

専門家が易しく教える 建築構造の基礎

後編

建 築紛争において、建物における構造上の問題が重要な争点となることは珍しくありません。その一方で、構造は専門性が極めて高い分野であり、弁護士として事案の理解や主張立証に苦勞することが多い問題でもあります。今号では、前号に引き続き、弁護士が理解しておきたい建築構造の基礎について、山辺豊彦一級建築士に解説をいただきます。



山辺 豊彦

(有)山辺構造設計事務所

【略歴】

1969年 法政大学工学部建設工学科建築専攻卒業、青木繁研究室 入所
1978年 山辺構造設計事務所 設立
1982～1997年 法政大学工学部建築学科 非常勤講師
2006～2008年 千葉大学工学部建築学科 非常勤講師
一社)日本建築構造技術者協会 関東甲信越支部 東京サテライト 顧問、一社)住宅医協会 理事、一社)木造施設協議会 顧問、東京地方裁判所 専門委員・調停委員(～2024.03)

擁壁にはたらく力 図13

宅地造成では、最近はフラットな地盤ばかりではないため、図13 左下のようなL字型の擁壁を作ります。これを作るためには、型枠を入れたり、鉄筋を組んでコンクリートを流したりしないといけません。そのため、擁壁より内側の土は一度全部取り出しているはずで、擁壁ができたあと、その土を埋め戻していきます。

もとの地盤の方は切土ですから、しっかりした既存の土が残っています。この盛土と切土によって造成された宅地を3～4年、あるいは5年ぐらい放置しておくと、雨風によって、だいぶ固まってきます。固まってくると、ベタ基礎で施工できると簡単にジャッジをしてしま

うということが当然考えられます。

しかし、固まってくるとはいえ盛土の方が地盤が緩く、盛土が沈む恐れがあります。ですから、ボーリング調査やスウェーデン式サウンディング試験(2020年JIS改正によりスクリューウェイト貫入試験に改称)の

図13

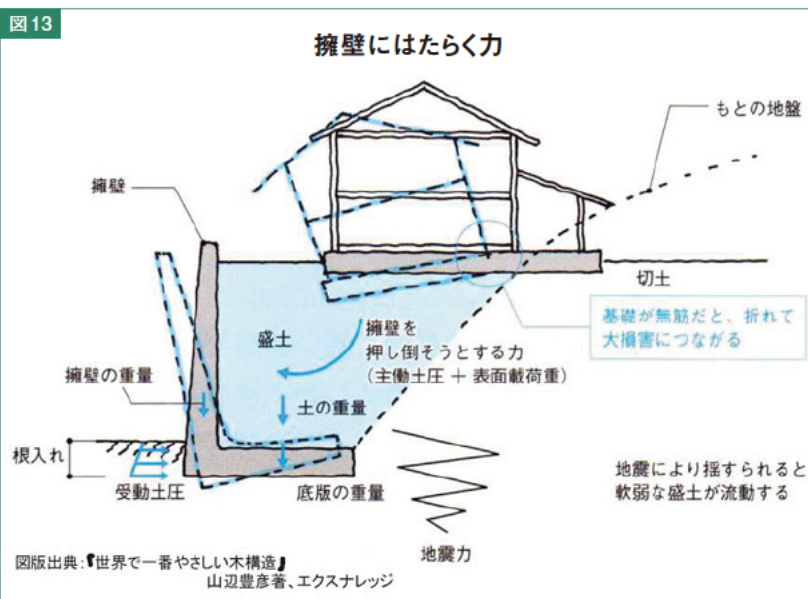
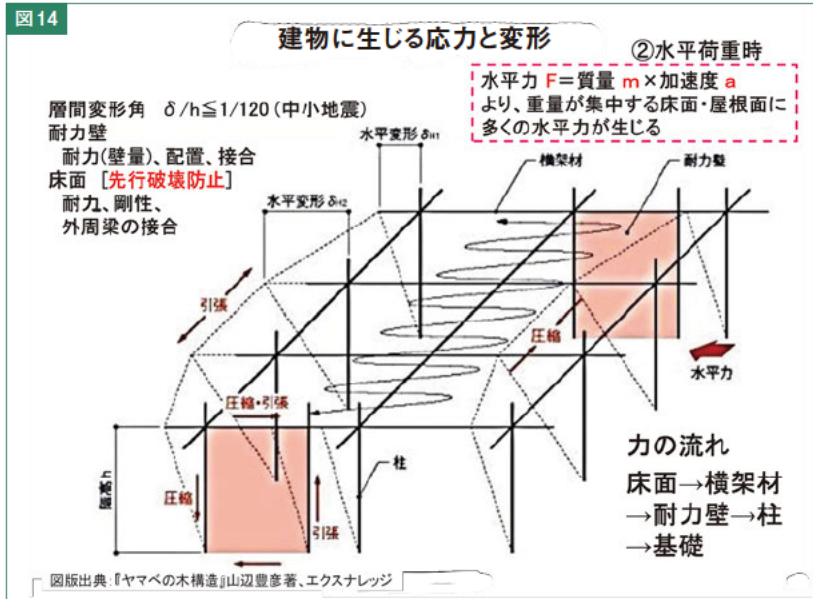


