

2

高強度耐力壁・水平構面の設計方法

2.1 合板張り水平構面と耐力壁のメカニズム

合板などの面材を張った鉛直構面（耐力壁）と水平構面（床・屋根）はダイアフラムと言われる。ダイアフラムのメカニズムは、I形ばりと同じで、図 2-1 のように、鉛直構面の場合は片持ちの I 形ばり、水平構面の場合は、両端を支持された I 形ばりと考えることができる。I 形ばりでは、曲げモーメントに対しては主としてフランジが、せん断力に対しては主としてウェブが抵抗する。

I 形ばりのフランジに相当する部材は、鉛直構面の柱や水平構面の胴差し・桁・はりなどの軸材であり、ウェブに相当する部材は合板である。ただし、ウェブは一枚の連続した材料ではなく複数の合板で構成されることになるので、合板と合板とは受材を介してくぎで接合される。つまり、ウェブにはくぎによる多数の継ぎ目があることになる。

ウェブだけを取り出して引っ張ると、くぎで繋がれているウェブは胴差し・桁・はりとは比べてはるかに小さな力で変形を生じる。従ってウェブは曲げ応力（引張・圧縮）を負担することはできず、ウェブのせん断応力の分布は放物線ではなく、ほぼ等分布の形になる。以上から、ダイアフラムの設計では、ウェブはせん断力のみを負担し、フランジは曲げ応力（引張・圧縮）のみを負担すると仮定する。

せん断力は合板の周囲をとめているくぎを介してフランジなどの軸材から合板へ、逆に言えば合板から軸材へと伝達される。1枚の合板を張った要素（以後ダイアフラムユニットと称す）についてみると、くぎの応力の方向は、図 2-2 左のように基本的にせん断力の方向と平行になると考えることができる。このモデルをベースとした設計式が（社）日本ツーバイフォー建築協会編「2007 年枠組壁工法建築物構造計算指針」（以後緑本）に示されている。この設計式は古くから北米の APA（旧称：アメリカ合板協会）が提唱してきたもので、長期間の使用実績がある。

しかし、もし軸材相互がピンで接合されていれば、幾何学的変形条件から、くぎ応力の方向は、図 2-2 右のようにせん断力の方向に対してやや角度をもつことになる。このモデルをベースとする設計式が（財）日本住宅・木材技術センター「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」（以後グレー本）に示されている。グレー本式は、本来、非線形（曲線）であるくぎ接合部の荷重-変形関係をバイリニア（2 直線）化して線形解を得る一種の近似解法であるが、非線形のまま解く神谷式（建築学会論文報告集、309 号、86-91、昭和 56 年 11 月）もある。

しかし、図 2-2 右の変形条件が成立するには、軸材相互のピン接合部が存在応力に対して設計されていることと、回転以外の横滑りや垂離を生じないことが条件であるが、住宅は別として、強度の高い構面でのそのような接合設計は容易ではないこと、現実的には、図 2-3 のように、回転によってはなれやすれを生じることから、ここでは安全側の設計として、図 2-2 左のモデルによる APA 式を用いることとする。なお、図 2-2 左のモデルは図 2-2 右のモデルより強度・剛性がやや低くなる傾向があり、強度・剛性の大小には、一般に（APA 式）<（神谷式）<（グレー本式）の傾向がある。

