令和元年度 13名 合計 66名

③設計者のための構造関係講習会

平成27年度(旭川・小樽・帯広・苫小牧・札幌)115名、平成29年度(旭川・札幌)78名 平成30年度(旭川・釧路・函館・札幌)83名 合計276名



写真1 設計者のための講習会 (H27年度 札幌会場)

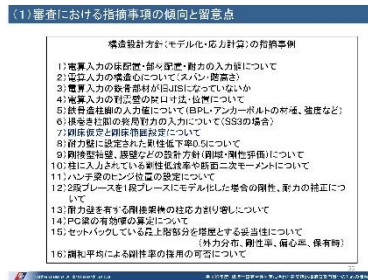


図1 H27年度設計者のための講習会の技術資料 指摘事項の傾向と留意点

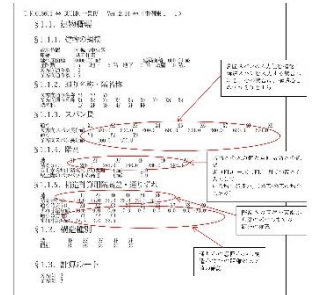


図2 構造審査関係研修技術資料(審査の注意点)

2) 道内建築物の構造特性について

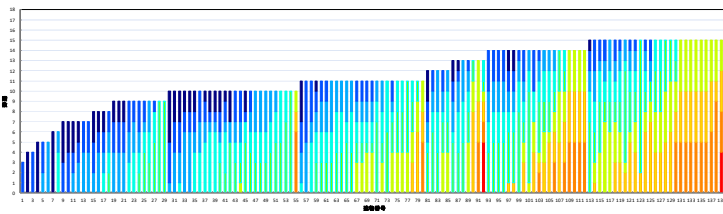


図3 平成27年度 階数-コンクリート強度分布

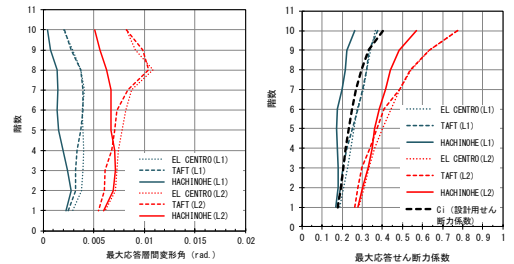


図4 平成28年度 地震心谷形状桁架

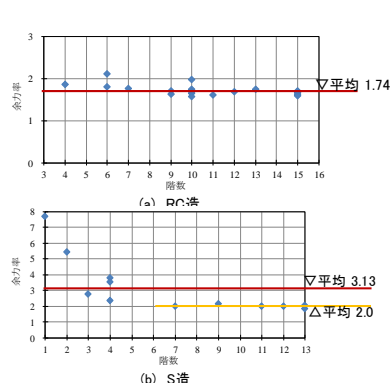


図5 平成29年度 余力率分布

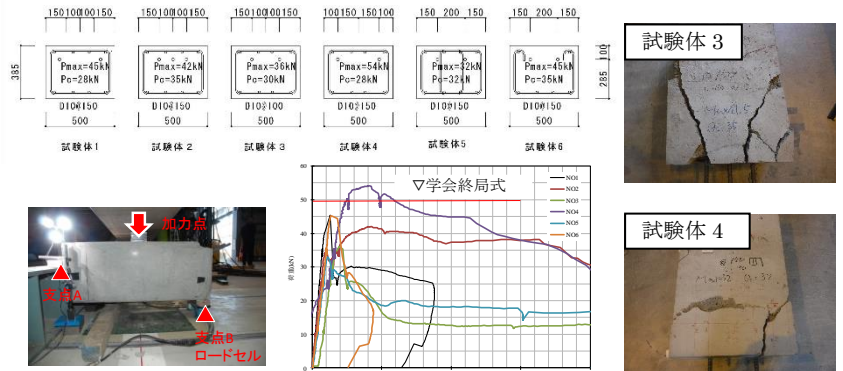


図6 令和元年度 柱型側方破壊実験

4. 今後の見通し

特定行政庁から、継続的に構造審査の技術支援を強く求められているため、令和2年度から実施する経常研究においても構造技術情報の提供と支援を継続的に実施する。

1) 建築性能試験センター安全性能部評価試験課主査 2) 建築性能試験センター安全性能部構造判定課長 3) 同安全性能部構造判定課主査 4) 同安全性能部評価試験課研究職員 5) 北方建築総合研究所 地域研究部長
 1) Chief for Performance Testing and Evaluation Section 2) Director of Structural Safety Judgment Section 3) Chief of Structural Safety Judgment Section 4) Researcher of Performance Testing and Evaluation Section, Building Safety Performance Division Building Performance Testing Center (all above) 5) Director of Regional Research Division, Northern Regional Building Research Institute

目 次

1. 研究の背景と目的	1
2. 構造計算適合性判定の状況	1
3. 構造審査の技術支援	3
(1) 目的	3
(2) 構造審査者（特定行政庁職員等）向けの構造研修会（短期研修）	3
(3) 行政庁職員に対する建築構造審査技術向上のための研修会（出前講座）	4
(4) 設計者向けの講習会	5
4. 中高層鉄筋コンクリート造の設計傾向調査	7
(1) 目的	7
(2) サンプルデータについて	7
(3) 調査項目	7
(4) 分析結果	8
5. 保有水平耐力計算で設計された鉄筋コンクリート造建物の地震応答解析	9
(1) 目的	9
(2) サンプルデータについて	9
(3) 解析方法	9
(4) 結果と考察	9
6. 保有水平耐力計算で設計された鉄筋コンクリート造建物の入力損失を考慮した 地震応答解析	11
(1) 目的	11
(2) サンプルデータについて	12
(3) 解析方法	12
(4) 結果と考察	12
7. 低層鉄骨建築物の積雪荷重に対する設計余裕率に関する調査	13
(1) 目的	13
(2) サンプルデータについて	13
(3) 調査項目	13
(4) 結果と考察	13
8. 低層鉄骨建築物の積雪荷重の有無による地震応答解析の比較	14
(1) 目的	14

(2) サンプルデータについて	14
(3) 分析項目	14
(4) 結果と考察.....	14
9. 保有水平耐力計算で設計された建物の余力率.....	14
(1) 目的.....	14
(2) サンプルデータについて	15
(3) 分析項目	16
(4) 結果と考察.....	16
10. 鉄骨造露出型柱脚の鉄筋コンクリート柱型の側方破壊挙動の実験	17
(1) 目的.....	17
(2) 実験計画	17
(3) 実験結果と考察	18
11. まとめ	20

1. 研究の背景と目的

平成 17 年に発覚した耐震偽装問題を契機に、平成 18 年に約 8 年ぶりに建築基準法が改正され、構造計算適合性判定制度が導入された。

北海道では、北海道知事の指定を受けて平成 19 年 4 月に北海道立北方建築総合研究所内に構造計算適合性判定センターが設置された。平成 22 年の地方独立行政法人化を経て、平成 30 年 4 月に第三者機関としての機能を統合した北海道立総合研究機構 建築研究本部 建築性能試験センターとなり、北海道内にある唯一の指定機関として構造計算適合性判定業務（以下、判定業務と略す）を実施している。

構造計算適合性判定センターとして業務を開始し、平成 19 年の改正基準法の施行以来、約 4900 棟の判定実績があり、それらの判定業務における質疑内容の整理、建築物の構造特性や設計傾向の調査・分析をすることは道内の建築構造に関する地域特性を把握する上で重要な資料となるものである。

当センターが北海道立の試験所内に設けられた構造計算適合性判定機関であることから、特定行政庁職員および北海道職員に対して積極的に構造審査の技術的支援や情報提供を毎年継続している。平成 26 年 6 月の法改正において、許容応力度等計算（ルート 2）による構造審査が特定行政庁等でも可能になるなど、より詳細高度な構造審査が求められることが実情であるが、審査側への技術的支援や技術相談は国の制度としては少なく、それらを補完するために技術的な支援は重要である。

当センターでは、これまでに一貫構造計算プログラムにおけるモデル化の検討として、段差梁架構部分、耐震壁、三方スリット壁、方立壁、クランク壁のモデル化における各プログラムによる剛性のばらつきや架構性状の相違を明らかにし設計上の留意点を提案している。^{1)、2) 等}

そこで本研究では、現行基準で設計された建築物に対して地震応答解析、耐力の余力率などの基本的な構造特性等を系統的にまとめて比較、分析を行った。このように、現行基準で建築された建築物に対して本研究のように広範囲かつ統計的に分析をした例は少なく、得られた結果を公表することは構造設計者や構造審査担当者等へ意義のある資料になると考えている。

[参考文献]

- 1) 北川淳 他：建築確認申請における構造審査等支援のための調査，地方独立行政法人北海道立総合研究機構 北方建築研究所 調査研究報告，No.312，2012.3
- 2) 北川淳 他：建築確認申請における構造審査等円滑化のための調査，地方独立行政法人北海道立総合研究機構 北方建築研究所 調査研究報告，No.353，2015.3

2. 構造計算適合性判定の状況

当センターは平成 19 年 6 月より構造計算適合判定業務を開始した。平成 26 年 1 月からは判定機関が新たに 4 機関追加指定され、平成 29 年 1 月にはさらに 1 機関追加された。当センターを含めて現在 6 機関で北海道内の建築物の構造計算適合判定業務を実施している。

また、平成 27 年 6 月に建築基準法が改正され、より合理的かつ実効性の高い確認検査制度とするため制度の見直しと建築確認の申請手続き等の変更が行われた（図 1-a～c）。主な変更点は、(1)建築主が指定構造計算適合性判定機関や申請時期を選択できる(2)判定の対象が合理化され、国土交通省令で定める要件^{*1}を備える建築主事・確認検査員が審査を行う特定行政庁または指定確認検査機関（ルート 2 審査対応機関）に確認申請する場合、比較的容易である許容応力度等計算（ルート 2）については、構造計算適合性判定の対象外となる(3)適合性判定の申請図書が簡素化された点であり、審査の円滑化が図られた。

^{*1}①構造設計一級建築士②構造計算適合性判定資格者③国土交通大臣が行う講習を修了した者等

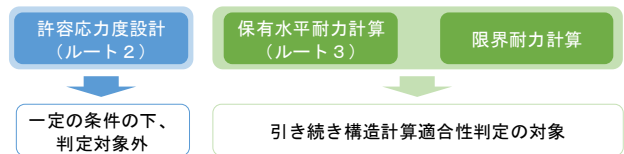


図 1-a 構造計算適合性判定の対象となる構造計算

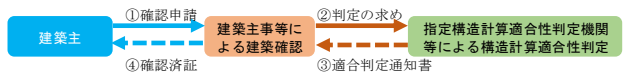


図 1-b 平成 27 年 5 月 31 日以前の判定手続き

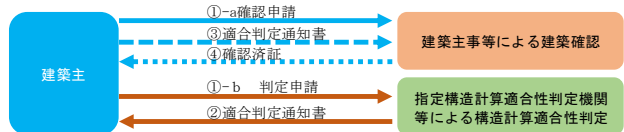


図 1-c 平成 27 年 6 月 1 日以降の判定手続き

北海道全体における判定業務の対象物件は、概ね1年間で400件/500棟である。当センターで判定を実施した件数/棟数は、平成26年度以前は、400件/500棟、平成27年度以降120件/150棟程度で推移している。表1に北海道全体での年度毎判定依頼件数/棟数と当センターで実施した年度毎判定依頼件数/棟数の動向を示す。平成20年度は、平成19年6月に法改正が行われ、建主および設計者が審査状況を伺い判定申請を控えていたために翌年に申請が集中し判定件数/棟数ともに最大数になっている。平成26年4月に消費税が5%から8%に増税があったため平成25年度は駆け込み重要で建築件数が増加傾向になり、その反動で平成27年度は建築件数が減少している。なお、北海道は積雪寒冷地であることから11月～2月にかけての工事着手が少ないため判定依頼件数が少なくなり、4月以降の雪解け後に工事着工が集中することから2月頃より判定依頼件数が増加する傾向が顕著であることは、判定業務を開始して以来、同様の傾向が続いている。

また、判定業務における代表的な質疑事項で基本的な設計図書間での不整合やケアレスミス等を除いた項目を表2-1～2-2に示す。

表1 北海道の年度毎 判定依頼件数/棟数

年度	北海道全体	当センター
平成19年度(6月～)	363/466	363/466
平成20年度	512/703	512/703
平成21年度	398/555	398/555
平成22年度	421/549	421/549
平成23年度	406/523	406/523
平成24年度	427/538	427/538
平成25年度※1	488/602	451/558
平成26年度	439/586	218/284
平成27年度※2	371/451	114/135
平成28年度	423/494	141/158
平成29年度	422/507	126/154
平成30年度	392/467	119/137
令和元年度(1月末)	268/319	75/92
合計	5330/6760	3771/4852

