

安齋先生の技術通信

2011年
1月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

しかし最近の世の中は私達年代にはとてもとても理解できない事柄やら事件・事故が多い。国内のみならず世界的にも言える様な気がします。ところで常識とはその時その時代の多数派によって決まるもので、小生の年代はもはや少数派であり、偉そうにもの言っても非常識なのだそうです。クワバラクワバラ！ま、今年もお手柔らかにお願いいたします。

さて、今月は順番からいって構造耐力上主要な「柱」の瑕疵のようです。

「柱の瑕疵」については過去の技術通信で簡単に触れたことがありますが、木耐協ホームページにある小生の【技術通信バックナンバー】には入っていませんので、改めて見直してみましょ。

先ず第一に基準法施行令第43条の各項(第1～6項)を満足しないと自動的に瑕疵が成立する事になるのでしょうか。

- ①(第1項):ここでは建物をその重量に着目して3つに分けた上、更に特別の条件に当てはまるような構造・用途と対象となる柱の位置(階)により4つに分けて該当する部分により、柱の小径(柱幅と柱の内法高=横架材間距離との比)を規定しています。そして但し書きにより、「大臣が定める…構造計算により、…安全であることが確かめられた場合はこの限りに非ず。」としています。
- 例えば、一般戸建住宅で「2階建・軽い(重い)屋根で、桁又は梁間方向に柱相互間隔が10m未満」の場合だと1階では1/30(28)、2階柱は1/33(30)以上を確保しないとイケない。しかしこれによると小径はそれ程大きくはない。カッコ内は屋根の種類が瓦葺き程度の場合を示すが、土蔵造のような壁重量の特に大きな建物は当てはまらず異なる値が用意されています。

次に②(第2項):では地上階の階数が2を超える建物の1階柱の小径は13.5cmを下回ってはならない、とあります。…。エッ? 135ミリ以上? そんなに太いの!? でもご心配無用! こも但し書きにより、柱頭柱脚を横架材(梁・桁、土台)又は基礎とボルトその他の方法で緊結した上で大臣が定める方法の構造計算により、…安全であることが確かめられた場合はこの限りに非ず、です。

また地上階数が3以上ということで基準法第20条第3号により「構造計算が義務付け」られていますので、通常は135ミリ未満の小径で設計が成立することが殆どですから、柱頭柱脚の接合仕様も計算により決定するので、あまり大きな問題にはなりません。

- ③(第3項):これは、市町村の条例により規定・制限の緩和がある場合ということですが、柱小径等に関する条例を持つ市町村が存在するか否かは現在のところ不明です。あればその条例において具体的に示されることになるのでそれに従って対応すれば良いこととなります。

- ④(第4項):ここで過去の「技通」でも触れた「断面欠損(=切り欠き)」に関することが触れられています。

柱は基本的に圧縮材としての機能が問われることが多い。更に外周回りの柱には風圧による横方向の荷重が作用し、曲げがかかります。引抜力に対しては接合仕様さえしっかりしていれば柱材自体が引張力で断面が決まることはまず無いので、通常は「圧縮と曲げ」を考えれば良いこととなります。

この柱に「切り欠き」があると、かなり小さな圧縮荷重に対して降伏してしまうので注意しなければならない。

第4項では前述①～③に基づいた所要断面積の1/3以上を切り欠く場合には、その部分を補強しなければならない、と定めています。

この「1/3以上を切り欠く場合」の問題点は「技術通信バックナンバー」の第30～32回のうち特に31回目の内容で、圧縮材の【座屈破壊】について説明しておりますので詳しい内容は『木耐協ホームページ』の小生の技術通信からご覧下さい。この第30～32回の内容は「タスキ掛け筋かい」交差部の「相じゃくり」による中央部断面欠損に関して考察をしているものですが、【圧縮を受ける柱】と全く同じ理屈ですので筋かい=柱と読み替えて頂いて構いません。

また法文では断面欠損の位置に係わらず1/3以上の欠損なら【要補強】ですので、材端部なら補強不要という訳ではありませんのでご注意を!(補強方法については後で考察して見ましょ。)

令第43条にはあと2項(5項、6項)ありますが、次号で述べたいと思います。補強方法についても次号以降にて…。

技術的なご相談はこちらへ! メール: question@mokutaikyoo.com TEL: 048-224-8316

安齋先生の技術通信

2011年
2月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

この冬は日本海側・北海道と太平洋側では天候が全く異なる傾向に驚いています。しかも「記録的」という言葉がついてきているのです。昨夏の猛暑と…。いよいよ地球も狂い始めたのでしょうか？そして人類はこれからも戦い・争いの歴史を繰り返していくのでしょうか。子々孫々の世代に安らぎの世界が訪れてはくれないものか…。

さて、今月も構造耐力上主要な「柱」の瑕疵の続きです。

⑤(第5項):ここには階数が2以上の場合の隅柱(これに準ずる柱も同じ)は通し柱とすること。…ですがここにも但し書きがあり、接合部を通し柱の耐力と同等以上に補強すればこの限りに非ず、…です。従って実務上問題になることは殆どありません。しかし通し柱にしない場合には「構造計算」により接合部の仕様を決めてやる必要はあります。

最後に⑥(第6項):では【(柱の)有効細長比】なる規定が定められた。この有効細長比とは「断面の最小二次率半径(i)の座屈長さ(l_k)に対する比(λ)」を言い、式で表せば $\lambda=l_k/i$ であり、更に i は $\sqrt{I/A}$ 、つまり柱の断面二次モーメント I をその断面積 A で除したものの平方根を意味します。また l_k は柱の内法長さをさします。

規定ではこの有効細長比 λ を150以下におさめなければならない。つまり λ が150を越すような細すぎる柱は、座屈破壊をはじめとする不測の事態(思わぬ材の変形、欠き込みの影響等々)を招く恐れがあるので、そのような不都合を避けるのがこの項目の狙いとされる。この内容が法文化されたのはこの度の法改正だと思えます。

以上が令43条で定める「柱」に関する規定ですが、これら各項目の条文の本文によらず「但し書き」に基づいて安全を確かめる方法を選ぶ場合として告示1349号(木造の柱の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件)が用意されている。ここまでくると一般的には皆さんの手から離れ、専門家に委ねられることになるのだと思えます。

前号で述べたように、上述に抵触するような場合は【瑕疵】が成立する状態と考えられるのでご注意ください。

次に、先月号の④(第4項)で触れた【所要断面積】の1/3以上を欠き取った場合の「補強」について考えて見たい。ここで注意しておくことは「所要断面積」の定義です。(第4項)では「前3項」の規定に基づく…。ですから、(第5項)と(第6項)の制約は受けない。と判断して良いのだと思えます。

それはさておき、このような場合の補強とはどうすればよいのでしょうか？小生の知る限り具体的な方法を示されている書物や情報には未だ出会っていません。

そこで、ここでは1/3以上の断面欠損のケース別に考えられる補強として考察して見ることにしましょう。

【ケース1】柱端部で側面1/3以上の欠き込みの場合の補強。横架材(土台等)との接触面積が少なく「めり込み」に問題

(1)考えられる状態:配管等でやむを得ず欠き込む場合で壁に直交方向に欠き込み。

このようなケースでは添え材を本柱に縫い付け、接触面積を確保する。このときの縫い付け方は欠損面積×横架材の許容めり込み応力度を縫い付けボルト1本の許容せん断耐力で割った本数で縫い付ける。(材端なので柱材の許容圧縮応力度を使う必要はないと考えます。)

例として土台(樺:長期許容めり込み応力度 $=1.1 \times 6/3 = 2.2 \text{ N/mm}^2$)に対して 105×105 の柱の内 $40 \times 105 = 4,200 \text{ mm}^2$ の欠損の場合は $2.2 \times 4,200 = 9,240 \text{ N}$ となりますから、これをM12の縫い付けボルトで補強する場合は1本のせん断耐力 $RQ = 500 \times 9.8 = 4,900 \text{ N/本}$ とすれば $n = 9,240/4,900 = 1.9 \Rightarrow 2$ -M12で縫い付ける。(図は次号以降に掲載します)

(2)で考えられる状態:配管等でやむを得ず欠き込む場合で壁に平行方向に欠き込み。(壁に沿って配管を横引き)

この場合は(1)と違い、かなりデリケートな対応が要求されそうです。「壁と直交方向に添え柱」という訳にはいきません。こんな場合の補強としては一つには(1)と同様に壁方向の柱の両面に欠損を補う接触面積を確保するような添え材を柱に縫い付ける方法。この場合には縫い付けボルトが2面せん断になるので基本的に1/2の本数となるが最小本数は2本としたい。次に考えられる方法は切り欠き側の柱・横架材側面に補強プレートを設置して釘・ビス等で留め付けることでしょう。この時の注意は補強プレート自体の座屈の検討までは要らないとして、使用する釘・ビスに対応したせん断耐力(釘・ビスのサイズ・種類と樹種との組合せ)をチェックして柱側・横架材側に対する必要本数を決定することでしょう。(図は次号以降に掲載します。)

引続き次号にて進めたいと思います。 ※ Hさんから再リアクションがあった！一段落してからご紹介したい ※

技術的なご相談はこちらへ！ メール：question@mokutaikyo.com TEL：048-224-8316

安齋先生の技術通信

2011年
3月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

チュニジアに端を発した国の態様に関する動きはアラブの大国エジプトをも変え、更に周辺国への影響も必至と思われ、世界は大きく変容しようとしている。今後の動向が見逃せない。人間(人類)如何に生くべきか…。どうか武力に頼む過程は避けてほしい、と願うばかりです。新燃岳の火山活動、特に宮崎県の皆様には心労の続く毎日のことお察しいたします。健康にはくれぐれもご留意の程を…。 さて、今月ももう少し「柱」の瑕疵を続けてみます。

前号では【ケース1】柱端部位置での欠き込みについて(1)、(2)の状態について考察して見ました。

今月は【ケース2】:柱材中間部に欠き込みがある場合の補強はどうすれば良いのかを考えてみたい。

- (1) 考えられる状態:壁に直交する欠き込みで【ケース1】の(1)と同様の様子。(欠損の高さ位置が異なるだけ。)

このような場合では壁厚内で、欠き込み側に補強材を添えてボルト締め。又は柱全長に亘って添え柱とする。前者の場合のボルトは欠損面積が失う軸力(=柱材の許容圧縮応力度×欠損面積)に対しボルトの一面せん断耐力で割った本数を欠損部分の上下にそれぞれ配置する必要がある。後者の場合は本柱と添え柱を接着剤併用でボルト締め(M12@600程度以下)が望ましい。
- (2) 考えられる状態:壁に並行する欠き込みで【ケース1】の(1)と同様の様子。(欠損の高さ位置が異なるだけ。)

このようなケースが無いことを祈るばかりです。…が現実には結構存在することがある?例えば給水管の横引き配管!こんな場合はどうすればいいんだろう?

補強というのは「元の状態と同等以上」にその性能を保証するもの。…だと考えれば、欠損による失う軸力分を補填するのが最小限の条件です。材長中間部の欠損は即「座屈」を意識しなければならないので、①当該柱が耐力壁端に位置する柱でない事、を最低の条件としたい。もし現状が耐力壁をしょった壁端の柱なら、この耐力壁は「非耐力壁」にし、他の場所に耐力壁を移す。こうすることにより対象の柱を一般の管柱化した上で、欠損分の補強を考えるのが賢明だと思います。

②次に具体的には、前述(1)の要領で失った軸力を計算し、その軸力に見合う鉄板の断面を決める。この時は鉄板の座屈は考慮しないでいいと思います。補強区間が短いからです。

③そして使用する釘・ビスの1本当りのせん断耐力を決め、この耐力で補填すべき軸力を割れば必要な釘・ビスの本数が定まる。この本数の釘・ビスを上下にそれぞれ配置する。

④勿論添える補強鉄板は「欠損した側」にしないといけない。【座屈防止】を実現しなければならないからです。

以上、柱材の断面欠損に対する「補強」対策(案)ですが、ひとつだけ注意して頂きたいことがあります。「失われる・又は補填すべき軸力」とこれに対して使用する「釘・ビス、鉄板」の算定はどうすれば良いか?つまり木材や鉄板等の許容応力度の扱いのことです。

木材と鋼板、釘、ビスの許容応力度は長期と短期の値の割合(短期÷長期)が異なります。従って最も不利な状態で決定しなければなりません。

ちなみに木材の「短期/長期」は2:1.1⇒≒1.82倍、鋼板は1.5倍、釘・ビスは2.0倍となっています。またボルトの場合はボルトによる木材へのめり込み(木材と同じ≒1.82倍)かボルト自体の曲げ(鋼板と同じ1.5倍)となっています。(このほか使用継続期間や含水率等とか、釘等の配置条件が許容応力度の決定に影響を持っていて実際にはもっと複雑です。)

こんな現状から、実際の計算は鋼板断面を決める場合は短期で、釘・ビスは長期で本数を、それぞれ決定しないと危険側の結果となるので注意を要する。ボルトの場合はめり込みの場合はどちらでも同じですがボルト自体の曲げできまる場合は鋼板と同じ扱いになるので短期で算定しておく必要がある。

更に、「ボルト接合」とする場合はボルト穴のゆるみからくる「初期すべり」を考慮すると、慎重な検討が必要となります。また、実務的には釘やビスの【耐力一覧】をインターネットやカタログから調べないと難解だし、大変な手間がかかり、本を頼りにしてはいられません。