図14



データをよく見る必要があります。データの読み方は、1時間くらい勉強すれば理解できるでしょう。

盛土のデータと切土のデータ上の数値があまりにも違うということになれば、当然こういう現象を起こす可能性があるということが分かります。あまりにも差が出るのであれば、全体的に柱状改良しておこうとか、あるいは一部は柱状改良にして残りはベタ基礎でもよいのではないかという判断ができるわけです。周囲の状況もきちんと見るということが重要です。

建物に生じる応力と変形 図14

図14は、水平力がかかったときに、建物がどのように変形するかを示したものです。力の流れ方を説明します。まず、耐力壁が一定のスパンで入っています。これら耐力壁の上の床には、積載荷重がかかっています。積載荷重、つまり、床の上に人や机などが載っているわけです。質量に加速度を掛ければ力になります。この力というのは水平力です。床の上にあるものは全て質量があるわけですから、それに加速度が掛かって生じた水平力は、その床を介して壁まで伝達しなければなりません。

床面に水平力がかかると床面が弓なり

になります。この弓なりの状態を極力、同一に変形するようにしたいわけです。ふにゃっと曲がってしまうと、壊れやすくなりますからね。

床面が弓なりになるということは、梁の一方には引っ張り力がかかり、他方は圧縮されます。木造は、圧縮には強いのですが、引っ張られると、金物がないと外れやすいです。もちろん仕口がありますから、仕口でも頑張ることはできるのですが、一般的な鎌継ぎですと、耐力が小さいのです。だから金物を入れて、ちゃんとそこを留めてあげないと引っ張り力には弱いのです。梁の継手で追掛け大栓を

持ってくる大工さんもありますが引っ張耐力が大きいので特に問題ないと言えます。

ごくまれの強い地震が来たときは、壁の周りの耐力で壊すということになります。その前に床面が壊れては意味がありません。床面の先行破壊防止が重要で、床面は壁より先に壊れてはいけません。

水平荷重時 床の変形比較 図15

図15の模型は硬質ゴムで骨組を作ったものです。①は耐力壁を入れていますが、床は全然入っていません。そこに荷重をかけて押した場合、壁の位置は全

図15





然、微動だにしません。床がないので、力を壁まで伝達するすべがないのです。床面の大切さはここです。

ところが④のようにパネルでしっかり床を固めて押すと、確かに動いていますが、緩く湾曲しています。赤で丸く囲んでいる柱の接点のところにはアルミの棒が入っているのですが、そこが開いてきます。ということは、弓なりになったこの梁に引っ張り力がかかっているということです。ここを留めておかなければいけないということになります。

既存住宅を耐震診断して耐震補強するということがありますが、床面を補強するというのはお金が掛かります。費用を抑えるため、②と③を組み合わせる方法もあります。③は床板がギザギザになっています。これは本実(ほんざね)加工といって、溝を切って床面同士がずれるようになっています。小幅板で、溝で摩擦するようになっています。それだけでは耐力が取れませんから、②の火打ちを合わせます。そうすると、わざわざ床面を直すほどのことがなくて済む場合があります。古い建物などの場合は、コストを下げるためにも、こうい

う形で対応するということがあります。

床の役割というのは、ただ載っているだけでは済まないものです。地震が来たときに力を耐力壁まで運ぶ役割があります。RC造やS造の建物は床の大切さにそこまで気を遣わなくとも、コンクリートを打てばそれで済んでしまうのですが、木造の場合はそうはいきません。木造の建物は、耐力壁間の距離が長くなった場合には、床の倍率を上げる必要があります。

耐震設計の基本理念 図16

耐震設計の基本理念は、まれに発生する震度5弱程度以下の中小地震に対して損傷しないということです。その上で、極めてまれに発生する震度6強程度の大地震に対しては、ある程度の損傷を許容しつつ倒壊せず、人命と財産を守るというのが建築基準法の趣旨です。

図16

耐震設計の基本理念

◆大地震時の損傷状況

損傷ランク	I(軽微)	II(小破)	III(中破)	IV(大破)	V(破壊)
概念図					
建物の傾斜	層間変形角 1/120以下 残留変形なし	層間変形角 1/120~1/60 残留変形なし	層間変形角 1/60~1/30 残留変形あり	層間変形角 1/30~1/10 倒壊は免れる	層間変形角 1/10以上 倒壊
基礎	換気口廻りのひび割れ 小	換気口廻りのひび割れ やや大	ひび割れ多大、破断なし 仕上げモルタルの剥離	ひび割れ多大、破断あり 土台の踏み外し	破断・移動あり 周辺地盤の崩壊
外壁	モルタルひび割れ 微小	モルタルひび割れ	モルタル、タイル剥離	モルタル、タイル脱落	モルタル、タイル脱落
開口部	隅角部に隙間	開閉不能	ガラス破損	建具・サッシの破損、脱落	建具・サッシの破損、脱落
筋かい	損傷なし	損傷なし	仕口ズレ	折損	折損
パネル	わずかなズレ	隅角部のひび割れ 一部釘めり込み	パネル相互の著しいズレ 釘めり込み	面外座屈、剥離 釘めり込み	脱落
修復性	軽微	簡易	やや困難	困難	不可
耐震診断評価目安	品確法 等級3	品確法 等級2	建築基準法×1.0	—	—
第1種地盤	—	品確法 等級3	品確法 等級2	建築基準法×1.0	—
第2種地盤	—	—	品確法 等級3	建築基準法×1.5	建築基準法×1.0
第3種地盤	—	上部構造評点≥1.5	上部構造評点≥1.25	上部構造評点≥1.0	上部構造評点<1.0