※1 平成26年1月より判定機関が複数化

※2 平成26年7月より建築基準法が改正

表2-1 適合判定時の代表的質疑項目

項目	内容
荷重	固定荷重 <ul style="list-style-type: none"> 床面、屋根面の仕上げ荷重の算定根拠について 壁均し荷重の算定根拠について 屋根勾配コンクリート、シスターコン荷重の荷重根拠について
	積載荷重 <ul style="list-style-type: none"> 工場、倉庫、書庫、物品庫、テラス等の積載荷重の根拠について 機械等を考慮した積載荷重算定根拠について(重量、影響範囲の面積等)
二次部材	その他 <ul style="list-style-type: none"> 高強度コンクリート比重の補正計算について 機械配置と機器重量、機器架台の重量の根拠について 開放型建物の風圧算定について
	RC小梁 <ul style="list-style-type: none"> RC小梁の端部固定度について(中央モーメントが過小評価では) 片持ち梁のたわみについて(柱を考慮した変形) スパンの1/12以下のRC小梁のたわみの検討について(RC基準) R造小梁の最小引張鉄筋比について(断面積の0.4%以上の配筋および長期存在応力による必要量の4/3倍) RC造小梁の連梁条件について 検定比が1を超えている二次部材について RC造小梁の1/4端の配筋量について(主筋量の差によっては1/4端の計算が必要)
	RCスラブ <ul style="list-style-type: none"> 版厚が厚いスラブの設計時の端部固定度について(版厚が厚く応力が大きいので基礎と釣り合わせるか) スラブ階段の応力解析時の端部固定度とたわみ量について 片持スラブの先端反力の処理について(梁のねじれ、反対側のスラブ、引き込み配筋について) 土間スラブ下部の地耐力について
	S小梁 <ul style="list-style-type: none"> S造小梁のlについて 脚線、母屋の連梁条件について 横補剛の接合部検討で各ボルトのボルト群中心からの距離について 横補剛材としてS造梁の検討において、偏心距離eについて
電算のモデル化	その他 <ul style="list-style-type: none"> 土圧壁の土圧荷重に対する断面強度の検討について 2mを超える片持ち材の鉛直変位の検討について 土に接する部分のRC造部材のかぶり厚の不足について 外部階段支持材の設計を添付 床、小梁計算の計算時荷重について(荷重表と連動など) ALC床版の設計を添付 クレーンガーター等の設計の添付
	電算のモデル化 <ul style="list-style-type: none"> 専任高さ、構造階高さ、梁天～部材心の距離、スパン、部材寄り寸法、各階スラブ厚等の入力値について 梁のレベル差・段差部分の設計方針について 部分地下の時の地上階の扱い方について(外力分布) モデル化における床組形状が伏図と相違 鉄筋重心位置の入力値(d)について 特殊荷重等の追加荷重で説明および数値の整合について 入力値のアンカーボルトの断面積(ABRorABM等)について 基礎偏心距離が入力されていない 支点状態の変更について 剛域の調整・補正値の妥当性について 剛性増大率の入力値の妥当性について 梁上増しコンの重量と剛性を考慮について 山形ラーメン梁橋の剛床仮定について 剛床仮定の解除の必要性について RC柱梁接合部の軸捩れ部の形状κについて 角型鋼管の柱梁仕口部の検討の添付について 基礎梁が配置されていない鉄骨柱の柱脚部のモデル化と設計方針 耐力壁を有する剛接梁橋の柱応力割増しについて 鉄骨柱脚のヒンジ発生位置について(BPLのレベル、S造柱長さ) 根巻柱脚の部材の終局耐力について 保有水平耐力時の指定したステップ数について 保有水平耐力時における支点耐力の入力について 基礎偏心による応力が基礎梁の剛性保障に与える影響について 耐震壁の開口入力値について(建具開口と躯体開口サイズについて) PC梁に取り付け影響について PC梁の有効幅について
部材設計	RC造 <ul style="list-style-type: none"> 土間スラブの荷重の考え方について(基礎梁への負担荷重について) 大梁カットオフ筋の定着長さは算定について Ptが2%を超えるRC梁の終局耐力について(略算式で算出の可否) 梁主筋の柱梁接合部における水平投影長さについて スリット壁の剛性評価方針について バラベットの剛性について 袖壁を残す部材について開口補強筋の設計について 袖壁付き柱の剛性評価について 床スラブ開口による梁剛性倍率の補正値について 袖壁付き梁の断面算定位置と設計方針について 人通孔の計算に用いた部材応力の参照元について 付着割裂破壊の計算の要否について
	S造 <ul style="list-style-type: none"> 柱脚のベースプレートの保有時の設計について 柱脚基礎コンクリートの縁辺方向への応力に対する検討について 柱の防火被覆について(令第70条) ブレース架構の屋根面ブレースの設計について ブレース架構の梁への軸力考慮について 根巻柱脚の根巻高さによる柱の剛域・剛性に与える影響について 埋込み柱脚フランジ部分と基礎梁主筋の干渉について 格子梁の交差部分の設計について(2方向応力) 屋根ブレースの設計方針について 横補剛材の屋根ブレースによる水平変位の拘束について 合成梁の設計について(完全または不完全合成梁、スタッドボルト本数と剛性増大率) 柱脚基礎柱におけるアンカーボルトのコーン状破壊の検討について
	その他 <ul style="list-style-type: none"> せん断破壊するS R C部材の評価について
	基礎 <ul style="list-style-type: none"> 杭頭曲げを考慮した基礎梁の設計について 基礎偏心応力による基礎梁設計について 保有水平耐力時における隅柱など引抜き力処理方針について
保有水平耐力	<ul style="list-style-type: none"> D s時と保有水平耐力時の層間変形角が同一の場合の剛性保障について 保有水平耐力時の多数の柱ヒンジの発生について 保有時の層間変形角1/50について D s時算定時に未ヒンジ部材が多数であるが剛性保障について S造の橋座屈発生後の増分解析の施行について 根巻柱脚の剛性保障の検討について 屋根面水平力の伝達機構について説明してください。

表 2-2 適合判定時の代表的質疑項目

直接基礎	<ul style="list-style-type: none"> ・べた基礎の地盤時の接地圧について（上部の転倒モーメントを考慮） ・べた基礎時の耐圧版と基礎梁の設計方針について（短期設計の必要性） ・浅層混合改良工法の適用範囲について ・塔状建築物の転倒時の基礎接地圧計算について ・2層地盤の支持力計算に関する検討内容（分散角設定と基礎底面積）について
	<ul style="list-style-type: none"> ・直接基礎の地盤の許容支持力度算定時のDf値について ・地下水位が高い場合の水中重量の補正要素について ・浅層混合改良工法の適用範囲について
地盤	<ul style="list-style-type: none"> ・基礎計算用軸力について（積雪荷重、機器荷重の取り扱いについて） ・基礎梁が無い上部構造性の長期応力のせん断力の処理について（杭に発生する長期応力について） ・基礎梁の取り付かない二本杭基礎の保有時の軸力について ・基礎の転倒に関する検討内容（基礎重量、軸力、安定モーメント算定時の重量作用位置までの水平距離 など）について ・水平地盤反力係数設定に用いたN値の採用範囲について ・杭先端のN値の採用範囲について ・ボーリング図における杭先端以深のN値の保証について ・N値が低い粘土層がありますが、杭に負の摩擦力について ・地下水による浮力の影響について ・鉄筋が密に配筋された杭頭補強筋と基礎梁配筋の干渉について ・異種基礎の検討で直接基礎のバネ定数の設定について ・杭の引抜き耐力評価について採用した数値の設計方針について ・杭基礎のフーチングねじり補強検討における設計応力について ・杭種を構造図に明示 ・杭頭半固定工法の適用範囲（杭頭回転角等）について
	<ul style="list-style-type: none"> ・仮ベンチマークと設計G Lの高さ関係について ・地盤の液状化の検討について ・ボーリング図の添付
共通	<ul style="list-style-type: none"> ・基礎梁設計時の応力と一貫計算値の整合について。 ・フーチングの検討の設計軸力の参照元について ・偏心基礎の基礎主筋の立上げの要否について ・フーチング上端筋の設計に必要なハカマ筋の検討について
その他	<ul style="list-style-type: none"> ・エキスパンションジョイントの設計と、躯体のクリアランスについて ・大梁ハンチ長きの明示 ・屋根に用いる折板部材（板厚、山高などの主材仕様や接合仕様）の明示 ・建物基礎底と凍結深度について

3. 構造審査の技術支援

(1) 目的

平成 26 年 6 月の法改正において、許容応力度等計算（ルート 2）による構造審査が特定行政庁等においても審査が可能になった。特定行政庁等においてはより詳細高度な構造審査が求められることになり特定行政庁からは、これらに対応するための技術的支援や情報提供についての要望が強く示されている。その為、構造計算適合性判定の実務経験を基に構造設計や構造審査で問題となりやすい項目を具体的に示し審査のポイントを整理した技術資料を作成し審査者向けに研修会を実施してきた。また、設計者向けに審査のポイントや法・規基準などの改正時の技術的注意点等を整理した資料を作成し講習会を実施することで、構造計算適合性判定や確認審査の円滑化を図ってきた。

(2) 構造審査者（特定行政庁職員等）向けの構造研修会（短期研修）

平成 27 年度から毎年、構造審査関係研修（短期受入研修）を、建築確認構造審査の円滑化及び審査技術の向上の支援として実施してきた。使用した技術資料は、①構造設計の流れ②荷重条件について③二次部材の設計について④一貫構造設計プログラムでのモデル化について等、基本的審査実務に沿った内容としている。初歩的構造審査内容を中心に講義

と演習を行う形式とした。また、実際に一貫構造計算プログラムを使用して、簡単な建築物を各自入力することによって、構造設計の流れや考え方を体験することができる研修プログラムとした。

研修会開催実績を表 2、使用した資料の一部を図 2、研修開催状況を写真 1 に示す。

また、研修会時には参加者へのアンケート調査を実施し、具体的に構造審査のどの項目に技術支援が必要なのかを調査した。過去 5 年分をまとめたアン

表 2 構造研修会開催実績

年度	参加行政庁名	人数 (人)
平成27年度	旭川市、小樽市、帯広市、北見市、札幌市、苫小牧市	6
平成28年度	旭川市、江別市、小樽市、帯広市、北見市、札幌市、苫小牧市、北海道	13
平成29年度	旭川市、江別市、小樽市、帯広市、北見市、釧路市、札幌市、苫小牧市、北海道	21
平成30年度	旭川市、小樽市、帯広市、釧路市、札幌市、苫小牧市、北海道	13
令和元年度	小樽市、帯広市、北見市、釧路市、札幌市、苫小牧市、北海道	13
合計		66

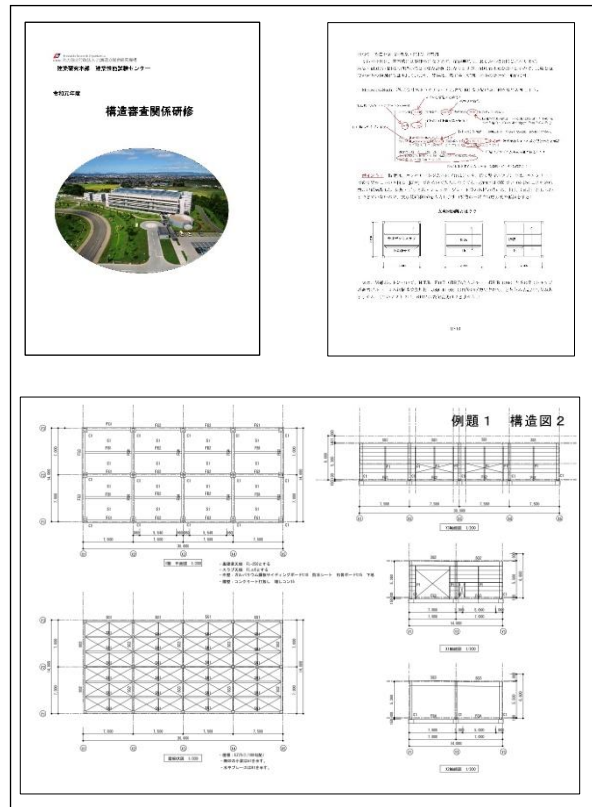
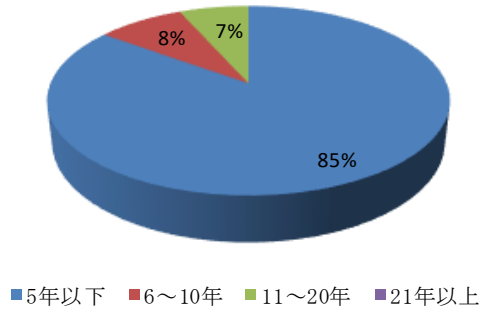