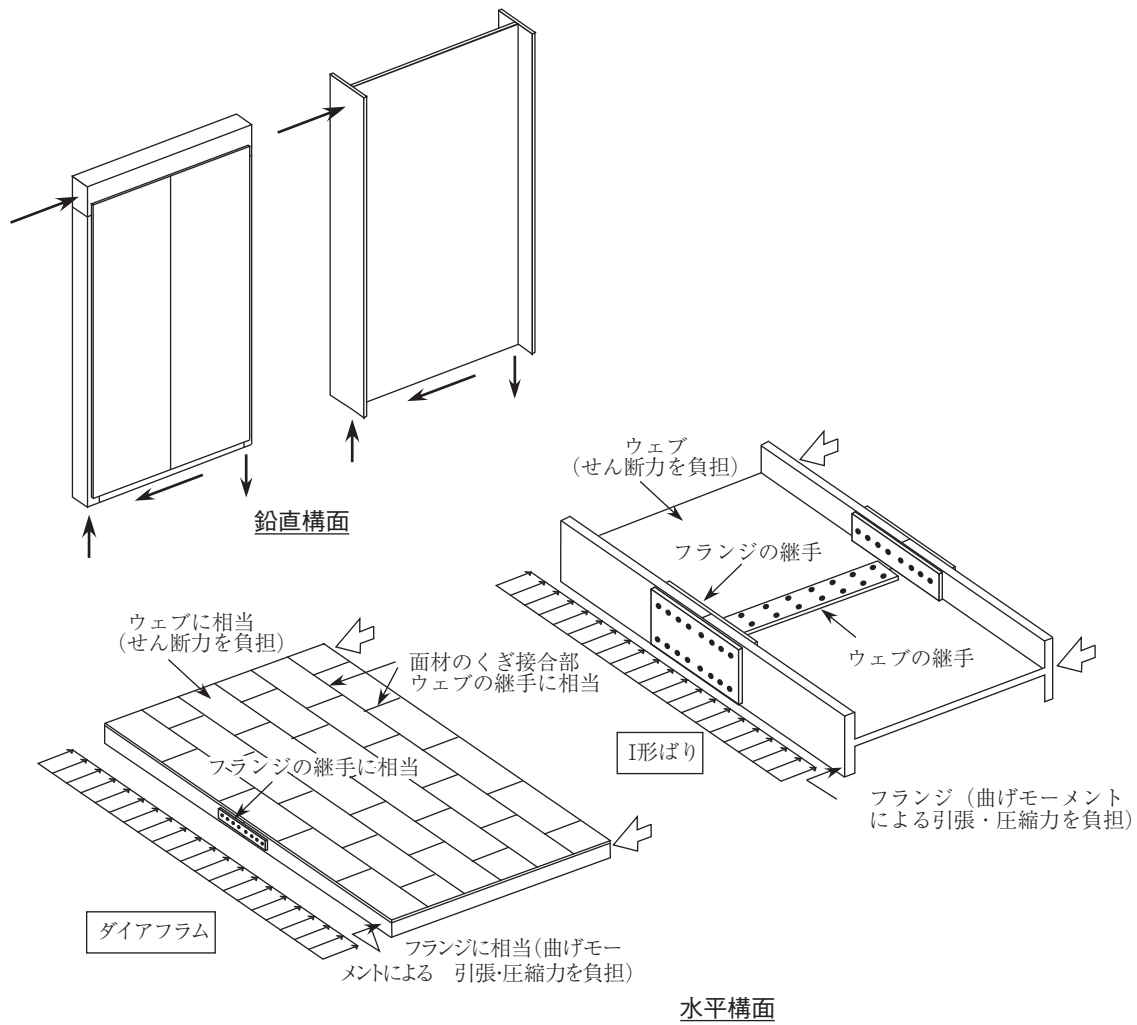


図2-1 ダイアフラムのI形ばりへのモデル化

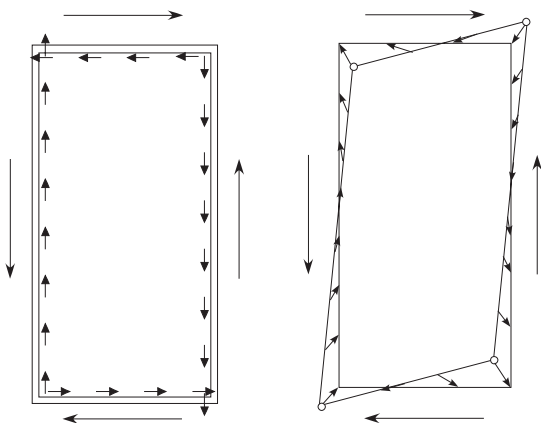


図2-2 ダイアフラムユニットに作用するせん断力と合板をとめているくぎ応力の方向

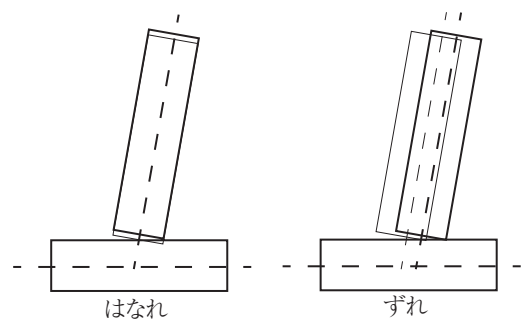


図2-3 軸組相互のはなれとずれ

2.2 合板1枚をくぎ打ちしたダイアフラムユニットの許容せん断耐力

ダイアフラムユニットの許容せん断耐力は、

- ① 合板を留めるくぎ接合部の許容せん断耐力から決定される耐力
- ② 合板の許容せん断応力度から決定される耐力

の二つの耐力のうち、低い方の値となる。

① 合板を留めるくぎ接合部の許容せん断耐力から決定される耐力 Q_N

APA 式によれば、ユニットの許容耐力 Q_N は、くぎの許容せん断耐力を q_N (単位 kN/m)、くぎ間隔を s (m) として

$$Q_N = \frac{q_N}{s}$$

で求められる。合板を留めるくぎ1本の許容せん断耐力は、緑本では表 2-1 のように示されている。従って、いくつかのくぎ間隔に応じてユニットの許容耐力を計算した例は、表 2-2 のようになる。

② 合板の許容せん断応力度から求められる耐力 Q_{PW}

合板の許容せん断応力度から決定される耐力 Q_{PW} (単位 kN/m) は、合板の短期許容せん断応力度を sf_{PW} 、合板の厚さを t_{PW} として、

$$Q_{PW} = sf_{PW} \times t_{PW}$$

で求められる。

合板の短期許容せん断応力度は、日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」によれば $sf_{PW} = 1.6\text{N/mm}^2$ である。

以上から主なユニットの許容せん断耐力は表 2-2 の値となる。ただし、合板のせん断で決定される場合は、ユニットの性状が脆性的になるおそれがあるので除外した。

表2-1 くぎ1本の短期許容せん断耐力 (N/本)

合板厚さ (mm)	くぎ種類	軸材の種類		
		スギ、エゾマツ、 スプルースなど	ヒノキ、ベイツガ、 ヒバなど	カラマツ、 ベイマツなど
12	N50	410	420	430
	CN50	440	450	460
	N65	480	490	500
	CN65	530	540	550
	N75	540	560	570
	CN75	640	660	680
	N90	640	660	670
	CN90	740	770	790
15	N65	530	550	560
	CN65	590	600	610
	N75	600	620	630
	CN75	700	720	740
	N90	700	720	730
	CN90	810	830	850
18	N65	580	600	620
	CN65	640	660	680
	N75	660	690	700
	CN75	770	790	810
	N90	770	790	810
	CN90	880	900	920
21	N65	580	600	620
	CN65	640	660	680
	N75	660	690	710
	CN75	810	840	870
	N90	810	840	860
	CN90	960	990	1010
24	N65	580	600	620
	CN65	640	660	680
	N75	660	690	710
	CN75	810	840	870
	N90	810	840	860
	CN90	970	1000	1030
28	N75	660	690	710
	CN75	810	840	870
	N90	810	840	860
	CN90	970	1000	1030
35	N75	660	690	710
	CN75	810	840	870
	N90	810	840	860
	CN90	970	1000	1030

出典：2007 枠組壁工法建築物構造計算指針（緑本）

出典元の樹種は北米材のみであるが、日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」の樹種区分に従い、代表的な国産材を加えた。

表2-2 ダイアフラムユニットの許容せん断耐力 (kN/m)