次号はこれらの解説図にしたいと思います。

技術的なご相談はこちらへ! メール: question@mokutaikyo.com TEL: 048-224-8316

安齋先生の技術通信

2011年
4月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

大変なことが起きてしまいました！国家的な大事件です。世界中の支援を受けて、私達は立ち上がらねばならない。地震・津波により人命救助、様々な物資不足のさなか、原発事故が深刻な事態で被災者に覆いかぶさってきている。なんということか。言葉を失っています。どうか、神様。お命を。

今月は今回の震災を受けて特別なテーマに急遽切替えてお伝えします。どうか真剣にお読みください。

私はあのとき、さいたま市内で遭遇しました。震度は「5強」だったとあとでわかったのですが、私が立っていた場所は地盤の良い所と悪いところとの丁度境目に位置する平屋建てのプレファブ建物内でした。外に出るよりは内部の方が安全ととっさに判断し、建物内で外の光景を凝視していました。その先は地盤の良くない場所です。

地面のグラグラとうねって揺れるのがわかり、つられて建物が大きく揺れました。多分その場所は5強を越していたのではなかったかと、後で思いました。しかし「5強」でさえ「あの揺れ」だったので「7」だの「6強」、「6弱」とは、その場にいたらどんな凄まじさだったことだろうか。想像するだけで背筋が凍る。

さて今回皆さんにお伝えしたいことは2つあります。

発生直後の帰宅から翌日はほぼ丸一日テレビに釘付けで、食い入るように見ていました。

そのときの感想は勿論「津波」の恐ろしさです。おびたしい瓦礫(とは言っても、その殆どは木造家屋の部材と思われる木材類)が水面を多い尽くす勢いで流されていました。

初めの頃は『津波が建物を破壊した』と思い込んでみていたのですが、時々崩れていない建物が水に浮いて流されています。ハッとしました。…つまりその建物は津波で壊されていない、ということです。

あのおびたしいバラバラの木材は、もしかしたら元々耐震性の低い住宅の場合は津波の来襲以前、既に「地震そのもの」によって破壊していたり、かなりのダメージを受けていたりした建物も相当数あったのではないかと。

だから、津波に対する非難命令や指示があっても、建物の下敷きになっていたりして避難行動すらできない人々が大量居られたのではなかったか？壊れずにただ流されている家だってあるんだ！きっとそうだ…と思いました。(勿論幸い生き延びられた人たちの証言や専門家の解析を待たないと、何とも言えないことです。)

以上のことから今回お伝えしたい【第一】は、

「津波」がきたら耐震補強をしていたって、何もならない。どうせ津波のモクズとなるだけだ…。とは考えないでいただきたい！ということです。

「耐震補強」をすることにより、最初の地震に耐えることができれば避難行動も出来る可能性が高まるし、万一逃げ遅れても家の2階に上っていれば、家ごと津波に流されて、水中に飲み込まれることなく救援を待つことができるかも知れません。

ですから矢張り「耐震補強」はいざというとき正に有用だといえるのだ、と思います。皆さん確信をもって行動しましょう。

次のお伝え内容【第二】は、震害を受けた建物を良く調査して欲しいということです。「壁(P.Bや合板等)」が激しい揺れの結果、柱等の構造材から浮いてしまっていたら危険です。釘・ビスが途中まで抜け出した証拠です。

こうなると「本震より大きい余震はない。」と言って安心していることは危険です。その余震のエネルギーでもろくも倒壊の憂き目に遭うことが十分に予想できるからです。(釘頭だけがクロスから飛び出している場合も全く同様です。)

本震を辛うじて耐え抜いても、このような状態が確認できたら、急いで「増し釘」適な発想でもう一度壁材を構造材にしっかり留め付けなおしておいて下さい。

いつか「技通」でも触れた記憶がありますが、「震度？以上」の地震に見舞われた地域の、耐震補強済みお客様の家をチェックして回るべき(アフターサービス)として、提案したことがあります。そろそろそのような共通認識を決めておく必要があるのでは、と考えます。例えば提案としては「震度6弱以上」位に設定するのは如何でしょうか。

技術的なご相談はこちらへ！ メール：question@mokutaikyo.com TEL：048-224-8316

安齋先生の技術通信

2011年
5月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

東北・北関東の余震の収まるのを待たずに、他地域の地震が不気味になってきた？何から何まで後手後手の対応しか出来ない原発事故にはいい加減腹が立つ。一方でリビアはようやく先が見え始めたようです。「人が人を支配する。」という態様はもはや通用しないという、新時代の到来を私達は今見届けようとしている。

さて、2~3回位に分けてこれまでの記述を具体的に図で見ていきましょう。

今月は壁に直交した配管による「柱の断面欠損」のうち、材端・材中間部の状態を図示してみました。

左図は材端・材中間部とも柱サイズ(杉:105×105)の1/3の35を欠き込み、配管が通っている様子。

中図は材端部では欠損分と同じ35×105の添板を、材中間部では柱部を10mm欠き込んだ上(10+35)=45×105の添板を取り付けた様子を示しています。

そして右図は中図を側面から見た状態を表しています。

木材の板を添える場合は計算外の安全量として接着剤併用をお勧めしたい。

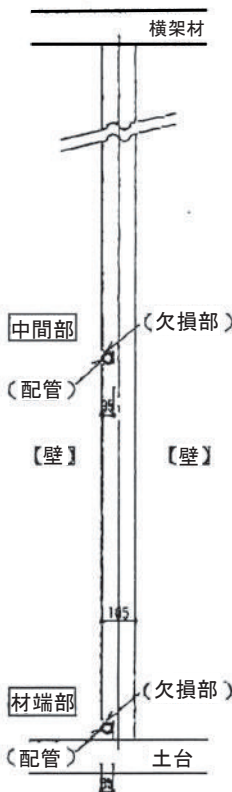
また、使用釘は添板の厚さにより、釘長さ \geq 板厚の2.5倍なので、45の添板には $\geq 45 \times 2.5 = 112.5\text{mm}$ 以上、35の添板では87.5 mm以上の釘長さが必要となります。

釘径は太いほうがせん断耐力が高いので出来るだけ「太目釘(CN釘)」を使いたいですが、CN釘ではCN90が最長なのでこれを使えるのは材端部の35×105の添板のみにしか使えない。という訳で45の添板部ではN釘の「N115」を使用するしかありません。

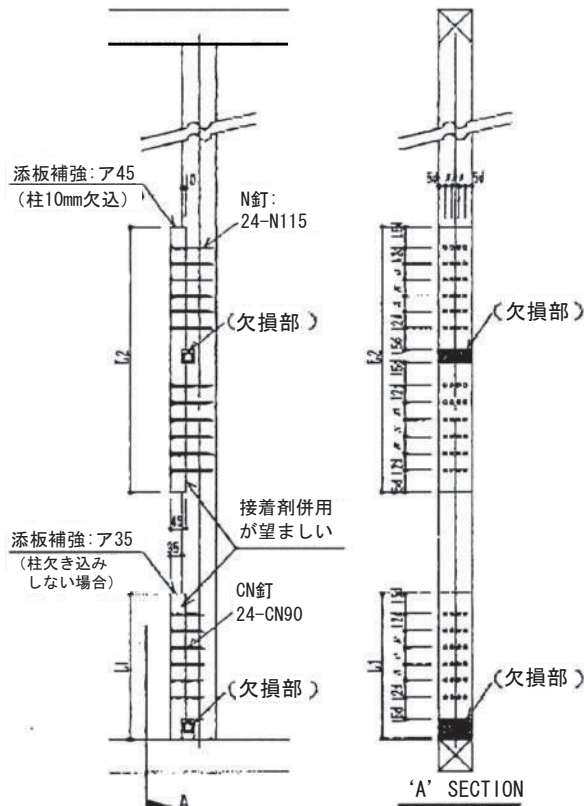
しかし母材と補強材の一体化を考慮して下図中間部の様に10ミリ程度の欠き込みを設けるのが望ましい。

【壁に直行する配管による欠損】

【補強前】



【補強後】：木材添板による場合を示す。



・欠損による軸耐力低下分
柱材長:2850mmより $L_{fk} = 2.34\text{N}/\text{mm}^2$ 、 $\therefore \triangle NL = 8600\text{N}$

・釘の長期せん断耐力(N/本)
 $P_a = \kappa \cdot d^{1.8} \dots \kappa = 31$ (J3)
釘径 $d = 4.2$ (N115)、 4.11 (CN90)
N115で $P_a = 410\text{N}/\text{本}$
CN90で $P_a = 395\text{N}/\text{本}$ となる。

・よってそれぞれの必要釘本数は
【材端部】:添板35では
 $n = 8600 \div 395 = 22$ 本以上
【中間部】:添板45では
 $n = 8600 \div 410 = 21$ 本以上。

・これを釘ピッチ、端あき、へりあきの規定により割り付ければ材端部・中間部とも、
 $4 \times 6 = 24$ 本 となり左図になる。

・また各部の添板の最小長さは左図の各部寸法に切り欠き部長さを加えたものとなります。

以上は2月号に記したように公的に示された補強方法ではなく、あくまで私的に考察したもので、他に具体策があればお教えいただきたい。次号は釘の代わりにボルトを採用する場合を考えてみたいと思います。

技術的なご相談はこちらへ！ メール：question@mokutaikyo.com TEL：03-5909-1881

安齋先生の技術通信

2011年
6月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

福島原発の落ち着く先が見えない！これから一体どんな結末を迎えるのだろうか？我が家に避難していた弟家族をいわき市に送る途中、小学時代を過ごした故郷に寄り道してみた。半径20kmより少し圏外の場所だ。町へ車を滑らせても人がいない！時おり犬や猫がうろついているだけだ！目的の家には人がいた。聞いて驚いた。部落には誰もいないよ。俺達は認知症の母が集団生活を出来ずに戻ってきただけだと…。犬の野生化も心配。

さて、今回は釘に代えてボルト接合の場合を検討して見るようになっていましたね。

ボルト接合については学会の「木質構造設計規準・同解説」(以下、学会本)巻末の方に計算例があるのですが、

- ① 木材の繊維方向に引張力を受けるケースで、これを両面に鉄板を添えてボルトで縫い合わせる単純引張の場合
- ② 木材の繊維方向に直交方向の引張を受ける場合(木材同士)
- ③ 木材の繊維方向に傾斜する方向に力を受ける場合(木材同士)

の3つのケースが載っているだけで、柱の断面欠損部の補強を目的にした計算例はありません。

一体どうしたものか？考え込んでしまいました。そこで先ず「ボルト接合」の留意点をまとめて見ます。

- ① ボルトとボルト孔には「緩み」がある為、荷重を受けた時に「初期すべり」を生ずるので、大きな変形・耐力低下を考慮し、慎重に計画しなければならない。…(これでは今回の目的には「的外れ」の気がする。)
- ② 実務的に、添え材は木材よりは鉄板(片面)の方が納まり上優れているかも知れない。
- ③ 従って①の滑りを出来るだけ小さく納める為、ボルトをやめてラグスクリュータイプで検討する。

こんな前提で話を進めると、添え板:SS400、ラグスクリュー:SS400、いずれも $F = 235(N/mm^2)$ とすると、

ラグスクリューの径12mm、有効長さ $l = 8 \times 12 = 96mm$ 以上、接合形式:a(学会本:P-257)

等々からラグスクリューの設計用許容せん断耐力 $P_a \Rightarrow$ (実はかなり面倒な係数を掛け合わせながら、求めるのですが、これを縷々述べていると、皆さんに嫌われます！実際小生も面倒くさくて、やりたくない！…?)

という訳で我々が実務的に用いている、ラグスクリュー(M12)1本当りの短期せん断耐力 $= 5KN$ を使って計画しても間違いはなさそうですね。何故なら皆さんがご存知のホールダウン金物は短期で1本当り5KNで造られていますよね。(この数値を使用していれば、恐らく安全側に収まる筈ですから。)

これを先月号の、欠損による軸耐力低下分 $\Delta N_L = 8.6KN$ (短期換算:15.63 KN)に当てはめれば、片側の必要ラグスクリューの本数 n は、 $n = 15.63 / 5.0 = 3.1 \Rightarrow 4-M12$ となります。

このとき、添え板の厚さ、ラグスクリューの配置・端あき距離等は「ドリフトピン」の規準を適用せよ。とありますので、以下に注意事項と併せてまとめておきます。

最初にここで用いている記号説明、 d : ラグスクリューの胴部径 12mm、 l : 有効長さ(木材への挿入長さ)

- 1)、材長方向の端あき $e_1 = 7d$ 以上(荷重負担側)、 $4d$ 以上(荷重非負担側) …($7d = 84mm$)
 - 2)、材長方向のラグスクリュー間隔 $s = 7d$ 以上
 - 3)、材長に直角方向の端あき $e_2 = 1.5d$ 以上($l/d \geq 6$ のときは $1.5d$ 以上かつ $r/2$ 以上、 $96/12 = 8 > 6$)
 - 4)、材長に直角方向の間隔 $r = 3d$ 以上。…($3d = 36mm$)
…(4-M12を2行2列とした場合の例として $e_2 = 2 \times 30 > r/2$ 、と $r = 45 > 3d$ で柱幅105になります。)
- その他
- 5)、添え板の厚さ:ボルト接合部における表6.4(学会本:P-239)における座金の厚さ以上。(ここでは引張は受けないとして、3.2mm以上)但し添え板の座屈長さを考慮してPL-6程度が望ましい。
 - 6)、すると使用ラグスクリューの首下長さ $L_e = 96 + 6 = 102$ となり、105又は110mmを用いることとなります。
 - 7)、ネジ部の先穴径は杉程度の樹種だとネジ部径の40~70%とし、その長さは少なくともネジ部の長さと同じとする。尚胴部の先穴は胴部と同径、その長さも胴部と同じとする。
 - 8)、当然のことですが、レンチ等で回しながら挿入するもので、ハンマー等で叩き込んではいけません。潤滑材使用は可とする。