図 2 構造審査者向け研修会資料



写真 1 研修会開催状況



■5年以下 ■6～10年 ■11～20年 ■21年以上

図 3-a 確認審査の経験年数について

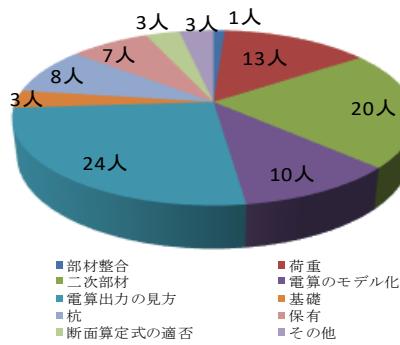


図 3-b 不得意な審査項目

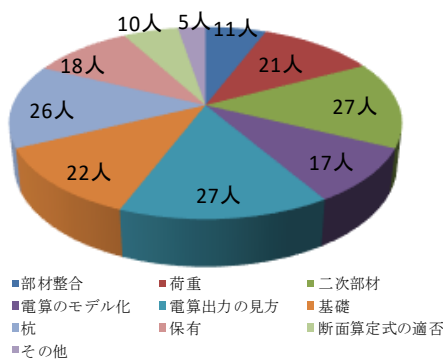


図 3-c 次回研修時の希望項目について

ケート結果の一部を図 3a～3-c に示す。

参加者は、審査経験が5年以下の参加者が85%であった。不得意な審査項目は、「電算のモデル化」と「電算出力の見方」併せて34人で、電算関係で約全体1/3を占めている。次回研修時の希望審査項目は、

「電算のモデル化」と「電算出力の見方」併せて44人で約1/4を占めている。また、「基礎」と「杭」の希望も多い結果であった。今後も継続的な研修が望まれている。

(3) 行政職員に対する建築構造審査技術向上のための研修会（出前講座）

行政職員に対する建築構造審査の技術向上のために各特定行政庁に出向き、建築指導課や営繕課などの建築系職員を対象とした3時間程度の出前講座を平成27年度（旭川市、小樽市、帯広市、北見市、釧路市、札幌市、室蘭市 各会場）、平成28年度（旭川市、小樽市、帯広市、北見市、釧路市、札幌市、函館市、室蘭市 各会場）に実施した。なお、平成29年度からは北海道から受託事業として別途実施することになった。使用した資料の例を図4に示す。

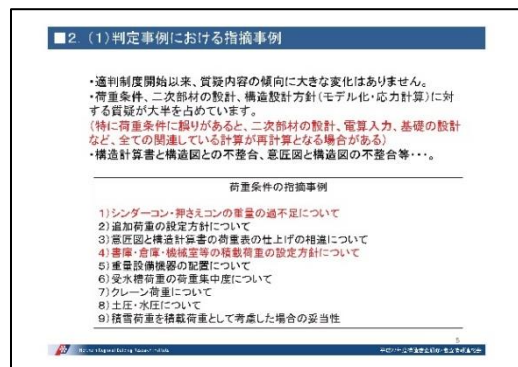
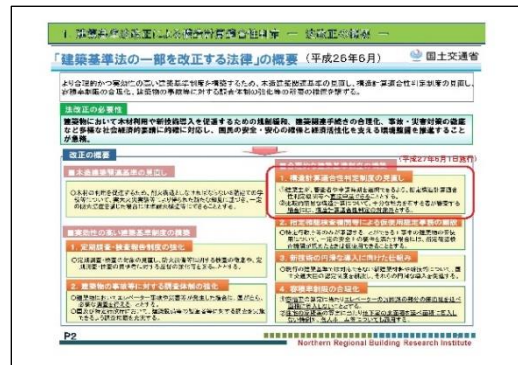


図 4 行政職員向け研修会資料（出前講座）の例

(4) 設計者向けの講習会

設計規基準の改正点の注意事項、構造計算適合性判定に係る情報等の周知を行うことで、判定や審査の一層の円滑化を図る目的で講習会を実施した。特に平成26年度に法改正され許容応力度等計算（ルート2）については構造計算適合性判定の対象外となったため（平成27年6月施行）、平成27年度の研修会では制度変更に関連した内容で研修会を実施した。開催地は平成27年度（旭川市、小樽市、苫小牧市、札幌市 4会場 合計115名）、平成29年度（旭川市、札幌市 2会場 合計78名）、平成30年度（旭川市、釧路市、札幌市、函館市、4会場 合計83名）それぞれで実施した。使用した資料の例は図5、開催状況を写真2に示す。

また、参加された設計者にアンケート調査を実施した。平成27年度の結果を図6a～cに示す。参加者の年齢構成と50歳代と60歳代で70%であった。当センターの判定業務の判定日数については、「非常に長い」と「長い」併せて56%、質疑数については、非常に多いと多い併せて44%であった。この結果から、当センターは、他の機関と比較して判定日数が長いことが分かった。

また、平成29年度のアンケート結果を図6d～eに示す。当センターについては現状が良いが41%、改善して欲しいが26%であった。改善して欲しい点については、①判定通知書がわかりにくい、②判定内容がわかりにくいが大半であった。27年の法改正後の確認審査期間については、長くなったが4%、短くなったが40%、変わらないが37%であることから、法改正によって円滑化が進んだことが分かった。当センターにおいては、今後も判定期間の短縮化と判定質疑に関する記載方法について改善を行う必要があることが示された。また、建築に関する興味分野としては建築構造に関することが17%、S造・RC造構造に関することが16%と上位を占めていることから、今後もS造・RC造を中心に、設計者からのニーズに合った構造技術に関する研究を行い、情報発信することが重要である。

平成30年度と令和元年度には、講習会とは別に「設計者のための公開実験（異形柱のせん断破壊実験、鉄骨露出柱脚の柱型の側方破壊実験）」を実施した（写真3）。実際に構造実験による破壊状況を目視することで今後の構造設計の留意点として設計者に活用される。

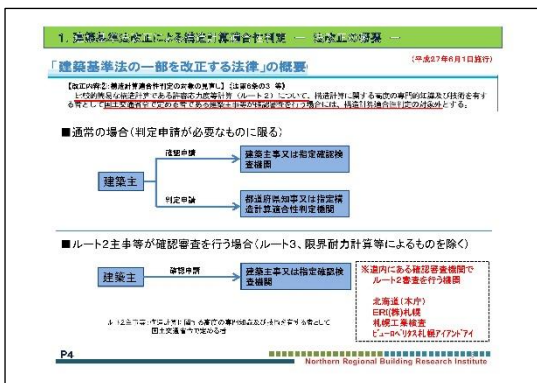


写真2 研修会開催状況（H30年度）

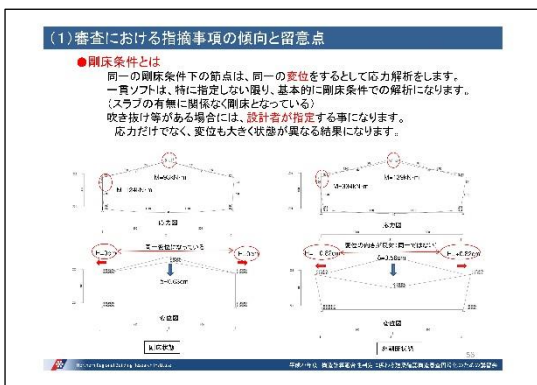
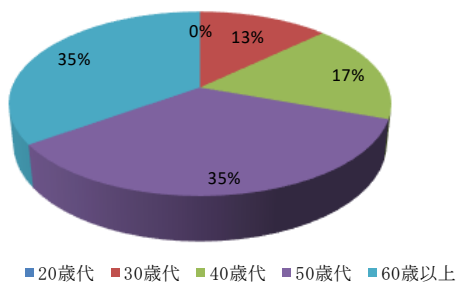


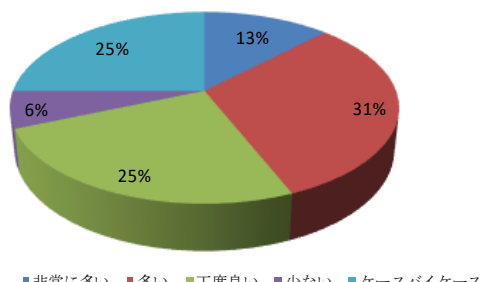
写真3 公開実験開催状況（令和元年度）

図5 研修会資料（設計者向け）の例



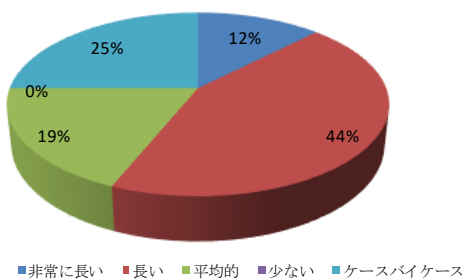
■20歳代 ■30歳代 ■40歳代 ■50歳代 ■60歳以上

図 6-a H27 参加者の年齢構成



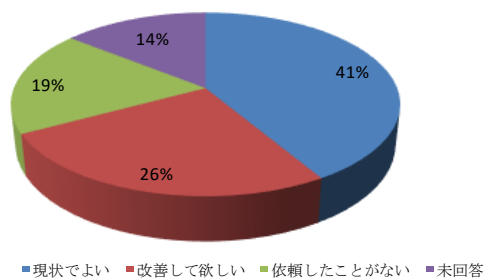
■非常に多い ■多い ■丁度良い ■少ない ■ケースバイケース

図 6-b H27 指摘事項について



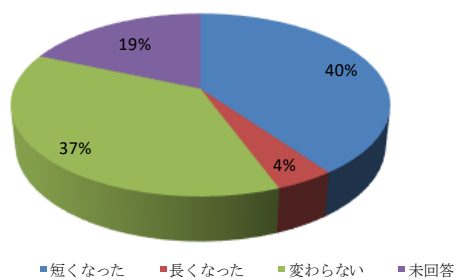
■非常に長い ■長い ■平均的 ■少ない ■ケースバイケース

図 6-c H27 判定期間について



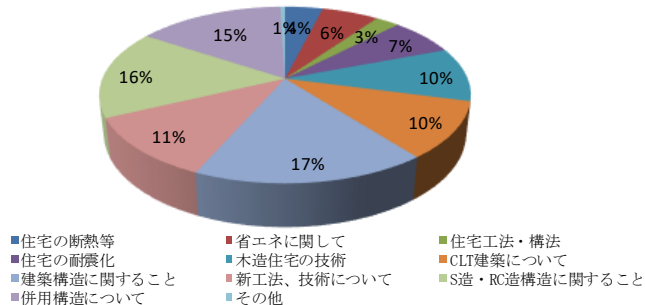
■現状でよい ■改善して欲しい ■依頼したことがない ■未回答

図 6-d H29 当センターについて



■短くなった ■長くなった ■変わらない ■未回答

図 6-e H29 法改正後の確認審査期間について



■住宅の断熱等 ■住宅の耐震化 ■建築構造に関すること ■併用構造について ■省エネに関して ■木造住宅の技術 ■新工法、技術について ■その他 ■住宅工法・構法 ■CLT建築について ■S造・RC造構造に関すること

