

第2章 プログラム間でのばらつき実態に関する調査

2.1 建築物事例群 I を用いた調査

2.1.1 建築物事例群 I について

建築物事例を作成し、これらを対象に市販の3社のプログラムにより構造計算を行って結果を比較することにより、プログラム間でのばらつき程度の実態を把握することにする。

建築物事例として、比較的単純な基本モデルと、その荷重条件等を変動させた派生モデルを複数作成する。本書では、この基本モデルと派生モデルの組合せを建築物事例群と呼んでいる。

本節では、建築物事例群 I として、鉄筋コンクリート造の5階建て建築物の基本モデル1とその派生モデル8、鉄骨造の5階建て建築物の基本モデル1とその派生モデル4の合計14モデルを作成する。

これらの事例建築物は、床スラブ及び三方スリット入りの壁以外の面材を含まないため、線材要素を用いた骨組解析を基本とする一貫構造計算プログラムでの扱いは比較的明解であると考えている。したがって、ここで作成する建築物事例群 I に関する計算結果については、当初よりプログラム間でのばらつきは比較的小さいと予想している。このように、ばらつきが小さいと確認できた範囲については、実務設計や建築確認の場において、プログラムによる構造計算結果の検証作業を、ある程度、省力化できると考えられる。

基本モデル及び派生モデルの一覧を、それぞれ表 2.1.1-1 及び表 2.1.1-2 に示す。また、基本モデルの概要を図 2.1.1-1 に示す。構造計算に用いた市販のプログラムは、次節以降、それぞれプログラム A, B 及び C と表記する。

表 2.1.1-1 基本モデル一覧

記号等		モデル概要
RC 造 純ラーメン構造	No.1	X 方向 3 スパン×Y 方向 4 スパン、5 階建て X 方向、Y 方向共に純ラーメン構造
S 造 純ラーメン構造	No.2	X 方向 3 スパン×Y 方向 4 スパン、5 階建て X 方向、Y 方向共に純ラーメン構造

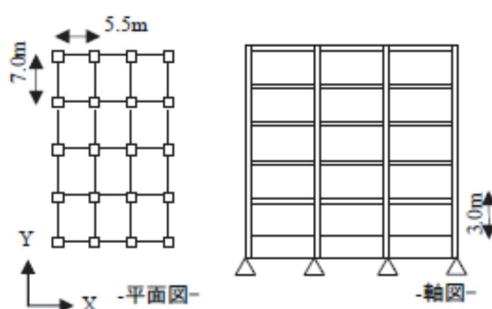


図 2.1.1-1 基本モデルの平面及び立面の概要 (平面及び立面寸法は RC 造と S 造で共通)

表 2. 1. 1-2 派生モデル一覧

記号等		目的	変動パラメータ
RC 造	No.1-1	円形断面柱の剛性耐力評価	柱断面形状を円形にする
	No.1-2-1	鉛直荷重の分配の評価	様々な種類の荷重を設定する
	No.1-2-2		
	No.1-2-3		
	No.1-2-4		
	No.1-2-5		
	No.1-3	建築物全体の剛性の評価	階高を変更する
	No.1-4	剛性倍率の評価	スリット付きの垂壁を設ける 床開口を設ける
S 造	No.2-1	円形断面柱の剛性耐力評価	柱断面形状を円形とする
	No.2-2	材端ばねの評価	1 階柱脚を半剛接合とする
	No.2-3	鉛直荷重の分配の評価	一部において柱抜けを設ける
	No.2-4	H 形断面の剛性評価 ブレースの剛性評価	柱断面形状を H 形とする ブレースを設ける

2.1.2 建築物事例群 I の基本モデルと計算結果

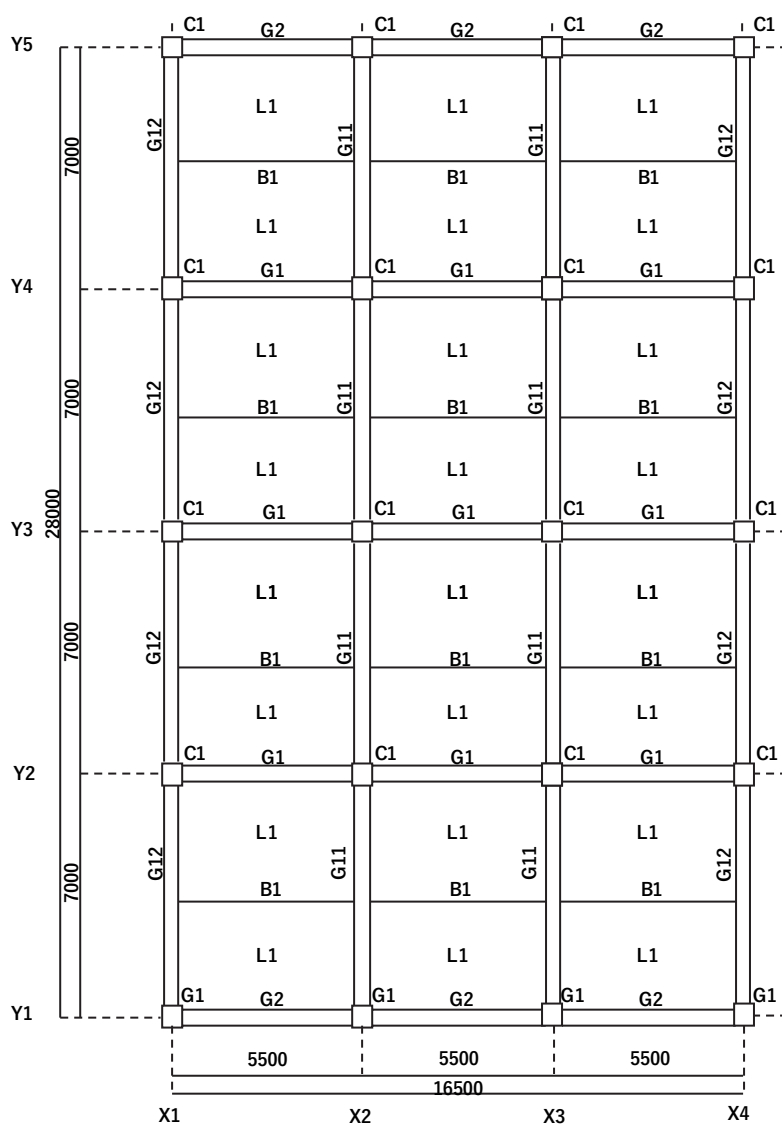
2.1.2.1 「No.1 RC 造純ラーメン構造」について

(1) 概要

本建築物は、平面形状、立面形状ともに矩形である地上5階建の事務所建築物である。X方向は3スパン16.5m、Y方向は4スパン28.0m、建築物高さ（軒の高さ）はGL+15.0mである。また、構造形式は鉄筋コンクリート造であり、架構形式はX/Y方向共に純ラーメン構造である。

コンクリート強度は、 $F_c=30\text{N/mm}^2$ の普通コンクリート、鉄筋強度はSD295A, SD345 を用いる。梁・柱の主筋径はD22～D25、STP・HOOP 筋はD13、HOOP 筋間隔は100mm を基本とする。

伏図、軸組図を図2.1.2-1, 2.1.2-2に、部材断面、使用材料、及び、積載荷重を表2.1.2-1～2.1.2-8に示す。



3F - 伏図

図2. 1. 2-1 伏図(基本モデルNo. 1)

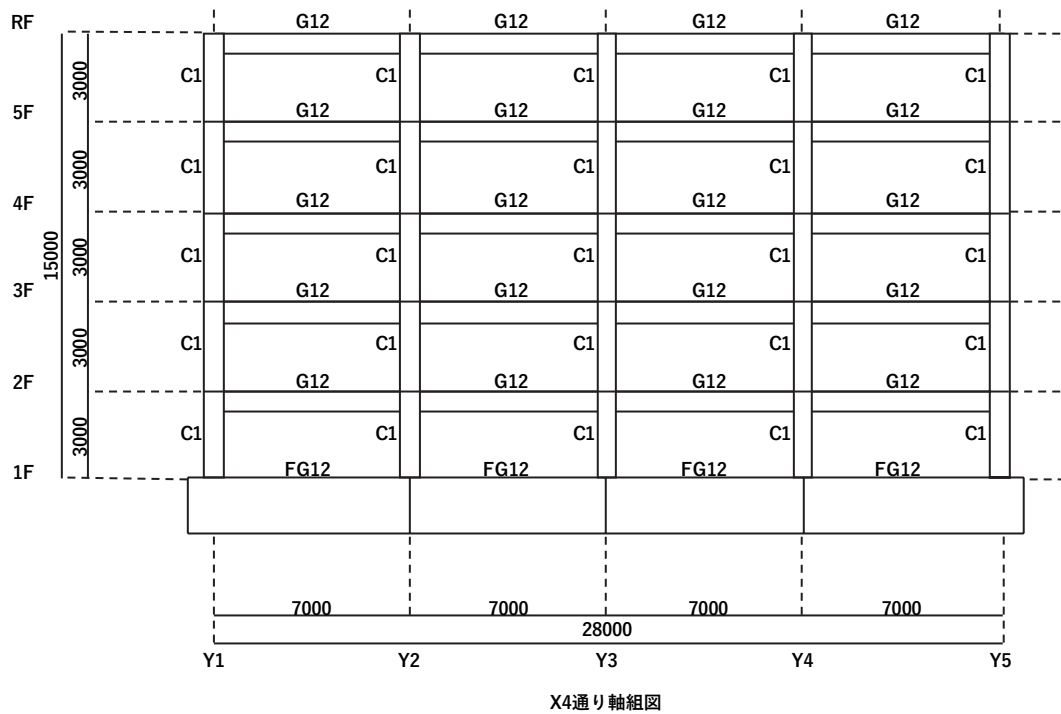
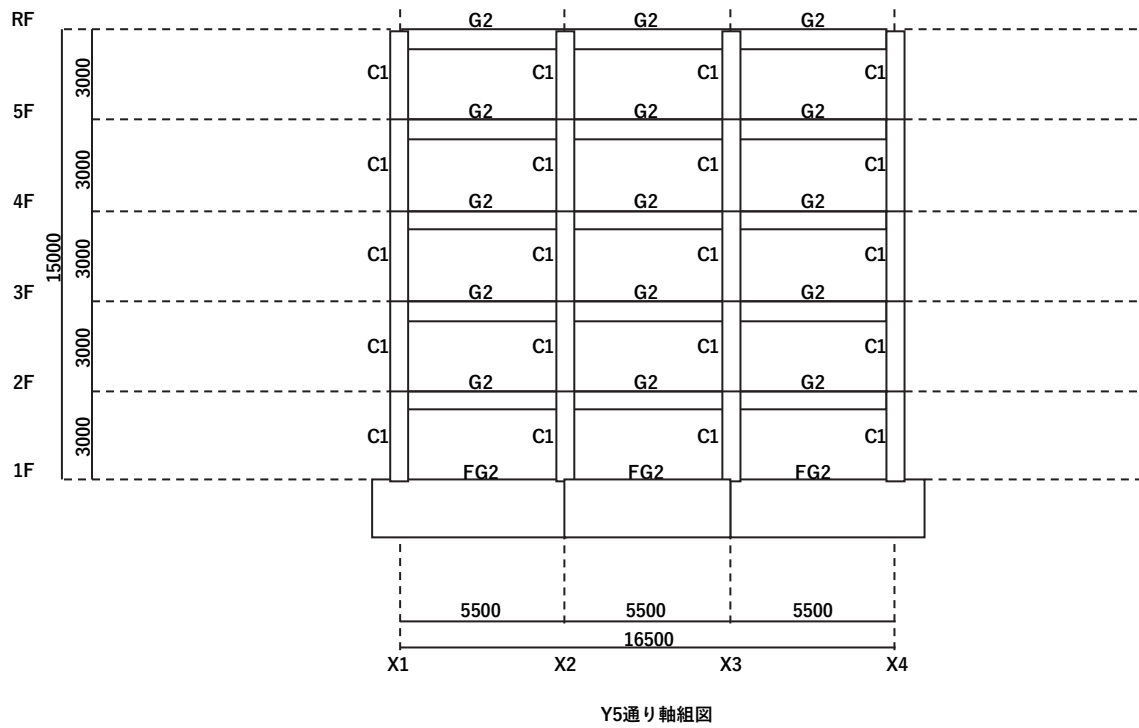


図2. 1. 2-2 軸組図(基本モデルNo. 1)

表 2.1.2-1 断面リスト(大梁, X 及び Y 方向)

符 号	G1	G2
位 置	全断面	全断面
RF~RF		
B X D	450×600	450×600
上端 1 段筋	4-D22	4-D22
上端 2 段筋	-	-
下端 2 段筋	-	-
下端 1 段筋	4-D22	4-D22
あばら筋	2-D13@200	2-D13@200
5F~5F		
B X D	450×600	450×600
上端 1 段筋	5-D22	5-D22
上端 2 段筋	1-D22	-
下端 2 段筋	-	-
下端 1 段筋	4-D22	4-D22
あばら筋	2-D13@200	2-D13@200
4F~4F		
B X D	450×600	450×600
上端 1 段筋	5-D22	5-D22
上端 2 段筋	3-D22	2-D22
下端 2 段筋	-	-
下端 1 段筋	5-D22	5-D22
あばら筋	3-D13@150	2-D13@150
3F~3F		
B X D	450×600	450×600
上端 1 段筋	5-D22	5-D22
上端 2 段筋	4-D22	4-D22
下端 2 段筋	2-D22	1-D22
下端 1 段筋	5-D22	5-D22
あばら筋	3-D13@150	2-D13@150
2F~2F		
B X D	450×600	450×600
上端 1 段筋	5-D22	5-D22
上端 2 段筋	4-D22	4-D22
下端 2 段筋	2-D22	1-D22
下端 1 段筋	5-D22	5-D22
あばら筋	3-D13@150	2-D13@150
1F~1F		
B X D	-	-
上端 1 段筋	-	-
上端 2 段筋	-	-
下端 2 段筋	-	-
下端 1 段筋	-	-
あばら筋	-	-

表 2.1.2-2 断面リスト(柱)