図示する余裕はありませんでしたが、上文を読みながら図化すれば大丈夫でしょう。

以上宜しくお願いします。【注】使用した「学会本」は2006年12月1日第4版第1刷でした。

技術的なご相談はこちらへ！ メール: question@mokutaikyo.com TEL: 03-5909-1881

安齋先生の技術通信

2011年
7月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

一体日本はどうなってしまうのだろうか？どうか第2のギリシャになりませんように…。津波・原発と憂いの種は消えず、相当量の継続的なあらゆる支援の覚悟が必要だ。「人の噂も…」では済まされない。兎に角みんなで出来る支援を続けていきましょう。

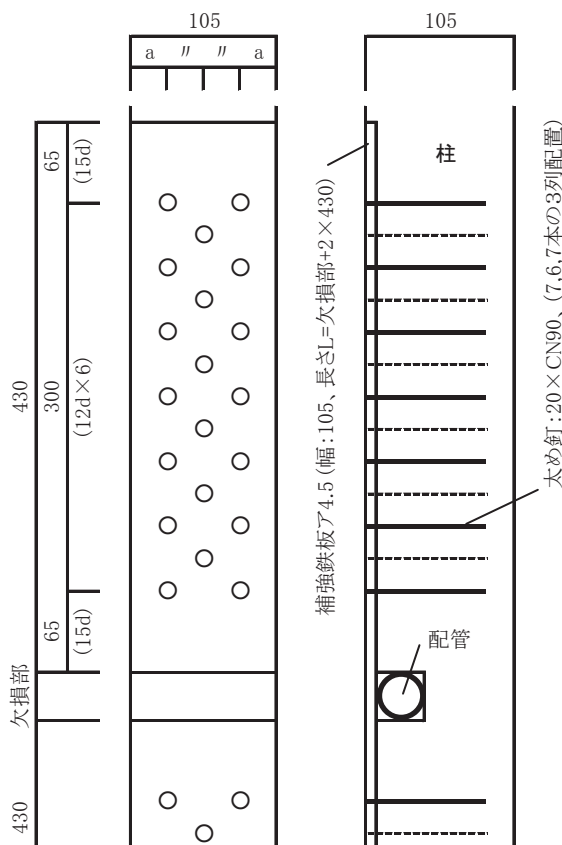
さて、これまでは壁に直交した配管による柱の断面欠損部の補強について考察してきましたが、今回は「壁沿いの配管による柱の断面欠損」に対する補強を考えて見たいと思います。

壁に沿った配管の為の欠損部補強となると、現実的に考えられるのは「鉄板添え板と釘」の組合せだと思います。そして壁仕上げや下地を考えると「鉄板の厚さ分だけ柱を欠き込み」、鉄板が柱面より出っ張らないことが大事かと思います。また、壁下地の胴縁は柱脇に「胴縁受け」を打ち付けて対応しましょう。

補強は使用釘を「太め釘CN90」で計画すると釘径は4.11mmですから、添え鉄板の厚さは $t \geq 0.4d = 1.65$ ですのでPL-2.3以上ですが座屈を考慮してPL-4.5を使うことにします。

従って欠損寸法35mmが必要な場合はこの添え鉄板の厚さを加算した40mmの欠損とし、これに対する釘補強を計画して見ましょう。

欠損による「軸耐力低下分 ΔNL 」は5月号と同様に、 $2.34 \times 105 \times 40 = 9830N$ となります。これに対し太め釘CN90（釘径4.11）の長期一面せん断耐力は、 $P_a = \kappa \cdot d^{1.8} = 31.0 \times 4.11^{1.8} = 394N/本$ で表されますが、 $t \geq 0.4d$ を満たす板厚の場合25%増とできるので、 $P_a = 493 N/本$ となります。よって必要な釘本数は $n = 9830 \div 493 = 20本$ となります。



縁端距離 $15d = 62$ 以上、釘間隔 $12d = 50$ 以上、列間隔並びに「へしあき」 $a = 5d = 21$ 以上を守りながら釘配置を計画してみると左図のような結果で良いかと思います。

3列に並べましたが、1列の釘本数が10本以上となる場合は10%減、20本以上となる場合は20%減の耐力で本数を計算します。

また「a」は $5d$ 以上を守り適宜配置して良いのですが、出来るだけ「木目に対して乱に配置」することが大切です。

釘打ち時の割れや加力時の割裂の発生を出来るだけ避けたい、という理由からです。

以上、柱の断面欠損に対する補強について縷々検討して参りましたが、この辺で区切りにしたいと思います。

次は多分「梁に関する」瑕疵について考察することになると思います。

或いは「被災地」のことが飛入りで入るかも知れません。

安齋先生の技術通信

2011年
8月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

今年も早や後半に突入してしまいました。東日本大震災に翻弄された前半でした。さあ、いつまでも後ろばかり見ていないで皆で前を向こう。国内旅行も積極的に行きましょう。原発による放射能汚染については「過度な神経使い」はそろそろ終りにし、冷静に対応したい。チェック済みとして出回る製品には安全性を信じましょう。

この件に付きましては2010年11月号で「壁の瑕疵」に関する記述に対するHさんからのリアクションがあり、翌月で考察を展開したのですが、これに対しても2011年2月号で同じHさんから再度リアクションを戴きました。このことは同月号に述べていますが、その内容とそれに対する小生の考察はまだ紹介しておりませんでした。一段落しましたので今月見てまいります。

2010年12月号でHさんからの1回目のリアクションに対する勝手な判断で解説を試みました。その時の考察は床梁のたわみにより、直下の垂壁に変形を生じてクロスの上れ等を生じたケースを紹介したのです。

しかしHさんからの再リアクションによると、同様に「床梁のたわみ」により、直上階の壁のクロスに瑕疵が発生することもあるのでは？とのことでした。…確かに。あります。

一般的に梁上端が水平直線を保つことは難しく、中央部がたわむことにより、ある曲率をもった曲線状態になるのが普通です。

ですからこのたわみによる不具合を許容できる程度を勘案して基準法令では「たわみ規定」を設定しています。床梁の場合は通常1/300、つまり梁スパンの1/300以下に押さえるように定められています。

例えばスパンが2.73mなら $2730/300=9.1\text{mm}$ 、3.64mなら $3640/300=12.13\text{mm}$ 以下という訳です。しかし、この数字って大きく思いませんか？実際に中央部のたわみが9.1とか12.13というのは1.365mで0.91cm、1.82mで1.21cmも落差(高低差)があることになるのですから、結構大きなたわみ量と言えます。

また、木材の場合は「クリープたわみ」が大きく、長期間では初期たわみの2倍とされています。これは「マジソンカーブ」と言われているものからの話ですが、これによると荷重継続期間250年後が2倍とされていますが、この期間とたわみとの関係は単純比ではなく特に時間軸が対数関係のようで、1/5の50年でみるとなんと約1.82倍です。

構造計算をしてたわみのチェックをする場合には最初からたわみの割増し係数を2倍しているので理屈的には初期たわみは1/600で設計していることになります。これが250年後には1/300に、50年後には1/545程度のたわみになることを予想していることになっています。

瑕疵問題になるようなケースでは初期設計時のたわみを1/300以下に設定した場合には築後1年では予定たわみ(250年後で1/150)の1/1.33位になるのでほぼ1/200のたわみ量になる。

すると $2730/200=1.36\text{cm}$ 、 $3640/200=1.82\text{cm}$ となるわけですから、こんなにたわむと矢張り問題が表面化してもおかしくはない。

実際の梁サイズの決定では構造計算の場合1/300ギリギリで設計することは殆どなく、もっと余裕をもったサイズで決定することが多いと思います。

また梁サイズ決定の為の「スパン表」なるもので決めればある程度の安全量は担保されていると思いますが、そのようなものにもよらず、大した経験もなく決定すると後が怖い！ことになるかも…。

(来月ももう少しこの件を掘り下げてみましょう。)

技術的なご相談はこちらへ！ メール：question@mokutaikyo.com TEL：03-5909-1881

安齋先生の技術通信

2011年
9月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

このところ太平洋高気圧が弱く、戻り梅雨のような寒い日が続いていますね。地震に津波に記録的な大雨・洪水と今年は一切何という年なんだろう。今年の稲作も打撃は大きいでしょうね。

でも皆で前を向いて頑張ろうではありませんか！

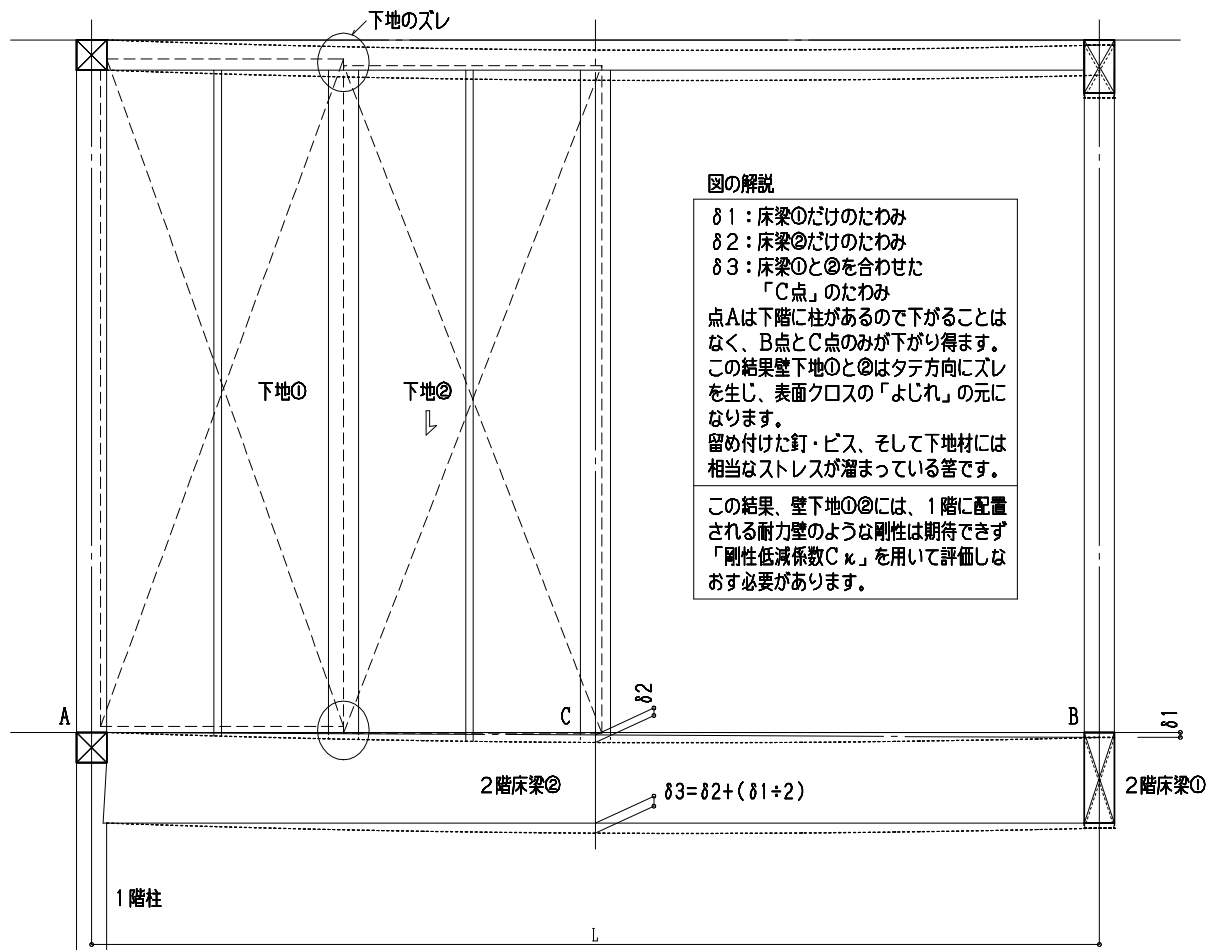
「床梁のたわみ」により、直上階のクロスに瑕疵が発生する状態を図で検討すると下図のようでしょうか。この図では1階の大きな部屋(広いリビング等)により、2階の床梁がたわみを生じていてその上にある壁(クロス下地)に強制的な変位をもたらし、その結果表面クロス「よじれ」となって現れるイメージを表現しました。図中の点線はたわみによって変形した状態を、破線は壁下地の移動後の関係を示しています。

下地面材にとっては、足元が鉛直変位を生じているだけでなく左右の変位量が異なるので、(1)縦方向に強制的な「せん断力」が作用しているほか、(2)左右の変位量が異なるため下地材自体が回転を起したいはずですが、しかし壁頂部には「頭つなぎ」が横たわっていますから簡単に回転は出来ません。

この図で見る限り、下地①も②も右下がりのせん断力を受け、同時に両者とも「右回転」したい状態で、これに抵抗しているのは、釘・ビスです。

また、留付け後に生じる新たな増加荷重に対して、床梁が更にたわもうとすると今度は「釘・ビス」が新たな変形に抵抗するため、更なる「たわみ」を押え込む役目さえ負ってくれています。

斯様にして木材と壁下地材は釘・ビスによって複雑な力関係を保ちながら存在していることがわかると思います。たかが「よじれ」ではありません。これらの悲痛な叫びを聞かないと、あとの判断を誤るかも…。