図 6-f H29 建築に関する興味分野

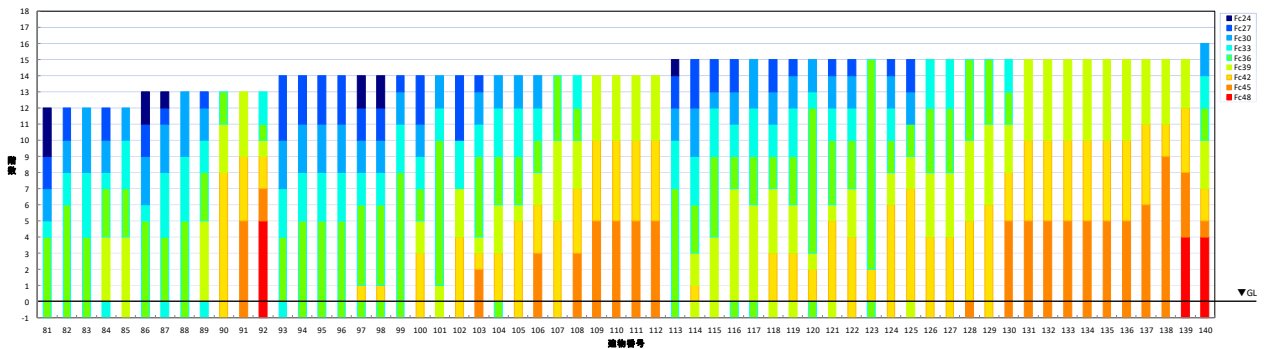
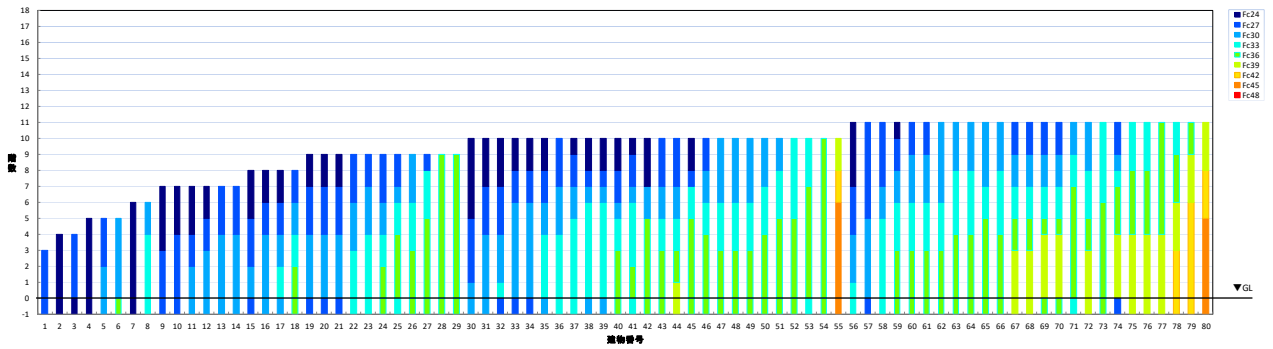


図7 コンクリート強度分布

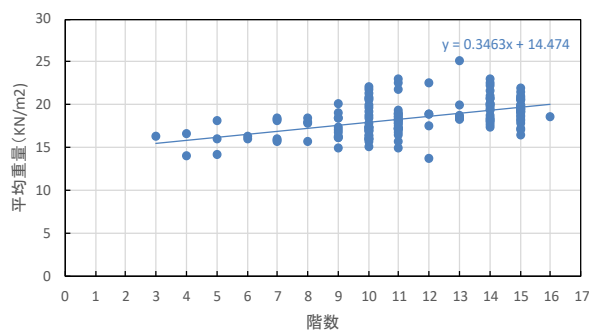


図8 平均単位重量 (kN/m²)

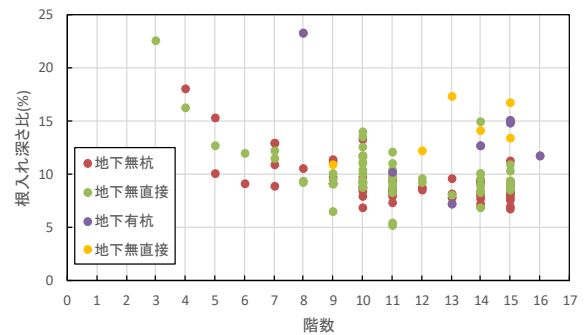


図9 根入れ深さ比 (%)

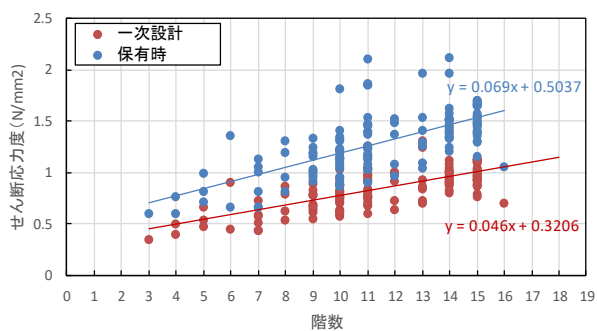


図10 平均せん断応力度 (N/mm²)

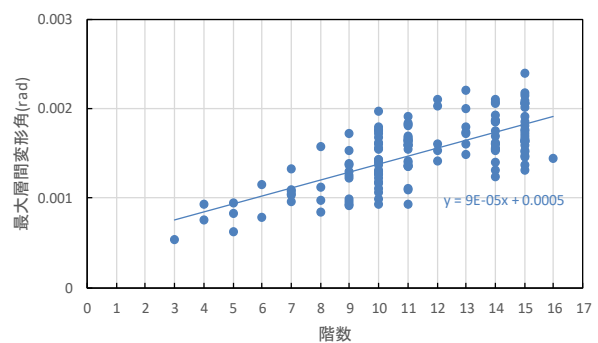


図11 最大層間変形角

(4) 分析結果

コンクリートの強度分布を図7に示す。また、グラフでGL以下(-1)と示している部分は、基礎部分のコンクリート強度を示している。基礎部分は、部

材の断面積が大きくせん断耐力に余裕があることが多いため、11階以上になると上部のコンクリート強度よりも低い強度を使用している建築物がある。コンクリートの設計基準強度は、Fc24~48まで分布し

ている。10 階以下の場合には概ね Fc36 以下となっている。11 階を超えると 1 階立ち上がりの設計基準コンクリート強度が Fc42 を超える場合がある。次に、地上階部分の 1 m²あたりの地震力用建築物重量（地震力用建築物総重量(kN)／延べ床面積(m²))と建築物階数の関係を図 8 に示す。全体平均値で 18.57kN/m²となっている。図 9 に建築物階数と根入れ深さ比（設計 GL から標準基礎梁底までの深さ(m)／建築物軒高さ(m)）の関係を示す。基礎形式の違いが根入れ深さに影響を与えることが考えられるため杭基礎と直接基礎に分けて集計した。杭基礎の平均値が 9.58%、直接基礎の平均値が 10.39%とやや大きな値となっている。これは、支持層まで基礎底を掘り下げる傾向があるため基礎梁せいが若干大きな値になっていると思われる。6 階以上の場合には、階高さによる影響は少ないが、低層階では大きくなる傾向がある。8 階建の 1 棟の根入れ深さ比が大きな値になっている建築物がある。これは、地下階高さが高い為である。図 10 には、一次設計 (Co=0.2) 時の 1 階柱の平均せん断応力度と終局時のせん断応力度 (1 階層せん断力(N)／1 階柱の総断面積(mm²))の関係を示す。全体平均値は 0.85N/mm² 1.29N/mm² であり、階数が高くなると平均せん断応力度が高くなる傾向があることが分かる。図 11 には、最大層間変形角を示す。高さに比例するように変形角も大きくなっているが、1/500 以内となっている。

5. 保有水平耐力計算で設計された鉄筋コンクリート造建築物の地震応答解析

(1) 目的

保有水平耐力計算で設計された建築物の構造特性把握のため、応答性状を反映した耐震性の実情を検討するため地震応答解析を行った。

(2) サンプルデータについて

過去の判定実績の中から表 4 とは別に無作為に抽出した 10～15 階の鉄筋コンクリート造建築物 24 棟の地震応答解析を行った。概要を表 5 に示す。

(3) 解析方法

使用した解析プログラムはユニオンシステム株式会社の SS21/Dynamic Pro を使用し、地震波は観測波で EL CENTRO (NS)、TAFT (EW)、HACHINOHE (NS) の 3 波とした。復元力特性の履歴タイプは Degrading-Tri-Linear-4 (武田モデル)、減衰は 3%の瞬間剛性比例型、基礎は固定として解析を実施した。地震波は稀に発生する地震動 L1 (25cm/s) と極めて

表 5 建築物概要と固有周期

No	階数	架構 (X)	架構 (Y)	延床面積 (約 m ²)	最高高さ (m)	地域係数	略算固有周期	精算固有周期 X	精算固有周期 Y
1	10	R	R	1960	31.35	0.9	0.58	0.59	0.62
2	10	R	R	2430	30.05	0.9	0.6	0.71	0.72
3	10	R	R	2250	30.85	0.9	0.6	0.64	0.74
4	10	R	R	2970	32.70	0.9	0.67	0.7	0.73
5	10	R	R	1879	30.50	0.9	0.61	0.61	0.56
6	10	R	R	2384	30.41	0.9	0.6	0.59	0.6
7	11	R	R	4297	34.37	0.8	0.64	0.8	0.74
8	11	R	W	5668	32.96	0.9	0.65	0.57	0.49
9	11	R	W	5856	32.91	0.9	0.65	0.68	0.44
10	11	R	R	3327	32.91	0.9	0.65	0.69	0.64
11	11	R	R	7463	33.00	0.9	0.65	0.73	0.83
12	12	R	R	14129	43.75	0.9	0.85	0.67	0.74
13	12	R	R	4523	38.00	0.9	0.75	0.83	0.89
14	13	R	R	7319	42.04	1	0.82	0.91	0.84
15	14	R	R	6173	43.53	0.9	0.86	0.86	1
16	14	R	R	5275	44.96	0.9	0.88	1.07	0.93
17	14	R	R	5059	44.00	0.9	0.84	0.81	0.85
18	14	R	R	3576	44.00	0.9	0.84	0.74	0.85
19	14	R	W	7310	44.68	0.9	0.88	0.86	0.7
20	14	R	R	2816	44.70	0.9	0.88	0.94	0.88
21	14	R	R	3037	42.34	0.9	0.84	0.77	0.71
22	14	R	R	3944	43.53	0.9	0.86	0.92	0.92
23	15	R	R	3420	44.99	0.9	0.89	0.87	0.94
24	15	R	R	3236	44.69	0.9	0.88	0.96	0.81

凡例 架構：R=純ラーメン架構
W=耐震壁付きラーメン架構

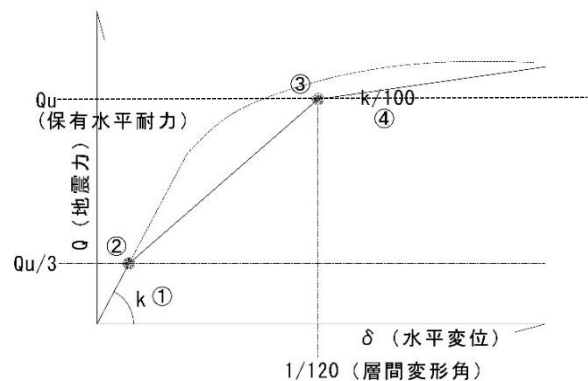


図 12 復元力曲線の作成方法

稀に発生する地震動 L2 (50cm/s) とした。復元力曲線の作成方法を、図 12 に示す。はじめに、構造計算書から一次設計時の層せん断力とその時の層間変形角から①初期剛性(k)を求め、②第 1 折れ点は保有水平耐力検討時における保有時の層せん断力 (Qu1/3) 値点、③第 2 折れ点は層間変形角が 1/120 の時点の変位と保有水平耐力 (Qu) の交点、④第 3 剛性は初期剛性(k)の 1/100 と原則定めた。なお、地震応答解析は純ラーメン架構方向のみ実施し耐震壁付きラーメン架構方向は固有値解析のみとした。

(4) 結果と考察

構造設計で使用されている設計用一次固有周期の略算値と精算値の関係を表 5 に示す。耐震壁付きラーメン架構は、精算値の方が略算値より短くなっているが、純ラーメン架構については略算値と精算値