符 号	G11	G12
位 置	全断面	全断面
RF~RF		
B X D	450×700	450×700
上端 1 段筋	5-D22	4-D22
上端 2 段筋	2-D22	-
下端 2 段筋	-	-
下端 1 段筋	5-D22	4-D22
あばら筋	2-D13@200	2-D13@200
5F~5F		
B X D	450×700	450×700
上端 1 段筋	5-D22	5-D22
上端 2 段筋	2-D22	-
下端 2 段筋	-	-
下端 1 段筋	4-D22	4-D22
あばら筋	2-D13@200	2-D13@200
4F~4F		
B X D	450×700	450×700
上端 1 段筋	5-D22	5-D22
上端 2 段筋	3-D22	1-D22
下端 2 段筋	-	-
下端 1 段筋	5-D22	5-D22
あばら筋	2-D13@150	2-D13@200
3F~3F		
B X D	450×700	450×700
上端 1 段筋	5-D22	5-D22
上端 2 段筋	4-D22	2-D22
下端 2 段筋	-	-
下端 1 段筋	5-D22	5-D22
あばら筋	2-D13@150	2-D13@150
2F~2F		
B X D	450×700	450×700
上端 1 段筋	5-D22	5-D22
上端 2 段筋	4-D22	2-D22
下端 2 段筋	-	-
下端 1 段筋	5-D22	5-D22
あばら筋	2-D13@150	2-D13@150
1F~1F		
B X D	-	-
上端 1 段筋	-	-
上端 2 段筋	-	-
下端 2 段筋	-	-
下端 1 段筋	-	-
あばら筋	-	-

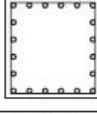
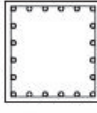
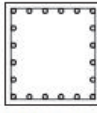
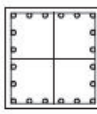
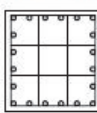
符 号	C1
5F~5F全断面	
B X D	650×700
主鉄筋 X	6-D25
主鉄筋 Y	6-D25
H00P	2-D13@100
4F~4F全断面	
B X D	650×700
主鉄筋 X	6-D25
主鉄筋 Y	6-D25
H00P	2-D13@100
3F~3F全断面	
B X D	650×700
主鉄筋 X	6-D25
主鉄筋 Y	6-D25
H00P	2-D13@100
2F~2F全断面	
B X D	650×700
主鉄筋 X	6-D25
主鉄筋 Y	6-D25
H00P	3-D13@100
1F~1F全断面	
B X D	650×700
主鉄筋 X	6-D25
主鉄筋 Y	6-D25
H00P	4-D13@100

表 2.1.2-3 断面リスト(基礎梁)

符 号	FG1	FG2	FG11	FG12
位 置	全断面	全断面	全断面	全断面
2F~RF				
B X D	-	-	-	-
上端 1 段筋	-	-	-	-
上端 2 段筋	-	-	-	-
下端 2 段筋	-	-	-	-
下端 1 段筋	-	-	-	-
あばら筋	-	-	-	-
1F~1F				
B X D	600×1800	600×1800	600×1800	600×1800
上端 1 段筋	6-D25	6-D25	6-D25	6-D25
上端 2 段筋	6-D25	6-D25	6-D25	6-D25
下端 2 段筋	6-D25	6-D25	6-D25	6-D25
下端 1 段筋	6-D25	6-D25	6-D25	6-D25
あばら筋	2-D13#200	2-D13#200	2-D13#200	2-D13#200

表 2.1.2-4 断面リスト(柱)

符 号	B1
B×D	400×600

表2.1.2-5 鉄筋径に応じた材料指定
ト)

下限	上限	使用材料
D10	~D16	SD295A
D19	~D29	SD345

表2.1.2-6 階・部位による材料指定(コンクリー

階	柱・壁	梁・床
RF	-	Fc30
5F	Fc30	Fc30
4F	Fc30	Fc30
3F	Fc30	Fc30
2F	Fc30	Fc30
1F	Fc30	Fc30

表2.1.2-7 階・部位による材料指定(鉄筋)

階	柱		大 梁			
	主筋	帯筋	主筋		あばら筋	
			X方向	Y方向	X方向	Y方向
RF	-	-	SD345	SD345	SD295A	SD295A
5F	SD345	SD295A	SD345	SD345	SD295A	SD295A
4F	SD345	SD295A	SD345	SD345	SD295A	SD295A
3F	SD345	SD295A	SD345	SD345	SD295A	SD295A
2F	SD345	SD295A	SD345	SD345	SD295A	SD295A
1F	SD345	SD295A	SD345	SD345	SD295A	SD295A

表2.1.2-8 積載荷重等

符号	室名		厚さ (mm)	x	単位容 積重量 (kN/m ³)	重量 (N/m ²)	積載重量(N/m ²)				
								床	小梁	架構	地震
L1	居室	仕上げ				400					
		間仕切り				150					
		天井				200					
		スラブ	180	x	24	4320	DL				5120
		DL調整値				50	LL	2900	2900	1800	800
		Total				5120	TL	8020	8020	6920	5920
L2	屋根	水勾配増打ち	50	x	23	1150					
		抑えコンクリート	100	x	23	2300					
		防水層				200					
		天井				200					
		スラブ	180	x	24	4320	DL				8220
		DL調整値				50	LL	1800	1800	1300	600
		Total				8220	TL	10020	10020	9520	8820

(2) 解析条件及び適用規準等

1) 解析条件

以下に解析条件を示す。

- ・設計ルートは、X/Y 方向共にルート3 とする。
- ・常時及び一次設計用地震時に対して主要構造部材が許容応力度以下であることを確認する。
- ・一次設計及び層間変形角の確認は弾性解析とする。
- ・応力解析は、各層床レベルを剛床仮定とした立体フレームモデルにて計算を行う。
- ・構造計算時の柱スパンは柱芯、階高は各階の大梁・基礎梁の梁芯とする。
- ・小梁は立体フレームモデルには考慮せず、重量と床の荷重分配にのみ考慮する。
- ・支持条件は基礎梁下をピン支持とし、基礎の浮上りは考慮しない。
- ・地域係数Z=1.0、地盤種別は第2 種地盤、標準せん断係数C₀=0.2 とする。
- ・一次固有周期T は告示による略算式を用いて算出する。
- ・層せん断力分布は建築基準法施行令第88 条に基づくA_i 分布を用いる。
- ・二次設計(層間変形角の確認を除く)は弾塑性解析とする。
- ・その他、プログラムA,B,Cの解析条件の詳細を以下の表にまとめる。

表2.1.2-9 解析条件の詳細(基本モデルNo. 1)

項目①	項目②	設定条件	プログラム A	プログラム B	プログラム C
部材の モデル化	梁	ビーム要素	○	○	○
	柱	ファイバー要素	○	-	-
		ビーム要素	-	○	○
荷重計算条件	柱自重の取り扱い	階高の中央で上下階に分配する	○	○	○
	柱軸力算定の際の壁の取り扱い	階高の中央で上下階に分配する	○	○	○

剛性計算条件	梁の断面二次 M の計算	断面積とせいが等しい長方形断面	○	○	○
	床による I の算定方法	協力幅による	○	○	○
	柱・梁の剛性計算時の鉄筋考慮	考慮しない	○	○	○
	RC 柱・梁せん断剛性	部材断面のみ考慮	○	○	○
	RC 柱・梁軸剛性	部材断面のみ考慮	○	○	○
	RC 造柱梁接合部モデル化	剛域考慮	○	○	○
	柱軸変形計算時の剛域のとり方	X と Y の剛域の平均値をとる。	○	○	○
応力計算条件	せん断による変形の考慮	水平荷重時のみ考慮する	○	○	○
	柱軸力による柱軸変形	水平荷重時のみ考慮する	○	○	○
	地震力作用位置	各階の重心位置に作用	○	○	○
	重心位置の計算方法	柱の長期軸力と部材の平面座標から算出	○	○	○
	層間変形角の選択	その階の柱の最大値	○	○	○
	剛性率計算時の層間変形角の選択	剛心位置(加力方向)	-	○	○
		その階の柱の平均値	○	-	-
	浮上りの考慮	しない	○	○	○
断面算定条件	常時端部の曲げモーメント採用位置	節点	○	○	○
	常時端部のせん断力採用位置	節点	○	○	○
	地震時端部の曲げモーメント採用位置	梁・柱フェイス	○	○	○
	柱部材フェイス位置	方向毎に決める	○	○	○
	内法寸法の取り方	正味内法	○	○	○
	柱断面検定方法	一軸曲げ	○	-	○
		二軸曲げ	-	○	-
せん断設計	柱・梁の短期設計用せん断力 QD の決定方法	$\min(QL+\Sigma my/L, QL+1.5QE)$	○	○	○
	Qy 算定時の柱 My 算定式	at より [2007 年版 技術基準解説書]	○	○	○
	柱 Qy 算定時の梁 My の考慮	Qy が最小となるメカニズムを判定	-	○	○
		梁 My は考慮しない	○	-	-
ひび割れ耐力	梁・柱曲げ(軸)ひび割れの考慮	する	△	○	○
	梁・柱せん断ひび割れの考慮	しない	○	○	○
	Mc 算定式の係数	0.56 とする	○	○	○
	Mc 算定式のスラブ考慮	しない	○	○	○
	αy 算定式のスラブ考慮	しない	○	○	○
	梁降伏時の曲げ剛性低下率の算定式	菅野式を採用する	○	○	○
	柱降伏時の曲げ剛性低下率の算定式	菅野式を採用する	-	○	○
終局耐力	スラブ筋の考慮	しない	○	○	○

	柱の Mu 算定式	構造規定 at 式	○	○	○
	柱 Qu 算定式	構造規定 0.068 (付 1.3-4a)	-	○	○
		塑性理論式	○	-	-
	梁 Qu 算定式	構造規定 0.068	-	○	○
		塑性理論式	○	-	-
	柱危険断面位置の採用方法	方向毎	○	○	○
荷重増分解析	支点浮き上がりの考慮	しない	○	○	○
	圧壊の考慮	しない	○	○	○
	水平降伏の考慮	しない	○	○	○
	脆性破壊の処理	脆性破壊部材を保持して解析を続ける	○	○	○
部材種別判定	崩壊形判定のための曲げ応力割増率	1.10 とする	○	○	○
	崩壊形判定のためのせん断応力割増率	1.10 とする	○	○	○
	直交方向フレームの考慮	しない	○	○	○
	h0/D での 2M/QD の考慮	しない	○	○	○
	pt の考慮	する	○	○	○

プログラムAは柱にファイバー要素(平面保持の仮定の下にコンクリート及び鉄筋の応力-歪関係を表す複数のファイバーから構成される^{注)})を使用しているのに対し、プログラムB及びCではビーム要素(軸方向ばねを含む、M-N相関は降伏関数により評価)を使用しているのが最大の相違点である。

注) 後出の図2.1.3-2にファイバー要素(モデル)の概要を示している。

2) 適用規準等

本建築物の設計にあたり適用する規準等を以下に示す。

- ・法令 ■建築基準法・同施行令・同告示
- ・日本建築学会 ■鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説1999年（以下、1999年版RC規準）
- ・建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会 ■2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書

(3) 計算結果

各プログラムによる計算結果の相互比較を行う。

CM₀Q₀、梁の剛性、鉛直荷重による応力と支点反力、1次設計用地震力による応力と支点反力、長期断面検定比、短期断面検定比、層間変形角、剛性率、終局時応力(保有水平耐力評価時応力)、保有水平耐力等に注目する。

計算結果の比較を行った部位を図2.2.1-3に示す。なお、支点反力については、1次設計用地震力(X方向)による支点反力が最大となる場所で比較を行った。比較結果を表2.1.2-10に示す。

表中では、X方向とY方向の結果が入り混じって示されているが、プログラム間での結果のばらつきを幅広い範囲で検証するため、あえてX方向とY方向の両方向からやや無作為に結果を抽出して比較している。

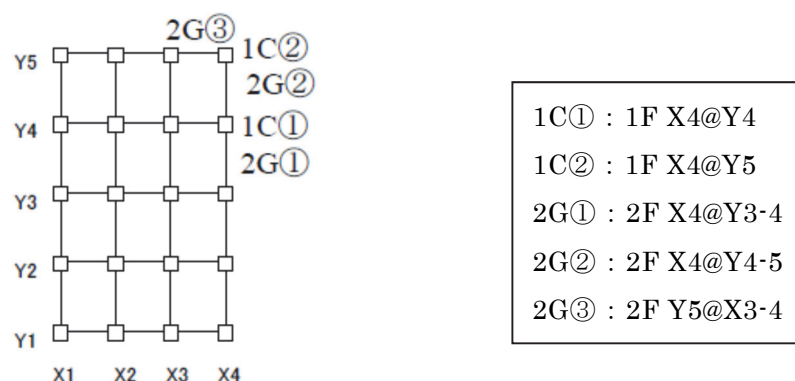


図2.1.2-3 計算結果比較部位 (基本モデルNo. 1)

表2.1.2-10 各プログラムによる計算結果の比較 (基本モデルNo. 1)

項目			プログラム A	プログラム B	プログラム C
建築物総重量 [kN]			24047	23934	24166
CM ₀ Q ₀	梁 2G②	梁端部曲げモーメント [kNm]	101	103	102
		梁端部せん断力 [kN]	70	73	70
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	174	176	176
	梁 2G③	梁端部曲げモーメント [kNm]	39	39	39
		梁端部せん断力 [kN]	36	38	36
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	60	60	60
梁の曲げ剛性倍率	梁 2G②		1.50	1.50	1.50
	梁 2G③		1.43	1.43	1.43
鉛直荷重による応力	梁 2G①	梁端部曲げモーメント [kNm]	114	108	102
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	60	69	74
		梁端部せん断力 [kN]	70	73	70
	梁 2G②	梁端部曲げモーメント [kNm]	120	114	108
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	64	72	76
		梁端部せん断力 [kN]	72	75	73
	柱	柱頭曲げモーメント [kNm]	4	4	4