安齋先生の技術通信

2011年
10月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

カダフィ独裁の事実上の崩壊、歩みの遅い台風による大きな被害、ボルト選手の100m走失格と世の中はめまぐるしい。落ち着いた平凡な日はいつになったら来るのやら。小生はいえ、激しい腰痛で宿泊研修のドタキャン騒ぎを起こしてしまいご迷惑をお掛けし大変申し訳なく思っています。今後はしっかり養生して「穴」をあけぬよう心します。

今月は梁の「たわみと瑕疵問題」についてまとめておきましょう。

元々は「壁の瑕疵」問題から、Hさんからのリアクションにより話が進展して①「床梁のたわみ」が原因で直下の【垂壁】の中央部下がり。また先月号で述べたように、やはり②「床梁のたわみ」を主原因とする直上階の壁に発生する瑕疵現象が検討されました。

このように目に現れる瑕疵現象と、そこに至る原因は必ずしも一致するものではないことが解ったと思います。「何が原因で、結果として現在の瑕疵が発生しているのか。」と、その因果関係を突き止める習慣を身に付けておきましょう。

そして、いろいろな瑕疵現象を知ることにより、今後そのような現象発生を未然に防ぐ能力を磨いておくことが、これからの時代を生き抜く上で非常に大切なことだと思います。

さて、今月は「梁のたわみ」に関する構造設計上の留意点をピックアップし、構造設計の中身を少し覗いておいて頂こうかと思えます。

以下は【許容応力度設計】による対応です。

①「耐力壁の曲げ剛性」について

- ・1階基礎直上の土台に取り付く場合の耐力壁は、基本的に壁脚の回転は無視できますが、
- ・中間階の梁上に取り付く耐力壁の場合は、正に「梁のたわみ(=梁の回転)」により1階の壁とは同じ土俵で論じられません。
- ・そこで、中間階の耐力壁の曲げ剛性は(イ)その壁を受ける梁の状態と(ロ)梁上の壁の位置により、その壁の「剛性低減」をして評価・計算しています。
- ・従って、仮に全く同じ仕様の壁を1階と、2階の梁上に設置した時のそれぞれの耐力壁の曲げ剛性は異なるということです。
- ・ここで中間階の耐力壁端の片方又は両方に直下階の柱がない状態の梁を、【梁上耐力壁】と定義しています。ですから、「梁上耐力壁」とは、その壁両端の直下に下階の柱がある場合を除きます。
- ・通常の「壁量計算」や「N値計算」等では、1階壁と中間階の耐力壁の評価に差を設定してはいませんが、実際の構造計算ではこのように中間階の壁脚の回転による、中間階壁の「水平変形のし易さ」を、「剛性低減」として取り扱って処理していることを知っててください。

②「梁上耐力壁」となる梁自体の設計について

- ・当然といえば当然なことで、特記することもないかも知れませんが、壁端の柱から受ける長期・短期時の軸力を受けるものとして梁の計算を行っています。
- ・このときの梁の断面性能については、別に(イ)梁スパン中間で取り合う直交小梁等による断面欠損と、当該梁の成により、断面2次モーメントの低減。「たわみ」検定) や(ロ)梁端部及び中間部の荷重状況に対応しては、必要に応じてそれぞれの処理が求められています。(長くなるので省略します。)

言葉だけで表現すれば簡単なようですが、これを「手計算」で応じようとするれば頭がパンクしてしまうでしょう。そういう意味で現代のパソコンによる解析能力に感謝しないとなすすべもありません。

私達はこの恩恵にただ浴するだけでなく、「パソコンの内部計算」の意味を知り、入力 of 適正を怠らないよう努力しないとイケないと思えます。(結果に対する「判断能」も磨かないといけませんネ。)

技術的なご相談はこちらへ！ メール：question@mokutaikyo.com TEL：03-5909-1881

安齋先生の技術通信

2011年
11月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

世の中は一気に冬モードに入ったみたいな陽気ですね。皆様お変わりありませんか？東日本大震災に伴う原発事故の影響は、国内のみならず海外にも波及し日本の経済にも打撃を与えていて深刻です。支援とは裏腹な風評被害、正しい情報伝達の難しさを痛感する昨今です。

さて今月は次の構造耐力上主要な部分として、「小屋組」について考察してみましょう。

「小屋組の瑕疵」と言っているものはどんな事柄でしょうか？

勿論基準法施行令でいう【構造耐力上主要な部分】とは、建築の構造種別を限定している訳ではないので、RC造も鉄骨造も木造も、その他の構造も含まれるでしょう。

そんな中で、このシリーズでは「木造における構造耐力上主要な部分」に限定して考えていますので、ここでは一般的な在来構法に狭めて考察するとなれば、通常は【和小屋】を想定することになりますね。

この和小屋はつい最近までは小屋梁に「丸太」を使ったものが主流でしたが、近頃は全てを「平角」としていわゆる「軒桁・敷桁」と同様の角材で納めるのが殆どになってしまいました。時代の流れとでも言うのでしょうか。

それはさておき、「和小屋の小屋組」とは、どこからどこまでを言うのでしょうか？

多分、軒桁・敷桁・小屋梁、火打等の「地回り」を構成する部分から、小屋束・母屋・棟木、そして「雲筋かい（又は「小屋組筋かい）」までを指すのではないのでしょうか。

垂木から上は「屋根版」といわれる構造耐力上主要な部分の範疇に入るのだらうと思われま。

但し、前述の「火打」は別途【斜材】として「筋かい・方づえ・火打その他これらに類するもの」と明記されて、厳密には火打を小屋組の一部に入れるのは誤りかも知れませんが、重要な役割を担っていることは明らかです。

ところで、上述した「和小屋の小屋組」において、瑕疵となる要素は何が考えられますでしょうか？

通常、「小屋組の瑕疵」ということで耳目に接することは余りないと思いますが、あえて挙げてみれば、

- ①「雲筋かい」の設置不良。
 - ②横架材端部と受ける桁等の接合不良。
 - ③横架材同士の接合不良（継ぎ手）。
 - ④小屋束と横架材（梁等・母屋）との緊結不足。
 - ⑤地回り面の平面剛性不足（火打等）。
- 等でしょうか。では次にこれらの注意点をおさらいしましょう。

①「雲筋かい」の設置不良：

- ・ この筋かいは通常「貫」材を（イ）小屋束と横架材にわたり釘留め（梁間方向）。（ロ）母屋-小屋束-横架材にわたり釘留め（桁方向）とする。
- ・ 主目的は「小屋束の傾き防止」、サブが目的としては「小屋束の浮上り防止」であろう。
- ・ しかし、瑕疵問題への要素として時折見かけるのは、この筋かいを梁間・桁の両方向に設けず、梁間方向のみにしか設置していない場合が多い。
- ・ 基本的に梁間方向は通常勾配屋根で、地回りと垂木とは大きな三角形をなしているから、中間に位置する小屋束は元々傾きにくい。
- ・ それに対して桁方向は母屋（水平材）と小屋束（垂直材）の組合せで、言わば柱脚ピンのラーメン構造のようなもので、傾きに対してはやや問題が残る。従って桁方向こそ忘れずに雲筋かいを設置すべきではないか。
- ・ 次に見かけるのが「釘留め忘れ」です。斜材としての筋かいの両端しか留めていない、又は交差部の全ヶ所の留付けがなされていない、等です。
- ・ 又、この筋かいはサイズから分かるように「引張材」なので、両方向の荷重に対して有効となるように設置すること（つまりタスキ）が必要です。
- ・ これらの小さなミスにより、上部の屋根面の健全性が損なわれ（屋根面が動き易い）、結果的に屋根面防水層の傷み等に発展しかねないので要注意です。

（次号に続く。）

技術的なご相談はこちらへ！ メール：question@mokutaikyo.com TEL：03-5909-1881

安齋先生の技術通信

2011年
12月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

あーあ、今年ももう12月号原稿の時期になってしまいました。今年は本当に大変な1年でしたね。色々な意味であんまり良い年ではなかったと思います。そんな中で被災された皆様方自身の前向きな心意気、そして全世界からの励ましと善意。日本人って素晴らしい！人間ってそう見捨てたものじゃないゾ！と思わされる1年でもありました。

さて今月も引き続き、「小屋組」の瑕疵について考察してみましょう。

②横架材端部とこれを受ける桁等の接合不良:

- ・昔の丸太梁や、これを太鼓状に両側を削り取った小屋梁が軒桁に乗る部分の仕口の「かぶと蟻」が代表的ですが、他にも敷桁の上に乗ってくる時の「渡りあご」・「台持継」等の接合がある。上端同面の矩形梁同士では「大入れ蟻」やこれに準じた仕口もありますね。
- ・これらの接合部分の不良というに限られるかも知れませんが、先ず軒桁と載っている小屋梁とを通常は【羽子板】を用いるのが普通ですが、これがないと大地震で激しくかつ複雑に揺れている間に軒桁が「割裂」により「蟻」部分が壊れて小屋梁端部が軒桁から外れて落下することが考えられます。
- ・また、稀にだとは思いますが「直下型地震」では建物自体が突き上げられて、小屋梁が「渡りあご」や「台持継」で使われている【ダボ】(木の栓)から抜け出して外れ、何度も前後左右上下と正に複雑に揺すられているうちに遂には支えている敷桁から外れて落下。…(最悪ですね。)

と、まあ、いつでも起こり得るようなケースではありませんが、稀には発生し得ることですので【接合金物】はしっかり取り付けておくことが肝要となります。

- ・とかく建築という業界は、(イ)荷重は上から下へ。とか、(ロ)地震時は左右に揺れるもの。…という概念が主力で長い年月を過ごしてきたようで、【直下型】という言葉は結構以前から使われてきてはいるものの、なかなか設計基準への反映には至っていません。
- ・しかし時おり耳にする「梁の落下」事故は、直下型による突き上げ、つまり上向き力を念頭にしないと理解しにくいと思います。たとえ何十年・何百年或いは何千年に一度しか来ないと言われる大地震とはいえ、それが「今ある建物を襲う時期でない」とは誰も保障は出来ないのですから、やはり「備えあれば…」ということでしょう。

③横架材同士の接合不良(継ぎ手)

- ・代表的な継ぎ手には(ハ)「腰掛あり継ぎ」・(ニ)「腰掛かま継ぎ」で、他には例が少ないが(ホ)「相欠き継ぎ」もあります。伝統的なものとしては、(ヘ)「台持ち継ぎ」・(ト)「追掛け大せん継ぎ」や(チ)「追掛け金輪継ぎ」が挙げられます。
- ・これらの中で伝統的に「ボルト締め」が当たり前のように使われているのは安心ですが、(ハ)(ニ)のように通常釘もその他の金物など使う慣習のない継ぎ手は危険が伴います。最近では【許容応力度設計】の場合、外周回りの継ぎ手は「短冊金物」を用いるのが当たり前になっていますので、この辺の傾向を考慮し、より高度の対策を講じることも大切な時代になっています。(改修工事でやむなく採用できない場合でもクライアントへの事前説明、了解の取付けは実施すべき項目と認識しましょう。)
- ・(ホ)の場合は「釘打ち」であることが確認できれば、可能な限り「ボルト締め」に補強した方が良いと思います。
- ・(ヘ)(ト)(チ)は基本的に「きつい栓」や「ボルト締め」なので、このような継ぎ手部分が壊れた話は聞いたことがありませんので、安全性の高い継ぎ手と考えて良いかと思います。

(ところで、旧公庫の解説書によると、タルキは屋根構造ではなく、「小屋組」の項目に入っておりました。後日小屋組の一部として触れることにしましょう。)

技術的なご相談はこちらへ！ メール：question@mokutaikyo.com TEL：03-5909-1881

安齋先生の技術通信

2012年
1月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

また新たな年明けがやって参りました。…国内外に大きな事件の相次いだ昨年。今年はどうか平穏でありますよう。そして東日本の復興が早いテンポで実行されますよう、祈るばかりです。私たちの身の回りに目を転じれば、今年は「一般診断」に大きなメスが入り、より精度の高い診断法が提案される見通しです。新たな情報に注意していきましょう。

さて、「小屋組」の瑕疵についてももう少し考察していきましょう。

④小屋束と横架材(梁等・母屋)との緊結不足について。

・「小屋束」となれば通常は(積雪を含めた)屋根荷重を支え、下部の「小屋組」(地回り)に伝達する役目を担っていますが、それだけでは瑕疵の原因となることは先ず考えられません。

小屋束が瑕疵の基になるケースは前述したように(イ)直下型地震による突き上げで母屋や屋根、地回りバラバラになるか、或いは(ロ)激しい暴風で屋根に作用する上向き力によって(イ)と同様な事故に繋がる危険性、が考えられるのではないかと思います。

・ 小屋束の上下端の緊結は旧公庫仕様では短ホゾ差しの上、「鍔(カスガイ)」(C120)両面打ち、又は「平金物」(SM)当て釘打ち、となっています。C120両面の耐力は杉材(IV種)では $110 \times 2 = 220\text{kg}$ で、これに対して平金物は単独で $138(\text{SM}12)\text{kg}$ 、 $345(\text{SM}40)\text{kg}$ です。仕様書では明確でなくSM12を基準にしたらC120片面では不足なので両面なのか? 或いはC120両面打ちを基準にすればSM40(片面)が必要になります。一体どちら? …単に「平金物」とだけの表示なら前者と理解するのが通常だと思いますが…。正解は後述で出てくる⑤の $2160\text{N}(=220\text{kg} \times 9.8 = 2156\text{N})$ のようです。