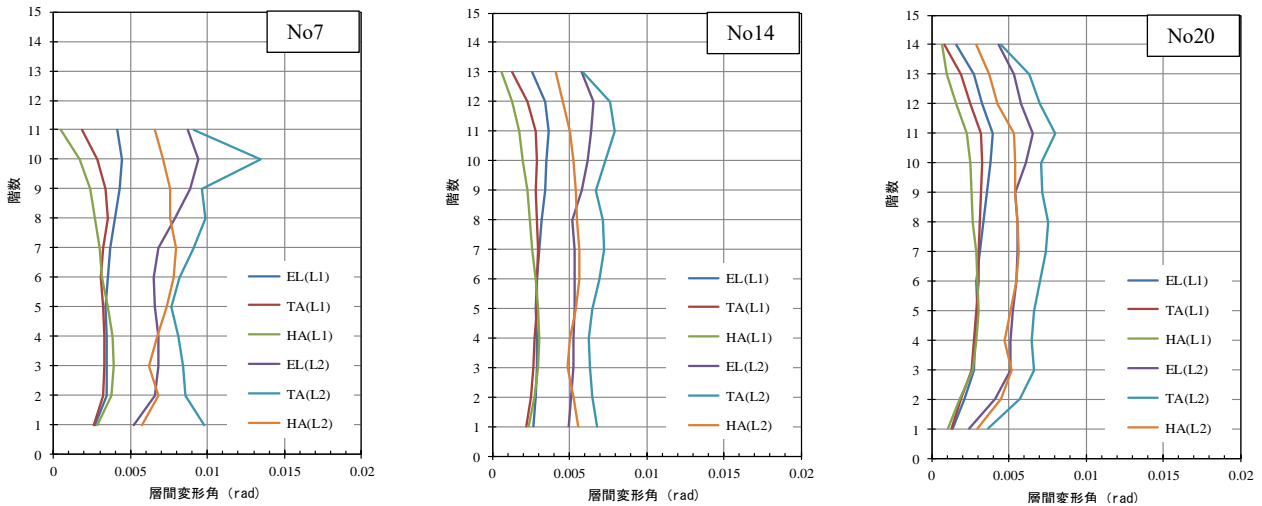


図 14 最大応答層間変形角（一例）

は概ね一致していることが分かる。

保有水平耐力計算で設計された建築物の設計諸元を基に、観測波 3 波で上部構造の地震応答解析を行った結果を表 6 とその一部を図 13～14 に示す。最大応答層間変形角は、稀に発生する地震動で層間変形角は 1/200 程度、極めて稀に発生する地震動に対しては 1/100 程度であった。これは、限界耐力設計の安全限界変形角の 1/75 より小さい結果であった。現行建築基準法による A_i 分布で算出した一次設計用せん断力係数が、観測波 3 波の稀に発生する地震動時の最大応答せん断力係数を概ね包絡する結果となった（図 13）。道内建築物は、地域係数（0.8～1.0）が掛かる地域が多く、結果的に地震力が低減され設計されているが、地震応答解析の結果では、特にその影響は認められず概ね耐震性が確保されていた。なお、稀に発生する地震動時のベースシア係数は、0.133～0.188 であった。

No.13 は質点系の地震応答解析の影響で 9 階層崩壊となり、層間変形角と塑性率が大きな値になっている。しかし、保有水平耐力計算では全体崩壊形の建築物なので、このような層崩壊は発生しないと考えられる。

6. 保有水平耐力計算で設計された鉄筋コンクリート造建築物の入力損失を考慮した地震応答解析

（1）目的

現行法の保有水平耐力計算で設計された建築物は、地盤種別（1 種、2 種、3 種）でおおよそその地盤特性を考慮しているが、地盤の表層増幅を積極的に考慮した設計体系にはなっていない。そこで本章では、工学的地盤より表層地盤の N 値の大小を仮定し表層地盤増幅率を求め地震波を作成した。また、

表 7 表層地盤諸元

深度	Hard ground			Soft ground		
	V_s	密度	N値	V_s	密度	N
1	180	1.4	11	100	1.5	3
2	180	1.4	9	100	1.5	2
3	250	1.7	7	100	1.6	3
4	250	1.7	8	100	1.6	7
5	250	1.7	50	100	1.7	6
6	250	1.7	50	100	1.7	0
7	460	2	50	100	1.6	0
8	460	2	50	100	1.5	0
9	460	2	50	100	1.4	0
10	460	2	50	100	1.4	0
11	370	2	50	100	1.5	0
12	370	2	28	100	1.5	0
13	370	2	50	100	1.5	0
14	370	2	50	100	1.5	0
15	490	2	50	100	1.5	1
16	490	2	50	100	1.5	1
17	490	2	50	180	1.6	0
18	490	2	50	180	1.6	1
19	490	2	50	180	1.8	5
20	490	2	50	180	1.8	8
21	490	2	50	500	2	工学的地盤
22	490	2	50			工学的地盤
23	360	2	50			工学的地盤
24	360	2	50			工学的地盤
25	480	2	工学的地盤			工学的地盤

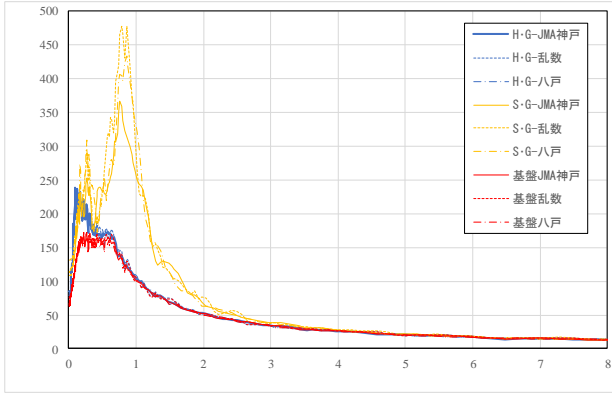


図 15 入力時地震動（加速度応答スペクトル）

基礎部分で建築物に入力する地震動は、地表面の地震動より小さくなる入力損失を考慮した地震応答解析を行った。また、地震動のレベルは稀に発生する地震動（L1）相当とした。

（2）サンプルデータについて

表 5 の中から 2 棟を抽出し No8 11 階と No21 14 階の鉄筋コンクリート造とした。地盤データは表層地盤が硬軟の 2 種類（Hard ground、Soft ground）とし表 7 に示す。11 階の建築物形状（Bx=44.8m、BY=12.4m、De=2m）とし、14 階の建築物形状は（Bx=12.2m BY=18.8m、De=2m）とした。

（3）解析方法

使用した解析プログラムはユニオンシステム株式会社の SS21/Dynamic Pro を使用し、地震波は地盤表層の増幅を考慮した告示波として、JMA 神戸 NS 位相、乱數位相、八戸 EW 位相の 3 波とした。復元力特性の履歴タイプは Degrading-Tri-Linear-4（武田モデル）、減衰は 3%の瞬間剛性比例型、基礎は固定として解析を実施した。

地盤特性を考慮した地震波は、一様均質な平行な地層からなる表層とその下方に広がる基盤で構成された地盤モデルに対し、SH（2E）が基盤下方から鉛直に入射する場合の地震応答を重複反射理論に基づく次元弾性波動解析で計算する、解析プログラムユニオンシステム株式会社の SS21/ShakePro-L（Ver 1.29）を使用して作成した。また、土の動的変形特性により生じる表層地盤各層の非線形性は等価線形解析を用いて考慮している。また、入射波の入力倍率は 0.2 とした。作成した入力地震動（加速度スペクトル）を図 15 に示す。

また、基礎部分の入力損失を考慮するために水平地盤ばねを考慮している。地盤ばねは、ユニオンシステム株式会社の SS21/Dynamic 表層地盤アンプリ

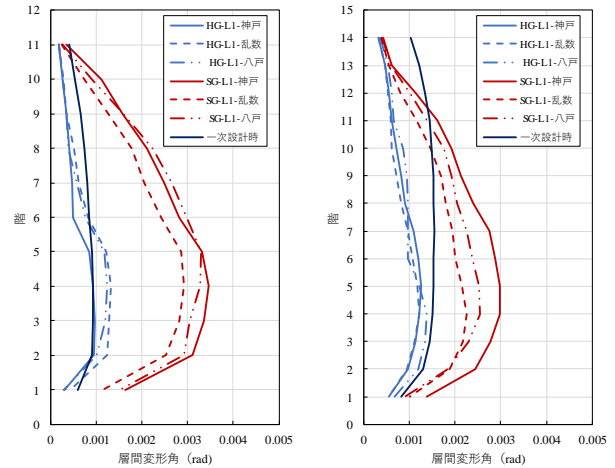


図 16 最大応答層間変形角

ファイ 2007（Ver1.14）を使用して作成した。地下部分による建築物への地震動の低減は、限界耐力計算法¹⁾で用いられているコーンモデル法に準じて行った。土の歪み依存性は古山田・宮本モデル（Hardin-Denevich モデル）とし、11 階建の N 値が硬い地盤の水平地盤ばねは 79810kN/cm、N 値が軟弱な地盤の地盤ばねは 5689 kN/cm、14 階建の硬い地盤で水平地盤ばねは 141800kN/cm、軟弱地盤では 9077kN/cm として応答解析を実施した。

（4）結果と考察

稀に発生する地震動相当での応答結果を図 16 に示す。硬い地盤の時の層間変形角は、一次設計時の層間変形角に包絡されているが、軟弱な地盤が 20 m 程度続く地盤での応答は、硬い地盤での応答より 2~3 倍程度大きくなっている。

2 種地盤であっても、N 値が低い軟弱地盤上に建設された建築物は地震応答が大きくなる可能性がある。また、極めて稀に発生する地震に対し本研究では地震応答解析を実施していないため、これらの影響については今後の課題である。

なお、本研究で用いた Soft grand（軟弱地盤）の情報としては防災科学研究所強震ネットワーク（K-NET）公開されている地盤情報を用いた。

[参考文献]

1) 限界耐力計算法の計算例とその解説編集委員会：2001 年版限界耐力計算法の計算例とその解説

7. 低層鉄骨造建築物の積雪荷重に対する設計余裕率に関する調査

(1) 目的

設計積雪量は、北海道建築基準法施行条例 21 条および北海道建築基準法施行細則 17 条で積雪荷重について規定されている。積雪の単位重量は、積雪量 1 cm について 20N/m²以上とし、特定行政庁が指定した多雪区域においては 30N/m²以上とされている。また、多雪区域内での組み合わせによる低減は、常時荷重としての積雪量は 70%、風圧力又は地震力と同時に採用する場合の積雪荷重（短期荷重時）では 35%としている。なお、多雪地域外の区域においても積雪荷重を長期荷重としており、長期荷重が 100%、短期荷重時 50%とされている。また、最深積雪量は地域ごとに 60～250 cm の範囲で指定されている。

近年、道内における冬期間における積雪量が日本海からの筋状の雲の流れ込みによって局所的に大雪となることがあり、気象庁のアメダスの記録では上記の設計積雪量を超えるような降雪になる地域が見受けられる。地上での積雪量が、屋根面での積雪量と同等程度とすれば、設計荷重を超えている可能性が考えられる。そこで、現行法で設計され、積雪荷重の影響を受けやすい低層鉄骨造の建築物が、部材の短期許容応力度が設計積雪荷重に対してどの程度余裕があるのか実状を調査した。

(2) サンプルデータについて

判定実績中から無作為に抽出した低層鉄骨造建築物 16 棟の建築物概要を結果と併せて表 8 に示す。

(3) 分析項目

分析項目は、積雪荷重の影響を大きく受ける最上階部分の小梁と大梁とした。構造架構として主となる部材群について、計算書の長期検定値を調査して最大になっている部材を代表とした。構造計算書内の検定率と荷重条件を調査し、部材の設計荷重に対する余裕率を算定する。余裕率とは、現状の長期荷重に対する計算書中の検定値を短期許容応力度時に換算（長期検定値/1.5）し、「1.0-換算短期検定率」を算出する。その後、荷重表と応力図（長期荷重時、積雪荷重時）をもとに、どの程度の積雪量に相当するかを算出し、積雪余裕率（設計積雪量に対する比率）を算出する。また、長期荷重時のほりのたわみ角についても調査を行った。

(5) 結果と考察

当該建築物の結果について表 8 に示す。小梁の余裕率は最小値が 1.39、大梁が 1.34 であった。また、変最大形角も小梁で 1/327 であり 1/250 に対して 1.3 倍程度の余裕を有していた。

また、No6、10 の屋根は合成デッキスラブでコンクリート床となっているために、積雪荷重に対する余裕率が大きくなっていることが分る。調査した範囲においては、設計荷重に対して 1.3 倍程度余裕率があることを示した。これらは、将来起こりうる豪雪リスクに対する建築物の安全性に資する資料を提示した。今後は、追加調査を重ねてサンプル数を多くすること、また崩壊荷重に対する余裕率が今後の課題である。