合板厚さ (mm)	くぎ 種類	くぎ間隔														
		@100mm			@75mm			@50mm			2列 -@75mm			2列 -@50mm		
		軸材の種類														
		スギ、エ ゾマツ、 スプル スなど	ヒノキ、 ベイツ ガ、ヒバ など	カラマ ツ、 ペイマツ など	スギ、エ ゾマツ、 スプル スなど	ヒノキ、 ベイツ ガ、ヒバ など	カラマ ツ、 ペイマツ など	スギ、エ ゾマツ、 スプル スなど	ヒノキ、 ベイツ ガ、ヒバ など	カラマ ツ、 ペイマツ など	スギ、エ ゾマツ、 スプル スなど	ヒノキ、 ベイツ ガ、ヒバ など	カラマ ツ、 ペイマツ など	スギ、エ ゾマツ、 スプル スなど	ヒノキ、 ベイツ ガ、ヒバ など	カラマ ツ、 ペイマツ など
12	N50	4.1	4.2	4.3	5.5	5.6	5.7	8.2	8.4	8.6	10.9	11.2	11.5	16.4	16.8	17.2
	CN50	4.4	4.5	4.6	5.9	6.0	6.1	8.8	9.0	9.2	11.7	12.0	12.3	17.6	18.0	18.4
	N65	4.8	4.9	5.0	6.4	6.5	6.7	9.6	9.8	10.0	12.8	13.1	13.3			
	CN65	5.3	5.4	5.5	7.1	7.2	7.3	10.6	10.8	11.0	14.1	14.4	14.7			
15	N65	5.3	5.5	5.6	7.1	7.3	7.5	10.6	11.0	11.2	14.1	14.7	14.9	21.2	22.0	22.4
	CN65	5.9	6.0	6.1	7.9	8.0	8.1	11.8	12.0	12.2	15.7	16.0	16.3	23.6		
	N75	6.0	6.2	6.3	8.0	8.3	8.4	12.0	12.4	12.6	16.0	16.5	16.8			
	CN75	7.0	7.2	7.4	9.3	9.6	9.9	14.0	14.4	14.8	18.7	19.2	19.7			
24	N65	5.8	6.0	6.2	7.7	8.0	8.3	11.6	12.0	12.4	15.5	16.0	16.5	23.2	24.0	24.8
	CN65	6.4	6.6	6.8	8.5	8.8	9.1	12.8	13.2	13.6	17.1	17.6	18.1	25.6	26.4	27.2
	N75	6.6	6.9	7.1	8.8	9.2	9.5	13.2	13.8	14.2	17.6	18.4	18.9	26.4	27.6	28.4
	CN75	8.1	8.4	8.7	10.8	11.2	11.6	16.2	16.8	17.4	21.6	22.4	23.2	32.4	33.6	34.8
28	N75	6.6	6.9	7.1	8.8	9.2	9.5	13.2	13.8	14.2	17.6	18.4	18.9	26.4	27.6	28.4
	CN75	8.1	8.4	8.7	10.8	11.2	11.6	16.2	16.8	17.4	21.6	22.4	23.2	32.4	33.6	34.8
	N90	8.1	8.4	8.6	10.8	11.2	11.5	16.2	16.8	17.2	21.6	22.4	22.9	32.4	33.6	34.4
	CN90	9.7	10.0	10.3	12.9	13.3	13.7	19.4	20.0	20.6	25.9	26.7	27.5	38.8	40.0	41.2
35	N75	6.6	6.9	7.1	8.8	9.2	9.5	13.2	13.8	14.2	17.6	18.4	18.9	26.4	27.6	28.4
	CN75	8.1	8.4	8.7	10.8	11.2	11.6	16.2	16.8	17.4	21.6	22.4	23.2	32.4	33.6	34.8
	N90	8.1	8.4	8.6	10.8	11.2	11.5	16.2	16.8	17.2	21.6	22.4	22.9	32.4	33.6	34.4
	CN90	9.7	10.0	10.3	12.9	13.3	13.7	19.4	20.0	20.6	25.9	26.7	27.5	38.8	40.0	41.2

注) 空白の仕様は合板のせん断で決定されるため推奨しない。

2.3 耐力壁の設計方法

チェック項目

- ① ダイアフラムユニットの許容せん断耐力
- ② 柱の応力
- ③ 柱脚接合部の応力
- ④ 変形量

① ダイアフラムユニットの許容せん断耐力

表2-2 から選択する。この表にない仕様としたい場合は、2.2の方法で算定する。

② 柱の応力のチェック

せん断力 Q による耐力壁の下部のモーメント M は、壁高さを H (単位: mm) として (図2-4 参照)、

$$M = \alpha QH \quad (\text{単位: N} \cdot \text{mm})$$

ここで、 a は耐力壁とその上部にある胴差し・はり・桁・上下階の壁等とのモーメント接合効果（ラーメン効果）による低減係数（反曲点高さの比）で、接合効果の大きさにより $0.5 \leq a \leq 1$ であり、個々の建物の設計条件により決定する。耐力に余裕がある場合は、安全性を考慮して $a=1$ とするのが無難である。

柱の下部の軸力（引張／圧縮） N は、壁長さを L （単位：mm）として、

$$N = \frac{M}{L} \quad (\text{単位：N})$$

せん断力 Q による柱の下部の応力（引張／圧縮） σ は、柱の断面積を A （単位：mm²）として、

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{M}{AL}$$

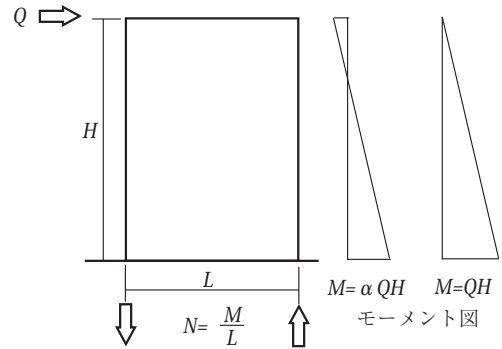


図2-4 耐力壁の設計の参考図

柱にこの値（地震力・風圧力による短期応力）と、上階からの短期応力及び鉛直荷重等による長期応力が加わったときの値が柱の基準強度以下であることを確認する。

③ 柱脚・柱頭接合部の応力のチェック

柱脚接合部には、上記の柱の下部の軸力がかかる。この軸力が接合部の許容耐力以下であることを確認する。また、柱頭接合部には上階からの短期応力及び鉛直荷重等による長期応力が加わるので、これらによる応力が接合部の許容耐力以下であることを確認する。

④ 変形量のチェック

耐力壁の頂部の水平変形 δ (mm) は、合板のせん断変形 δ_{PW} 、合板を留めているくぎ接合部の変形（スリップによる柱・横架材骨組の変形） δ_N 、曲げ変形（柱の引張・圧縮） δ_F 、転倒変形（柱脚接合部の変形） δ_R の合計となる（図2-5参照）。

$$\delta = \delta_{PW} + \delta_N + \delta_F + \delta_R \quad (\text{単位：mm})$$

δ_{PW} は合板のせん断ひずみを γ_{PW} 、合板のせん断弾性係数を G として、

$$\delta_P = \gamma_{PW} H = \frac{QH}{t_{PW} G} \quad (\text{単位：mm})$$

G の値としては、日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」から合板の樹種によらず 4000N/mm^2 が提案されている。なお、様々な樹種によるネダノンの実験値については本マニュアルの5に載せてある。