◆耐震設計の基本理念

- ① 稀に発生する震度5弱程度以下の中小地震に対しては、損傷しない (1次設計)
- ② 極めて稀に発生する震度6強程度の大地震に対しては、ある程度の損傷を許容するが倒壊せず、人命と財産を守る (2次設計)

図版出典:『ヤマベの木構造』山辺豊彦著、エクスナレッジ

ただ、後者については皆さん、イメージがなかなかしづらいので、それをまとめたのが 図 16 です。

「壁量目安」というところに、第1種地盤、第2種地盤、第3種地盤と書いてあります。第1種地盤は地表面からかなりいい地層が出ている地盤です。

第3種地盤は東京でいうと墨田区、江東区、江戸川区あたりで、地表面から30メートル以上掘らないと、いい地層が出てこないような地盤です。第1種でも第3種でもない所が第2種地盤で、多くの住宅が第2種地盤のところ建っているのが基準になるとして赤線で囲んでいます。

ここで建築基準法上の必要壁量をぎりぎり入れたとします。そうすると、震度6強の大きな地震が来たときには、損傷ランクはIVで、大破しているという状況です。柱が折れたり、1階がほとんどなくなったりすると、これは損傷ランクVで、倒壊しているということになります。Vほどの損傷にはならないが、それでも大きく壊れている状況です。

品確法の等級2のクラスにくと、中破、等級3だと小破です。この説明をすると、都市部に住んでいる方々は、品確法でいう等級2と等級3はこのくらいコストが違ふと専門家にその結果を聞いて、では、等級3で

やってほしいというケースが多い傾向があります。

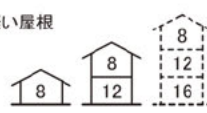
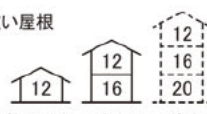
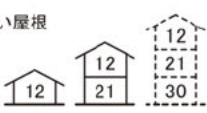
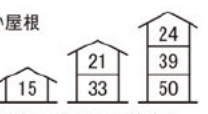
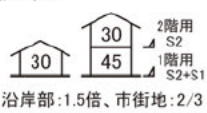
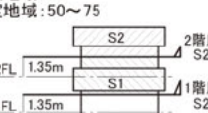
年代別にみる木造建築物の構造的特徴 図 17

日本の耐震設計は、1981年のラインが1つの大きなエポックになります。RC造やS造の場合は、1981年の5月までが旧耐震、6月以降の建物が新耐震と区別がはっきりしていますが、木造の場合は1981年から2000年という間がグレーゾーンになっています。

はっきり言えるのは、2000年6月以降の建物は問題ないということです。その間はどうかということになるのですが、1981年のときに何が変わったかということ、中地震が起こったときの層間変形角です。地震の際、建物が揺れますよね。1981年より前は60分の1まで、60分の1ですから3メートルの階高であれば5センチメートル動いてもよかったのです。ところが1981年6月からは、層間変形角が120分の1になっています。中地震のときの変形量は2.5センチメートルまでという形になりました。層間変形を小さく抑えるためには、壁を少し多めに入れなければいけないということで壁量を変

図 17

年代別にみる木造建築物の構造的特徴

年代	1950年(昭和25年)～	1959年(昭和34年)～	1981年(昭和56年)～	2000年(平成12年)～
必要壁量 (地震力)	軽い屋根  床面積に 乗する値 (cm/m) 重い屋根  注) 軟弱地盤の場合は1.5倍する	軽い屋根  床面積に 乗する値 (cm/m) 重い屋根  注) 軟弱地盤の場合は1.5倍する	昭和62年～ 3階建ての規定 軽い屋根  床面積に 乗する値 (cm/m) 重い屋根  注) 軟弱地盤の場合は1.5倍する	令46条の壁量規定は変更なし 耐力壁の釣合のよい配置の規定 品確法の制定(新たな壁量規定)
必要壁量 (風圧力)	規定なし	昭和46年～  沿岸部: 1.5倍、市街地: 2/3	一般地域: 50 指定地域: 50～75 	令46条の壁量規定は変更なし 品確法の制定(新たな壁量規定)
層間変形角	規定なし	中地震時: 1/60	中地震時: 1/120	中地震時: 1/120 大地震時: 1/30
基礎	布基礎、ローソク基礎 石、ブロック、無筋コンクリート	布基礎、ローソク基礎 石、ブロック、無筋コンクリート アンカーボルト(点在)	布基礎、ベタ基礎 鉄筋コンクリート アンカーボルト(点在)	ベタ基礎、布基礎、地盤改良 鉄筋コンクリート(基礎配筋の規定) アンカーボルト
軸組	手加工 スギ、ヒノキ、地松、ケヤキ	手加工 スギ、ヒノキ、ベイツガ、ベイマツ	手加工、プレカット スギ、ヒノキ、ベイマツ、ベイツガ	プレカット ベイマツ、集成材、スギ、ヒノキ
接合部	蟻、鎌 ほぞ差し、洋釘 官庁系はボルト、帯金物	蟻、鎌 ほぞ差し、洋釘 羽子板ボルト、カスガイ	蟻、鎌 ほぞ差し、洋釘 羽子板ボルト、カスガイ、Z金物	蟻、鎌+補助金物 ほぞ差し+補助金物 認定金物(仕口の緊結方法の規定)