表 8 建築物概要と調査結果

階数	検定比(長期)			たわみ		スパン		積雪量 cm	積雪荷重 (長期用) N/mm ²	積雪荷重 (1.0s) N/mm ²	短期許容応力度で支持できる積雪量(cm)		積雪余裕率		
	代表小梁	代表大梁	代表柱	代表小梁	代表大梁	代表小梁	代表大梁				代表小梁	代表大梁	代表小梁	代表大梁	
1	1	0.63	0.69	0.36	1/496	1/703	5950	1720	70	1400	1400	202.7	204.3	2.90	2.92
2	1	0.61	0.7	0.4	1/602	1/421	7530	7530	70	1400	1400	208.6	282.9	2.98	4.04
3	2	0.95	0.99	0.97	1/450	1/683	6500	13300	140	2940	4200	231.0	262.8	1.65	1.88
4	1	0.74	0.77	0.25	1/420	1/399	5300	5000	130	2730	3900	191.3	321.8	1.47	2.48
5	1	0.75	0.93	0.85	1/680	1/350	6800	14408	130	2730	3900	207.0	174.8	1.59	1.34
6	2	0.48	0.82	0.88	1/916	1/1139	5750	11893	150	3150	4500	402.4	419.4	2.68	2.80
7	2	0.76	0.65	0.58	1/484	1/596	6300	14003	140	2940	4200	218.1	271.1	1.56	1.94
8	1	0.83	0.85	0.52	1/417	1/4067	700	5465	100	2100	3000	141.3	163.4	1.41	1.63
9	2	0.56	0.76	0.48	1/652	1/1266	6000	11525	110	2310	3300	259.4	235.4	2.36	2.14
10	2	0.64	0.88	0.41	1/504	1/4365	7800	7600	70	1400	1400	469.5	343.1	6.71	4.90
11	1	0.82	0.71	0.78	1/576	1/632	3220	19000	140	2940	4200	198.6	243.2	1.42	1.74
12	1	0.62	0.59	0.74	1/327	1/527	7000	14412	130	2730	3900	251.4	277.8	1.93	2.14
13	2	0.82	0.89	0.7	1/372	1/3226	5800	5000	130	2730	3900	184.4	176.6	1.42	1.36
14	2	0.82	0.73	0.51	1/430	1/1522	7000	8021	130	2730	3900	188.6	227.3	1.45	1.75
15	2	0.85	0.81	0.79	1/718	1/1477	4400	850	130	2730	3900	181.0	219.7	1.39	1.69
16	1	0.52	0.95	0.72	1/383	1/442	9759	19517	90	1800	1800	295.8	155.4	3.29	1.73

8. 低層鉄骨造建築物の積雪の有無による地震応答解析

(1) 目的

7章同様に、道内は積雪がある冬季間と積雪の無い夏季間がある。一般的な構造設計では、積雪状態の方が不利な条件であることが多いことから、長期積雪条件下での設計のみを実施している。この場合、常時荷重としての組み合わせ積雪量は70%、短期荷重時の積雪荷重35%（なお、多雪地区域外の区域では、長期荷重が100%、短期荷重時50%）として許容応力度設計を実施している。ここでは、積雪の状態が建築物の地震時の応答性状にどのような影響を及ぼすかを把握するため、積雪荷重の影響の大きな低層鉄骨造の地震応答解析を行った。

(2) サンプルデータについて

サンプルは、判定実績の中からルート3で設計された低層鉄骨造で両方向ラーメン架構の建築物を任意に抽出した。低層鉄骨造建築物4棟の建築物概要を表9に示す。

表9 建築物概要と調査結果

	階数	用途	積雪(cm)	地域係数	延床面積(約 m ²)	軒高さ(m)
No1	1	倉庫	140	0.9	260	5.83
No2	2	診療所	140	0.9	600	8.66
No3	2	斎場	140	0.9	1200	9.75
No4	5	事務所	140	0.9	1700	19.66

(3) 分析項目

分析項目は、それぞれ積雪荷重が無積雪0% (0Sと以下表記)、35% (0.35Sと以下表記)、70% (0.7Sと以下表記) をパラメーターとした地震応答解析を行った。使用した解析プログラムはユニオンシステム株式会社のSS21/Dynamic Proを使用し、使用した地震波は観測波のEL CENTRO (NS)、TAFT (EW)、HACHINOHE (NS) の3波とした。復元力特性の履歴タイプは標準型 (Tri-Linear) モデル、減衰は2%の瞬間剛性比例型、基礎は固定として解析を実施した。地震波は稀に発生する地震動L1 (25cm/s) と極めて稀に発生する地震動L2 (50cm/s) とした。

(4) 結果と考察

低層建築物が中心なので、1階の層せん断力と層間変形角で比較検討することとした。当該建築物の結果について表10~11に示す。

積雪荷重が増加しても、地震応答解析による1階の層せん断力と層間変形角への影響が比較的小さい

表10 最大応答せん断力 (kN)

No	稀に発生する地震			極めて稀に発生する地震		
	0S	0.35S	0.7S	0S	0.35S	0.7S
1	370	823	693	739	936	1010
2	1005	917	1111	1277	1253	1119
3	4252	4182	4399	5150	5333	5399
4	3618	3922	4046	4874	4837	4750

表11 応答最大層間変形角 (rad)

No	稀に発生する地震			極めて稀に発生する地震		
	0S	0.35S	0.7S	0S	0.35S	0.7S
1	0.002	0.005	0.005	0.004	0.007	0.011
2	0.013	0.011	0.014	0.020	0.024	0.021
3	0.010	0.010	0.011	0.015	0.016	0.022
4	0.005	0.006	0.006	0.009	0.009	0.009

ことが分かった。特に、5階の建築物では積雪荷重による影響が非常に小さいことから、高層になれば地震応答に対する影響がより小さいことが分かった。

9. 保有水平耐力計算で設計された建築物の余力率

(1) 目的

実際の建築物は、地震力を受けると弾性ではないため、荷重変形曲線は図17に示す実線のようになる。QE (一次設計用層せん断力) を超える地震力が作用しても架構の剛性はすぐに低下せずほぼ弾性挙動を示し、さらに地震力が加わると部材のいずれかに塑性ヒンジが発生し始めて、架構の剛性も低下する。やがて耐力が最大となる完全降伏耐力 Q_y に達した後耐力が低下し崩壊にいたる。ここでは、 Q_y を一貫構造計算ソフトで正確に求めることが困難である為、保有水平耐力計算で使用されている構造設計者が判断した構造特性係数 D_s 算定時の変形から求められる層せん断力 (以下 Q_{Ds} と称す) を完全降伏時の層せん断力に置き換えて、 Q_{Ds}/Q_E を余力率として定義した。¹⁾

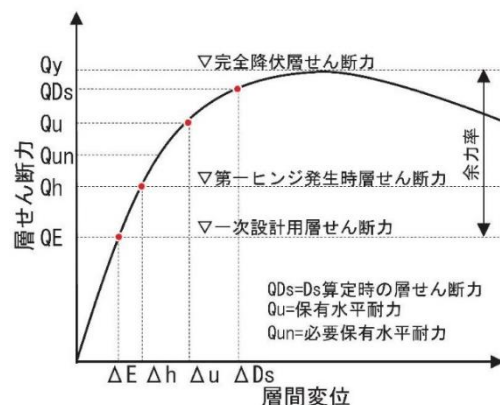


図17 荷重変位曲線

表 12 建築物概要

No	階数	構造種別	用途	地域係数	積雪 (cm)	Ds値	保有時 限界 変形角	Ds時 限界 変形角
1	4	RC	共同住宅	0.9	140	0.3	1/130	1/50
2	6	RC	共同住宅	0.9	140	0.3	1/100	1/50
3	6	RC	共同住宅	0.9	140	0.3	1/100	1/50
4	7	RC	共同住宅	0.9	140	0.3	1/100	1/50
5	9	RC	共同住宅	0.9	150	0.3	1/100	1/50
6	9	RC	共同住宅	0.9	140	0.3	1/100	1/50
7	10	RC	共同住宅	0.9	140	0.3	1/100	1/50
8	10	RC	共同住宅	0.9	140	0.3	1/100	1/50
9	10	RC	共同住宅	0.9	140	0.3	1/100	1/50
10	10	RC	共同住宅	0.9	140	0.3	1/75	1/50
11	10	RC	共同住宅	0.9	140	0.3	1/100	1/50
12	11	RC	共同住宅	0.9	140	0.3	1/75	1/40
13	12	RC	共同住宅	0.9	140	0.3	1/90	1/40
14	13	RC	共同住宅	0.9	140	0.3	1/100	1/25
15	15	RC	共同住宅	0.9	140	0.3	1/100	1/50
16	15	RC	共同住宅	0.9	140	0.3	1/90	1/50
17	15	RC	共同住宅	0.9	140	0.3	1/100	1/50
18	15	RC	共同住宅	0.9	140	0.3	1/100	1/50
19	1	S	事務所	0.9	160	0.4	1/100	1/50
20	2	S	事務所	0.9	140	0.25	1/100	1/50
21	3	S	事務所	0.9	140	0.25-0.3	1/100	1/50
22	4	S	店舗	0.8	130	0.35-0.4	1/75	1/20
23	4	S	店舗・事務所	0.9	140	0.3-0.4	1/100	1/50
24	4	S	事務所	0.9	140	0.25-0.35	1/100	1/50
25	7	S	病院	0.9	140	0.25-0.3	1/100	1/50
26	9	S	共同住宅	0.9	140	0.25-0.3	1/100	1/50
27	11	S	学校	0.9	140	0.25	1/100	1/50
28	12	S	事務所	0.9	140	0.25-0.3	1/100	1/50
29	13	S	ホテル	0.9	140	0.25	1/100	1/50
30	13	S	ホテル	0.9	140	0.3	1/100	1/50

現行法に基づいて、一貫構造設計ソフトによる荷重増分解法の計算結果からこの余力率の分布について把握する。

(2) サンプルデータについて

サンプルは、判定実績の中からルート3で設計された鉄筋コンクリート造と鉄骨造で共に両方向ラ

メン架構の建築物を任意に抽出した。

建築物の立地条件は、札幌を中心とした地震地域係数が0.9の地域で（一部鉄骨造では道北地域の0.8）、積雪条件は長期荷重で垂直積雪量が130～160cm地域とした（多雪区域内の低減として、常時荷重としての積雪荷重は70%、地震力と同時に採用する場合には35%に相当する数値として算定される）。表12に抽出した建築物の概要を示す。

また、鉄筋コンクリート造建築物の用途は、すべて共同住宅とした。北海道の中高層共同住宅の架構形式は耐震壁付きラーメン架構が少なく、両方向ラーメン架構で設計されている建築物が多数である。その為、構造設計のクライテリアとしては、鉄筋コンクリート造では靱性指向型の設計とし保有水平耐力検討時のDs値は0.3、保有水平耐力決定時の限界層間変形角は1/100、Ds決定時の限界層間変形角が1/50としている場合が多い。なお、鉄骨造も同様にラーメン架構のみを抽出しているので靱性指向型であり、Ds値は0.25が基本となるが、1階のDs値が柱脚の保有耐力接合が満足されない場合、部材の幅厚比、大梁の必要横補剛数が満足されない場合はDs=0.3～0.4となっている。

表 13 結果一覧

No	構造種別	階数	QE (kN)	Qh (kN)	Qun (kN)	Qu (kN)	QDs (kN)	Qu/Qun	Qh/QE	Qun/Qh	QDs/Qh	QDs/QE
1	RC	15	23351	23739	35026	36787	38901	1.05	1.02	1.48	1.64	1.67
2	RC	15	13489	17421	20234	21551	22057	1.07	1.29	1.16	1.27	1.64
3	RC	15	10690	12437	16035	16388	17119.5	1.02	1.16	1.29	1.38	1.60
4	RC	15	10952	13024	16429	17247	18781	1.05	1.19	1.26	1.44	1.71
5	RC	13	12926	15776	19390	19460	22563	1.00	1.22	1.23	1.43	1.75
6	RC	12	8728	10762	13092	13604	14798	1.04	1.23	1.22	1.38	1.70
7	RC	11	11217	8556	16825	17187	18125	1.02	0.76	1.97	2.12	1.62
8	RC	10	6553	9374	9829	10456	11485	1.06	1.43	1.05	1.23	1.75
9	RC	10	5977	7703	8966	9351	9923	1.04	1.29	1.16	1.29	1.66
10	RC	10	4861	5744	7300	7475	8186	1.02	1.18	1.27	1.43	1.68
11	RC	10	5694	8488	8542	10312	11256	1.21	1.49	1.01	1.33	1.98
12	RC	10	8196	9126	12293	12686	12981	1.03	1.11	1.35	1.42	1.58
13	RC	9	7749	7966	11623	12222	12653	1.05	1.03	1.46	1.59	1.63
14	RC	9	19706	18917	29558	31898	33887	1.08	0.96	1.56	1.79	1.72
15	RC	7	4683	5352	7025	7586	8264	1.08	1.14	1.31	1.54	1.76
16	RC	6	14121	18368	22135	28504	29793	1.29	1.30	1.21	1.62	2.11
17	RC	6	3316	3263	4974	5790	6012	1.16	0.98	1.52	1.84	1.81
18	RC	4	4998	6277	6494	8738	9296	1.35	1.26	1.03	1.48	1.86
19	S	13	6063	7763	7579	10551.6	12389	1.39	1.28	0.98	1.60	2.04
20	S	13	6581	5328	9871	11158	12144	1.13	0.81	1.85	2.28	1.85
21	S	12	2838	3147	4257	5138	5692	1.21	1.11	1.35	1.81	2.01
22	S	11	18890	22631	23996	34282	37556	1.43	1.20	1.06	1.66	1.99
23	S	9	5431	5657	6789	9208	11701	1.36	1.04	1.20	2.07	2.15
24	S	7	9796	11769	14695	16542	19264	1.13	1.20	1.25	1.64	1.97
25	S	4	526	1030	1052	1663	1976	1.58	1.96	1.02	1.92	3.76
26	S	4	2631	3709	3989	7192	9267	1.80	1.41	1.08	2.50	3.52
27	S	4	1658	2232	2072	3020	3853	1.46	1.35	0.93	1.73	2.32
28	S	3	2470	2986	4425	5271	6832	1.19	1.21	1.48	2.29	2.77
29	S	2	899	2213	1124	4001	4894	3.56	2.46	0.51	2.21	5.44
30	S	1	630	1387	1261	1902	4845	1.51	2.20	0.91	3.49	7.69