・ 地震力によって小屋束が母屋の流れ方向に倒れて壊れる、というのはなかなか想定しにくい現象です。何故なら「短ホゾ差し」とはいえ多少のラーメン効果、それに小屋裏筋交いが母屋から地回りレベルの横架材に亘り束と共に釘止めされているからです。但し①で述べたように桁方向にこの筋交いが取り付けしていないケースが見受けられるので要注意。

・ そういう訳で、木造は他の種別の建物と異なり軽い為に、地震以外に【風圧】に対しても常に気配りを怠ってはなりません。九州・四国地方の方々が毎年確実にやってくる台風を念頭に、「地震よりも暴風」として雨・風に重きを置くのも頷ける話ではありますが、「地震を軽視」して良いわけではありませんので心して取り組みましょう。

・ 特に注意を要するのは、①屋根の軒部分、②切妻屋根の「けらば」部分、に対する【負の風圧】で、いずれも屋根上面に作用する上向き荷重に、壁面に当たった風圧が屋根の下面から押し上げる分を加算して検討をしないとイケない。勿論このときの検討には自分の重さは差引き計算となります。

軒やケラバの出寸法が大きい場合は特に注意を払ってチェックしておくことが肝要となります。

・ これらのことから、一定の条件下では「負の風圧」の検討が省略可能となりますので、まとめておきます。

- ①当該の地表面粗度区分がⅢ又はⅣで、基準風速が 34m/s 以下であり、屋根の固定荷重が $440\text{N}/\text{m}^2$ 以下(下地およびタルキを含み母屋を含まない。)であること。
- ②ケラバの出 750 以下、タルキピッチ 500 以下、母屋(棟木)ピッチ 1000 以下、小屋束ピッチ 2000 以下であること。
- ③タルキ-母屋接合部は全てN90 2本打ち(打ち込み長さ 30 以上、短期許容引抜耐力 380N)、又はそれと同等以上の短期許容引抜耐力を有する仕様とすること。
- ④母屋(棟木)の断面を 90×90 以上、樹種を曲げ強度 F_b が $22.2\text{N}/?$ 以上とすること。
- ⑤母屋-小屋束接合部はかすがい2本打ち(短期許容引抜耐力 2160N)以上、又はそれと同等以上の短期許容引抜耐力を有する仕様とすること。

このうち①～③を満たす場合は、負の風圧に対するタルキ-母屋接合部の引張耐力の計算を、①②④を満たす場合は母屋断面の計算を、また、①②⑤を満たす場合は母屋-小屋束接合部の引張耐力の計算を、それぞれ省略することができる。と木造の許容応力度設計(2008年版)で定めています。

従って、これらの各条件を満たさない項目があれば、それらの部分については構造計算の義務付けのない建物でも計算により安全を確かめておいた方がよいと思います。それを怠り事故や不具合に繋がれば「瑕疵」責任を問われる場面も想定しないとイケないことになるかも知れません。

技術的なご相談はこちらへ! メール: question@mokutaikyo.com TEL: 03-5909-1881

安齋先生の技術通信

2012年
2月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

節分を過ぎれば少しずつ春めいてきて、東北の皆さんにも暖かな陽射を感じる日々がやってきます。そして丸一年の日も。除染・瓦礫と難題が山積みですが、思考の転換でこれらを資源として活用するような手法は見つかりませんかねエ。(小生のような頭の固いボンクラにはチト難し過ぎますが…。)

それはそれとして、今月も変わらず小屋組の【瑕疵】問題考察を進めましょう。

先月は④として小屋束と横架材(梁等・母屋)のうち、主に「負の風圧」による注意点を見た訳ですが、以下のような特殊な場合はどうでしょうか？

時々話題となる【竜巻】による被害は果たして「瑕疵」対象だろうか？ という問題です。建築基準法的には車まで宙に浮かせてしまう程の竜巻の威力に対しての規定は特に無く、明文化されているのは(ア)基準風速、(イ)建物高さ、(ウ)地表面の粗度区分、(エ)建物形状から決定される各部の風力係数を基に算定される風圧(N/m²)を用いて検討を加えることになっていて、これに(オ)局地的な地形や建物の影響により平均風速が割り増される場合においては、その影響を考慮しなければならない。ということだけで、局地的というより局部的な被害となる「竜巻」については特に触れているようには思えません。また、この被害に対して瑕疵をめぐって争いがあったという話は今のところ聞いたことがありません。

④に関する検討はこの辺で終わりにして次のテーマに移ってみます。

⑤地回り面の「平面剛性不足(火打等)」について

▼厳密には「火打」は斜材の項目で考察すべきところのようですが、地回り面に設置する火打については、この小屋組の項目でチェックしておきましょう。

・「平面形の崩れ」を防ぐのと、その結果小屋を含む屋根荷重を下部耐震要素に理論どおりに伝達するのを主な目的とする「火打」ですが、これがなかなか思うような効果を期待できないようで悩ましいところです。

その理由は(イ)乾燥による「木やせ」で緩みができる。(ロ)同時にボルト締めの場合でも「座金・ナット」に緩みを確認できる。それに加えて(ハ)梁・繋ぎ材・火打で組合される平面的な線形同士の部材による曲線的変形が平面形の崩れを助長してしまう、ということでしょう。

・ そんな訳で、水平構面に対する評価は倍率換算で面材と比較すると、以下のようです。(一例です)

t=12~15の構造用合板張り	で根太間隔340mm以下の(ア) 転ばし根太	で1.0倍。
〃	(イ) 渡りアゴ根太	で1.6倍。
〃	(ウ) 落とし込み根太	で2.0倍。

…に対し、火打の場合は

鋼製火打又は90×90以上の木製火打	で梁サイズ105×105以上では(エ) 5㎡に1ヶ所で	0.15倍。(0.24倍)
〃	(オ) 3.75㎡に1ヶ所で	0.3倍。(0.48倍)
〃	(カ) 2.5㎡に1ヶ所で	0.5倍。(0.80倍)

と非常に低いことが分かります。ここで()内は梁サイズが105×240以上の場合を示しています。いずれにしても面材張りに較べるとかなり低い評価であることがわかります。

では、この平面的な剛性不足により【瑕疵】として取上げられるシーンはどんなものが考えられるでしょうか。例として2階建て住宅を想定してお読みください。

1階(下階)の耐力要素の配置にかなりの偏りがある。つまり、偏心率が大きい。またこれらのいわゆる「耐力壁線」の列数が少なく集中し過ぎていて、しかも「耐力壁線間距離」が大きい。

こんな建物では①上階(2階)の荷重が地震動により揺り動かされると、下階で支える耐力要素へ伝達される前に床面に「ゆがみ」が発生し易い。②ゆがみが発生したということは即ち「平面形」が崩れたわけで、多かれ少なかれこの時点で「瑕疵発生」です。③下階の耐力要素は予定された水平力が作用しない所と予定を上回る水平力が作用してしまうヶ所等がある可能性があり、これにより想定以上の層変形を生じ下部構造にも瑕疵を生じることが考えられる。また、④母屋から出ている下屋(広縁)部分で母屋との変形差により、下屋部の落下・外れ等の瑕疵に繋がる可能性を想定しないといけません。通常は対象外の「平面剛性」ですが大切な要因となるので要注意です。リフォーム時も含めて慎重に対応してください。

技術的なご相談はこちらへ！ メール：question@mokutaikyo.com TEL：03-5909-1881

安齋先生の技術通信

2012年
3月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

早くも1年がきてしまった。一体どの程度の復興が実現したのだろうか？ もどかしい気持ちで見ているだけで個人では殆ど何もできない。（「腰痛」で辛い状態なので元々体力は使えないのだが…。）せめて東北に足を運ぶか。それにしても今冬の雪の多さは尋常ではない。何でこんな時に、とつい思ってしまう。雪崩等の犠牲者が出ませんようにと祈るばかり。

さて今月は次の瑕疵項目に目を移してみましよう。次は【斜材】です。

「斜材」とは、①筋かい ②方杖 ③火打 ④その他これらに類するものとされていますが、④の「その他」はすぐには思い浮かばないのでとりあえず、①～③について考察してみたいと思います。

これらの部材の役割を考えると、「直線部材の組合せによる四角形以上の中に隣り合う二部材に架け渡すことにより三角形を形づくり、全体の形状の安定を図る」といったことが思い浮かびます。

そしてこれらの部材が受ける力（荷重）は主に軸力ではないでしょうか。基本的に面外荷重を受けることは想定していないのだらうと思います。

軸力には引張と圧縮がありますが、(ア)いずれも部材同士の「接合」が、予想される荷重に対して十分な性能を保証できないといけないと思います。また、(イ)相手部材の健全性の確保。次に(ウ)斜材自身が健全であることが要求されます。

従って①の「筋かい」の場合は基本的に部材の長さが長いのが、方杖や火打との違いとして挙げられましょう。このことから注意すべき特徴は(ウ)の「斜材自身が健全」であることが重要で、例えば軸力を受けた場合大きな【節】が原因で引張時に「引張破断」（節部が引張力を負担できない。）や、或いは圧縮時に「座屈破壊」（節が「死節」だと部材のはらみ出しの状態でのこの部分で折れて破壊する。）が生じやすくなります。大変形時には節がなくてもこの座屈破壊は発生します。

(ア)の「接合」については部材サイズに見合った接合仕様で施工するしかありません。

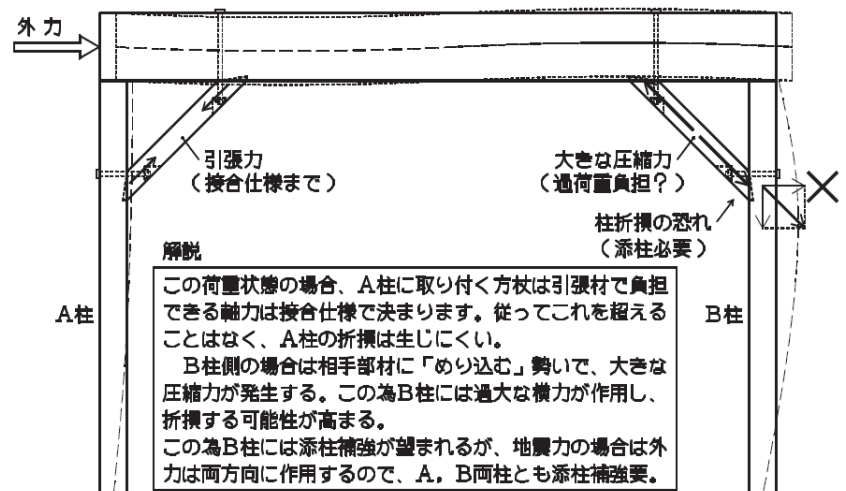
次に②の「方杖」や③の「火打」はどうでしょうか。これらは通常の場合いずれも部材長が短く、部材自体の座屈を心配する必要はあまりないと思います。また引張については接合仕様を超えることはないので余程の大変形時で無い限り想定外の瑕疵に繋がりにくいところです。すると座屈を心配することなく圧縮力だけが増加し続けた場合、上記(イ)「相手部材の健全性」が損なわれる危険性が発生することが予想されます。

それを解説したのが右下の図です。

右側に取り付く方杖が大きな圧縮力を負担すると、45度下向き方向軸力は水平と垂直方向の分力としてB柱と方杖の接合部を横方向及び下方向に、方杖軸力の $1/\sqrt{2}$ で押します。すると柱は折れ曲がり、やがて接合部付近で「折損破壊」する危険性が増します。

いずれのケースも、変形量が大きいと引張側部材でも接合部の破損を生じ瑕疵に繋がることも考えておきましょう。

皆さんは既に【N値計算法】で学習しているように、片筋交いの分担補正值 $\pm\alpha$ で90角の場合は 3 ± 2 、つまり引張で1.0の評価に対して圧縮時は5.0と大差がつくことが解っています。このように左右の方杖にも分担力には格段の差があり、決して平均値ではないのですから、心して計画せねば瑕疵としての大きな事故に繋がりがねず、周到な計画・施工が望まれるところです。



図：外力を受けた時の斜材の様子

安齋先生の技術通信

2012年
4月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

今、しとしと雨が降っています。一雨毎に暖かくとか三寒四温とか言って、春を待ちわびる人々の心が偲ばれる思いで今日の雨を楽しもうと考えている私です。こんな気持ちはいつ以来だろうか？ 暑さ寒さも彼岸まで…。東北の遅い春も早く来てほしい。

さて今月ももう少し【斜材】について考察を続けてみましょう。

ところで先月号で解説した「方杖」ですが、大きな圧縮力を受けることはご理解いただけたと思います。先月の解説図をもう一度ご覧下さい。柱・梁との仕口部ですが方杖自身の一部を柱・梁に食い込ませているのがお判りでしょうか？（三角形の小さな点線がそれです。）

これは一体何のため？ …そうです、部材同士のズレ（滑り）防止が目的です。柱・梁とは普通45度の傾きで接合されますから、大きな圧縮力は柱面・梁面で滑り易い状態です。

この為、図のような「ホゾ」状にしたり、「大入れ」（同じく三角形の）にして滑りにくくする訳です。

「大入れ」にする場合は相手部材が十分なサイズを残せないと、「断面欠損」となり折損に直結する危険がありますので経験と注意が必要です。

これが方杖ではなく「火打」の場合は「大入れ」にしないこと。通常をつなぎ材105角程度の部材では欠損分を無視できなくなるからです。

しっかり理解できない人は、経験者に教を乞いましょう。（それも大事なことです。）

「縫付けボルト」があるじゃないか！ とおっしゃる方も居られるかもしれませんが、勿論ボルトが滑り防止に効かないことはありませんが、あまり期待できない。と言った方が正しい。