注) 上表は、筆者が今までに耐震診断を行った物件から、凡その特徴をまとめてみたものである。



図 18

必要壁量比較 基準法と換算等級1

◆地震力に対する必要壁量(床面積に乘じる値) (単位: cm/m ²)							
等級	屋根の様	階	一般地域	多雪区域 積雪1m	多雪区域 積雪1~2m	多雪区域 積雪2m	多雪区域 積雪3m
基準法=等級1 []内は 2×4規定	軽い屋根	平屋	11	11[25]	[直線的に 補間した数値]	11[39]	[(53)]
		2F	15	15[33]		15[51]	[(69)]
		1F	29	29[43]		29[57]	[(71)]
	重い屋根	平屋	15	15[25]		15[39]	[(53)]
		2F	21	21[33]		21[51]	[(69)]
		1F	33	33[43]		33[57]	[(71)]
換算等級1(※)	軽い屋根	平屋	14Z	27Z	直線的に 補間した数値	40Z	53Z
		2F	14 K _z Z	27 K _z Z		40 K _z Z	53 K _z Z
		1F	36 K _i Z	(36 K _i +13)Z		(36 K _i +26)Z	(36 K _i +39)Z
	重い屋根	平屋	20Z	33Z		46Z	59Z
		2F	20 K _z Z	33 K _z Z		46 K _z Z	59 K _z Z
		1F	46 K _i Z	(46 K _i +13)Z		(46 K _i +26)Z	(46 K _i +39)Z
等級2 (等級1×1.25) 換算	軽い屋根	平屋	18Z	34Z	直線的に 補間した数値	50Z	66Z
		2F	18 K _z Z	34 K _z Z		50 K _z Z	66 K _z Z
		1F	45 K _i Z	(45 K _i +16)Z		(45 K _i +32)Z	(45 K _i +49)Z
	重い屋根	平屋	25Z	41Z		57Z	74Z
		2F	25 K _z Z	41 K _z Z		57 K _z Z	74 K _z Z
		1F	58 K _i Z	(58 K _i +16)Z		(58 K _i +32)Z	(58 K _i +49)Z
等級3 (等級1×1.50) 換算	軽い屋根	平屋	22Z	41Z	直線的に 補間した数値	60Z	80Z
		2F	22 K _z Z	41 K _z Z		60 K _z Z	80 K _z Z
		1F	54 K _i Z	(54 K _i +20)Z		(54 K _i +39)Z	(54 K _i +58)Z
	重い屋根	平屋	30Z	50Z		69Z	88Z
		2F	30 K _z Z	50 K _z Z		69 K _z Z	88 K _z Z
		1F	69 K _i Z	(69 K _i +20)Z		(69 K _i +39)Z	(69 K _i +58)Z

K_i=0.4+0.6R_i R_i=2階の床面積/1階の床面積
K_z=1.3+0.07/R_i ただし、R_i<0.1のときは、K_z=2.0とする
地震地域係数 Z=0.7~1.0

図版出典:『ヤマベの木構造』山辺豊彦著、エクスナレッジ

れていますが、2025年から先はこの軽い屋根とか重い屋根とかいう表現は使われないと思います。もう少し細かく仕様が分類されてくることになると思います。

専門家の中でも、耐震等級2というのは、「壁の量を1.25倍する」ということだけを覚えている方がいらっしゃるんですが、建築基準法と品確法というのは全く別です。「基準法の壁の量」を1.25倍しても駄目です。それを具体的に示したのが 図 19 です。

「換算等級1」と 図 18 と 図 19 に書いてあります。品確法には示されて

更したというのが実情です。

その他の基準は、2000年に変更されました。ひとつは「耐力壁の釣合のよい配置の規定」です。壁の配置計画のバランスの取り方が2000年に初めて規定化されました。

それともう1つ、仕口の緊結方法が規定されました。N値計算法ができたのはこのときです。木造は2000年で、初めてきちんとした基準になっていますので、そのあたりも十分、皆さんに気を付けていただければと思います。

いませんが換算等級1の壁量の1.25倍が、等級2だということを知ってほしいためにこれを作っています。換算等級1に対して、1.5倍した値が等級3ということで、建築基準法の壁の量とは仮定条件が異なっていますので、そこは是非覚えておいていただければと思います。これが基準法と品確法の違いです。