(3) 分析項目

分析項目は、当該建築物の1階の設計用層せん断力（一次設計） Q_E 、架構に初めて塑性ヒンジが発生した直後の層せん断力 Q_h 、必要保有水平耐力 Q_{un} 、保有水平耐力 Q_u 、 D_s 算定時の層せん断力 Q_{D_s} 及び参考の一部の建築物の層間変形角とし、構造計算図書等から調査した。なお、1建築物につき加力方向がXY正負の4パターンあるが、保有水平耐力が最も低い加力方向を代表値とした。

また、設計図書より調査した解析時の外力分布は、すべての建築物で一次設計時、保有時、 D_s 算定時もすべて A_i 分布、一次設計時は弾性解析、保有水平耐力計算時は弾塑性解析であった。

実際の構造設計では D_s 算定時にはすべての建築物で各支点到に浮き上がりは生じないとしている。しかし、保有耐力時には浮き上がりを考慮した解析で必要保有水平耐力を算出しているケースもある為、本稿における保有耐力時の層せん断力は、 D_s 算定時と同様に浮き上がりは生じないとした。また、いずれの建築物にも D_s 算定時にせん断破壊が発生した部材はなかった。

(4) 結果と考察

当該建築物の1階の層せん断力 Q_E 、 Q_h 、 Q_{un} 、 Q_u 、 Q_{D_s} について表13に示す。

余力率の Q_{D_s}/Q_E は、RC造の平均値が1.74、S造で3.13、全体平均値で2.29となった。 Q_{D_s}/Q_h は、RC造の平均値が1.51、S造で2.1、全体平均値で1.75となった。いずれの値も、S造>RC造であり、S造の方が Q_{D_s}/Q_E 値の平均で1.79倍、 Q_{D_s}/Q_h 値の平均で1.39倍大きい結果となった。

図18よりRC造は、建築物階数による余力率のバラツキは少ない、一方でS造においては、低層になるほど余力率が高くなっている。これは、低層かつ軽い鋼板屋根の場合には鉛直積雪荷重の影響が大きくなるのが原因の一つである。最上階の部材は長期積雪を考慮し決定され、特に平屋の場合には保有

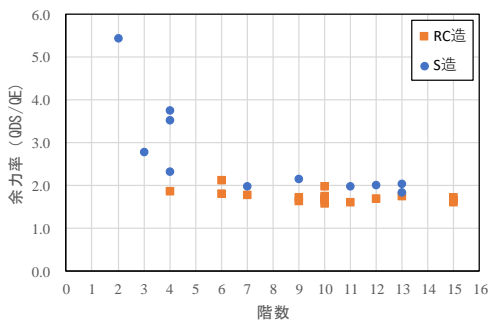


図18 余力率分布

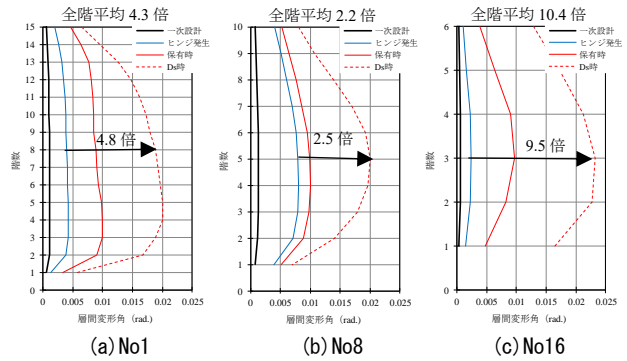


図19 層間変形角 (RC造)

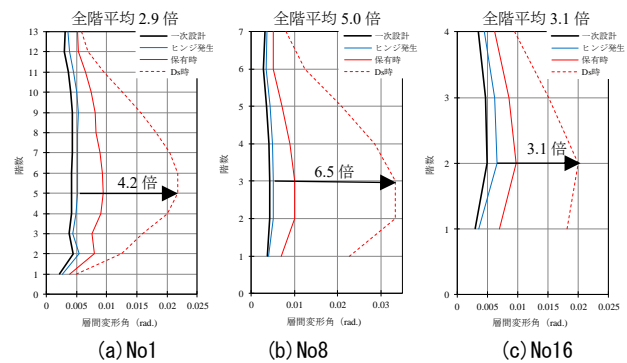


図20 層間変形角 (S造)

耐力の余力率が大きくなる傾向がある。また、余力率は材料や部材強度の余力、設計に考慮されていない部材の耐力が加算されるので、ここで示した値より大きくなると考えられる。

Q_h/Q_E 値がNo7、14、17、20で1.0未満となっている。これは、一次設計が弾性解析であるの対して、保有水平耐力は弾塑性解析で計算している為、ひび割れ後の応力再配分による差と思われる。また、 Q_{un}/Q_h が1未満になっているのがNo19、27、29、30ですべて鉄骨造となっている。これらの建築物は、耐力に十分余裕があり保有水平耐力算定時に弾性状態（塑性化していない）の建築物である。参考に、層間変形角分布を図19と図20に示す。RC造の D_s 算定時とヒンジ発生時の層間変形角を比較すると、図19(a)より全階の平均値が4.3倍、図19(b)より平均値が2.2倍、図19(c)より平均値が10.4倍、S造の場合、図20(a)より平均値が2.9倍、図20(b)より平均値が5.0倍、図20(c)より平均値が3.1倍、 D_s 算定時の方が大きくなった。 D_s 算定時とヒンジ発生時の層間変形角の全階の平均値を比較すると、RC造で約2~10倍とバラツキが大きく、S造は約3~5倍となった。

[参考文献]

- 1) 石山佑二：耐震規定と構造力学<新版>：三和書館

10. 鉄骨造露出型柱脚の鉄筋コンクリート造柱型の側方破壊挙動の実験

(1) 目的

鉄骨造露出型柱脚は、鉄骨柱からアンカーボルトを介して応力を基礎へ伝達する。アンカーボルトには引張軸力だけではなくせん断力も作用し、ボルトのせん断抵抗によって鉄筋コンクリート造柱型へ伝達される。そこでアンカーボルトの柱型への端あき距離が不足しているとコンクリート側方破壊を起こすことが知られている（図 21）。一部の論文^{5~8)}などで検討式が提案されているが、この破壊形式に対する検討式が「2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書」¹⁾（以下、技術基準解説書）に明記され、一般的に柱型部の構造設計に広く適用されている。

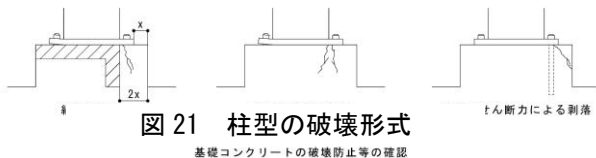


図 21 柱型の破壊形式

基礎コンクリートの破壊防止等の確認

構造設計者へのヒアリング調査の結果、従来の柱型よりも柱型のサイズが大きくなり意匠的にも問題が発生することがあり設計が難しいとの意見が多数聞かれた。また、「2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書」の式はコンクリート断面のみの耐力式であり、せん断補強筋の補強効果を考慮してよいのでは等の意見が挙げられた。そこで本研究では、柱型の側方破壊耐力の確認実験の一部を一般構造設計者に公開した形式で行うこととした。

この側方破壊に関しては、各種合成構造設計指針・同解説（以下、合成指針）等^{2)~4)}で耐力評価式が示されている。また、多くの研究が既に実施されている（例えば^{5)~8)}が、せん断補強筋の効果について検討した例は少ない。既往の研究では、端あき距離や縁端距離が側方破壊耐力に大きく影響し、柱型内のアンカーボルト周辺にせん断補強筋を配筋することによって、靱性があがることが確認されている。

本研究では、2 本以上複数のアンカーボルトを柱型に配置しせん断力を作用させることによって柱型のせん断補強筋が側方破壊耐力及ぼす影響について把握する。

(2) 実験計画

本研究では、平成 30 年度と令和元年度に分け、複数のせん断補強筋量をパラメーターとする試験体

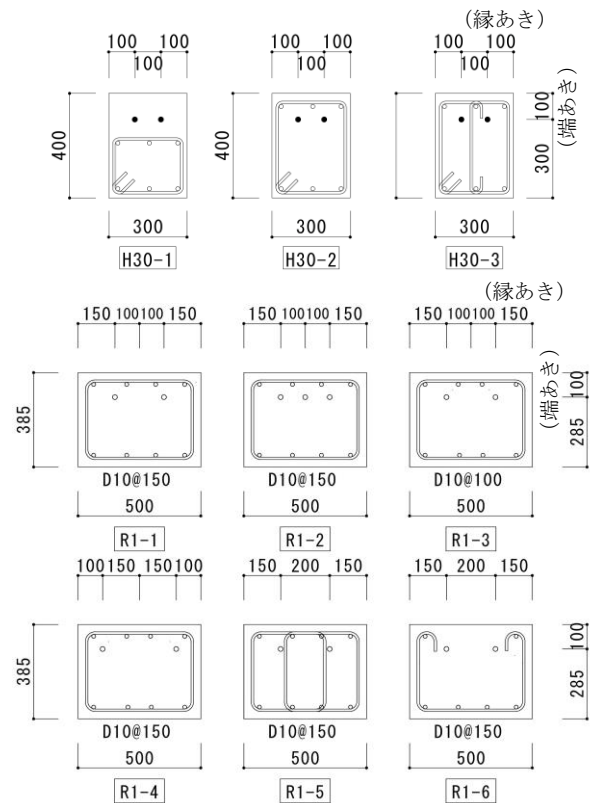


図 22 試験体形状

を作成した。試験体形状を図 22 に示す。平成 30 年度シリーズ（以下 H30 シリーズ）は、試験体形状が 300×400 で、主筋が D16 (SD295)、せん断補強筋は D10 (SD295) とした。アンカーボルトの設置位置は、縁あき、端あき距離を 100 としている。せん断補強筋が無い試験体 (H30-1)、2-D10@150 (H30-2)、3-D10@150 (H30-3) の 3 種類とした。令和元年度（以下 R1 シリーズ）の試験体は形状が 500×385 とし、アンカーボルトの設置位置は端あき距離は 100 とし、縁あき距離は 150 を基本とした。せん断補強筋量が D10@150 (R1-1)、D10@150 でアンカーボルト本数を 3 本にした試験体 (R1-2)、せん断補強筋が D10@100 (R1-3)、端あき距離を 100 としせん断補強筋が D10@150 (R1-4) せん断補強筋が D10@150 で最上部のみ 4-D10 とした試験体 (R1-5)、せん断補強筋が無し (R1-6) の 6 ケースを作成した。アンカーボルトには、D19 (SD345) を代用しすべて埋め込み長さは 400mm（軸径の 20 倍程度）であり、コンクリートの設計強度は F_c21 とした。使用したコンクリートの材料試験結果を表 14 に示す。

試験方法を図 23、写真 4 に示す。アンカーボルトを支点とし、反対側のコンクリート端部にピン支

表 14 コンクリート材料試験結果

NO	H30年度		R01年度	
	k N	N/mm ²	k N	N/mm ²
No1	213.6	27.1	187.8	23.8
No2	232.0	29.5	215.2	27.4
N03	222.6	28.3	212.8	27.0
平均	222.7	28.3	205.3	26.1