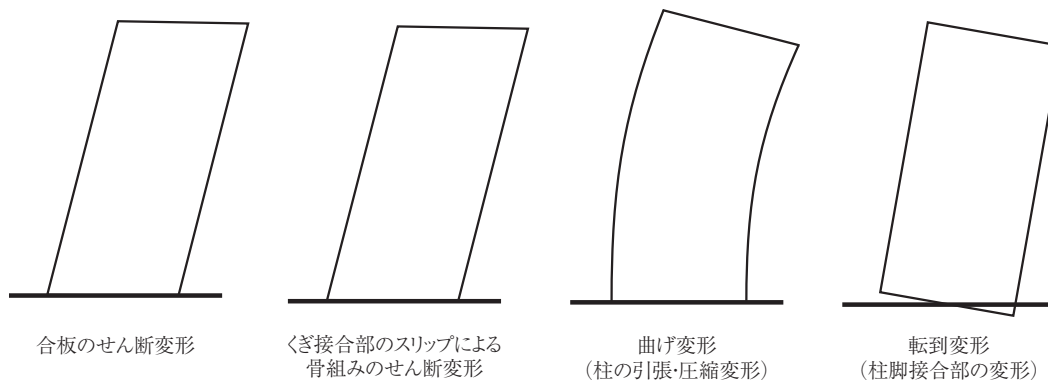


図2-5 耐力壁の変形

δ_N は、くぎ接合部の存在応力に対するすべりを ε_N (単位: mm)、壁高さ方向の合板の長さを H_{PW} (単位: mm)、壁長方向の合板の長さを L_{PW} (単位: mm) として、仮想仕事法から、

$$\delta_N = 2\varepsilon_N \left(\frac{1}{H_{PW}} + \frac{1}{L_{PW}} \right) H \quad (\text{単位: mm})$$

ここで、合板を上下方向に張り継ぐ場合は、括弧内の値として、 $\frac{1}{H_{PW}} + \frac{1}{L_{PW}}$ を各合板について求め、各合板の高さを重みとする加重平均値とする。 ε_N は実験的または理論的に求める。これらによらない場合は、許容耐力時のすべりを 0.4mm として、存在応力に対する比例配分で求めてもよい。

曲げ変形は、耐力壁両側の柱のヤング係数を E_{C1} , E_{C2} (いずれも単位: N/mm²)、断面積を A_{C1} , A_{C2} (いずれも単位: mm²) として、

$$\delta_F = \frac{QH^3}{3L^2} \left(\frac{1}{E_{C1}A_{C1}} + \frac{1}{E_{C2}A_{C2}} \right) \quad (\text{単位: mm})$$

柱の断面とヤング係数が同じの場合は、次のように片持ちばりと同じ式になる。

$$\delta_F = \frac{QH^3}{3EI}$$

$$\text{ただし、} E = E_{C1} = E_{C2}, \quad A = A_{C1} = A_{C2}, \quad I = \frac{AL^2}{2}$$

なお、 δ_F は非常に小さく無視できる場合が多い。

転倒変形は、耐力壁両側の柱脚接合部の浮き沈みを ε_{C1} , ε_{C2} (いずれも単位: mm) として、

$$\delta_R = (\varepsilon_{C1} + \varepsilon_{C2}) \frac{H}{L} \quad (\text{単位: mm})$$

ここで、 ε_{C1} , ε_{C2} は実験的または理論的に求める。

設計方針としては、できるだけ転倒変形が生じないような強固な柱脚接合法を採用することが肝要である。

以上の変形計算の結果、水平変形角が許容範囲 (1/200rad あるいは 1/120rad など) を超える場合、あるいは、範囲以下であっても仕上げ等に有害である場合は、合板の厚さ、くぎ種類と間隔を変える、あるいは柱脚接合部を強固にするなどの対策を行う。