	1C①	柱脚曲げモーメント [kNm]	7	7	8
		柱せん断力 [kN]	3	3	3
		柱軸力 [kN]	1180	1175	1184
	柱 1C②	柱頭曲げモーメント [kNm]	50	49	48
		柱脚曲げモーメント [kNm]	61	60	61
		柱せん断力 [kN]	31	30	30
		柱軸力 [kN]	676	674	683
	鉛直荷重による支点反力[kN]		1524	1519	1529
Y 方向 1 次設計用地震力による応力	梁 2G①	梁端部曲げモーメント [kNm]	322	318	321
		梁せん断力 [kN]	92	91	92
	梁 2G②	梁端部曲げモーメント [kNm]	356	354	358
		梁せん断力 [kN]	99	98	99
	柱 1C①	柱頭曲げモーメント [kNm]	291	292	295
		柱脚曲げモーメント [kNm]	664	658	665
		柱せん断力 [kN]	267	266	269
		柱軸力 [kN]	15	19	19
	柱 1C②	柱頭曲げモーメント [kNm]	151	151	153
		柱脚曲げモーメント [kNm]	510	506	511
		柱せん断力 [kN]	185	184	186
		柱軸力 [kN]	363	364	367
	X 方向 1 次設計用地震力による支点反力 [kN]		710	709	715
長期断面検定比	梁 2G①	梁曲げ検定値	0.38	0.35	0.34
		梁せん断検定値	0.30	0.29	0.28
	梁 2G②	梁曲げ検定値	0.40	0.37	0.36
		梁せん断検定値	0.31	0.30	0.29
	柱 1C①	柱曲げ検定値	0.02	0.10	0.02
		柱せん断検定値	0.01	0.06	0.02
	柱 1C②	柱曲げ検定値	0.13	0.19	0.14
		柱せん断検定値	0.11	0.12	0.11
短期断面検定比(Y 方向地震力)	梁 2G①	梁曲げ検定値	0.83	0.70	0.81
		梁せん断検定値	0.62	0.76	0.62
	梁 2G②	梁曲げ検定値	0.87	0.73	0.85
		梁せん断検定値	0.66	0.80	0.66
	柱 1C①	柱曲げ検定値	0.47	0.66	0.48
		柱せん断検定値	0.55	0.58	0.56
	柱	柱曲げ検定値	0.44	0.56	0.45

	1C②	柱せん断検定値	0.42	0.43	0.43
層間変形角 (X 方向最大値)			1/748	1/740	1/733
剛性率 (X 方向最小値)			0.71	0.71	0.71
終局時応力 (Y 方向地震力)	梁 2G①	梁端部曲げモーメント [kNm]	604	548	636
		梁端部せん断力 [kN]	154	154	224
	梁 2G②	梁端部曲げモーメント [kNm]	605	548	636
		梁端部せん断力 [kN]	157	154	224
	柱 1C①	柱頭曲げモーメント [kNm]	105	271	401
		柱脚曲げモーメント [kNm]	1956	836	1411
		柱せん断力 [kN]	578	483	507
		柱軸力 [kN]	1177	1153	1165
	柱 1C②	柱頭曲げモーメント [kNm]	291	23	61
		柱脚曲げモーメント [kNm]	1777	822	1294
		柱せん断力 [kN]	417	331	379
		柱軸力 [kN]	1380	1307	1329
保有水平耐力[kN] X 方向 1 階			9073.8	7890.7	8282.0

荷重の見積もり等の準備計算を含めた線形範囲内の計算結果である CM_0Q_0 、長期許容応力、水平荷重時応力等については、プログラム間での計算結果のばらつきは小さい。

非線形解析の結果である表中の保有水平耐力に着目した場合、プログラム A による値が、他と比べ、やや大きくなっている。図 2.1.2-4 は、X、Y 方向の各層せん断力・層間変位関係について各プログラムによる計算結果を比較したものである。両方向とも、プログラム B 及び C の結果に対し、プログラム A による結果では、第一折れ点(ひび割れ降伏点)以降の剛性低下の度合いが少なく、比較的小さい層間変位で層の降伏耐力に達していることが分かる。プログラム B 及び C では、柱に M-N 相関を考慮したビーム要素を使用しひび割れ降伏以降の剛性を剛性低下率に基づき評価しているのに対し、プログラム A ではファイバー要素を使用し、ひび割れ降伏以降の剛性は平面保持の仮定の下に断面内に配置された各ファイバーの剛性を足し合わせて評価している。鉄筋を表すファイバーの復元力特性はバイリニアとして、コンクリートのひび割れ後も剛性を維持するとしており、これらの仮定がプログラム A ではひび割れ降伏以降の耐力が高めに評価される要因になったと考えられる。

表 2.1.2-10 に示される通り、プログラム 3 者による計算結果は完全には一致しないが、極端な差違は現れていないことが確認できる。

2.1.2.2 「No.2 S 造純ラーメン構造」について

(1) 概要

本建築物は、平面形状、立面形状ともに矩形である地上5階建の事務所建築物である。X方向は3スパン16.5m、Y方向は4スパン28.0m、建築物高さ（軒の高さ）はGL+15.0mとなる。構造形式は鉄骨造であり、架構形式はX/Y方向共に純ラーメン構造である。梁はH型断面、柱は角形鋼管断面とし、1階柱脚部は埋め込み柱脚とする。スラブはフラットデッキを捨て型枠に用いた鉄筋コンクリートスラブとする。

梁および柱はSN400 材を用いる。スラブのコンクリート強度は、 $F_c=21\text{N/mm}^2$ の普通コンクリートを用いる。

伏図、軸組図を図2.1.2-5, 2.1.2-6に、部材断面、使用材料、及び、積載荷重を表2.1.2-11～2.1.2-16に示す。

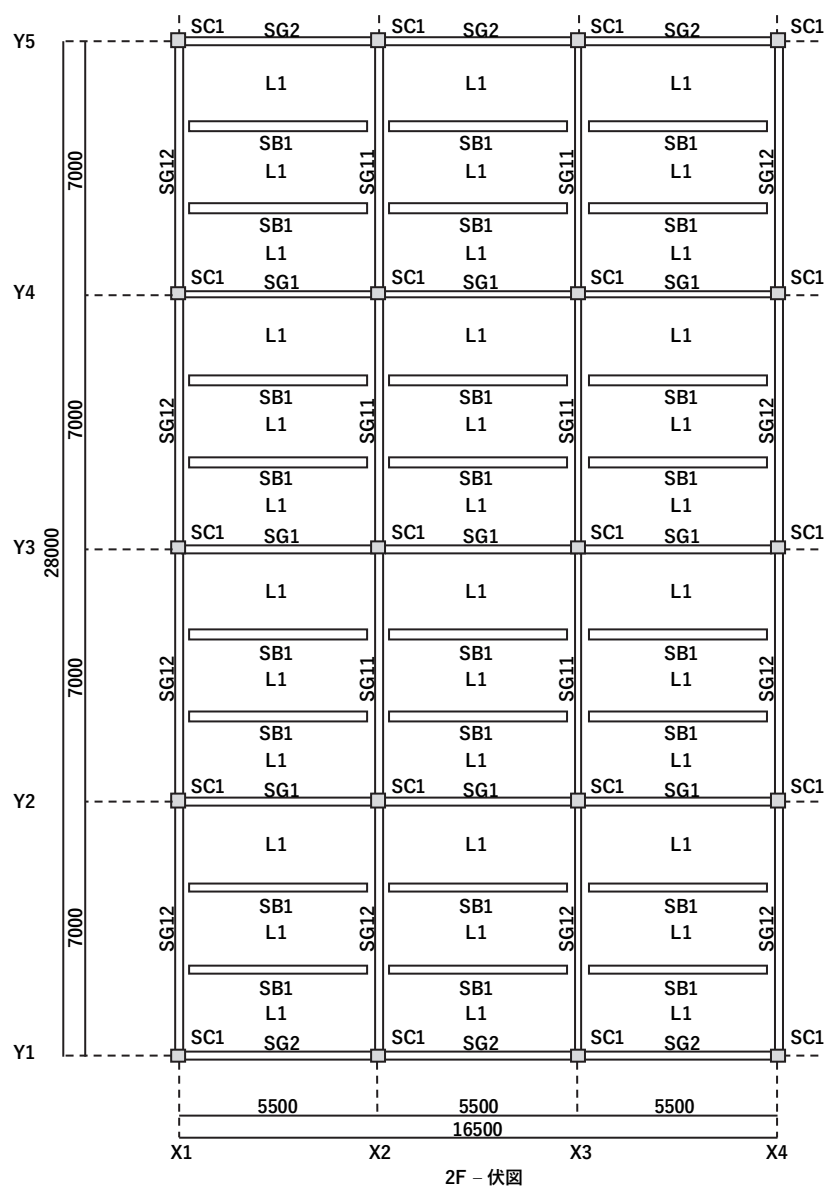


図2.1.2-5 伏図

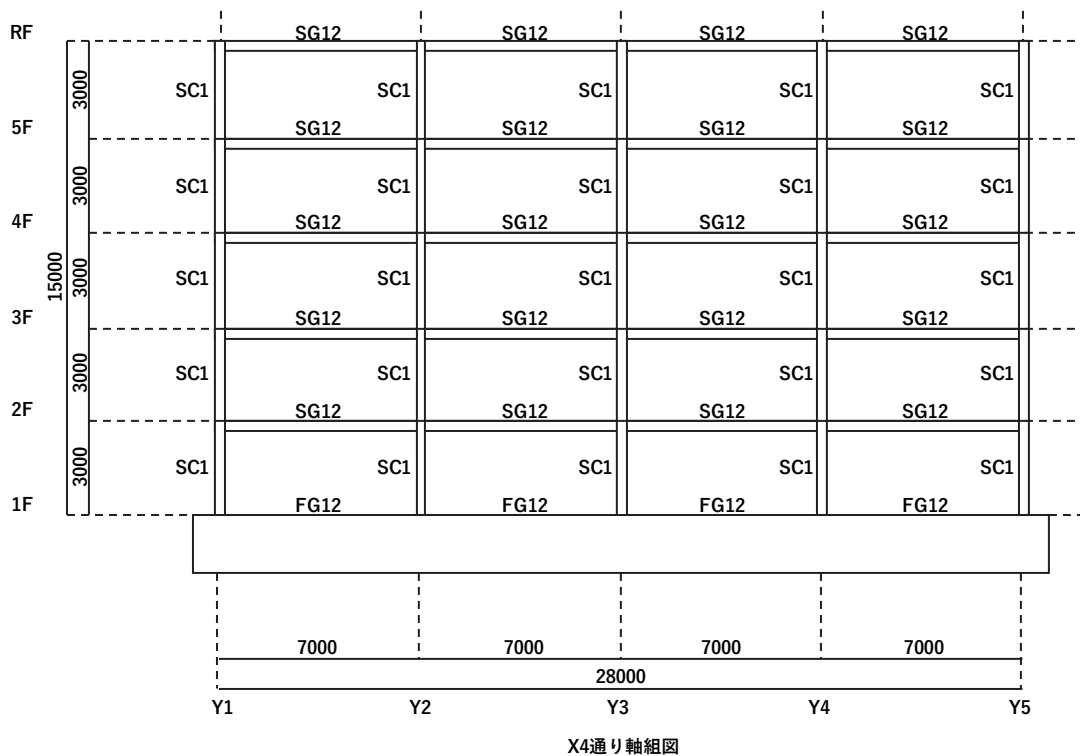
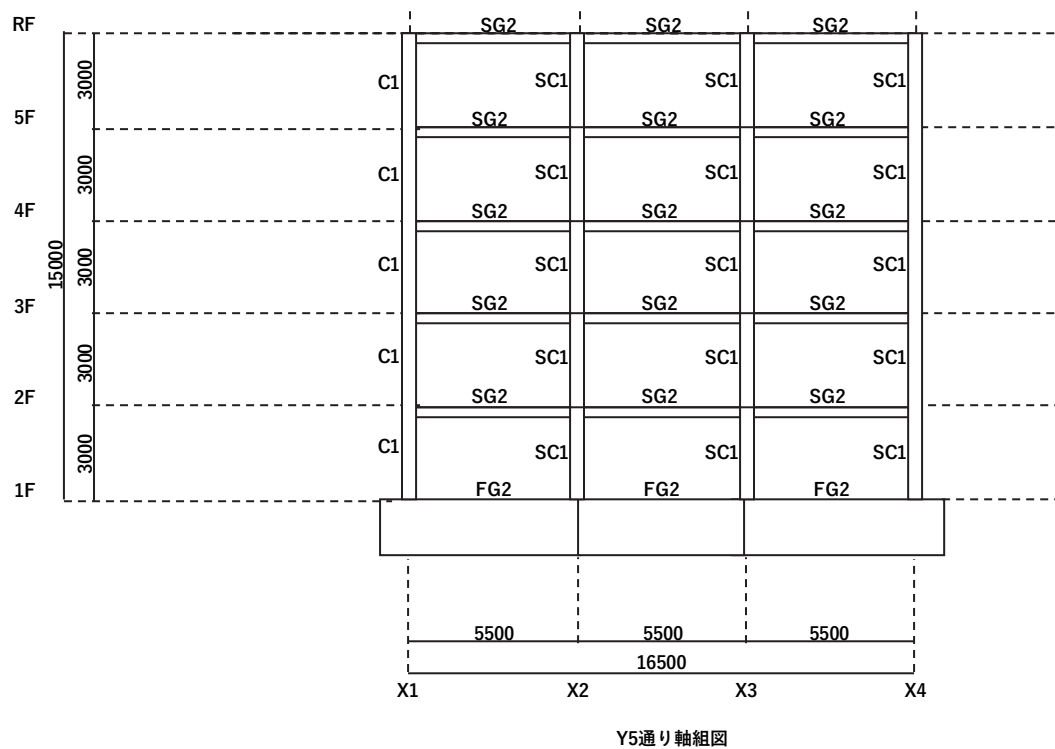


図2.1.2-6 軸組図

表2.1.2-11 断面リスト(大梁)

階	SG1	SG2	SG11	SG12
	全断面	全断面	全断面	全断面
RF	H-500×200×10×16	H-500×200×10×16	H-500×200×10×16	H-500×200×10×16
5F	H-500×200×10×16	H-500×200×10×16	H-500×200×10×16	H-500×200×10×16
4F	H-500×200×10×16	H-500×200×10×16	H-500×200×10×16	H-500×200×10×16
3F	H-600×200×11×17	H-600×200×11×17	H-600×200×11×17	H-600×200×11×17
2F	H-600×200×11×17	H-600×200×11×17	H-600×200×11×17	H-600×200×11×17