ボルト断面は円形ですから、この部分が木と接して「ズレ」の力を受けるとかなり簡単にめり込んでしまいます。その前に「ボルト径と孔径」には元々クリアランスがあって、変形が進んで初めて木と接し、ここから抵抗が始まる訳です。そして比較的簡単にめり込んでしまいますから、全体の変形が容易に進行しやすい。

ですから、ボルトに頼らず「木同士」での「ズレ（滑り）防止」をするのです。ボルトはむしろ「外れ防止（引張対策）」と考えるべきなのです。

「方杖」や「火打」の仕口ひとつでこんなに話が長くとは思いませんでした。しかし「瑕疵」というのは思わぬところに潜んでいるかも知れませんので心して仕事をしましょう。

最後に圧縮時に「座屈破壊」を生じる危険のある、部材長の長い【筋かい】の材料選択の注意を述べておきましょう。座屈破壊で材が折れるのは、部材中央部付近です。従ってこの近辺に「有害な節」のある材料は使用してはいけません。瑕疵の原因になる可能性が大きいと考えるべき問題です。

そして「座屈変形」を生じながらも破壊することなく想定される大きな変形（「木造筋かい」ではおおよそ1/25ラジアン程度：水平変移約120ミリ）に耐えてくれば、「圧縮筋かい」としての機能・性能は十分に発揮したと言え、瑕疵を問われる可能性はかなり低くなるものと思います。

「筋かい」単独での【荷重—変形曲線（P- δ 曲線）】では「引張筋かい」・「圧縮筋かい」とも非常に低い値、つまり小さな荷重で変形がどんどん進む状態で、構造用合板等と比較するとかなり評価が低いのですが、「タスキ筋かい」になると単に引張と圧縮の筋かい能力（性能）を加算したもの比べてかなり高い性能を発揮できているようです。しかもそのP- δ 曲線も合板等の描く曲線に似ていて、筋かい単独の線とは全く違っていました。

これは一方が圧縮力を受けてはらみ出したい横方向の力を、他方の引張筋かいが押さえ込んではらみ出しにくくしていたり、壁そのものが同じく抵抗してくれるという効果があるからではないかと考えられます。従って筋かいはできるだけ「タスキ」で計画をするのが良いのかも知れません。

技術的なご相談はこちらへ！ メール：question@mokutaikyo.com TEL：03-5909-1881

安斎先生の技術通信

2012年
5月号



技術顧問・監事
安斎 正弘 先生

例年より遅い桜前線が北上中。小生の住むさいたま市は4月上旬も過ぎようとしているのにホントに寒い日々が続いています。花見に出かける気にもならない。「暑すぎ・寒すぎ」と最近の気候はやはり少しおかしいですね。「5月の薫風」ナンテ、期待していいのかな？ ところで、勉強、勉強っと。

 今月は屋根の瑕疵について話を進めて参りましょう。この件でのポイントは①雨漏り、②屋根材の剥離飛散等が挙げられましょうか。

屋根の【雨漏り】では基本的に「葺き材」を留めつける為に釘で固定しているのが原因で、通常唯一の防水層である筈のアスファルトルーフィングそのものに孔が開けられています。瓦屋根でも鋼板葺きでもはたまたセメント板葺きでも大同小異です。

特に「棧瓦葺き」の場合には瓦棧をアスファルトルーフィングに留めつけて尚且つ瓦自体を下地に釘留めし銅線で固定するので、アスファルトルーフィングは「釘孔だらけ」なのです。おまけに瓦棧は横(水平)に留められているから雨水の流れを堰き止める邪魔者になってしまい、ルーフィングの風化や雨漏りを助長してしまいます。

最近の防水層は進化しているかも知れませんが、小生の知っているアスファルトルーフィングは結構風化が早く、もろい。以前診断に伺ったある家では、小屋裏に入ろうと天袋の天井板をずらしたとたん、空の明るさが転々と幾つも確認でき、驚いたことがあります。勿論お客様にも確認して頂きましたが、ひどい風化でした。瓦屋根でしたが、葺き替えになったとのことでした。

無論この釘孔は、風や地震による葺き材の被害から守るために已む無くできてしまう「孔」なのですが、以前の屋根下地の「野地板」は現在のように合板ではなく、耳の付いた野地板そのものですから、「瓦棧」の固定すらあやふやでした。

そういう訳で私たちが出くわす診断物件の多くは古い建物なので、特に瓦葺の建物は要注意です。

また、瓦以外の葺き材でも台風等の強い風を伴う雨では、雨水そのものが狭い隙間を移動して屋根勾配と逆方向に遡ります。勾配により上から下へと流れるぶんには、雨漏りを起こす可能性は低いのですが勾配に逆らって雨水が上ってゆくと、下地のルーフィングに水が達します。すると水は釘孔から建物内に浸入することになります。

長尺鋼板葺き等では上記の可能性はかなり低くなると思われませんが、この場合の注意は長年の地震動やゆがみによる「釘頭の抜け出し」です。この部分に「コーキング」が施されていても風化とともにもろくなりますので、特に水付下の釘頭には要注意です。

物理的には「瓦棒」形式の屋根だと葺き材自体からの雨漏りはかなり防げそうです。葺き材(鋼板)の立ち上げ部で瓦棒に横向きに釘止めでき、屋根面に留めつけることはないからです。

それから、水というのは「毛細管現象」により、狭い場所に浸入して予想外の事故を起こすことがあるので要注意です。特に鋼板葺きの「谷」部分での折り返し部分の隙間を、無造作に踏み潰したりして毛細管現象の条件を作ってしまう等、避けなければならない不注意です。

次回は②の「剥離飛散」について考察してみましょう。

技術的なご相談はこちらへ！ メール：question@mokutaikyo.com TEL：03-5909-1881

安齋先生の技術通信

2012年
6月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

福島県三春の滝桜は樹齢1,000年程と言われていますが、それは確かに見事というほかない。民家に行く途中の斜面にたった1本、多くの枝支えに守られて、というより枝支えを従えて凜として立っているのは確かに感動を与えてくれる。この桜から「接ぎ木」として東北の被災地に分けられるというのは気持ちがわかる気がする。新たな地でしっかり根をおろし人々の希望の桜となってほしい。

さあ今回は屋根部分の瑕疵「剥離飛散」についてみて参りましょう。

一つには、瓦葺きのケースとして1枚1枚の瓦の留め付け不良による①地震時の揺れ・ずれによる落下事象が挙げられます。この原因は瓦を留め付ける銅線が下地にしっかり繋がっていない、あるいは当初は留め付けが十分だったにも係わらず前号のような雨漏りにより下地材の腐朽が進み、「被留め付け材」としての機能が失われてしまっている、というようなことが言えます。

次に②として暴風時に瓦の隙間から入った強風が瓦自体を浮き上がらせることによる被害例。通常このようなことはあまり考えられませんが、何らかの原因で瓦の規則正しい並びが崩れていて「風」の入り込む隙間を生じているような場合に起こり得る現象と言えます。特に「谷」を有する屋根形状の場合には気を付けましょう。

このようなケースではいずれも「葺き材」の落下を伴いますので、怪我や物損事故につながりかねません。そのため地震や暴風の後はチェックして必要な維持管理を行い、そのような事故を未然に防ぐことが肝要です。

二つ目は「軒の出」・「ケラバの出」部分への暴風時吹き上げ力による屋根材剥離飛散です。これらの部分には風圧のかかり方が屋根の一般部分とは異なるので特に注意が必要です。一般に住宅屋根のような閉鎖型建物の勾配屋根の屋根面には、図のような風圧が作用します。

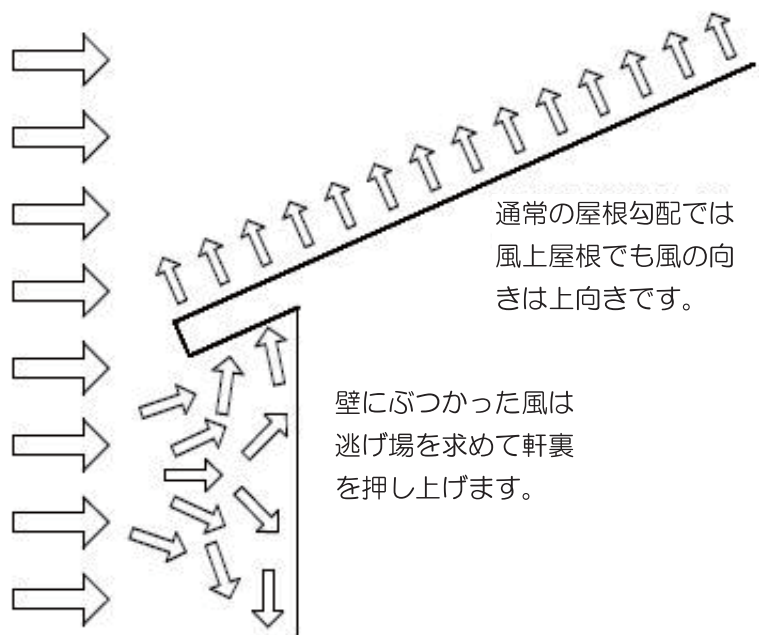
しかし、軒裏やケラバ部の裏側には、壁にぶつかった風が逃げ場を求めてその一部が出っ張っている軒部分を下から押し上げるように屋根材に作用します。というわけで軒やケラバの「出」の部分には屋根面全体に作用する風上側の風圧との加算された荷重が作用しますので、結果的に大きな上向き力が働き屋根材をひきはがすような力がかかります。

この時、いわゆる「ひねり金物」(Z金物)や「あおり止め」(C金物)で対応しておかないと危険です。特に建物のコーナー部分是一般部分より強い荷重を受けるとして割増の風圧力を考慮する必要があります。

従って、コーナー部分ではひねり金物をタルキの両側に付ける等の方法で万全を期したほうが良いのかも知れません。通常のタルキサイズだと大きなひねり金物は使えないので、そんな工夫も大切と考えます。

建物が受ける風圧力の計算はここでは省略しますが、建設地の平均風速や建物の形状・高さ等を基に計算されます。関心のある方は基準法施行令87条及び告示1454号から、それぞれの地域の風圧力の求め方を見るのも面白いかも知れません。

小生は50年近く以前のことで、台風の時、ある家のベランダの屋根が飛ばされ、風のように舞い上がったとの話を聞いたことがあります。住宅密集地の今ではとんでもない騒ぎになること疑いなしです。くわばらくわばら……。甘く見ないことが肝心ですね。



通常の屋根勾配では
風上屋根でも風の向
きは上向きです。

壁にぶつかった風は
逃げ場を求めて軒裏
を押し上げます。

図 閉鎖型建物の勾配屋根の屋根面に作用する風圧

安齋先生の技術通信

2012年
7月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

しかし最近の天候はいわゆる「平年並み」から大きく外れて異常を感じさせられる。多量の積雪・大量の降雨・突風(竜巻)・雹、結果的には農作物への打撃そして漁獲内容(種類・漁獲量)の激変などに影響を及ぼしている。

これからの地球はどんなふうになっていくのでしょうか？ そして人類はどのようにして存在し続けようとするのでしょうか。

さあ瑕疵責任対象の項目も残り少なくなって来ましたが今回は「土台」についてみて参りましょう。

土台は建物の中でも床束に次いで最も地盤に近い位置に在るので、やはり【湿気⇒腐朽】が問題になりましょうか。そして【蟻害】、次に【断面欠損】(これは余り実例はないと思うので検討は省略します)。

土台自体が湿気が原因で瑕疵責任を問われるとなると、①建設地の地盤(高台・低地)、②床下環境への配慮の有無が結果に大きな影響を与えらると思います。

「敷地地盤から1m以内の柱・筋かい・土台には有効な防腐・防蟻措置を施さねばならない」とされていますから通常は誰でも「防腐剤の塗布」はしていると思います。これを実施しない人はまずいと考えてもよいのでしょうか？(但し、特に耐久性の高い樹種を使用する場合には薬剤等による防腐・防蟻処理はしなくても良いとされていますけど)

すると何が問題となるか？ …塗り回数？ しかし表面塗りの範疇ではどちらにせよ大きな効果は望めない。最近では加圧注入土台を採用するケースが増えていると思いますが、この場合の「K3」クラスの浸透状態は材表面から10mm以上と言われます。これに対して表面塗布では遠く及びません。

むしろ大事なのは②の床下環境の健全性の保持が大きなウェートを占めるのではないのでしょうか。「床下通風」を確保して腐朽菌の増殖を抑えることは非常に大切だと思います。中でも「浴室・脱衣室」(ユニットバスの場合でも脱衣室は別です)回りの構造材は常に高湿度環境下にあることを考慮して「通風道」を意識して確保することが大事で、この辺りに【空気溜まり】をつくらないことです。しかしこれも設計・施工の段階で解決しておくことで、後の祭りでは意味がありません。

それから最近ではプレカットが主流となっているのであまり例はないかも知れませんが、現地での切断加工を伴う場合の「土台木口(切り口)」への処理剤の塗布・スプレーを忘れることなく確実に実施する必要があります。これを怠ると何にもなりません。

技術通信のバックナンバー(2009年8月号)で触れたように、腐朽菌の活性化条件として①温度②水分③酸素④栄養が挙げられますが、これらの中で私達ができる対策としては②の水分つまり木材の「含水率」を低く抑える(20～25%)こと位しかありません。従って床下の湿気をどれだけ排除できるかが勝負です。