図 20 を見てください。木造の建物には、1~2階が全く同じ形で建っている建物と、1階に比べて2階が半

必要壁量比較

図 18 図 19 図 20

地震力に対する必要壁量は非常に重要です。図 18 の等級2というのは品確法上の耐震等級です。「軽い屋根」、「重い屋根」と書か

基準法と品確法の壁量比較

◆建築基準法と品確法の壁量比較

建物仕様	建築基準法×1.0	品確法 換算等級1(※)	品確法 等級2	品確法 等級3
重い屋根	平屋	15	20 =15×1.33	25 =15×1.67
	2F	21	27 =21×1.29	34 =21×1.62
	1F	33	46 =33×1.39	58 =33×1.76
軽い屋根	平屋	11	14 =11×1.27	18 =11×1.64
	2F	15	19 =15×1.27	25 =15×1.67
	1F	29	36 =29×1.24	45 =29×1.55

壁量割増の目安 建築基準法×1.3~1.4 建築基準法×1.6~1.8 建築基準法×2.0

※ 換算等級1とは、品確法・新壁量の割増係数を1.0とした場合の値を示す

耐震等級2=基準法 × 1.25 ではないことに注意
・基準法と品確法は仮定条件が異なる

図版出典:『ヤマベの木構造』山辺豊彦著、エクスナレッジ

図20

基準法と品確法—必要壁量比較—

東京

◇ 耐震等級に対する必要壁量

耐震等級	等級の目安	平屋	2階建ての1階	2階建ての2階
等級1	1.00	11 [34・Z]	29 [(36・K1+20)・Z]	15 [34・K2・Z]
等級2	1.25	42・Z	1.25x (36・K1+20)・Z	42・K2・Z
等級3	1.50	50・Z	1.50x (36・K1+20)・Z	50・K2・Z

* []内の数値は、品確法・新壁量の割増係数を1.0とした場合の参考値を示す
但し、

$K1=0.4+0.6Rf$
 $K2=1.3+0.07/Rf$

$Rf=2$ 階の床面積/ 1 階の床面積

地域：東京都 地震地域係数 $Z=1.0$

最深積雪量 30cm

屋根の仕様：軽い屋根

◇ 耐風等級に対する必要壁量

耐震等級	等級の目安	$V_0=30m/s$	$V_0=32m/s$	$V_0=34m/s$	$V_0=38m/s$	$V_0=42m/s$
等級1	1.00	50[43]	50[49]	50[56]	50[70]	50[85]
等級2	1.20	53	60	67	84	103

◆ CASE1 1階と2階が同じ床面積の場合

$K1=1.0$, $K2=1.37$, $Rf=1$

基準法・等級1	等級2	等級3
15 [19] 1.00倍 [1.27倍]	24 1.60倍	29 1.93倍
29 [36] 1.00倍 [1.27倍]	45 1.55倍	54 1.86倍

◆ CASE2 2階の床面積が1階の床面積の半分である場合

$K1=0.7$, $K2=1.44$, $Rf=0.5$

基準法・等級1	等級2	等級3
15 [20] 1.0倍 [1.33倍]	25 1.67倍	30 2.00倍
29 [25] 1.0倍 [0.89倍]	32 1.10倍	38 1.31倍

壁量不足・偏心

—兵庫県南部地震—

図21

木造の建物で一番壊れる要素が大きいのは 図21 の左上のタイプです。原因は壁量不足と偏心です。大きな通りに面して、狭小間口の建物を作ると、2階は壁で囲っているのですが、1階は、道路に面した部分が目いっぱい開口になっています。間取り図で見ると、カタカナでいうコの字型に

分くらいにセットバックしている建物があります。それによって壁の量が違います。CASE1の15、29というのは建築基準法の値です。換算等級1の値は19、36です。

CASE2のセットバックしている建物でも、建築基準法の値は変わりません。ところが、換算等級1の値は19から20に変わり、2階の壁の量は増えていますが、1階の壁の量は36から25と減っています。重量によってきちんと揺れ方を考えているからなのですが、構造計算をしている我々から見ると、品確法の方が合理的な値を示していると言えます。2025年からは建築基準法の必要壁量も変わってくると思います。

なっています。(図21 の①の図)

平面を対角線で結ぶと対角線が交わる場所が重心の位置になります。剛心、つまり建物の硬さの中心は一方にしか壁がないため、壁のある方に片寄ります。

剛心と重心の間の偏心距離になります。赤印の水平力が加わってくる地震の場合、この偏心距離が大きいほど建物がねじれて左上写真のような壊れ方になります。ここまで傾いてしまうと逆から力が加わっても元に戻るわけがありませんから、建物の傾きが大きくなる

図21

壁量不足・偏心 —兵庫県南部地震—

1995(H7). 1. 17 M7. 2 最大加速度 818gal(神戸海洋気象台NS)