表2.1.2-12 断面リスト(基礎梁)

符 号	FG1	FG2	FG11	FG12
位 置	全断面	全断面	全断面	全断面
2F~RF				
B X D	-	-	-	-
上端1段筋	-	-	-	-
上端2段筋	-	-	-	-
下端2段筋	-	-	-	-
下端1段筋	-	-	-	-
あばら筋	-	-	-	-
1F~1F				
B X D	600×1800	600×1800	600×1800	600×1800
上端1段筋	6-D25	6-D25	6-D25	6-D25
上端2段筋	6-D25	6-D25	6-D25	6-D25
下端2段筋	6-D25	6-D25	6-D25	6-D25
下端1段筋	6-D25	6-D25	6-D25	6-D25
あばら筋	2-D13#200	2-D13#200	2-D13#200	2-D13#200

表2.1.2-13 断面リスト(柱)^{注)}

階		SC1
5F	全断面	B□- 350×350×16×16×0
4F	全断面	B□- 350×350×16×16×0
3F	全断面	B□- 400×400×19×19×0
2F	全断面	B□- 400×400×19×19×0
1F	全断面	B□- 400×400×19×19×0

表 2.1.2-14 断面リスト(小梁)

符号	部材
SB1	H-350 x 175 x 7 x 11

表2.1.2-15 階・部位による材料指定(鋼材)

階	梁フランジ	梁ウェブ	柱フランジ	柱ウェブ	ブレース
RF	SN400	SN400	-	-	-
5F	SN400	SN400	SN400	SN400	SN400
4F	SN400	SN400	SN400	SN400	SN400
3F	SN400	SN400	SN400	SN400	SN400
2F	SN400	SN400	SN400	SN400	SN400
1F	—	—	SN400	SN400	SN400

注) Bは組立材を意味する。規格材以外へのプログラムの適用性を検証するため、組立材を事例モデルに用いることとした。

表2.1.2-16 積載荷重等

符号	室名		厚さ (mm)	x	単位容 積重量 (kN/m ²)	重量 (N/m ²)	積載重量 (N/m ²)				
								床	小梁	架構	地震
L1	居室	仕上げ				450					
		間仕切り				150					
		天井				200					
		スラブ	150	x	24	3600	DL				4400
		DL調整値					LL	2900	2900	1800	800
		Total					4400	TL	7300	7300	6200
L2	屋根	水勾配増打ち	50	x	23	1150					
		抑えコンクリート	100	x	23	2300					
		防水層				200					
		天井				200					
		スラブ	150	x	24	3600	DL				7500
		DL調整値				50	LL	1800	1800	1300	600
		Total					7500	TL	9300	9300	8800

(2) 解析条件及び適用規準等

1) 解析条件

以下に解析条件を示す。鉄筋コンクリート造の基本モデルNo.1とNo.2と共通する。

- ・設計ルートは、X/Y 方向共にルート3 とする。
- ・常時及び一次設計用地震時に対し主要構造部材が許容応力度以下であることを確認する。
- ・一次設計及び層間変形角の確認は弾性解析とする。
- ・応力解析は、各層床レベルを剛床仮定とした立体フレームモデルにて計算を行う。
- ・構造計算時の柱スパンは柱芯、階高は各階の大梁・基礎梁の梁心とする。
- ・小梁は立体フレームモデルには考慮せず、重量と床の荷重分配にのみ考慮する。
- ・支持条件は基礎梁下をピン支持とし、基礎の浮上りは考慮しない。
- ・地域係数Z=1.0、地盤種別は第2 種地盤、標準せん断係数Co=0.2 とする。
- ・一次固有周期T は告示による略算式を用いて算出する。
- ・層せん断力分布は建築基準法施行令第88 条に基づくAi 分布を用いる。
- ・二次設計(層間変形角の確認を除く)は弾塑性解析とする。
- ・その他、プログラムA,B,C の解析条件の詳細を以下の表にまとめる。

表2.1.2-17 解析条件の詳細(基本モデルNo. 2)

項目①	項目②	設定条件	プログラム A	プログラム B	プログラム C
部 材 の モ デ ル 化	梁	ビーム要素	○	○	○
	柱	ビーム要素	-	○	○
		ファイバー要素	○	-	-
荷 重 計 算 条 件	柱自重の取り扱い	階高の中央で上下階に分配する	○	○	○
	柱軸力算定の際の壁の取り扱い	階高の中央で上下階に分配する	○	○	○

剛性計算条件	S 合成梁の剛性	スラブを考慮した剛性と S 梁剛性の平均	○	○	○
	S 柱・梁せん断剛性	せん断変形用断面積	○	○	○
	S 柱・梁軸剛性	全断面積	○	○	○
	柱軸剛性の計算方法	X と Y の断面積の平均値をとる。	○	○	○
	S 造柱梁接合部モデル化	剛域、パネルを考慮しない	○	○	○
応力計算条件	せん断による変形の考慮	水平荷重時のみ考慮する	○	○	○
	柱軸力による柱軸変形	水平荷重時のみ考慮する	○	○	○
	地震力作用位置	各階の重心位置に作用	○	○	○
	重心位置の計算方法	柱の長期軸力と部材の平面座標から算出	○	○	○
	層間変形角の選択	その階の柱の最大値	○	○	○
	剛性率計算時の層間変形角の選択	剛心位置(加力方向)	-	○	○
		その階の柱の平均値	○	-	-
	浮上りの考慮	しない	○	○	○
断面算定条件	常時端部の曲げモーメント採用位置	節点	○	○	○
	常時端部のせん断力採用位置	節点	○	○	○
	地震時端部の曲げモーメント採用位置	梁・柱フェイス	○	○	○
	柱部材フェイス位置	方向毎に決める	○	○	○
	内法寸法の取り方	正味内法	○	○	○
	断面算定用柱長期軸力の選択	応力計算結果の軸力	○	○	○
	柱断面検定方法	一軸曲げ	○	-	○
		二軸曲げ	-	○	-
	柱梁曲げ耐力のウェブ考慮	端部・継手部ともウェブを考慮する	○	○	○
	座屈長さによる f_b の低減	考慮しない	○	○	○
	スカラップ寸法の設定	低減しない	○	○	○
	継手部断面のフランジ・ウェブ欠損率	欠損しない	○	○	○
	梁の許容曲げ応力度計算時の L_b	支点間距離	○	○	○
	柱の許容曲げ応力度計算時の L_b	支点間距離	○	○	○
終局耐力	S 部分の柱曲げ耐力時のウェブ考慮	する	○	○	○
	S 部分の梁曲げ耐力時のウェブ考慮	する	○	○	○
荷重増分解析	支点浮き上がりの考慮	しない	○	○	○
	圧壊の考慮	しない	○	○	○
	水平降伏の考慮	しない	○	○	○
	脆性破壊の処理	脆性破壊部材を保持して解析を続ける	○	○	○
部材種別判定	直交方向フレームの考慮	しない	○	○	○

鉄筋コンクリート造のモデルに対する場合と同様、プログラムAでは柱にファイバー要素を使用し、プログラムB及びCではビーム要素(軸方向ばねを含む, M-N相関は降伏関数により評価)を使用している。

2) 適用規準等

本建築物の設計にあたり適用する規準等を以下に示す。

- ・ 法令 ■ 建築基準法・同施行令・同告示
- ・ 日本建築学会 ■ 鋼構造設計規準2002 年
- ・ 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会 ■ 2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書

(3) 計算結果

各プログラムによる計算結果の相互比較を行う。

鉛直荷重による応力と支点反力、1次設計用地震力による応力と支点反力、長期断面検定比、短期断面検定比、層間変形角、剛性率、終局時応力(保有水平耐力評価時応力)、保有水平耐力等に着目する。

計算結果の比較を行った部位を図2.1.2-7に示す。比較結果を表2.1.2-18に示す。

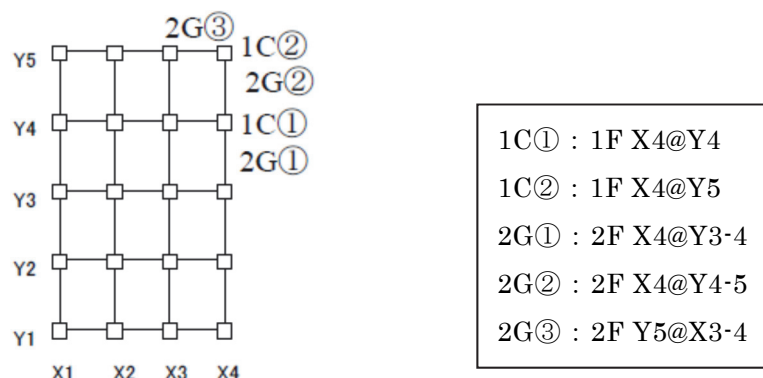


図2.1.2-7 計算結果比較部位 (基本モデルNo. 2)

表2.1.2-18 各プログラムによる計算結果の比較 (基本モデルNo. 3)

項目			プログラム A	プログラム B	プログラム C
建築物総重量 [kN]			15101.9	15019.2	15036.6
CMQ	梁	梁端部曲げモーメント [kNm]	70	70	70
	2G②	梁端部せん断力 [kN]	49	49	49

		梁中央部曲げモーメント [kNm]	105	105	105
	梁	梁端部曲げモーメント [kNm]	19	19	19
	2G③	梁端部せん断力 [kN]	18	19	18
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	29	30	30
梁の曲げ剛性 倍率	梁 2G②		1.67	1.68	1.66
	梁 2G③		1.61	1.62	1.60
鉛直荷重に よる応力	梁 2G①	梁端部曲げモーメント [kNm]	72	72	72
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	35	35	35
		梁端部せん断力 [kN]	49	49	49
	梁 2G②	梁端部曲げモーメント [kNm]	77	77	77
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	41	41	40
		梁端部せん断力 [kN]	52	52	52
	柱 1C①	柱頭曲げモーメント [kNm]	2	2	3
		柱脚曲げモーメント [kNm]	2	2	3
		柱せん断力 [kN]	1	1	1
		柱軸力 [kN]	739	735	735
	柱 1C②	柱頭曲げモーメント [kNm]	23	22	22
		柱脚曲げモーメント [kNm]	15	15	16
		柱せん断力 [kN]	11	10	10
		柱軸力 [kN]	360	356	356
	長期支点反力 [kN]		1047	1042	1039
Y 方向 1 次設 計用地震力 による応力	梁 2G①	梁端部曲げモーメント [kNm]	237	237	237
		梁せん断力 [kN]	67	67	67
	梁 2G②	梁端部曲げモーメント [kNm]	296	298	297
		梁せん断力 [kN]	79	79	79
	柱 1C①	柱頭曲げモーメント [kNm]	248	249	249
		柱脚曲げモーメント [kNm]	340	336	337
		柱せん断力 [kN]	163	162	163
		柱軸力 [kN]	32	34	33
	柱 1C②	柱頭曲げモーメント [kNm]	169	171	170
		柱脚曲げモーメント [kNm]	299	295	296

		柱せん断力 [kN]	130	130	130
		柱軸力 [kN]	272	273	273
X 方向 1 次設計用地震力による支点反力[kN]			469	468	468
長期断面検定 比	梁 2G①	梁曲げ検定値	0.18	0.18	0.19
		梁せん断検定値	0.09	0.09	0.09
	梁 2G②	梁曲げ検定値	0.19	0.20	0.20
		梁せん断検定値	0.09	0.09	0.09
	柱 1C①	柱曲げ検定値	0.19	0.20	0.21
		柱せん断検定値	0.18	0.19	0.20
	柱 1C②	柱曲げ検定値	0.14	0.14	0.14
		柱せん断検定値	0.13	0.13	0.14
短期断面検定 比(Y 方向地 震力)	梁 2G①	梁曲げ検定値	0.50	0.49	0.50
		梁せん断検定値	0.14	0.14	0.14
	梁 2G②	梁曲げ検定値	0.56	0.56	0.57
		梁せん断検定値	0.15	0.15	0.15
	柱 1C①	柱曲げ検定値	0.38	0.38	0.45
		柱せん断検定値	0.37	0.37	0.46
	柱 1C②	柱曲げ検定値	0.34	0.36	0.44
		柱せん断検定値	0.35	0.35	0.44
層間変形角 (X 方向最大値)			1/429	1/419	1/417
剛性率 (X 方向最小値)			0.861	0.859	0.860
終局時応力(Y 方向地震力)	梁 2G①	梁端部曲げモーメント [kNm]	786	740	808
		梁端部せん断力 [kN]	224	224	276
	梁 2G②	梁端部曲げモーメント [kNm]	787	740	809
		梁端部せん断力 [kN]	228	225	276
	柱 1C①	柱頭曲げモーメント [kNm]	715	553	740
		柱脚曲げモーメント [kNm]	1254	734	1211
		柱せん断力 [kN]	547	537	542
		柱軸力 [kN]	718	711	708
	柱 1C②	柱頭曲げモーメント [kNm]	372	338	427
		柱脚曲げモーメント [kNm]	1066	596	1058

		柱せん断力 [kN]	399	384	412
		柱軸力 [kN]	1202	1188	1205
保有水平耐力[kN] X 方向 1 階			9363.2	9154.1	9402.4

表 2.1.2-18 に示される通り、プログラム 3 者による計算結果は完全には一致しないが、プログラム間で大きなばらつきは生じていないことが確認できる。

図 2.1.2-8 に、各プログラムによる X、Y 方向の各層せん断力・層間変位関係を示す。図 2.1.2-4 の鉄筋コンクリート造の場合と比較して、プログラムによるばらつきは明らかに小さい。