高台に建つ住宅の床下ならば乾燥状態を維持するのはさほど難しいことではないかも知れませんが、しかし、河川や湖沼近く、いわゆる低湿地の場合は、地下水の常水面が浅く地盤が常にジメジメするようなケースでは特に要注意です。土中の水分を呼び込まないように、湿気防止目的の「ポリフィルム」敷き込みとした上コンクリート押さえにする等は最低の対策でしょう。

例え土台を低含水率で設置しても床下が常にジメジメしてはあつという間に土台は吸湿してしまい、環境悪化状態となります。【床下通風と湿気防止】を特に心がけねばなりません。

いずれにしても建物の存続期間をクリアするような長寿命・超長期保証の防腐・防蟻処理はまだ確立されていないのですから「維持管理」により「床下通風と湿気防止」を確保するしかないのだと思います。

瑕疵に関する検討は一旦停止とし、次号からは何回かに分けて【2012年改訂版、木造耐震診断と補強方法】について最新の情報提供になると思います。

技術的なご相談はこちらへ！ メール：question@mokutaikyo.com TEL：03-5909-1881

安齋先生の技術通信

2012年
8月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

今月のご挨拶抜きでいきなり本題に入らせていただきますので悪しからず。

改訂版の発表を受け、新旧対比により何とかその傾向をつかめないかと技術部の嶋田氏を主に、できるだけ全国からバランス良くサンプルを抽出し以下の15物件について比較対照を試みました。紙面の都合上検討した全ての項目についてプリントアウトは不可能でしたが、皆さんの関心の高そうな項目【①Pe(=0.25Qr)に代わる有開口壁の、壁の耐力への寄与度の傾向。また結果としての②改訂前後の必要補強壁の枚数。】のみを掲載しました。また「非常に重い建物」以外の2階建て2階部分の必要耐力はRf1 > 0.35でアップしRf1 < 0.35では減少します。解説を加える余地もありませんので、皆様なりの見方で色々考えて下さい。

また改訂後の補強壁枚数算定については、「配置低減」は1.0に改善の上、「1.0以外の劣化低減」は0.9に設定し、使用する補強壁の「基準耐力」は6.0、「接合部低減」は0.8程度との前提を基に算定したときの補強枚数としました。改訂前の補強数は単純比較の参考値として必要耐力と強さPの差を同様の前提(基準耐力6.0、接合低減0.8、劣化1.0)で算定したものです。

※上部構造評点欄の「↑」「↓」は改訂前評点との比較で0.05以上の差があったものに、改訂後補強数欄の「↑」「↓」は改訂前補強数との比較で増減があったものに付いています。

サンプルNo	階	床面積	Rf1	建物種別(外壁)	基礎仕様	接合仕様	方向	必要耐力Qr	無開口壁Qw	有開口壁Qe	壁の耐力Qu	配置低減eK	劣化低減dK	保有耐力edQu	上部構造評点edQu/Qr	改訂前評点	Qe/Qrの検討(%)	改訂前補強数	改訂後補強数		
1	2	44.71	0.69	重い(モル)	1	2	X	25.04	34.76	4.53	39.29	1.00	0.70	27.50	1.00	↓	1.12	18.1	不要	不要	
							Y	20.09	5.63	25.72	1.00	18.00		0.72	↓	0.77	22.5	不要	不要		
	X	55.54					47.51	5.82	53.33	1.00	37.33	0.67		↓	0.69	10.5	1	1			
	Y	56.38					5.15	61.53	0.65	28.02	0.50	↑		0.42	9.3	1	1				
2	2	96.88	0.82	重い(窯サ)	1	2	X	54.80	40.72	9.34	50.06	1.00	0.78	39.05	0.71	↓	0.85	17.0	不要	2	↑
							Y	37.29	4.37	41.66	1.00	32.49		0.59	↓	0.81	8.0	不要	4	↑	
	X	96.75					80.98	10.67	91.65	1.00	71.49	0.74		↓	0.85	11.0	不要	2	↑		
	Y	85.95					5.91	91.86	0.81	58.13	0.60	↓		0.84	6.1	1	3	↑			
3	2	33.12	0.69	軽い(モル)	1	3・4	X	12.83	21.47	4.37	25.84	1.00	1.00	25.84	2.01	↓	2.03	34.1	不要	不要	
							Y	7.63	3.71	11.34	0.94	10.64		0.83	↓	0.88	28.9	2	2		
	X	33.48					23.16	4.88	28.04	1.00	28.04	0.84		↓	0.85	14.6	2	2			
	Y	22.10					2.28	24.38	1.00	24.38	0.73	↓		0.86	6.8	1	2	↑			
4	2	37.26	0.45	軽い(モル)	1	3・4	X	15.17	24.43	4.44	28.87	0.91	0.70	18.38	1.21	↑	0.76	29.3	1	1	
							Y	15.04	2.73	17.77	1.00	12.44		0.82	↑	0.45	18.0	2	不要	↓	
	X	68.54					41.04	5.59	46.63	1.00	32.66	0.48		↑	0.42	8.2	6	6			
	Y	37.05					4.26	41.31	1.00	28.92	0.42	↓		0.40	6.2	7	7				
5	2	25.67	0.35	重い(モル)	1	3・4	X	15.37	18.70	3.00	21.70	1.00	0.89	19.31	1.26	↓	1.15	19.5	不要	不要	
							Y	7.76	3.27	11.03	0.67	6.55		0.43	↑	0.30	21.3	2	3	↑	
	X	52.88					41.06	7.76	48.82	1.00	43.45	0.82		↑	0.67	14.7	3	1	↓		
	Y	25.03					6.45	32.08	1.00	28.55	0.54	↑		0.49	12.2	5	5				
6	2	96.88	0.82	軽い(モル)	2	3・4	X	12.81	15.65	4.09	19.74	0.45	0.70	6.22	0.49	↓	0.63	31.9	2	2	
							Y	13.03	2.18	15.21	0.48	5.06		0.39	↓	0.68	17.0	2	2		
	X	29.20					40.04	4.60	44.64	1.00	31.25	1.07		↓	1.06	15.8	不要	不要			
	Y	13.58					3.82	17.40	0.46	5.64	0.19	↓		0.33	13.1	3	5	↑			
7	2	33.12	0.69	非常に重い(トタン)	2	3・4	X	42.58	17.47	7.45	24.92	1.00	0.89	22.19	0.47	↓	0.48	15.9	5	5	
							Y	18.03	3.64	21.67	0.47	9.13		0.19	↓	0.29	7.8	6	7	↑	
	X	76.14					25.02	9.18	34.20	1.00	30.44	0.40		↓	0.45	12.1	9	10	↑		
	Y	53.41					4.10	57.51	0.86	43.90	0.58	↓		0.71	5.4	5	6	↑			
8	2	37.26	0.45	軽い(窯サ)	1	3・4	X	18.75	12.40	4.19	16.59	1.00	0.89	14.77	0.79	↑	0.65	22.3	2	1	↓
							Y	20.18	4.64	24.82	1.00	22.09		1.18	↑	0.94	24.7	不要	不要		
	X	47.46					33.85	8.65	42.50	1.00	37.83	0.80		↑	0.72	18.2	2	2			
	Y	54.31					7.63	61.94	1.00	55.13	1.16	↑		0.94	16.1	不要	不要				
9	2	43.77	0.51	重い(モル)	2	3・4	X	25.14	18.81	4.00	22.81	0.46	0.90	9.39	0.37	↓	0.45	15.9	2	3	↑
							Y	13.86	3.94	17.80	1.00	16.02		0.64	↓	0.66	15.7	2	2		
	X	63.78					28.43	9.04	37.47	1.00	33.72	0.53		↓	0.57	14.2	5	7	↑		
	Y	39.08					4.57	43.65	1.00	39.29	0.62	↓		0.62	7.2	5	5				
10	2	42.14	0.26	重い(トタン)	2	3・4	X	42.07	10.76	4.75	15.51	1.00	0.89	13.80	0.33	↓	0.41	11.3	5	7	↑
							Y	28.41	2.94	31.35	1.00	27.90		0.66	↓	0.69	7.0	3	3		
	X	162.95					52.88	14.29	67.17	1.00	59.78	0.37		↓	0.41	8.8	19	23	↑		
	Y	72.53					4.92	77.45	1.00	68.93	0.42	↓		0.49	3.0	16	20	↑			
11	2	26.49	0.31	重い(トタン)	2	3・4	X	16.12	16.03	4.80	20.83	1.00	1.00	20.83	1.29	↑	0.76	29.8	1	不要	↓
							Y	9.02	2.73	11.75	0.45	5.29		0.33	↑	0.18	16.9	4	3	↓	
	X	53.12					32.82	9.90	42.72	1.00	42.72	0.80		↑	0.50	18.6	6	3	↓		
	Y	30.03					9.46	39.49	0.71	28.23	0.53	↑		0.44	17.8	8	4	↓			
12	2	26.49	0.34	重い(モル)	1	3・4	X	15.93	21.70	4.17	25.87	1.00	1.00	25.87	1.62	↑	1.59	26.2	不要	不要	
							Y	11.01	2.46	13.47	1.00	13.47		0.85	↓	0.84	15.4	1	1		
	X	50.27					30.88	6.52	37.40	1.00	37.40	0.74		↑	0.58	13.0	5	3	↓		
	Y	20.61					5.84	26.45	1.00	26.45	0.53	↑		0.45	11.6	6	5	↓			
13	2	37.63	0.23	重い(土)	3	3・4	X	24.03	13.74	3.22	16.96	0.88	1.00	14.97	0.62	↓	0.70	13.4	3	3	
							Y	11.62	5.28	16.90	0.48	8.03		0.33	↑	0.26	22.0	3	4	↑	
	X	73.10					56.78	11.17	68.56	1.00	68.56	0.94		↑	0.80	16.1	3	1	↓		
	Y	63.80					13.53	77.33	0.81	62.74	0.86	↓		0.87	18.5	3	1	↓			
14	2	29.81	0.28	重い(モル)	1	3・4	X	18.43	10.53	2.81	13.34	0.68	1.00	9.10	0.49	↓	0.90	15.2	2	3	↑
							Y	16.66	3.08	19.74	0.88	17.43		0.95	↓	1.32	16.7	1	1		
	X	50.50					30.35	9.15	39.50	1.00	38.50	0.78		↑	0.65	18.1	4	3	↓		
	Y	46.53					6.18	52.71	0.91	47.94	0.95	↑		0.79	12.2	4	1	↓			
15	2	32.64	0.29	軽い(モル)	3	3・4	X	14.07	14.02	2.81	16.83	1.00	0.70	11.78	0.84	↓	1.02	20.0	不要	不要	
							Y	15.39	1.64	17.03	0.71	8.52		0.61	↓	0.92	11.7	1	1		
	X	42.56					30.87	7.10	37.97	0.83	22.16	0.52		↑	0.46	16.7	5	3	↓		
	Y	60.01					3.63	63.64	0.55	24.56	0.58	↑		0.36	8.5	2	2				

安齋先生の技術通信

2012年
9月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

しかしまあ毎日何と暑い日が続くことでしょう。オリンピックでは悲喜こもごも、その中でも男子柔道で「金無し」はどうだろう？ この頃の世界柔道は日本古来の(原点としての)柔道からは遠く離れてしまったような感を抱いてしまうのは小生だけだろうか？ それにしても選手役員の皆さん、国を背負っての熱い夏お疲れ様です。