2.4 水平構面の構造設計方法

2.4.1. 基本設計

チェック項目

- ① ダイアフラムユニットの許容せん断耐力
- ② フランジ相当部材の応力
- ③ フランジ相当部材の継手の応力（継手がある場合）
- ④ 変形量

① ダイアフラムユニットの許容せん断耐力

表 2-2 から選択する。この表にない仕様としたい場合は、2.2 の方法で算定する。

② フランジ相当部材の応力のチェック

地震力または風圧力による等分布荷重、 w （単位：N/mm）が加わっている場合の例で示す。

構面中央のモーメント M_C （図 2-6 参照）は、

$$M_C = \frac{wL^2}{8} \quad (\text{単位：N} \cdot \text{mm})$$

構面中央におけるフランジ相当部材（胴差し・桁）の軸力 N_C は、構面の奥行きを D （単位：mm）として、

$$N_C = \frac{M_C}{D} = \frac{wL^2}{8D} \quad (\text{単位：N})$$

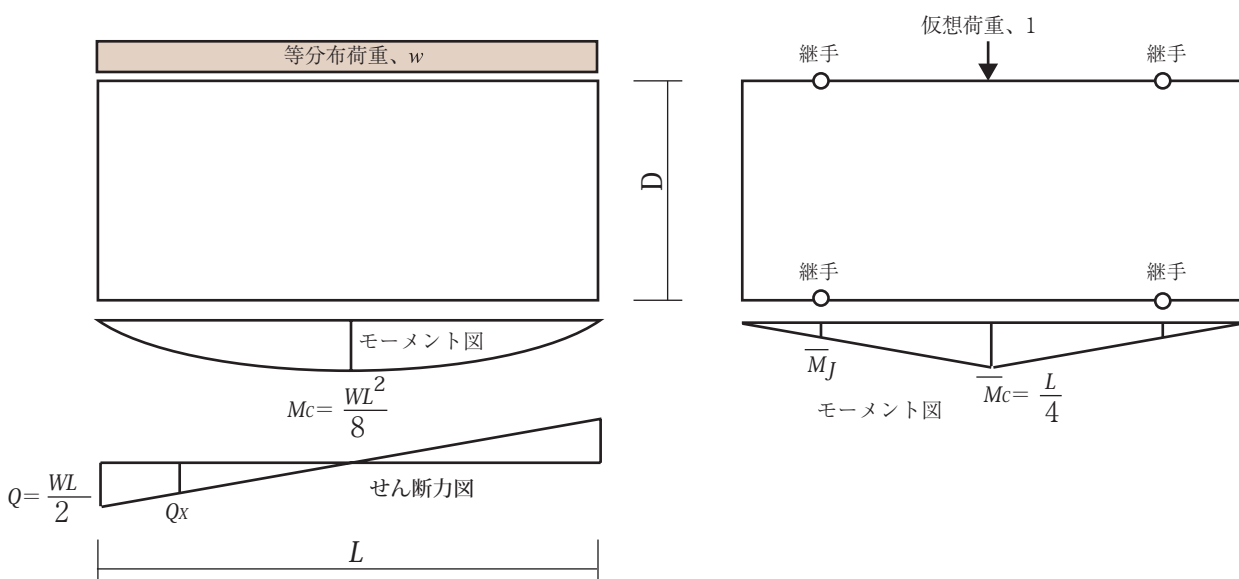


図 2-6 水平構面の設計の参考図

構面中央におけるフランジ相当部材の引張又は圧縮応力 σ_F は、フランジ相当部材の断面積を A_F (単位: mm²) として、

$$\sigma_F = \frac{N_C}{A_F} = \frac{wL^2}{8DA_F} \quad (\text{単位: N/mm}^2)$$

フランジ相当部材にこの短期応力と鉛直荷重等による存在応力が加わったときの安全性をフランジ相当部材の基準強度から確認する

③ フランジ相当部材の継手の応力のチェック (継手がある場合)

継手の引張・圧縮応力 N_J は、継手の位置でのモーメントを M_J として

$$N_J = \frac{M_J}{D} \quad (\text{単位: N})$$

この値が、継手の許容耐力を超えていないか確認する。

④ 変形量のチェック

水平構面中央の水平変形 δ は、合板自身のせん断変形 δ_{PW} 、合板を留めているくぎ接合部の変形 (すべり) による変形 δ_N 、曲げ変形 (フランジ相当部材の引張/圧縮) δ_F 、フランジ接合部の変形による変形 δ_J の合計となる。

$$\delta = \delta_{PW} + \delta_N + \delta_F + \delta_J \quad (\text{単位: mm})$$

ここで、 δ_{PW} は、合板のせん断弾性係数を G として、

$$\delta_{PW} = \frac{wL^2}{8Gt_{PW}D} \quad (\text{単位: mm})$$

G の値としては、日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」から合板の樹種によらず 4000N/mm² が提案されている。なお、様々な樹種によるネダノンの実験値については本マニュアルの 5 を参照。

δ_N は、構面端部のくぎ接合部のすべりを ε_N (単位: mm)、合板の辺長を H_{PW} 、 L_{PW} (単位: mm) とすると、

$$\delta_N = \frac{\varepsilon_N}{2} \left(\frac{1}{H_{PW}} + \frac{1}{L_{PW}} \right) L \quad (\text{単位: mm})$$

ここで、 ε_N は実験的または理論的に求める。これらによらない場合は、許容耐力時のすべりを 0.4mm として、比例配分で求めてもよい。

δ_F は、フランジ相当部材のヤング係数を E_F (単位: N/mm²)、断面積を A_F (単位: mm²) として、

$$\delta_F = \frac{5wL^4}{384E_F I} = \frac{5wL^4}{192E_F A_F D^2} \quad (\text{単位: mm})$$

δ_J は、水平構面中央に仮想荷重 1 を加えたときの継手のモーメントを \bar{M}_J (単位: mm)、軸力を \bar{N}_J (単位: なし)、その継手の伸びまたは縮みを ε_J (単位: mm) として、次の仮想仕事法で求める。

$$\delta_J = \sum \bar{N}_J \varepsilon_J = \sum \frac{\bar{M}_J}{d} \varepsilon_J \quad (\text{単位: mm})$$

以上の変形計算の結果、水平変形量が許容量を超える場合、あるいは、これ以下であっても仕上げ等に有害であると判断される場合は、合板の厚さ、くぎ種類と間隔を変える、あるいはフランジ相当部材の継手を強固にするなどの対策を行う。

2.4.2. 開口を有する水平構面の補強

(1) 設計のポイント

開口を有する場合の設計では次の2点について考慮しなければならない（図 2-7 参照）。

- 開口周囲におけるせん断応力の集中

図 2-7 でせん断応力がエリア b, g に集中するほか、エリア d, e にも集中する。エリア a, c, f, h のせん断応力は減少する。

- 開口部の横架材における軸力の発生

無開口のダイアフラムでは、一般に内部に配置された横架材に軸力は発生しないが、開口があるとダイアフラム内部に配置された横架材に軸力が発生する。特に、開口隅部における横架材の仕口が、この軸力に抵抗できるように設計されていないと、ダイアフラムの耐力は非常に脆弱になってしまう。

(2) メカニズム

開口を有するダイアフラムにおけるせん断応力の集中と横架材の軸力発生メカニズムは、以下のように考えられる。

無開口の場合、内部に配置された横架材は、面材と面材を継ぐためのスプラインの役割を果たし、横架材が一方の面材からくぎ等の接合具を介して受ける応力は、もう一方の面材へくぎ等を介して伝えられていくため、図 2-8a のようにくぎ応力はキャンセルされて横架材には軸力は発生しない。しかし、開口があると一方の面材からくぎ等を介して受けた応力は、次に伝える面材がないため図 2-8b のように軸力が発生する。この軸力は、図 2-8c のように力学的釣合から隣接エリアで横架材を境にしてせん断応力に差を生じさせることとなる。つまり、せん断応力の集中を生じさせることとなる。