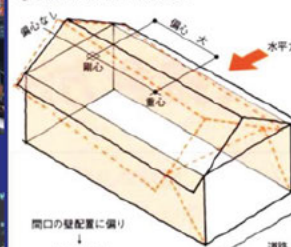


出典：1995年兵庫県南部地震災害調査速報、日本建築学会編



耐力壁の配置と建物のねじれ 図1

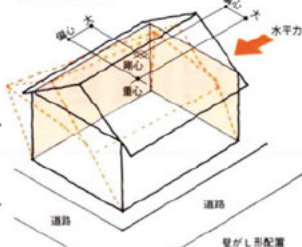
①壁配置に偏りがある間口



一軸に対する偏心

道路に面した間口は出入口となるため壁がなく、隣地に面するその他の3面は壁となっている。コの字配置は、出入口が大きく揺れやすい

②壁がL形配置



二軸に対する偏心

角地の建物で、道路に面した2面は開放して、隣地に面する2面は壁となっているL形配置は、ねじれによる倒壊を生じやすい

図版出典：『世界で一番やさしい木構造』山辺豊彦著、エクステル





という現象を起こします。このようなことを防ぐために、壁の配置は偏心させないようにしてもらいたいということです。

次に図21の②の図に示す道路2面に面している建物です。このような建物の壁は平面的に見ると、英文字でいうL字型になっています。1階の道路に面しては壁が何もない。となると重心の位置は対角線の交点で、剛心の位置は直交する壁の交点付近になります。

X、Y軸の2つの軸に対して偏心することになります。この形は最も悪いパターンとなります。斜め方向のほか、どの方向から水平力が加わっても回転を起こします。壊れ方としては、左下の写真にあるように、上から押しつぶされたようなパンケーキクラッシュになっています。絶対にこういう壁配置をしてはいけないという事例です。

地盤と木造住宅の被害 図22

図22の左の図では、関東大震災のときに下町地区の非常に地盤の悪いところで、木造建物が100%近く倒壊したということが示されています。これは結構有名なマップです。北区赤羽や、その付近の台地と下町とでは、これだけの被害の差がありました。

なぜこうなったのかといいますと、この地域は地表面から深い方向に30メートル以上掘らないといい地層が出てきません。地震力は、伝播速度が速い硬い地盤に真っ先に伝わっていきます。そのあと今度は柔らかいところに力が伝わるということになります。地震波は固い地盤から軟弱地盤に入ると、速度は遅くなりますが、振幅が増大して大きく揺れることになります。

木造の建物は、大きく揺れる方が怖いです。最初は釘やボルトが踏ん張りながら抵抗しているのですが、揺れているうちに少しずつ緩んできて共振現象を起こします。長い周期であればあるほど、地盤の揺れと建物の上部の揺れとが合ってしまい、進行性破壊につながるのです。

木造の建物というのは、長い周期で揺れた際に倒壊の可能性が高まります。大きい地震だから壊れるというのではなくて、大きくても短周期で揺れる場合は、ほとんど壊れません。

特定行政庁が指定する軟弱地盤区域では、地震力に対する必要壁量を1.5倍割増すと施行令の46条の第4項に書かれています。ところが東京でも江戸川区など墨東地域は地盤が悪いというのは分かっていますが、実際には指定されている地域はありません。

私たち技術者は、そういった地域の物件を請け負ったときに、少しでもいいから割増そうという努力目標を設けるべきだと思います。このような共振現象は東

図22

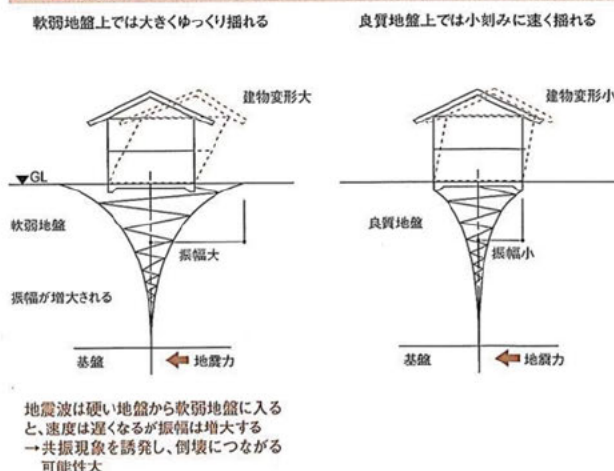
地盤と木造住宅の被害

図1●関東大震災による木造住宅建物の被害分布(各町ごとに算出)



出典:「東京における安政江戸地震と関東大震災の被害についての一考察」(望月利男・宮野道雄、「学会論文報告集」256号)

図2●共振現象



特定行政庁が指定する軟弱地盤区域では地震力に対する必要壁量を1.5倍割増す
(令第46条第4項)

図版出典:『ヤマベの木構造』山辺豊彦著、エクスナレッジ

京だけでなく、日本だけでなく、世界中で起こっています。ですから、首長が指定するまでもなく、技術者として施主に言わなくてはなりません。説明をして、1.5倍とはいかなくても、例えば1.2倍でも、1.3倍でも割り増しをすることが重要だと思います。

ているという状況です。2階床梁が過大な変形にならないわけがありません。仕口のところがめり込んでしまうというのもよくあります。このようなところをしっかりとチェックする必要があります。

木造の要注意架構 図23

一番問題なのは図23の左側のようなタイプです。昔の建物にはよくあります。ここまで露骨ではないですが、柱が少しずれていることがよくあります。そういうところに限って変形量が結構大きくなります。例えばこの図の建物でも、結局梁で支えるしかありません。この2階床梁で、上からの屋根荷重と2階の床荷重とを支えているわけです。

こういう状態は極力避けて設計するべきですが避けられない場合は、工夫をすればよいのです。例えば2階の床梁を大きくするといった工夫ができないかを考えればよいわけです。