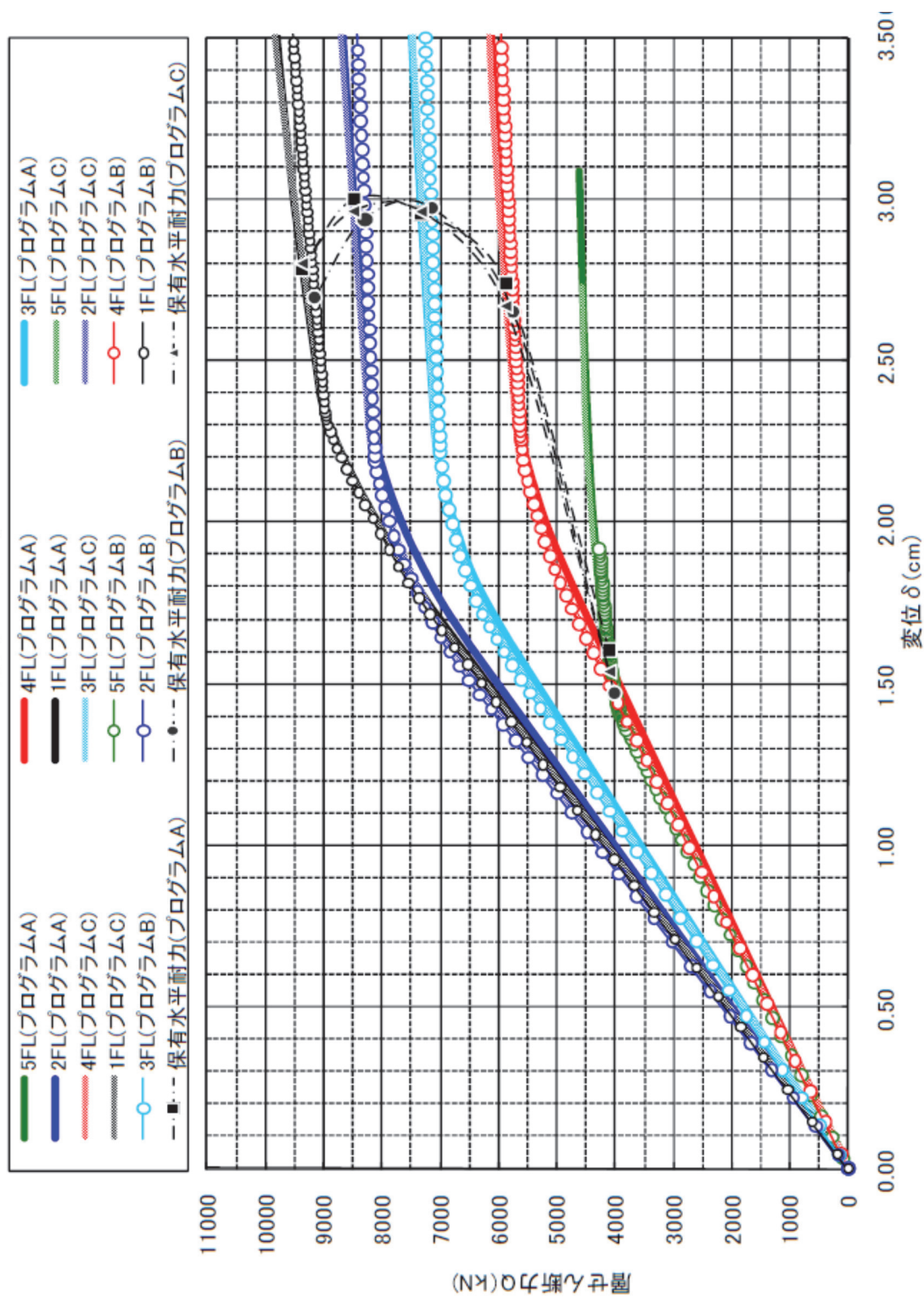


図 2.1.2-8(1) 各層せん断力-層間変位関係 (X 方向)

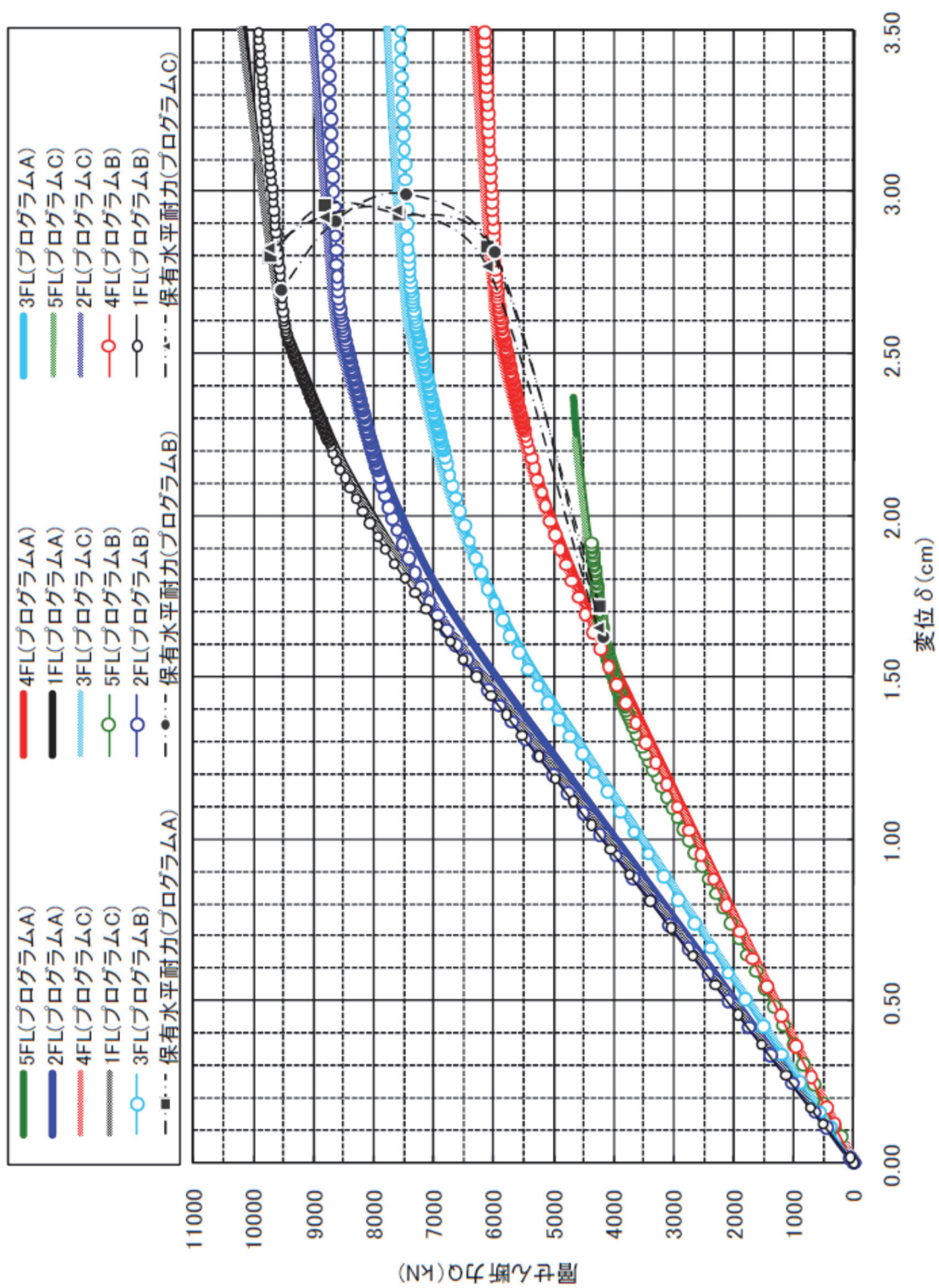


図 2.1.2-8(2) 各層せん断力-層間変位関係 (Y 方向)

2.1.3 建築物事例群 I の派生モデルと計算結果

2.1.3.1 「No. 1-1 RC 造純ラーメン構造派生モデル(柱形状を円形にする)」について

(1) 概要

円形柱の剛性と耐力が適切に評価されることを確認する。

(2) 与条件

基本モデルNo.1の柱を、図2.1.3-1に示すように矩形断面から円形断面に置換する。置換後の断面の直径は、以下のように、矩形断面の短辺方向の長さと同じとする。

例 C1 : □-650×700 → C1 : ○-650

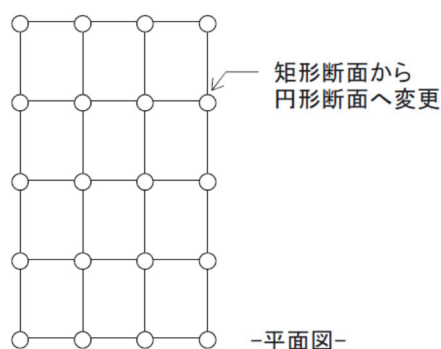


図2.1.3-1 派生モデル (No. 1-1) の与条件

(3) プログラム内での計算

プログラム内において、以下の計算が行われるものとする。

1) 剛性評価

RC 円形断面の曲げ剛性、せん断剛性、軸剛性は次式で定義される。ただし、次式において鉄筋の剛性は考慮していない。

(曲げ剛性)

$$EI = E(\pi D^4/64) \quad (2.1.3-1)$$

(せん断剛性)

$$GA = G(\pi D^2/4) \quad (2.1.3-2)$$

(軸剛性)

$$EA = E(\pi D^2/4) \quad (2.1.3-3)$$

ここに、

E : コンクリートのヤング係数

G : コンクリートのせん断弾性係数

A : 円形断面の断面積

I : 円形断面の断面二次モーメント

D : 円形断面の直径

2) 曲げ耐力

- ・置換断面とする場合(プログラムB及びプログラムCの場合)

円形断面は、等断面積の正方形柱に置換して、長方形柱と同じ方法によって計算する。この時、主筋については、円形断面柱と等しい断面積及び本数の鉄筋が各辺に同一本数となるように配筋する。帯筋についても円形断面柱と同じ断面積の帯筋が同じ間隔で配筋されているものとする。曲げ耐力 M_u は構造関係技術指針の a_t 式とする。

$$(N_{\min} \leq N < 0.0)$$

$$M_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.4ND \quad (2.1.3-4)$$

$$(0.4bDF_c < N \leq N_{\max})$$

$$M_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \quad (2.1.3-5)$$

$$(0.0 \leq N \leq 0.4bDF_c)$$

$$M_u = (0.8a_t\sigma_y D + 0.12bD^2 F_c) \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - 0.4bDF_c} \right) \quad (2.1.3-6)$$

ここに、

$N_{\max}$: 中心圧縮時終局強度 ($= b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y$) (N)

$N_{\min}$: 中心引張時終局強度 ($= -a_g \cdot \sigma_y$) (N)

a_g : 主筋全断面積 (mm²)

N : 軸方向力 (N)

a_t : 引張主筋断面積 (mm²)

b : 柱幅 (mm)

D : 柱せい (mm)

σ_y : 主筋降伏強度 (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

またRC 造柱の終局軸圧縮強度、引張強度は次式にて算出する。

$$N_{ut} = a_g \sigma_y \quad (2.1.3-7)$$

$$N_{uc} = bDF_c + a_g \sigma_y \quad (2.1.3-8)$$

ここに、

N_{ut} : 軸引張強度 (kN)

N_{uc} : 軸圧縮強度 (kN)

・ファイバー断面とする場合

ファイバー断面は、図2.1.3-2に示すように、複数のセグメントの集合とし、平面保持の仮定が成立するものとする。柱の曲げと軸力の許容耐力は円形断面に平面保持を仮定し、同図中にあるように鉄筋及びコンクリートの歪 - 応力関係を設定して評価する。

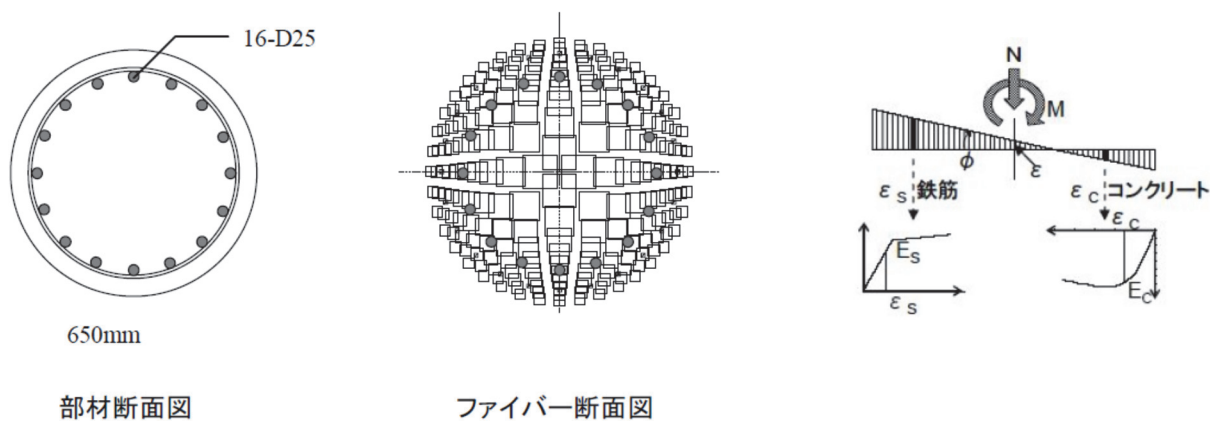


図 2.1.3-2 ファイバーモデルによる円形断面部材のモデル化

(4) 計算結果

各プログラムによる計算結果の相互比較を行う。鉛直荷重による応力及び1次設計用地震力による応力に着目する。計算結果の比較を行った部位を図2.1.3-3に示す。比較結果を表2.1.3-1に示す。

また、各プログラムによる円形断面柱の耐力の M-N 相関を図 2.1.3-4 で比較する。

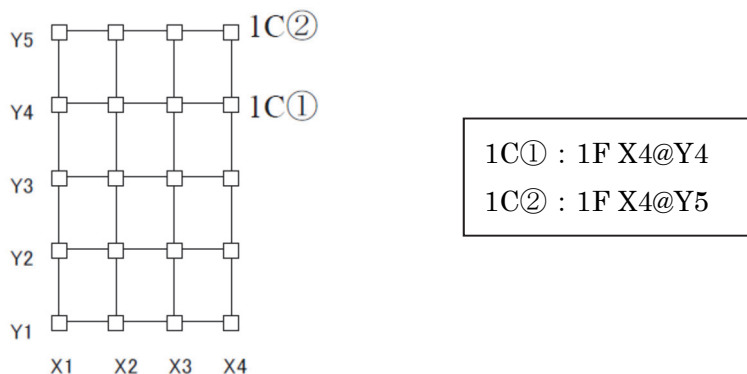


図 2.1.3-3 計算結果比較部位(派生モデル No. 1-1)