さて今月は先月号の比較結果を少し深く掘り下げてみたいと思います。

皆さんは既にご存じのように、2012年改訂版では従前に対して以下の点で違いが出ました。順不同となりますが、基本的に先月号の比較表に沿って進めてみます。

- ①各階床面積の異なる、いわゆる「精算法」の場合の各階の必要耐力は「軽い・重い」建物の場合に限り、2階部分のみ変更になりました。(大きな面積のとき以外は結果に及ぼす影響はあまり大きくないので一安心)
 - ・1階床面積に対する2階床面積の割合、つまり $Rf1=A2/A1$ で、 $Rf1$ が大きくなると2階の必要耐力は増えます。例えばサンプル2($Rf1=0.82$)のように比較的2階面積割合が大きいケースでは必要耐力54.80kN(旧:51.29kN)と3.5kNほど増えているのがわかります。(補強壁1枚近く)
 - ・逆に $Rf1$ が小さくなった場合、0.35を境に2階の必要耐力は減少します。
- ②耐力要素の見直しがあり、大きな改訂となっています。結果つまり「上部構造評点」に直接影響を及ぼす要素ですが、一概に不利とばかりは言えません。
 - ・「無開口壁」については、まず名称が壁強さ倍率から【壁基準耐力】へと変わり精密診断との用語の統一が図られました。使用単位は従前と同じくkN/mです。
 - ・無開口壁の基準耐力の見直しと明確化、採用壁種類の変更、耐力壁両端柱の接合部低減係数等に変更がありました。これらにより耐力の上下変動、これまで参入出来なかった壁に耐力が認められ壁の耐力アップにつながるケースも出てきています。
 - ・「接合部低減」はこれまでの階段状の係数設定から直線補間形式に改められたため、しばしばあった「逆転現象」は解消されました。また低減係数表が2種類から3種類に増え、平屋建ては独立した表になりました。
 - ・更に「多雪区域」用の低減表も用意され、多雪区域に指定されている場合は無積雪時と積雪時の2通りの解析を行い、評点の低いケースをその建物の上部構造評点とするようになっています。
 - ・「その他の耐力要素」として、垂れ壁・腰壁等のラーメン効果を「必要耐力の1/4」としてきた従前の算定を廃止して、別途有開口壁を【窓型、掃出し型】壁としてそれぞれに0.6、0.3kN/mの耐力を与えカウントすることになりました。これに壁長さを乗じますが1か所当り3.0mを上限としていますのでご注意ください。
 - ・しかしこの項目ではほとんどの建物が減少に転じています。サンプルの中でも15件中3件の2階部分で従前より増加した例も見られましたが、基本的には減少傾向と見て良いかと思えます。
 - ・結果的には無開口壁の仕様により耐力減となったサンプルは15件中4件(いずれも2階部分)で、多くのケースでは耐力アップにつながっているようです。外壁と内壁との組合せによるので一概に傾向として特記できるほどではありません。ただ従前認められていなかった壁が耐力壁に採用されたのは影響が大きいと言えましょう。
 - ・「無開口壁」と「その他の耐力要素(有開口壁)」とを合わせたのが「壁の耐力QU」です。従前との比較でアップしているのは約半数の8件、下がっているのは6件、どちらとも言えないものが1件となっています。どのような建物にアップまたはダウンの要因が認められるかという点、これもやはり何とも言えないのが実情です。
- ③さて次に建物全体に乗じる「配置低減」と「劣化低減」ですが、ここにも変更が生じました。
 - ・「4分割法」による場合の低減表は従前より細分化されたほか、最小値が0.45(旧:0.30)と上がりました。またこの低減表は階段状になっているため、境界付近では別途計算式により算出することを薦めています。さらに必要耐力を精算法算定する場合は、この「4分割法」ではなく「偏心率」計算により求めることとされています。
 - ・「劣化」による低減で変更が生じたのは、「劣化あり」の建物を補強する場合の診断時に例え劣化部分を補修したとしても100%改善されることはないものとして「低減係数の上限を0.9とする」という部分であり、その他は従前と変わりありません。ただ細かく見ると基礎劣化の程度に応じ基礎ランクが微妙に変化していて、更に基礎ひび割れ補修によっては補修後のランクアップが認められるなど、見逃せない点もあるので要注意です。

以上の要素から得られた「上部構造評点」は、15件中8件がアップ、7件がダウンと従前の結果と拮抗しており、新旧比較としての明確な傾向としては指摘出来ませんでした。細部については定性的・定量的な要素はつかめてもそれらが建物の中で混然と存在する為、一口で表せないというのが結論です。

また最終的にアップダウンが生じたということは、【再診断】も視野に入れその必要性を吟味することが肝要かも知れません。今月号で触れられなかった要素については引き続き検証していきたいと思えます。

技術的なご相談はこちらへ！ メール：question@mokutaikyo.com TEL：03-5909-1881

安齋先生の技術通信

2012年
10月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

極地の氷がどんどん融け、予想外のスピードで温暖化が進んでいるという。代わって生じた海洋部の利権をめぐる熾烈な競争が起きているとのこと。人間というか人類というかは、何とも浅ましい生き物だと考えさせられる。前にも書いたことがあるが、経済って現状維持ではいけないの？ 「右肩上がり」では地球は、人類はいつまで？

最初に皆さんに謝らなければならないのですが、結論を急ぎすぎたことがあり、「改訂後」の保有耐力から評点に至る過程で誤りがありました。

従前の0.25Qrに当たる「有開口壁」の耐力算定で、新解説書43ページ下半分にある、「解図3.7 有開口壁長による算定の例」で、平面図上部押入れの開口に続く左側の開口（掃出:0.3kN/m）について、平面図右側の計算例(X方向)で0.3×1.8とカウントされています。

この計算例を見て小生は「新旧比較」を急ぐ余り、これを鵜呑みにして15件のサンプルを手計算で済ませてしまい、集計・発表してしまいました。

ところが精密診断法1で解説している「有開口壁」は、同上73ページの解説文の下から3行目で、「(前略)少なくとも片側には無開口の壁があることを前提としている。」と明記されています。小生はこれに気付かず、いずれか片方若しくは両側に無開口壁が在るか無いかを確かめずに計算を進めてしまいました。

という訳で先々月号の比較結果を見直しますと、「改訂後の有開口壁の耐力 Q_e 」は少なくとも減少し結果的には保有耐力・上部構造評点とも微減することが確実です。

このことを踏まえた再計算は現在行っておりませんが、時間があれば行ってみたいと思っています。

* * *

さて、現在の小生の関心は「新精密1」と「新一般」との結果の差であり、ソフトメーカー別の入力方法を含めた「使い勝手・入力確認手段の違い」、「入力ミス可能性の低さ・高さ」、「メーカー別結果の差の有無」等であり、しばらくはそちらの方に興味を持っておりますので、再計算についてはしばらくご猶予の程お願いします。

現在2つのソフトメーカーについて比較検討している最中ですが、それぞれ一長一短です。「改訂版への対応が終わっているか」「入力結果の確認方法の違い」など、なかなか判断が難しいところです。

ただ、使い慣れていないだけで本当はもっと簡単で確実な使い方があるのかも知れません。一旦検証を済ませたうえでメーカーに問い合わせたり、要望を出した段階で展開が変わるのかも知れませんが、少なくとも現段階ではいずれのメーカーに軍配が上がるか決めかねているところです。

前述の「結果の差」を求め、引き続き前の15サンプルについて「新精密1」の結果を出して、「新一般」と比較検討としていたのですが、実はこの比較は「劣化低減なし(劣化低減係数1.0)」以外は不可能だとわかりました。

なぜなら「劣化度」について「一般」では建物全体に対して設定する低減値であり、「精密」では個々の壁ごとの指定になりますので、そもそも比較自体が無意味となるからです。と同時に「精密」を視野に入れた場合、「現地調査」の調査量・精度が求められることとなります。これまでと同じだと高をくくってはやっかいな結果になるかも知れず、要注意かと思えます。

「水平構面」の関連では事実上新旧・一般精密それぞれあまり変化ないかも知れませんが、微妙な影響はあり得ることと思います。

今月号はこの辺にしたいと思いますが、悪しからず。(まとまりのない内容で申し訳ありません。)

安齋先生の技術通信

2012年
11月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

私事で恐縮ですが、念願の「地盤改良・建て替え」がほぼ5年遅れで叶い、小さな「終の棲家」が竣工しました。これも皆様のおかげと感謝しております。そんな訳でただ今引越・整理の真っ最中、なかなか本業も手がかからない状況で、今月の技術通信も予定変更を余儀なくされてしまいました。申し訳ありません。

という訳で今月は【劣化に関する現地調査】について検討をしてみたいと思います。

ご承知のように、改訂版による診断・改修を来年度から採用する(または当面現行の診断と併用する)自治体が出てくるのが想定されますが、この中で「補助金・助成金」絡みでは【精密1】による診断が条件になる市町村も当然出てくるでしょう。このような環境に私たちは即応していかなければなりません。

そのためには、「改訂一般」の業務をしつつ「精密1」を念頭においた【現地調査】が求められます。そこで今月はこの辺の対応策について考察し、スムーズな移行に役立てたいと思います。この中でも特に重要な項目として挙げられるのが「劣化度」であり、求められるのは「その調査の具体性」だと思います。

現行の調査(一般診断)では劣化による低減は建物全体にかかる係数のため、「劣化事象」の確認により「劣化点数」にチェックを入れるだけでしたが、【精密1】を念頭においた場合これだけで済ませることができません。つまり、「調査部位」別に「劣化事象」を特定し、それが「建物のどの位置」に存在しているかを図面上で示す必要があり、更に「劣化程度」の特定も求められます。(改訂本「解説編」P90-92、「資料編」P199-209)

「劣化事象の位置」とは個所数や範囲も含むと考えて下さい。また図面上での表現については時には平面図だけでなく立面図を用いて表す必要も出てくるかも知れません。もっと具体的な話をするとう劣化事象そのものも記号化や略号化して、平面図上で簡潔に表示する、等の工夫が必要になるかも知れません。

「そんな面倒な！」と言われるかも知れませんが、これまで皆さんが行ってきた現地調査による「劣化低減」の根拠となる「調査結果」を図面上に落とし込めれば良いわけで、しっかり調査をなさって来られた方々には特別な作業量のアップということではないと思いますので、あまり神経質にならないでいただきたいと思います。

とは言え、具体性の乏しい一般診断の劣化判断をより詳細に……となるとやはり「一般用」と「精密用」とを分けた【調査マニュアルと調査シート】が欲しくなるのでしょうか？

また無料(一般)と有料(精密)の違いが、この「劣化の確定のための再調査」に直結する理由付けともなり得ますし、調査シートは変えるのが当然(または妥当)との考え方もできるかも知れません。勿論、従前よりは多少気遣いが増すかも知れませんが、皆さんのお知恵を頂きながら「より良い調査シート」の完成を目指したいと思いますので、忌憚のないご意見をお聞かせ下さいませようお願い申し上げます。

基本的に「劣化事象」は、以下の3要素に集約することができます。

- ①雨水・漏水等、水の浸入による「構造材の腐朽、耐力低下」の程度。
- ②主に基礎の不具合に起因する「基礎のひび割れ」や「床の傾斜等」による上部構造への影響。
- ③腐朽菌やシロアリによる構造材の耐力低下とその程度。

これらの劣化事象を確認した場合には、更に「その範囲を可能な限り特定するように努力する」ことが求められます。

この調査段階で「更なる調査が困難」な場合には、『「精密診断時」または「補強計画・設計」の段階で、特定の為の再調査、その結果による計画・設計変更の可能性がある。』旨の趣旨を予めお客様にお伝えしておくことが重要になると思います。その後の進行がスムーズになるよう、また説明不足が後のトラブルの元にならないよう細心の注意を心がけましょう。

今月号はこの辺にしますが、皆さんのご意見を是非お聞かせください。

技術的なご相談はこちらへ！ メール：question@mokutaikyo.com TEL：03-5909-1881

安齋先生の技術通信

2012年
12月号



技術顧問・監事
安齋 正弘 先生

歳のせい最近では目覚めが早い。この為そのまま起きて仕事をしてみたり、ストレッチやら筋力アップの体操やらと、朝食前の活動が日常化してきた。一ヶ月ほどになるが朝のラジオ体操も始めた。そのお陰か？ おしっこの出・切れがグンと良くなり大変喜んでる。皆さんもラジオ体操の習慣化はいかが？

今月からは各自治体が行なっている診断・補強設計等も参考に検討を加えてみたいと思います。来年度の比較的早い時期に対応することになるであろう「精密診断法1」も視野に入れた、診断受注から調査・現況診断、改修提案(設計業務)、改修工事と順を追ってチェックをして参りましょう。

1. まず最初に、診断の目的が「補強の要否の確認」(一般診断)なのか、それとも「補強を前提とした診断」(精密診断)なのかを、掴んでおくことが大事です。つまり「無料」か「有料」かの違いになりその後の業務に影響を与えることとなりますので、出来るだけハッキリさせておく必要があります。

これを明確にすることにより、【現地調査】の方針が決まるからです。

2. 次に現地調査の前に行う「事前の情報収集」です。これは行政からの情報、あるいは施主様へのヒアリングも含まれます。具体的には以下の通りです。

1) 地盤の評価根拠となる判断材料の入手。

- ・各行政庁が提供している「地盤図」等や当該地または近隣の「ボーリング」資料等。
- ・施主様が過去に「地盤調査」を実施している場合はその資料。
- ・訪問先の近隣の目視調査。これは一種の調査そのものですが、訪問前の調査なので一応「事前の情報収集」活動の一環として位置付けておきましょう。

この場合調査先の地形にもよりますが、基本的には半径300m程度の範囲について、付近の状態を調べて当該地の地盤の良し悪し・傾向を掴むことです。

調査内容は概ね以下の通りです。

【近隣道路】: 路面の凹凸、ひび割れ。陥没やその痕跡(補修痕)。丘陵地の場合は側溝の中の状態から排水が良好かの判断。電柱の傾きは過度でないか。等。

【ブロック塀等】: 面外傾き・倒れ。面内不陸の有無、ひび割れ。

【近隣建物】: 建物の傾斜・沈下・倒れ。特に外壁モルタルの建物の場合は壁面のひび割れをチェック。更にひび割れが確認されたらその傾向を見る。例えば「ヒビの方向が同じ向き」とか、別の建物も他の建物と同じ傾向かどうか、を見る。

この結果から類推できることは、以下の2点です。

- ① 傾斜・沈下・倒れ、同じ傾向のひび割れがあれば、地盤の影響の可能性を疑う必要があります。つまり周辺地盤は軟弱と言えるかも知れません。
- ② 上記のような明確な傾向が見られなく、ある建物の外壁のひび割れが顕著だとしても、たまたま、その建物の耐震要素が少なく過去の地震動を受けて発生したひび割れかも知れず、この周辺の地盤の影響と結び付けるのは早計となります。

【河川の有無】: 中小河川の有無。大きな河川は事前にわかることが多いと思いますが、地元の中小河川の存在を確認しましょう。近くにある場合、これが意外と厄介になることがあります。

2) 各行政庁の耐震改修支援制度の有無、内容、利用の条件・可否、及び各種法規制のチェック。

3) 対象建物の情報。

- ・設計図書の有無、確認・検査済証の有無。工事写真の有無。
- ・建物の履歴(増築…時期・範囲、被災…浸水・火災等)

4) 改修となる場合の総予算、施工会社の選定等。

——以上、「事前の情報収集」の留意点について述べました。ご参考までに。——

技術的なご相談はこちらへ！ メール：question@mokutaikyo.com TEL：03-5909-1881