図23の右側の問題は力の流れが見えにくいということです。横から見たらセットバックしているのですが、結局は何かというと、横方向から見た部分の荷重が全部2階の床梁にかかっています。

このように力の流れを、順を追って説明すると施工者も理解してくれます。ですから是非、やはり私たちのような構造の専門家がもう少し施工者に理解を広めるよう努めていくべきだと思います。

図23の建物は2階から上の荷重が2階の床梁にかかっ

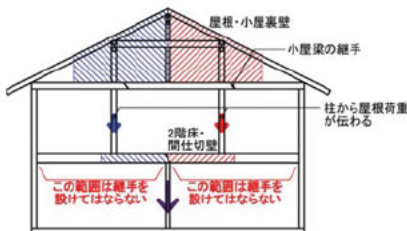
小屋梁と床梁 図24

木造建物のプログラムにも問題があるのですが、1本、柱を入れたりすると、プログラム上、上の梁断面が小さくなります。ほとんどのプログラムは、だいたい上の荷重を下へ下へと伝達していくようにモデル化しています。

図23

木造の要注意架構

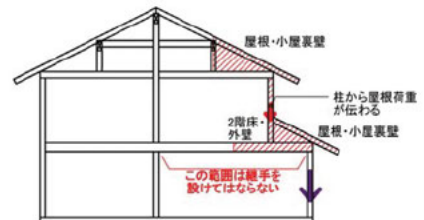
木造は仕口・継手の強度が低いことを念頭に置いて平面計画を考える必要がある



1階と2階の柱位置がずれている建物

2階床梁は屋根荷重と床荷重の両方を支持しなければならない

2階床梁の継手と端部の支持能力に要注意



セットバックしている建物で、2階外壁ラインの下に柱がない

2階床梁で屋根+2階外壁+2階床+下屋屋根の荷重をすべて支持する必要がある。

2階床梁のたわみと端部の支持能力要チェック

図24

小屋梁と床梁

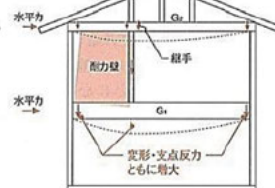
小屋梁に継手を設けると、2階床梁は屋根荷重と床荷重の両方を支持しなければならない→接合部の負担も大

図11 ●軸組図による継手位置の検討

①小屋梁に継手を設ける



全荷重をG1で支持

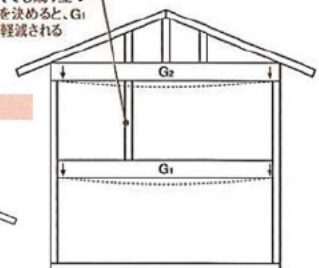


耐力壁が載ると、さらにG1の負担は増大

②小屋梁に継手を設けない

この柱がなくても成り立つようにG2梁を決めると、G1梁の負担が軽減される

荷重の各階処理



1, 2階とも同一箇所に柱を支持点と考え、(中間の柱は無いものとする)小屋梁の断面設計を行えば、2階床梁の荷重負担は軽減される

図版出典:『ヤマベの木構造』山辺豊彦著、エクスナレッジ



私はそのようなことではなくて、**図24**に「荷重の各階処理」と書いてあるのですが、2階の床梁は柱があらうとなかろうと、かかっている荷重としては、小屋部分の壁の重量と屋根の重量は、それを小屋梁(G2)のみで支えなさいということです。柱は取っ払うと思ってもいいのです。G1梁は、その上の壁があればその壁の重量と、床荷重を入れて、負担荷重でチェックしなさいということです。この荷重は、G1梁、G2梁が各階で、必ず処理をしているということになります。各階ごとにきちんと処理をした上でつなげば、安全率が増すということになります。

全部下へどんどん荷重を落としていってしまって一部に大きく負担をかけるよりは、全荷量を分散して載せていくという力の流れを考えた形にしたほうが木造建物によって良いと思います。

木造で見受けられる 構造の問題点 **図25**

図25 では、木造の住宅で見受けられる構造の問題点を記載してみました。

●基礎

基礎工事全般を「基礎屋」さんが行うということです。鉄筋コンクリートのビル等を建てるときは、きちんとしたプロの鉄筋屋さんが手配されますが、木造住宅だと、そこまでプロの人はなかなかやってくれません。

ですから、中にはフックを付けるのに慣れてない人がいて、その人にフックを付けてくれと言うと、「そんな面倒くさいことをやるのかよ」などと言われたりするケースもあります。鉄筋の加工などの技術やコンクリートの養生が未熟だったということもあります。一番問題なのは、今日は雨が降りそうだという日にコンクリートを打って、まだ乾いていないところに、雨が降っ

て、骨材が洗い出たように出てしまうケースです。普通は、そういう天候のときは作業を行わないか、あるいは行うとしてもビニールシートをきちんと用意して、あるところまできたらきちんと覆って中止するという判断をすべきですが、工期に追われてしまってやってしまうというケースがあります。