表2.1.3-1に示される計算結果は線形範囲のものであり、剛性の評価方法が影響する。プログラムA,B及びCの場合とも、円形断面柱の剛性評価には円形断面の理論解を用いている。したがって、プログラム間でのばらつきは生じにくいと予想されるが、表2.1.3-1の結果からも、ばらつき幅は小さいことが確認できる。ばらつき幅の程度は、基本モデルに対する計算結果のばらつき幅と同程度である。線形範囲内の構造計算においては、本与条件を課すことによって、基本モデルの場合より、ばらつき幅が大きくなることは無いと判断される。

表 2. 1. 3-1 各プログラムによる計算結果の比較(派生モデル No. 1-1)

項目			プログラム A	プログラム B	プログラム C
鉛直荷重による応力	柱 1C①	柱頭曲げモーメント [kNm]	5	4	5
		柱脚曲げモーメント [kNm]	6	6	6
		柱せん断力 [kN]	3	3	3
		柱軸力 [kN]	1168	1146	1151
	柱 1C②	柱頭曲げモーメント [kNm]	42	41	40
		柱脚曲げモーメント [kNm]	47	46	45
		柱せん断力 [kN]	25	24	24
		柱軸力 [kN]	632	626	629
Y 方向 1 次設計用地震力による応力	柱 1C①	柱頭曲げモーメント [kNm]	339	331	336
		柱脚曲げモーメント [kNm]	591	585	585
		柱せん断力 [kN]	260	256	258
		柱軸力 [kN]	33	34	37
	柱 1C②	柱頭曲げモーメント [kNm]	208	203	207
		柱脚曲げモーメント [kNm]	463	458	460
		柱せん断力 [kN]	188	185	187
		柱軸力 [kN]	380	375	379

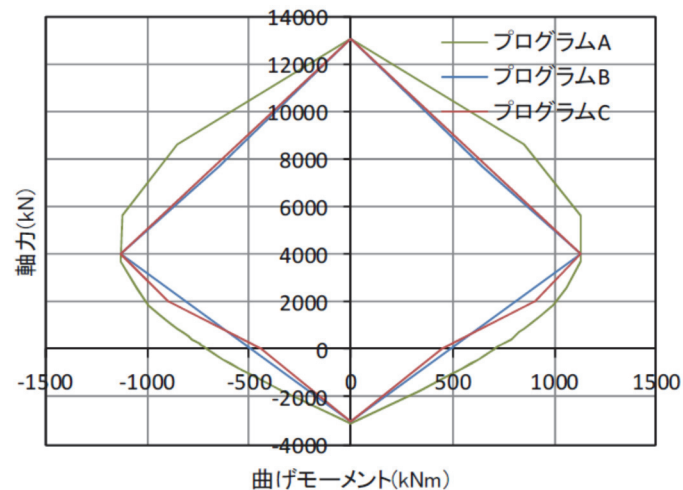


図 2. 1. 3-4 柱 O-650 (16-D25) の M-N 相関

曲げ耐力については、プログラムB及びCで同じ計算方法を用いており、等価な矩形断面に置き換えて評価している。そのため、図2.1.3-4に示されるように、B及びCでM-N相関はほぼ一致している。プログラムAによる最大軸圧縮耐力と最大引張耐力はプログラムB,Cによるものとほぼ同じであるが、M-N相関は、プログラムB,Cによるものより外側に膨らんだ形状となっている。軸力0

に対する曲げ耐力を考えると、プログラムAは平面保持を仮定したファイバー要素にて評価しているため、円形断面内のほぼ全ての鉄筋の効果が曲げ耐力に反映される。このことにより、プログラムAによる軸力0に対する曲げ耐力は、プログラムB, Cより大きめに評価されるものと考えられる。

以上の結果は、柱断面を円形とした場合、非線形範囲に及ぶ構造計算では、使用する構造計算プログラムによって、結果にばらつきが生じる可能性があることを示唆する。しかしながら、その程度は、各プログラムによるM-N相関の違いは図2.1.3-4に示されるように比較的小さいことから、極端に大きくなることはないと考えられる。

2.1.3.2 「No. 1-2-1 RC造純ラーメン構造派生モデル(様々な種類の荷重を設定する①)」について

(1) 概要

二次小梁を設けた場合において小梁の重量と床の荷重分配が適切に評価されることを確認する。

(2) 与条件

基本モデルNo.1に対し、以下の変更を施す。

- ・ 小梁の掛け方を変更し、全層全グリッドに二次小梁を設ける。
- ・ 二次小梁の断面は一次小梁と同じ $B \times D = 400 \times 600$ とする。
- ・ 荷重の伝達方向はXY 両方向とする。

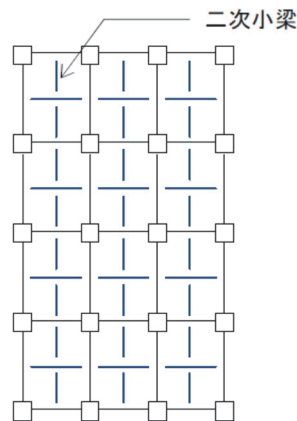


図2.1.3-5 派生モデル (No. 1-2-1) の与条件

(3) プログラム内での計算

プログラム内において、以下の計算が行われるものとする。

- ・ 床の重量は構造芯間の面積について計算する。小梁で構成された床組の重量は、小梁芯により区分された床面積について求める。
- ・ 大梁の CM_0Q_0 は、床の荷重伝達方向と小梁による分割を考慮して算定する。
- ・ 小梁負担分の荷重については、小梁の Q_0 がその小梁を支持する小梁または大梁に作用するものとして計算する。小梁自重も同様に扱う。
- ・ 床スラブから梁に加わる鉛直荷重は1999 年版RC 規準10 条に準拠する。床スラブを支える梁は、梁の交点から描いた二等分線および梁の平行な直線から作られる台形、または三角形の部分の荷重を受けるものとする。
- ・ 二次小梁を設けた場合の荷重分布は下図の通りとする。
- ・ 大梁への CM_0Q_0 には以下の荷重を考慮する。
 - ① 小梁、片持ち床などを含む床荷重による CM_0Q_0
 - ② 梁自重による CM_0Q_0

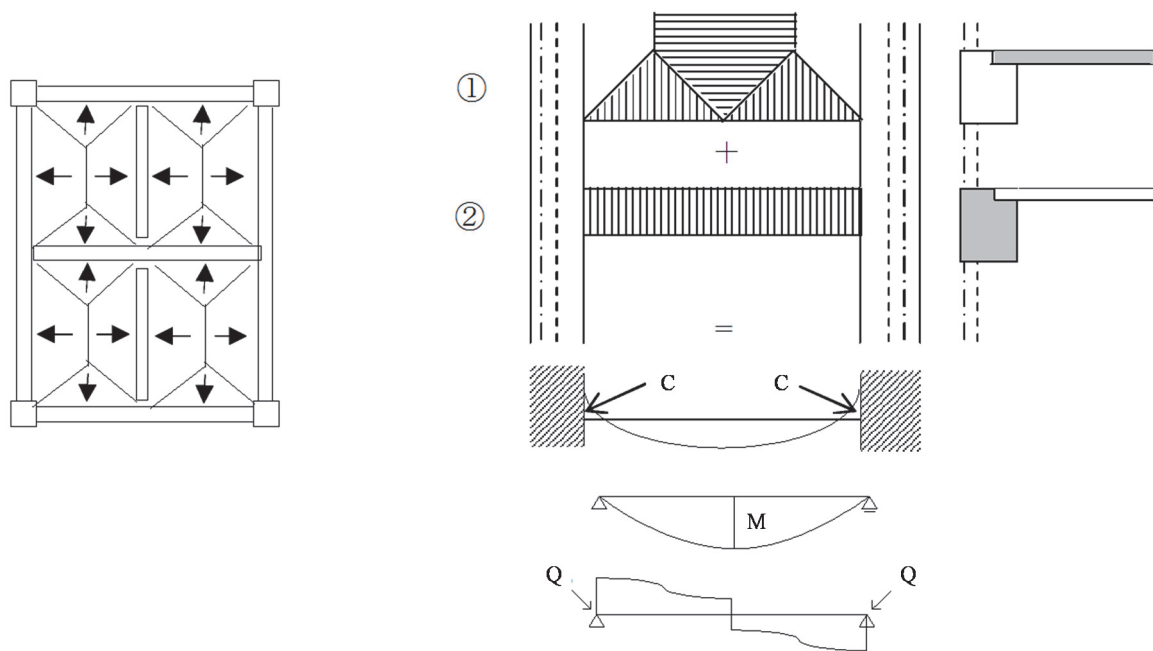


図2.1.3-6 鉛直荷重の作用状況

(4) 計算結果

各プログラムによる計算結果の相互比較を行う。建築物総重力及び CM_0Q_0 に着目する。計算結果の比較を行った部位を図2.1.3-7に示す。比較結果を表2.1.3-2に示す。

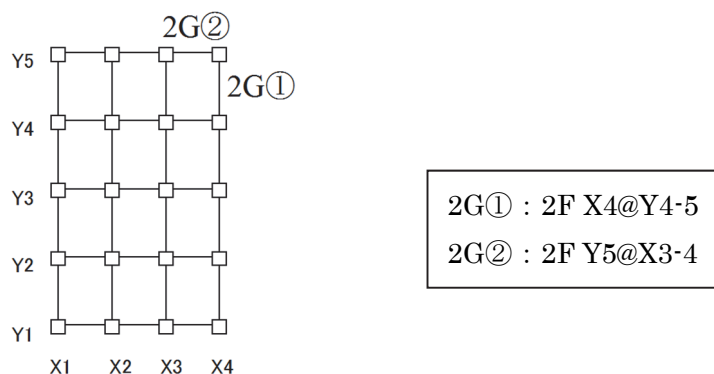


図 2.1.3-7 計算結果比較部位 (派生モデル No. 1-2-1)

表2.1.3-2に示される通り、建築物総重量及び CM_0Q_0 の計算結果とも、プログラム間でばらつき幅は小さく、その程度は、基本モデルに対する場合と同様である。各プログラムで、与条件に応じた計算が適切に行われているものと見なせる。また、この計算方法も単純明解でプログラムによってその実行方法に“ぶれ”が生じることは考え難く、本与条件を課すことによって、基本モデルの場合より、ばらつき幅が大きくことはほぼ無いと判断される。

表 2. 1. 3-2 各プログラムによる計算結果の比較(派生モデル No. 1-2-1)

項目			プログラム A	プログラム B	プログラム C
建築物総重量[kN]			25535	25422	25861
CM ₀ Q ₀	梁 2G①	梁端部曲げモーメント [kNm]	106	108	108
		梁端部せん断力 [kN]	72	76	73
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	185	189	188
	梁 2G②	梁端部曲げモーメント [kNm]	44	45	45
		梁端部せん断力 [kN]	40	42	40
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	75	76	76

2.1.3.3 「No. 1-2-2 RC造純ラーメン構造派生モデル(様々な種類の荷重を設定する②)」について

(1) 概要

床を一方向版とした場合において床の荷重分配が適切に評価されることを確認する。

(2) 与条件

基本モデルⅠに対し、以下の変更を施す。

- ・全層全グリッドの床を一方向版とする。
- ・荷重伝達方向はY 方向とする。

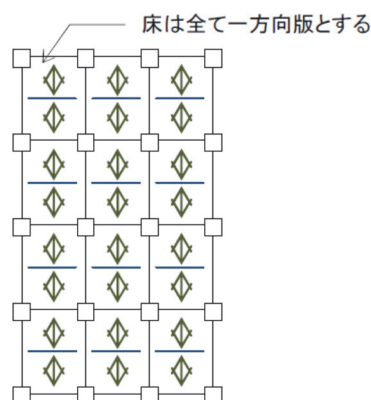


図2.1.3-8 派生モデル (No. 1-2-2) の与条件

(3) プログラム内での計算

プログラム内において、以下の計算が行われているものとする。

- ・床の重量は構造芯間の面積について計算する。
- ・大梁の CM_0Q_0 は、床の荷重伝達方向と小梁による分割を考慮して算定する。
- ・大梁への CM_0Q_0 には以下の荷重を考慮する。
 - ①小梁、片持ち床などを含む床荷重による CM_0Q_0
 - ②梁自重による CM_0Q_0

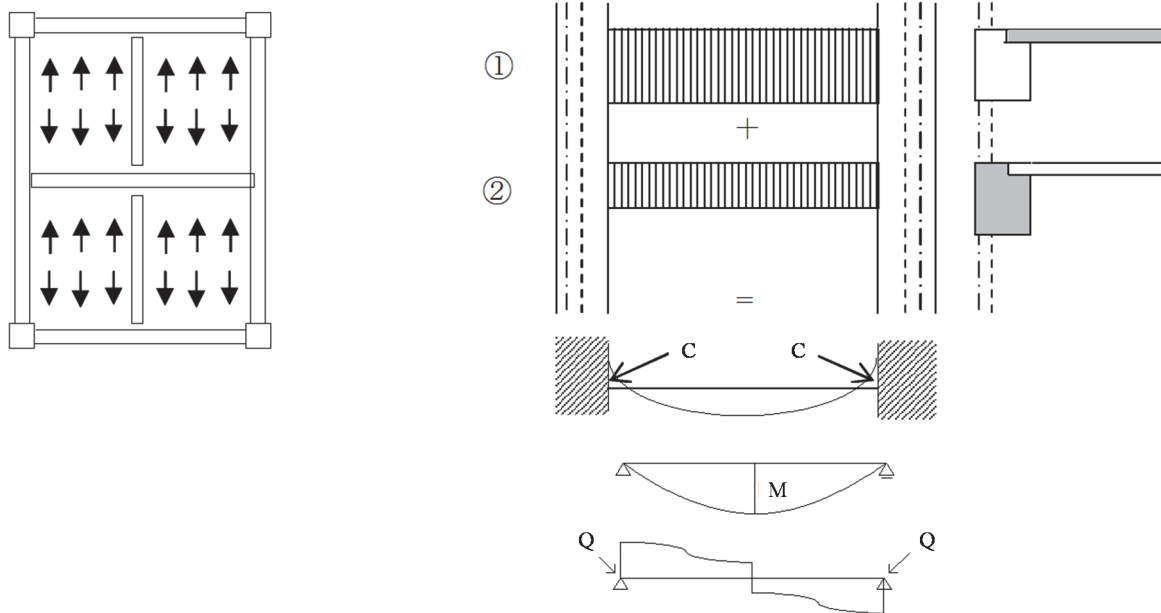


図2.1.3-9 鉛直荷重の作用状況

(4) 計算結果

各プログラムによる計算結果の相互比較を行う。地震力(1 階建築物総重力)及び CM_0Q_0 に着目する。計算結果の比較を行った部位を図 2.1.3-10 に示す。比較結果を表 2.1.3-3 に示す。