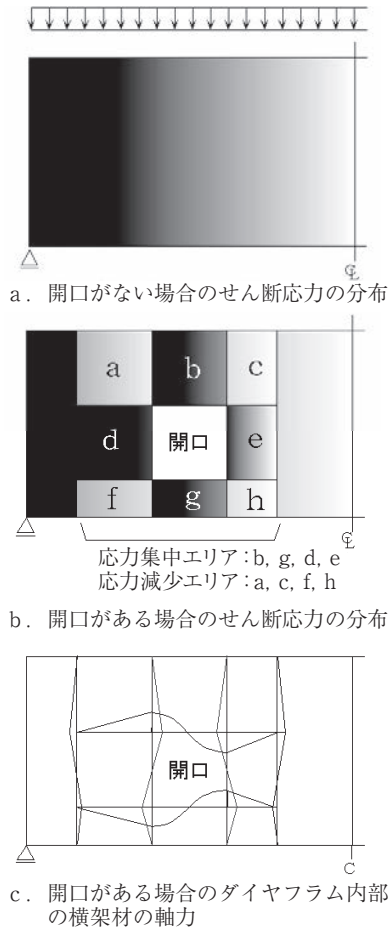


図2-7 開口がある場合のせん断応力と開口周辺横架材の軸力

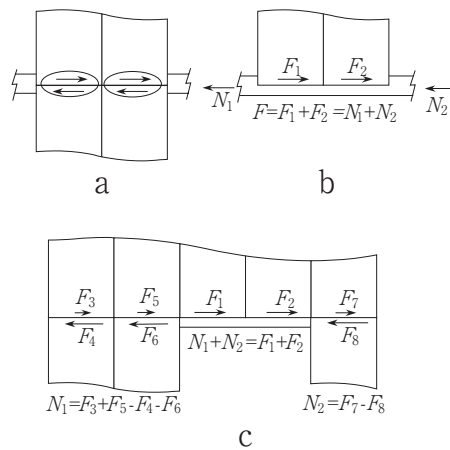


図2-8 開口による軸力発生メカニズム

(3) 補強範囲の設定と解析の方法

設計においては、開口の有無によって発生した軸力を吸収させるエリア（補強エリア）を決めることが第一の作業になる。補強エリア内では、開口部に配置された横架材は力学的に連続（継手がある場合は存在軸力を伝達できる継手構造）でなければならない。補強エリアを大きくすればせん断応力の集中は緩やかになるが、横架材の継手の数を増すなどの手間が発生する。補強エリアの大きさとせん断応力の集中の度合いは後に式で示すように明快で、補強エリアの長さを開口エリアの長さの n 倍にとればせん断応力はおよそ $\left(1 + \frac{1}{n-1}\right)$ 倍（例えば、2, 3, 4 倍にとればせん断応力は約 2, 1.5, 1.33 倍）となる。

実務的な応力解析の方法として次が提案されている。

- ・ディークマンの方法
- ・神谷式
- ・ブレース置換法

3つの方法ともほぼ同じ解が得られる。ディークマンの方法は、緑本に紹介されているが計算結果を重ね合わせるなど解法が複雑である。ここでは、簡単な式で計算できる神谷式（Fumio Kamiya and Rafik Y.Itani “Design of Wood Diaphragms with Openings” Journal of Structural Engineering, 839-848, July 1998）を紹介する。

(4) せん断応力の集中

補強エリアを図 2-9 の $(L_1 + L_0 + L_2) \times (D_1 + D_0 + D_2)$ の部分とする。各部のせん断応力は無開口時のせん断応力度 (N/m) を q_x (座標の位置によって値が異なる), q_0 (開口中央) などと表記すると、

$$\begin{aligned} \text{エリア } 01, 02: & \quad q = (1 + \beta)q_x \\ \text{エリア } 10, 20: & \quad q = q_x + \alpha q_0 \\ \text{エリア } 11, 12, 21, 22: & \quad q = q_x - \alpha\beta q_0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ただし, } \alpha &= L_0 / (L_1 + L_2) \\ \beta &= D_0 / (D_1 + D_2) \end{aligned}$$

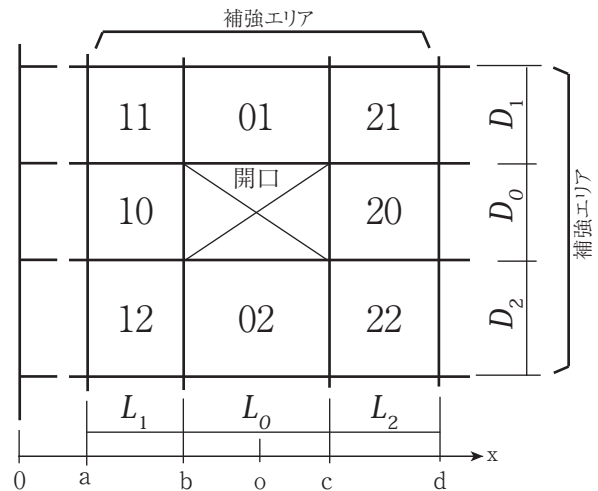


図 2-9 神谷式のせん断応力参考図

以上の計算結果に基づき、各エリアのくぎ打ちを表 2-2 のユニットの許容耐力表から決定する。なお、 L_1 と L_2 のうちのどちらか、また、 D_1 と D_2 のどちらかはゼロであっても良い。エリア 11, 12, 21, 22 では、せん断応力が低くなるが、くぎ間隔を広げるべきではない。

水平構面に加わる荷重は、一般に地震力や風圧力の等分布荷重であり、せん断応力は中央でゼロ、端部（鉛直構面上）で最大となる。従って、荷重どおりの設計を行うなら、くぎ間隔は端部で最も狭く、中央に行くに従って広げることが可能である。しかしながら水平構面はできるだけ剛床とすることが望ましく、一般にはくぎ間隔は最大せん断力に対して決定し、中央に行くほど広げるといことはあまり行わない。この方法は、いわばせん断応力は位置によらず一定であると仮定しているのと同じである。この方法で設計する場合、補強前のユニットの許容せん断力を q_{unit} として、