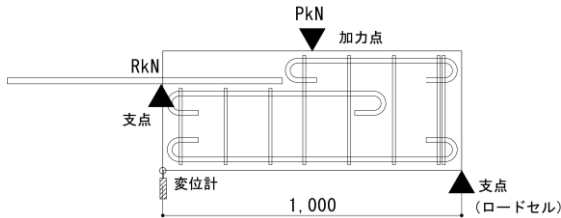


図 23 試験体加力概要



写真 4 試験体加力状況



形式 1 形式 2

写真 5 破壊形状

承を設置し、その下にロードセルにて反力を計測している。加力点は試験体中央部とし、梁の両端ピン支持の3点曲げの形式としている。アンカーボルトに作用するせん断力は、試験体中央部の加力部のロードセルの荷重値から、ピン支承下部にあるロードセルの荷重値を引いた値としている。アンカーボルト側の下部の躯体に変位計を両側に設置し、変位を計測した。

加力は単調加力とし、荷重が最大荷重の70%程度以下まで低下した場合か、実験が危険と判断される時点までとした。

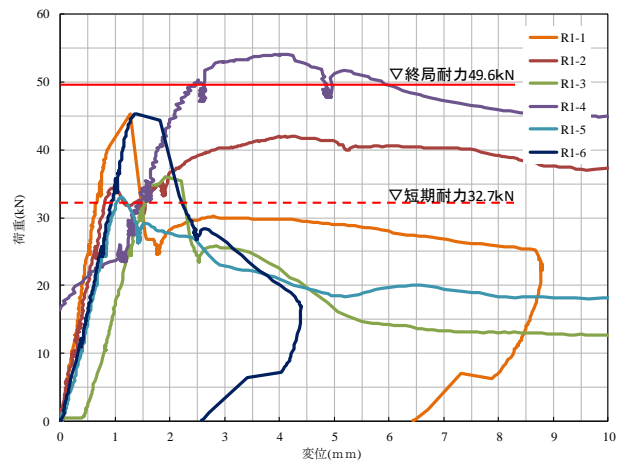
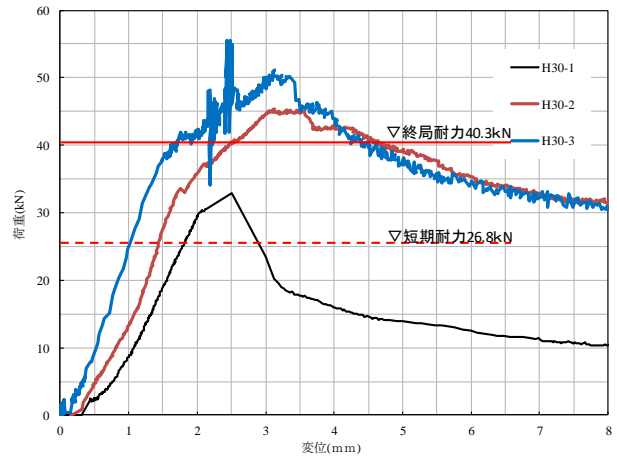


図 24 荷重-変位曲線

表 15 実験結果一覧

No	Qc(kN)	Qu(kN)	指針Qs (kN)	指針Qu (kN)	破壊形式
H30-1	30	32.91	26.8	40.3	形式1
H30-2	34	45.32	26.8	40.3	形式2
H30-3	31	51.13	26.8	40.3	形式2
R1-1	28	45.34	32.8	49.6	形式1
R1-2	35	42.03	36.7	55.1	形式1
R1-3	30	36.07	32.8	49.6	形式2
R1-4	28	54.07	32.8	49.6	形式1
R1-5	32	32.98	32.8	49.6	形式2
R1-6	35	45.27	32.8	49.6	形式1

(3) 実験結果と考察

本実験におけるすべて試験体で、コンクリート断面部分の側方破壊に至った(写真5)。荷重-変位曲線を図24、表15に示す。また、実験終了時の写真を写真6に示す。

本研究では、側方破壊耐力は既往の側方破壊の耐力評価式である合成指針式と結果を比較した。合成指針式の終局耐力(Qu)に達した試験体は3体のみ

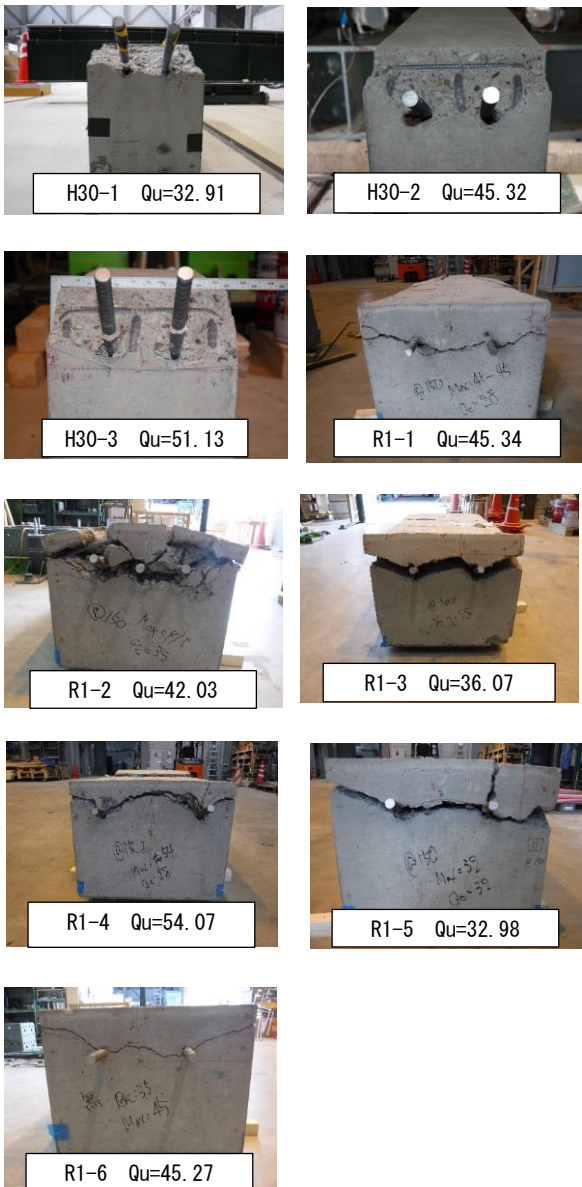


写真6 破壊形状

であり、その他の試験体は終局耐力を下回る結果となった。これは、縁あき距離が不足していることが考えられる。

短期耐力に対しては、すべての試験体が上回る結果となった。ひび割れ荷重 (Q_c) は、目視でひび割れが確認できた時点とした。 Q_c は、せん断補強筋量に関係なくほぼ一定の 30 kN 程度であった。せん断補強筋量が最大荷重に与える影響は、今回の実験の範囲ではほとんど見られなかった。また、縁あき距離による差も明確には確認できなかった。しかし、せん断補強筋がない試験体は、最大荷重後の荷重低下が非常に大きく脆性的な破壊になった。破壊形式は写真5に示すよう2パターンに分類できる。形式1は、試験体端部からせん断補強筋の表層に亀

裂が伝搬し、大きくコンクリートが剥離するタイプであり、形式2はアンカーボルトから30度程度の角度で亀裂が伝搬するタイプである。この破壊形式の違いについては、せん断補強筋量が多いと形式2の破壊形式になる傾向はあるが今後の検討課題である。

以上より、既往文献と同様に側方破壊耐力にせん断補強筋により補強効果は少ないが、ひび割れ後の柱脚部の靱性向上に繋がることが分かった。構造設計においては、柱脚の柱型のひび割れが起こると、耐力が低下するため縁あき距離を十分にとり耐力を確実に確保できる設計とすることが望ましい。

また、縁あき距離が耐力に与える影響についても、今後の課題である。

[参考文献]

- 1) 建築物の構造関係基準解説書編集委員会：2015年版建築物の構造関係技術解説書
- 2) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説 2010
- 3) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 2012
- 4) 日本建築学会：鋼構造柱脚設計施工ガイドブック 2017
- 5) 秋山宏：鉄骨講座‘88 柱脚を考える、柱脚の耐震設計，建築技術 No488, 1988. 12
- 6) 河野久、丸谷和秀、増田貫志：鉄骨構造露出柱脚におけるアンカーせん断抵抗力に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No567, pp. 141-148, 2003. 5
- 7) 浅田勇人、吉敷祥一、山田哲：鉄骨露出柱脚における鉄筋コンクリート基礎・アンカー系の側方破壊挙動，日本建築学会構造系論文集，Vol. 75, No654, pp. 1517-1525, 2010. 8
- 8) 浅田勇人、吉敷祥一、山田哲：鉄筋コンクリート基礎立部に設置した引張ブレース付き露出柱脚のせん断抵抗能力，日本建築学会構造系論文集，Vol. 76, No665, pp. 1347-1356, 2011. 7

11. まとめ

当センターでは、3章に示したように建築確認審査者および構造設計者に対して継続的に技術的支援として研修会やセミナーを毎年実施してきた。

研修に参加した審査者へのアンケート結果では、電算ソフトの入力、出力の見方、基礎や杭の設計について今後も技術的支援が必要である結果を得た。さらに、民間確認審査機関への確認申請が定着したことによって特定行政庁確認審査担当者の審査機会が減っていることから、今後も継続的な構造審査への技術的支援は欠かすことができない。

また、設計者からのアンケート結果からは、更なる判定期間の短縮、構造設計者への適確な表現での指摘事項の提示法が求められていることから、日々改善に努める必要がある。

一方で構造設計は、コンピュータやプログラムが高度化しより精緻な計算が可能になった。構造設計の一部が自動化されたように感じるが、プログラムは入力された情報に基づき正確な計算を実施するが、架構や部材の力学的モデル化の妥当性や計算条件の適否の判断は行っていない。現在、その部分について構造設計者が判断を補完することで構造設計が合理的になされている。その判断材料としての構造設計傾向や構造特性を知ることは非常に重要である。

そこで、本研究では様々な構造特性を調査した知見を以下に示す。

- 1) 中高層鉄筋コンクリート造の構造特性と設計傾向について示した。共同住宅の鉄筋コンクリート造(3階~16階)のコンクリート強度分布は、 F_c24 から 48 の範囲で分布している。10階~12階建では1階のコンクリート強度は $FC30\sim39$ 、13~16階建では $FC36\sim48$ 程度が使用されている。また、平均単位重量が約 18KN/m^2 、根入れ深さ比は平均で約 10%、1階のせん断応力度は、 $C_0=0.2$ 相当時の1階柱で 0.84N/mm^2 、終局時で 1.29N/mm^2 であった。これらの数値は、設計・審査において技術的目安となるものである。
- 2) 道内建築物の保有水平耐力計算で設計された鉄筋コンクリート造建築物の耐震性の実状を把握した。既存観測波3波に対する最大応答せん断力係数は、稀に発生する地震動で概ね建築基準法による A_i 分布で算出した一次設計用せん断力が包絡する結果となっている。また、層間変形角も稀に発生する地震動に対しては概ね $1/200$ 、ベースシア係数は $0.133\sim0.188$ となっ

た。極めた稀に発生する地震動に対して概ね $1/100$ 程度であった。安全限界変形角の $1/75$ 以下であった。

- 3) 保有水平耐力計算で設計された鉄筋コンクリート造建築物に対して表地盤情報を考慮した地震応答解析を行い、硬質地盤と軟弱地盤での応答値の差を確認した。表層地盤の増幅特性と入力損失を考慮した応答解析の結果、軟弱な地盤上に建つ建築物は、硬質地盤上の建築物よりも 2~3 倍応答変位が大きい。
- 4) 北海道条例で規定されている積雪荷重に対する、低層鉄骨建築物の設計上の耐力余裕率を示した。調査の範囲内では、設計積雪荷重に対して短期許容応力度レベルで 1.3 倍程度の耐力余裕率であった。豪雪時の建築物リスク評価等に活用できる資料を示した。
- 5) 積雪荷重の多少が、低層鉄骨建築物の応答性状に与える影響を応答解析によって示した。積雪量が変化しても最大応答結果の変動が比較的小さい結果になった。これは、高層になればより変動が小さい結果となった。
- 6) 建築物の靱性指標の一つとなる余力率について保有水平耐力計算で設計された建築物を調査示した。30棟の調査結果では、RC造、S造ともに余力率は2倍程度であった。
- 7) 鉄骨露出柱脚の鉄筋コンクリート造柱型のせん断補強筋による補強効果について示した。せん断補強筋の効果は最大耐力に影響は小さいが、最大耐力後の靱性向上には効果があることが分かった。構造設計時には、柱型のひび割れが起ると、耐力低下が始まるので余裕のある縁あき距離を十分にとり設計をすることが望ましい。

謝辞

本研究は、当センターで実施した構造計算適合性判定における、構造計算書および構造図を利用させて頂きました。ここに記して、深く感謝の意を表します。