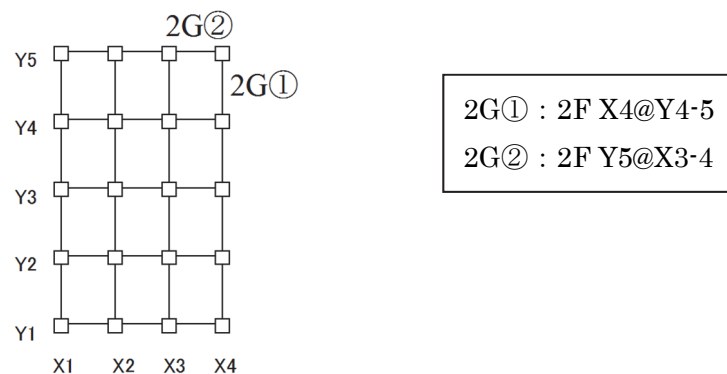


図 2.1.3-10 計算結果比較部位(派生モデル No. 1-2-2)

表 2.1.3-3 に示される通り、建築物総重量と CM_0Q_0 の計算結果とも、プログラム間でのばらつき幅は小さく、その程度は、基本モデルに対する場合と同様である。計算結果を基本モデルの場合と比較すると、全てのプログラムの場合で、一方向版とすることの影響が CM_0Q_0 の計算結果に現れていることが分かる。1 階建築物総重量は基本モデルと同じとなることは自明であるが、計算結果も、当然、基本モデルと同じとなっている。各プログラムで、与条件に応じた計算が適切に行われているものと見なせる。この場合の計算方法も単純明解でプログラムによってその実行方法に”ぶれ”が生じることは考え難く、本与条件を課すことによって、基本モデルの場合より、ばらつき幅が大きくことはほぼ無いと判断される。

表 2. 1. 3-3 各プログラムによる計算結果の比較(派生モデル No. 1-2-2)

項目			プログラム A	プログラム B	プログラム C
地震力[kN] (1 階建築物総重量)			24001	23934	24164
CM ₀ Q ₀	梁 2G①	梁端部曲げモーメント [kNm]	94	95	95
		梁端部せん断力 [kN]	59	62	60
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	174	176	176
	梁 2G②	梁端部曲げモーメント [kNm]	44	44	44
		梁端部せん断力 [kN]	47	48	47
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	66	67	66

2.1.3.4 「No. 1-2-3 RC造純ラーメン構造派生モデル(様々な種類の荷重を設定する③)」について

(1) 概要

積雪荷重を考慮した場合において床の荷重分配が適切に評価されることを確認する。また、積雪荷重時の応力組合せが適切に評価されることを確認する。

(2) 与条件

派生モデルNo.1-2-1に対し、多雪区域を仮定した積雪荷重を新たに考慮する。積雪荷重の設定は下記の条件に基づく。

- ・積雪荷重は $20\text{N/m}^2/\text{cm}$ 、垂直積雪量は 100cm とする。
- ・積雪荷重は最上階にのみ載荷する。
- ・屋根勾配等の低減率は考慮しないものとする。

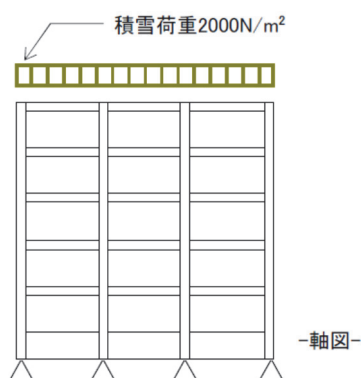


図2. 1. 3-11 派生モデル (No. 1-2-3) の与条件

(3) プログラム内での計算

プログラム内において、以下の計算が行われるものとする。

- ・床の重量は構造芯間の面積について計算する。小梁で構成された床組の重量は、小梁芯により区分された床面積について求める。
- ・大梁の CM_0Q_0 は、床の荷重伝達方向と小梁による分割を考慮して算定する。
- ・小梁負担分の荷重については、小梁の Q_0 がその小梁を支持する小梁または大梁に作用するものとして計算する。小梁自重も同様に扱う。
- ・床スラブから梁に加わる鉛直荷重は1999年版RC規準10条に準拠する。床スラブを支える梁は、梁の交点から描いた二等分線および梁の平行な直線から作られる台形、または三角形の部分の荷重を受けるものとする。
- ・多雪区域を想定した場合の荷重の組合せは下表の通り設定する。

表2.1.3-4 荷重の組合せ

	荷重	多雪区域
長期	常時	$G+P+0.7S$
短期	積雪時	$G+P+S$
	地震時	$G+P+0.35S+K$

※ここで、G：固定荷重により生じる力、P：積載荷重により生じる力、S：積雪荷重により生じる力、
K：地震力によって生じる力

(4) 計算結果

各プログラムによる計算結果の相互比較を行う。積雪時(短期)の応力に着目する。計算結果の比較を行った部位を図2.1.3-12に示す。比較結果を表2.1.3-5に示す。

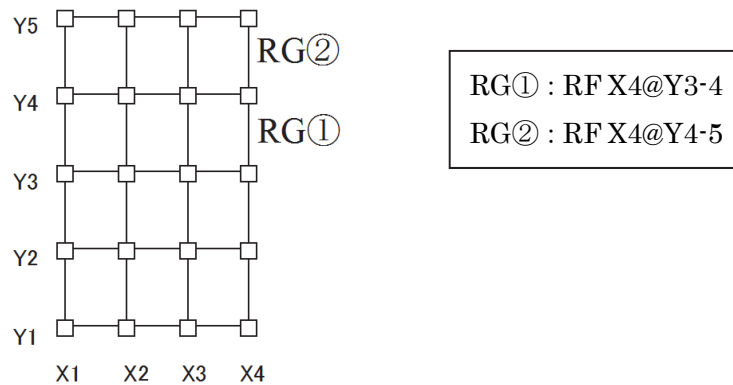


図2.1.3-12 計算結果比較部位 (派生モデルNo. 1-2-3)

表 2.1.3-5 に示される通り、建築物総重量と CM_0Q_0 の計算結果とも、プログラム間でのばらつき幅は小さい。その程度は、基本モデルの場合と同様である。積雪荷重を考慮する分、基本モデルより建築物総重量が大きくなるが、これに対応した計算結果が、全てのプログラムの場合で得られている。各プログラムで、与条件に応じた計算が適切に行われているものと見なせる。この場合の計算方法も単純明解でプログラムによってその実行方法に”ぶれ”が生じることは考え難く、本与条件を課すことによって、基本モデルの場合より、ばらつき幅が大きくことはほぼ無いと判断される。

表2. 1. 3-5 各プログラムによる計算結果の比較(派生モデルNo. 1-2-3)

項目			プログラム A	プログラム B	プログラム C
建築物総重量[kN]			24370	24257	24490
積雪応力	梁 RG①	梁端部曲げモーメント [kNm]	22	21	20
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	12	14	14
		梁端部せん断力 [kN]	13	13	13
	梁 RG②	梁端部曲げモーメント [kNm]	24	21	22
		梁端部せん断力 [kN]	14	14	14
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	14	15	16

2.1.3.5 「No. 1-2-4 RC造純ラーメン構造派生モデル(様々な種類の荷重を設定する④)」について

(1) 概要

線荷重、点荷重を考慮した場合において荷重が適切に評価されることを確認する。

(2) 与条件

基本モデルNo.1に対し、以下の変更を施す。

- ・ ペントハウス（線荷重） 35kN/m を配置する。
- ・ 外部階段（点荷重） 60kN を配置する。
- ・ 線荷重はRFL に配置する（図2.1.3-13参照）。
- ・ 点荷重は各階に配置する（図2.1.3-13参照）。

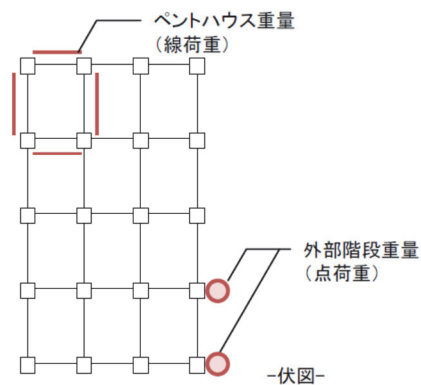


図2.1.3-13 派生モデル (No. 1-2-4) の与条件

(3) プログラム内での計算

プログラム内において、以下の計算が行われるものとする。

- ・ 線荷重は、大梁から柱へと伝達するものとする。
- ・ 点荷重は、直接柱へと伝達するものとする。
- ・ 大梁への CM_0Q_0 には以下の荷重を考慮する。
 - ①小梁、片持ち床などを含む床荷重による CM_0Q_0
 - ②梁自重による CM_0Q_0
 - ③特殊荷重による CM_0Q_0

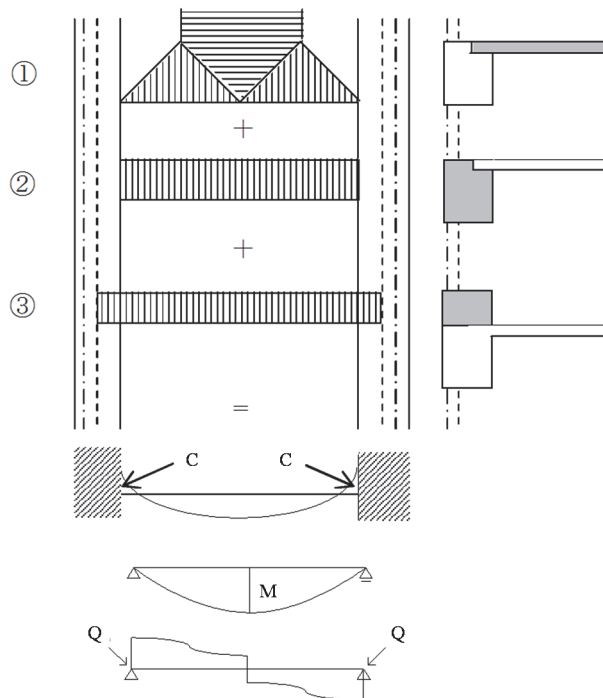


図 2. 1. 3-14 鉛直荷重の作用状況

(4) 計算結果

各プログラムによる計算結果の相互比較を行う。CM₀Q₀に着目する。計算結果の比較を行った部位を図2.1.3-15に示す。比較結果を表2.1.3-6に示す。

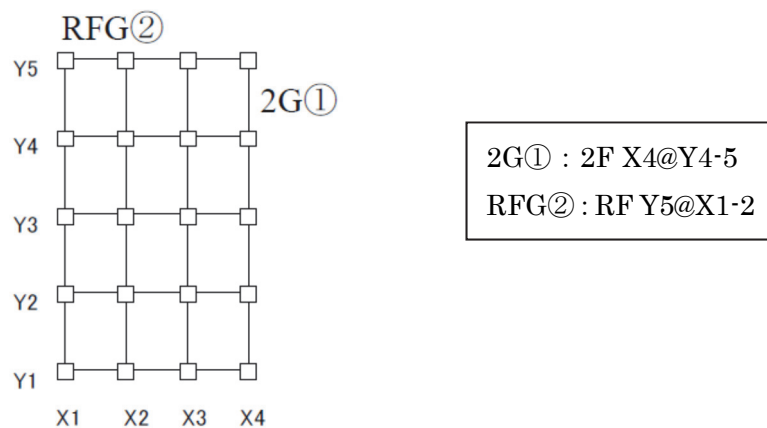


図2. 1. 3-15 計算結果比較部位 (派生モデルNo. 1-2-4)

表2.1.3-6に示される通り、建築物総重量とCM₀Q₀の計算結果とも、プログラム間でのばらつき幅は小さい。全てのプログラムの場合で、線荷重及び点荷重の影響が、基本モデルの計算結果との違いとなって現れている。各プログラムで、与条件に応じた計算が適切に行われているものと見なせる。この場合の計算方法も単純明解でプログラムによってその実行方法に”ぶれ”が生じることは考え難く、本与条件を課すことによって、基本モデルの場合より、ばらつき幅が大きくことはほぼ無いと判断される。

表2. 1. 3-6 各プログラムによる計算結果の比較(派生モデルNo. 1-2-4)

項目			プログラム A	プログラム B	プログラム C
建築物総重量 [kN]			25522	25409	25641
CM ₀ Q ₀	梁 2G①	梁端部曲げモーメント [kNm]	101	103	102
		梁端部せん断力 [kN]	70	73	70
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	174	176	176
	梁 RFG②	梁端部曲げモーメント [kNm]	137	137	137
		梁端部せん断力 [kN]	147	143	141
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	207	208	207

2.1.3.6 「No. 1-2-5 RC造純ラーメン構造派生モデル(様々な種類の荷重を設定する⑤)」について

(1) 概要

片持ち梁を設けた場合において床の荷重分配が適切に評価されていることを確認する。

(2) 与条件

基本モデルNo.1に対し、以下の変更を施す。

- ・片持ち梁を配置する。
- ・片持ち梁は $B \times D = 400 \times 600$ 、長さ2m とする。
- ・先端に同断面の小梁を配置する。
- ・片持ち床荷重 (DL+LL) を $w = 6.6 \text{ kN/m}^2$ とする。