$$\text{エリア 01, 02:} \quad q = (1 + \beta) q_{unit}$$

$$\text{エリア 10, 20:} \quad q = (1 + \alpha) q_{unit}$$

$$\text{エリア 11, 12, 21, 22:} \quad q = (1 - \alpha\beta) q_{unit}$$

となり、せん断応力の集中の度合いを理解することが容易である。

(5) 開口隅部の軸力（接合応力）

隅部における軸力は次のようになる（図 2-10 参照）。

$$J_1 = -(1 + \alpha) \beta q_0 L_1$$

$$J_2 = (1 + \alpha) \beta q_0 L_2$$

$$J_3 = (1 + \alpha) \beta q_0 L_1$$

$$J_4 = -(1 + \alpha) \beta q_0 L_2$$

$$J_5 = a D_2 (q_b + \beta q_0)$$

$$J_6 = -a D_1 (q_b + \beta q_0)$$

$$J_7 = -a D_2 (q_c + \beta q_0)$$

$$J_8 = a D_1 (q_c + \beta q_0)$$

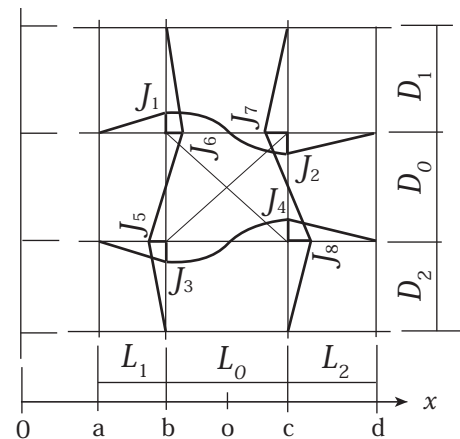


図 2-10 開口隅部における軸力

開口通りの横架材が開口隅部で連続していない場合、上記の応力に対して引き寄せ金物等を用いて接合部を設計する。ただし、一般には一方向は連続したはりとなる場合が多いので 4 つの隅部で接合部を設けることはない。例えば図で上下方向に連続したはり架けられていれば、 $J_1 \sim J_4$ の接合部を設計すればよく、 $J_5 \sim J_8$ の接合部は設ける必要はない。ただしこの場合でも、 L_1, L_2 のエリアで横架材が連続していない場合は、それらのエリア内での接合設計を行う必要がある。なお、 L_1, L_2, D_1, D_2 のエリア内での軸力の分布は直線である。

2.5 屋根構面

最上階のトップの構面としては、屋根勾配が緩い場合は、小屋ばり面に合板を張って水平構面を構成し、屋根面に加わる水平力はこの水平構面に伝達する方式がよい（図 2-11 右, 図 2-12）。

小屋ばり面でなく屋根面で水平構面を構成する場合は、登りばり方式か、断面の大きな垂木方式とする。設計の方法は床構面と同じである。ただし、軒先には鼻隠しを構造材として配置し、フランジ応力を負担させる（図 2-11 右）。鼻隠しに継手を施す場合は、フランジ応力に対して接合設計を行う。屋根構面から桁へのせん断力の伝達は、桁上に転び止めを設け、野地合板を転び止めにくぎ打ちするとともに、転び止めにくぎ打ち合板ガセットや金物で桁と緊結することによって行う（図 2-11 右）。陸屋根で軒を出す場合も、同様に鼻隠しと転び止めを用いる。また、耐力壁線の上に小屋耐力壁を設けることが必要である（図 2-13）。