それから、アンカーボルトについてです。建物の基礎となるコンクリートが固まらないうちに、アンカーボルトを入れたりすると、埋込長さが足りない場合が結構あります。それは上に飛び出している長さを見れば分かります。検査する方にもすぐ指摘されてしまうことで、できれば設計をやられている方が、きちんと長さを確認するか、若しくは事前に言ってあげるなど監理要領として設計者から施工者に前もって渡せたらよいと思います。

●床のたわみ

個々の材が規定を満足していても、架構全体での配慮が不足しているということがあります。それから力の流れを考えず、材料を長さで施工の都合で伏図を決めているということもあります。

●貫通孔

ほかによくあるのは、設計時に配管の貫通孔に対する配慮がなされていないという問題です。木造は各業者が現場で適当に穴を開けてしまい、結果私たちが信じられないような配線になってしまうということが起こり

図25

木造で見受けられる構造の問題点

基礎

基礎工事全般を「基礎屋」さんが行う。
→ 鉄筋加工、型枠設置、コンクリート打設・養生等の各技術が未熟
アンカーボルトの埋込長さ不足、位置のズレ、未設置
鉄筋の定着不足（加工技術が未熟な場合が多い）

床のたわみ（床鳴り、サッシの開閉や仕上材に影響）

個々の材は規定を満足していても、**架構全体での配慮が不足**している
力の流れを考えず、材料長さで施工の都合で伏図を決めている

貫通孔

設計時に貫通孔に対する考慮がなされていない
施工図もなく、それぞれの業者が現場で適当に開けてしまう

建物の傾斜

基礎計画の不備 島基礎など
地盤調査が行われていない
杭や地盤改良を要する地盤にもかかわらず、直接基礎とする など

耐力壁

面材の釘打ち 釘の種類や間隔が仕様と異なる、打込みすぎ など
筋かいに欠き込みがある、間柱への釘打ちがない、など
壁量不足 風圧力に対する壁量計算における方向の誤り

接合金物

金物が無い（継手、梁端部、柱頭柱脚）、柱脚のみで柱頭に無い
取付位置の誤り 木口にビス打ち、木材の割れや隙間にビスが干渉
金物の耐力不足 仕様の確認不足

ます。私も最近そういうことを経験したのですが、知識が前もって業者間できちんと統一されていないということが原因ではないかと思います。

施工図もない中では、現場に対する標準図のようなものがが必要です。だいたいどの現場もそういう事態が起きているわけですから、何か標準となる図面があるといいなと思います。これからは少しずつ増えてくることを願っています。

●建物の傾斜

図13のように擁壁を作るためにオープンカットして、作業後に埋め戻しをしたとします。そして4~5年経って、スウェーデン式サウンディング試験を行ったら、もう2回転か3回転すれば、2トンぐらいすぐ取れると思います。2トンだと安易に「ベタ基礎でいい」と判断してしまうと不同沈下が生じるなど、ボーリング調査やスウェーデン式サウンディング試験のデータの見方について、私は設計者にもきちんと理解してもらわないといけないなと思います。設計者に、もう少し勉強してもらいたいと思います。

●耐力壁

面材のくぎ打ちは皆さんも、裁判に関わられた経験があるのではないかと思います。「この壁にはN50のくぎを、ピッチ150ミリメートル」と書かれているのに、それを、専門家が磁石を持ってきて、「150ミリメートルじゃない、磁石の間隔を見ると、200ミリメートルとか250ミリメートルになっている」と専門家に言われて確認すると、確かにそうになっているということがよくあります。

面材のくぎ打ち、くぎの種類や間隔が仕様と異なる。仕様規定だと何も言えないという怖さがあります。

●接合金物

金物がないということもあります。柱脚のみで柱頭がないといったケースもあります。

木造の施工現場 図26

図26 右下の写真を見てください。構造用合板のくぎ打ち間隔が150ミリメートル以下とすべきところ200ミリメートルとなっているとあります。

その上の写真では、配線スペースがないため、梁に穴を開けて配線しています。

基礎配筋、アンカーボルト設置のよい例が左上です。型枠もしっかり固定されています。その型枠に治具をちゃんと取り付けてアンカーボルトを設置しています。このくらいしっかりしているとよいのですが、なかなかここまで組めているところはありません。

中央下の写真は、換気口か何かを後で開けたものと思われそうですが、筋交いに当たってしまっています。これでは筋交いの耐力は全くないということになってしまいます。建物全体を理解している設計者や現場監督がきちんと監理することが重要です。

NE

図26

木造の施工現場



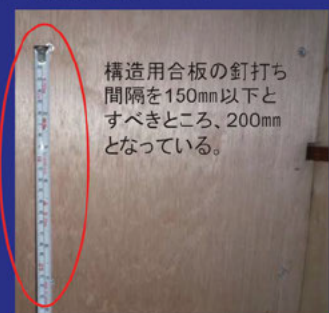
基礎配筋・アンカーボルト設置のよい例。型枠もしっかり固定されており、その型枠に治具を取付けてアンカーボルトを設置。



配線スペースが無いため、梁に穴をあけて配線している。スパン(柱間)の長い梁は要注意。設計者が配慮することも当然だが、施工者も設計者に事前確認を行うべき。



壁仕上げ後に換気口をあけて、筋かいを切欠いてしまった例。



構造用合板の釘打ち間隔を150mm以下とすべきところ、200mmとなっている。