妻側についても同様に、フランジ相当部材を設けるとともに、せん断力が屋根構面から妻壁へ伝達されるような接合設計を行う。

2.6 注意事項と施工

2.6.1. 鉛直構面と水平構面の接合

鉛直構面と水平構面の接合は、鉛直構面の合板と水平構面の合板を、同じ横架材にくぎ打ちするようにして行うのが理想である（図 2-12）。

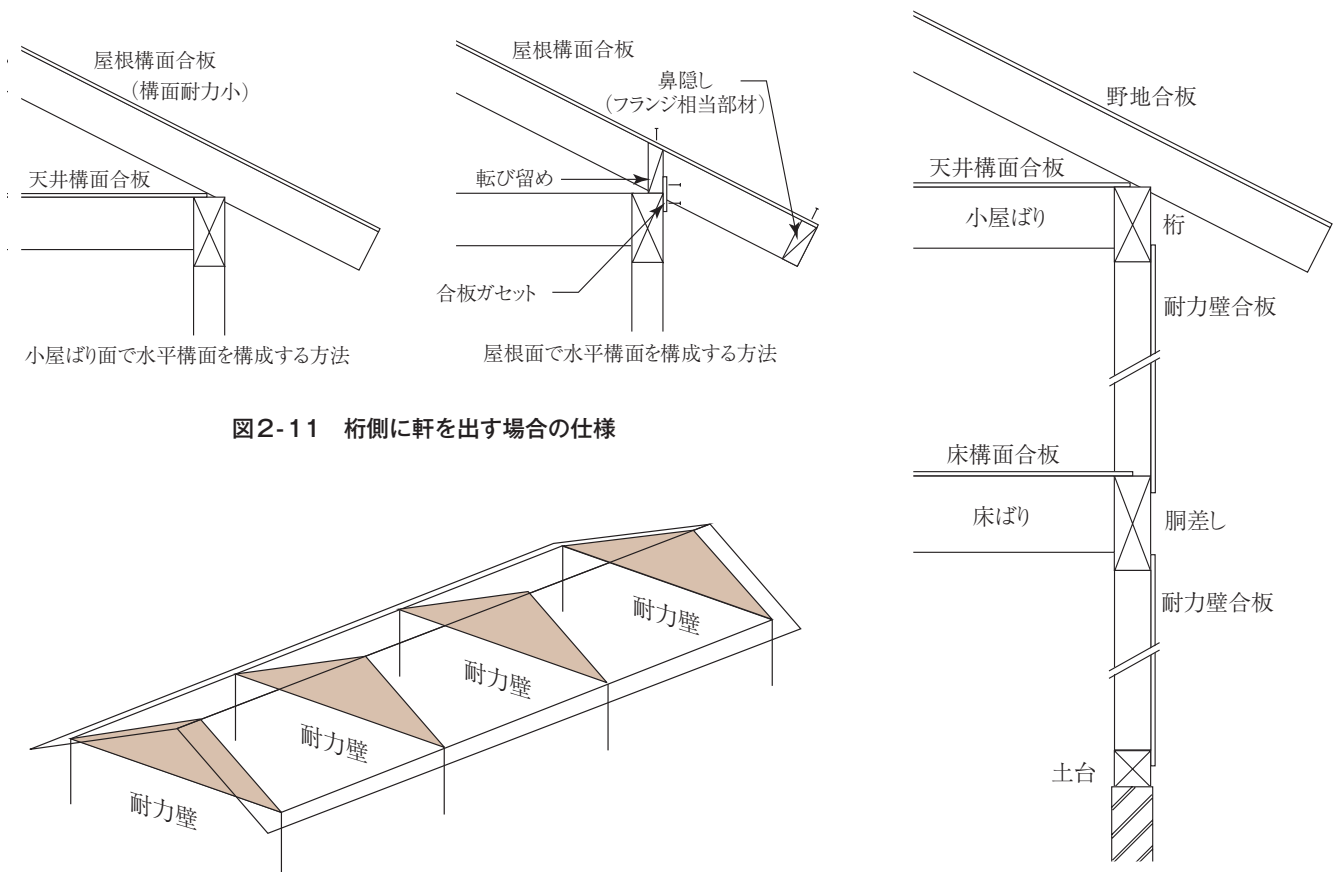


図 2-11 桁側に軒を出す場合の仕様

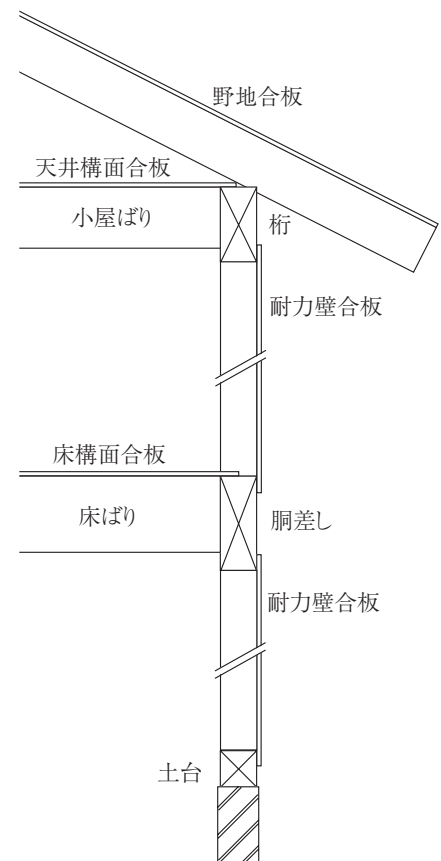


図 2-12 耐力壁と水平構面との接合

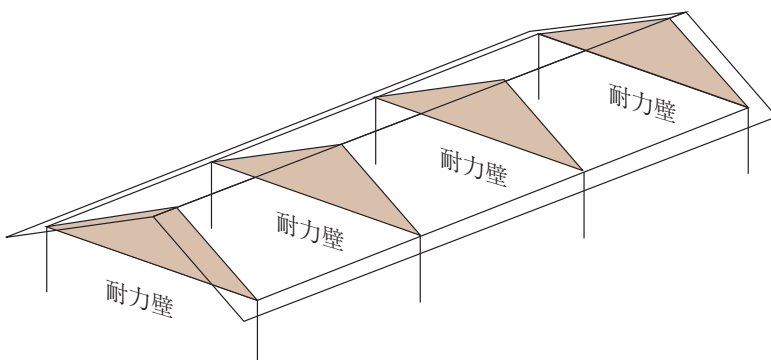


図 2-13 耐力壁線上は小屋耐力壁を設ける

2.6.2. 水平構面の合板の張り方

合板の長手方向は、原則として、はり、根太、垂木などに直交して張るのが望ましい。この理由は、水平構面としての性能に違いはないものの、合板の長手方向の曲げヤング係数が、短手方向の曲げヤング係数より高いために、鉛直荷重に対するたわみが平行張りの場合と比べて小さくなるからである。

合板は、千鳥に張ることを推奨する。水平構面に大きな水平力が加わった場合、合板を留めているくぎには変形（スリップ）が生じるが、合板が互いに接触するとスリップを小さくする効果があるためである。千鳥張りを推奨する理由は、目地が通っていない千鳥目地の方が、通っているイモ目地の場合と比べ、その効果がより大きいからである。

また、千鳥張りの場合は、合板が不完全ながら直交ばりの役目を果たし、たわみが多少なりとも小さくなる効果もある。

2.6.3. 合板のくぎ打ち

枠組壁工法用製材の公称 2 インチ材の幅は 38mm である。これを基準とすれば、合板と軸材の重なりは最低 19mm 程度、くぎ打ちの縁端距離は最低 9mm 程度となる。ただし N75 や CN75 以上の長いくぎを使用する場合は、合板と軸材の重なりは最低 30mm 程度とし、くぎ打ちの縁端距離は最低 15mm 程度とする。

くぎ頭は合板にめり込まないように、くぎ打ち機の空気圧力を調整する。めりこみが大きい場合は、打ち直しまたは打ち増しを行う。合板を切り欠く場合は、本来打つべきくぎを近辺に移動して打ち、くぎの本数が減せぬようにする。

2.6.4. 水平構面における床用現場接着剤の併用

くぎ打ちの際に接着剤を併用すると、一般に初期剛性が格段に向上する。また、床鳴りの対策にも有効である。床用接着剤には色々の種類があるが、剛性・強度の増強を目的とする場合には、（公財）日本住宅・木材技術センター認定の床用接着剤または同等品を用いる。

ただし、ダイアフラムユニットの耐力が高い場合は、接着層（合板と横架材との接着層、または合板の第 1 層と第 2 層間の接着層）が先行破壊して、急激な剛性低下を招くおそれがあるので、構造設計では、このことによる悪影響がないことを確認するとともに、原則として強度向上の効果を見込んではいない。

なお、耐力壁では、その製造工程の管理と効果を工学的に見込む場合を除いて、接着剤の併用を行ってはならない。

2.6.5. 養生

雨ぬれを生じないように養生はしっかりと行う。

合板は木材と同様に水分を吸放出する性質があり、それに伴って、木材ほどではないが寸法変化を生じる。雨ぬれによって多くの水分を吸収すると、膨らみやねじれを生じる。雨ぬれの程度が軽微であればまほ元の状態に戻るが、程度が激しいと戻らないことがある。

強度は水分によって変化するが、乾けばまほ元の値に戻る。構造用合板の製造では、JAS 規格に規定された特類（屋外又は常時湿潤状態となる場所で使用）または 1 類（断続的に湿潤状態となる場所で使用）の接着剤が使用されているため、水分によって単板がはがれるようなことはない（雨や湿気で単板がはがれた合板を見ることがあるが、このような合板は、耐水性の低い接着剤を使用した造作用の合板である）。なお、今日、国内で生産されている構造用合板のほとんどには、特類の接着剤が使用されている。

なお、雨ぬれによってスギやカラマツなどに含まれる化学成分が反応し、板面が褐色や黒色に変色することがあるが、そのために強度が低下することはない。