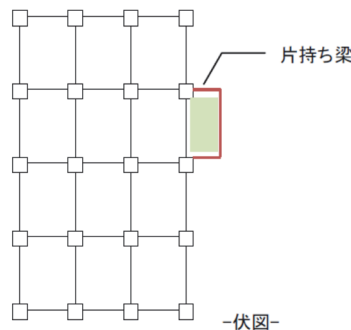


図2.1.3-16 派生モデル (No. 1-2-5) の与条件

(3) プログラム内での計算

プログラム内において、以下の計算が行われるものとする。

- ・床の重量は構造芯間の面積について計算する。小梁で構成された床組の重量は、小梁芯により区分された床面積について求める。
- ・大梁の CM_0Q_0 は、床の荷重伝達方向と小梁による分割を考慮して算定する。
- ・小梁負担分の荷重については、小梁の Q がその小梁を支持する小梁または大梁に作用するものとして計算する。小梁自重も同様に扱う。
- ・床スラブから梁に加わる鉛直荷重は1999 年版RC 規準10 条に準拠する。床スラブを支える梁は、梁の交点から描いた二等分線および梁の平行な直線から作られる台形、または三角形の部分の荷重を受けるものとする。
- ・片持ち床の荷重分布は下図の通りとする。
- ・大梁への CM_0Q_0 には以下の荷重を考慮する。
 - ①小梁、片持ち床などを含む床荷重による CM_0Q_0
 - ②梁自重による CM_0Q_0

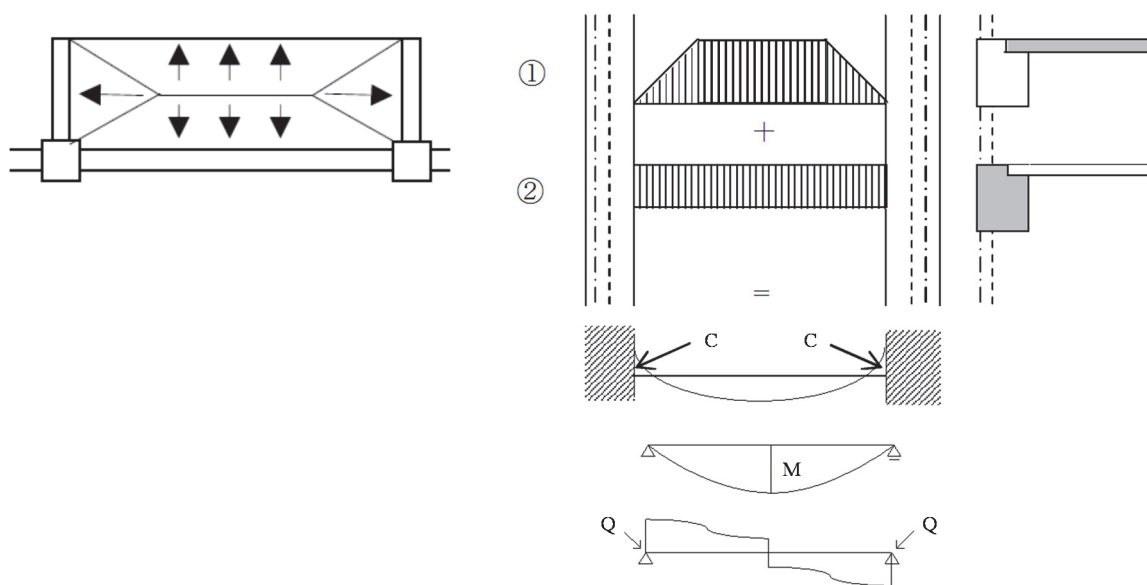


図2. 1. 3-17 鉛直荷重の作用状況

(4) 計算結果

各プログラムによる計算結果の相互比較を行う。CM₀Q₀に着目する。計算結果の比較を行った部位を図2.1.3-18に示す。比較結果を表2.1.3-7に示す。

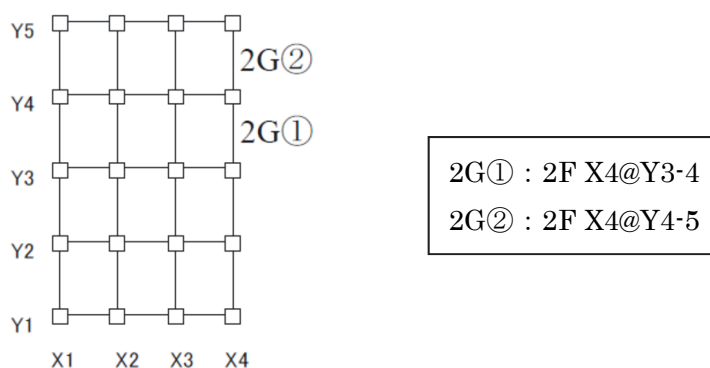


図 2. 1. 3-18 計算結果比較部位(派生モデル No. 1-2-5)

表2.1.3-7に示される通り、建築物総重量とCM₀Q₀の計算結果とも、プログラム間でのばらつき幅は小さい。全てのプログラムの場合で、片持ちばりを設けたことの影響が、基本モデルの計算結果との違いとなって現れている。各プログラムで、与条件に応じた計算が適切に行われているものと見なせる。この場合の計算方法も単純明解でプログラムによってその実行方法に”ぶれ”が生じることは考え難く、本与条件を課すことによって、基本モデルの場合より、ばらつき幅が大きくことはほぼ無いと判断される。

表 2. 1. 3-7 各プログラムによる計算結果の比較(派生モデル No. 1-2-5)

項目			プログラム A	プログラム B	プログラム C
地震力 [kN] (1 階建築物総重量)			24732	24614	24821
CM ₀ Q ₀	梁 2G①	梁端部曲げモーメント [kNm]	123	125	124
		梁端部せん断力 [kN]	86	89	87
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	208	210	209
	梁 2G②	梁端部曲げモーメント [kNm]	101	103	102
		梁端部せん断力 [kN]	70	73	70
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	174	176	176

2.1.3.7 「No. 1-3 RC造純ラーメン構造派生モデル(階高を変更する)」について

(1) 概要

構造物の剛性計算に、階高が適切に反映されていることを確認する。

(2) 与条件

基本モデルNo.1の1階の高さを3.00m から5.10m に変更する。この変更に伴い、1 階構造階高は3.575m から5.675m に変更される。

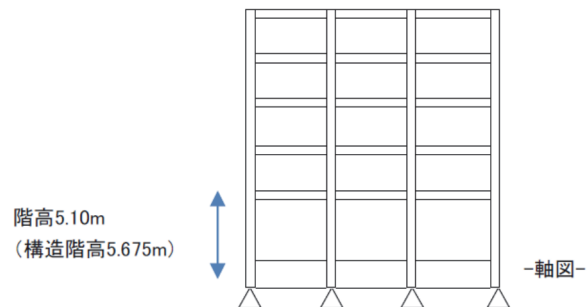


図2.1.3-19 派生モデル (No. 1-3) の与条件

(3) プログラム内での計算

プログラム内において、以下の計算が行われるものとする。

- ・剛性計算時の柱長さとして、軸剛性計算時は節点間距離、曲げ剛性及びせん断剛性計算時は剛域端間距離とする。
- ・剛性率算出時の層間変形角はその階の柱の層間変形角の平均とする。
- ・剛性率算出時の階高は構造階高とする。

$$\frac{1}{{}_i rs} = \frac{{}_i \delta_1 \cdot {}_i \delta_2 \cdots {}_i \delta_n}{n \cdot {}_i H} \quad (2.1.3-9)$$

$${}_i Rs = \frac{{}_i rs}{rs} \quad (2.1.3-10)$$

ここで、 δ : 柱頭変位－柱脚変位

n : 柱本数

${}_i H$: 構造階高

${}_i rs$: 層間変形角の逆数

I : 階

rs : ${}_i rs$ の相加平均 ($\Sigma {}_i rs / n$)

(4) 計算結果

各プログラムによる計算結果の相互比較を行う。1 階の層間変形角及び剛性率に着目する。比較結果を表2.1.3-8に示す。

表2.1.3-8に示される通り、層間変形角と剛性率の計算結果とも、プログラム間でのばらつき幅は

小さい。剛性率は基本モデルの最小剛性率より小さくなっており、1階構造高さを高くし層剛性を低下させたことの影響が全てのプログラムによる計算結果に反映されている。各プログラムで、与条件に応じた計算が適切に行われているものと見なせる。

ここでの計算方法であるが、剛性計算時の柱長さを、軸剛性計算時は節点間距離、曲げ剛性及びせん断剛性計算時は剛域端間距離としており、軸剛性と、曲げ及びせん断剛性で、異なる柱長さとしている。また、ここでは、全てのプログラムで、(3)で示した計算方法が実行されるよう、指定通りに柱長さが設定されていることを確認している。

剛性計算用の柱長さ設定の選択肢としては、全ての場合で剛域端間距離とすることもあり得る。柱長さ設定において他の方法が取られた場合は、元の基本モデルにおいても計算結果が違ってくる事が予想される。このような剛性計算条件を共通化せずに各プログラムを使用した場合には、プログラム間でのばらつきが生じるものと考えられる。逆に言えば、プログラムの剛性計算条件の設定機能を意識して各プログラムを使用する限り、表2. 1. 3-8に示す通り、層間変形角及び剛性率の計算には、プログラム間でばらつきは生じ難いと思なせる。

表 2. 1. 3-8 各プログラムによる計算結果の比較(派生モデル No. 1-3)

項目	プログラム A	プログラム B	プログラム C
層間変形角 (X 方向_1F)	1/518	1/510	1/506
剛性率 (X 方向_1F)	0.59	0.58	0.58
層間変形角 (Y 方向_1F)	1/628	1/627	1/622
剛性率 (Y 方向_1F)	0.54	0.54	0.54

2.1.3.8 「No. 1-4 RC造純ラーメン構造派生モデル(スリット付きの垂壁、床開口を設ける)」について

(1) 概要

3方スリット付きの垂壁が付いた大梁および床開口に隣接した大梁剛性が適切に評価されることを確認する。

(2) 与条件

基本モデルNo.2に対し、下記の変更を施す。

- ・ Y5 通りのX1～X2、X3～X4 に3方スリット付きの垂壁 $t=150\text{mm}$ を設ける。(図2.1.3-20参照)
- ・ X1～X2 の垂壁には、壁開口 ($L\times H=2500\times 1200$ 、重量 0.5kN/m^2) を設ける。
- ・ X1～X2 の壁開口は、各階でFL からの位置を変化させ、垂壁長さに変化を持たせる。
- ・ 壁に3 方スリットが指定されている場合、壁荷重は全て上部の大梁に伝達され、梁の荷重項として柱に伝達するものとする。
- ・ スラブ厚さは各階共通で $t=180\text{mm}$ とする。
- ・ 梁の剛性に寄与する床スラブの協力幅は、1999 年版RC 規準8 条に準拠する。
- ・ 床の一部 (2～5FL、X3-4@Y2-3 間) に吹抜けを設ける。

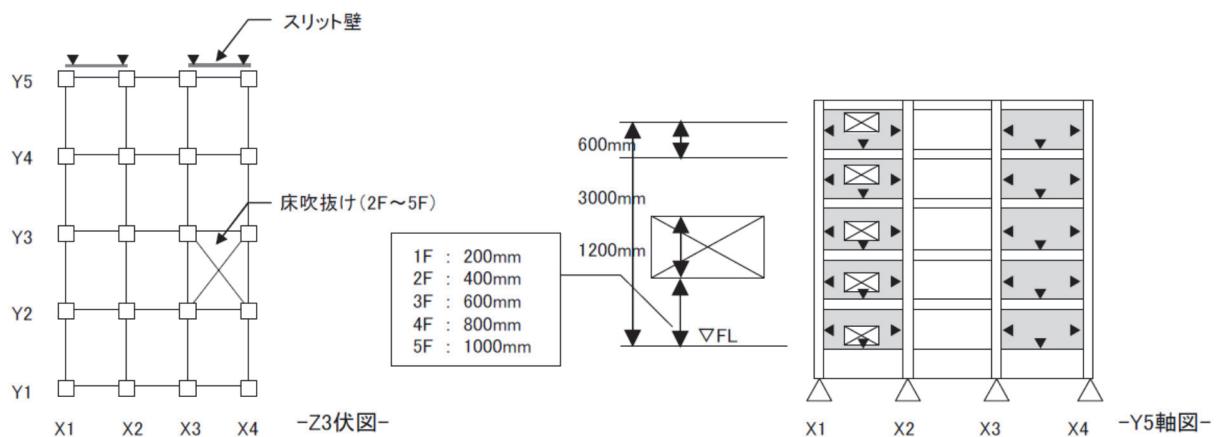


図2.1.3-20 派生モデル(No. 1-4)の与条件

(3) プログラム内での計算

プログラム内において、以下の計算が行われるものとする。

- ・ ラーメン材および連続梁の協力幅は以下の式により算出する。

$$\begin{cases} ba=(0.5-0.6a/l) & (a<0.5l) \\ ba=0.1l & (a>0.5l) \end{cases} \quad (2.1.3-11)$$

ここに、

ba : スラブ片側の協力幅 (図2.1.3-21参照)

a : 隣の梁までの距離 (図2.1.3-21参照)

l : ラーメン材または連続梁のスパン長さ

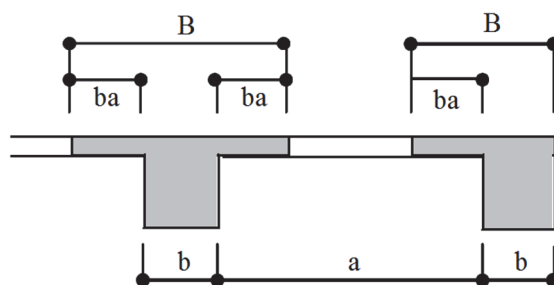


図2.1.3-21 スラブの協力幅

- ・梁剛性には垂壁及び床スラブを考慮する。垂壁は断面積とせいが等しい長方形断面とし、床スラブは形状通りとして梁剛性を算出する。ただし、吹抜部に隣接する大梁はスラブの協力幅を考慮しない。

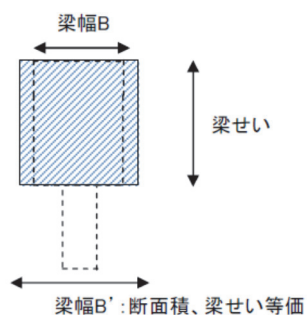


図2.1.3-22 垂壁の剛性の評価方法

- ・壁に開口がある場合の垂壁高さの取り方を下図に示す。

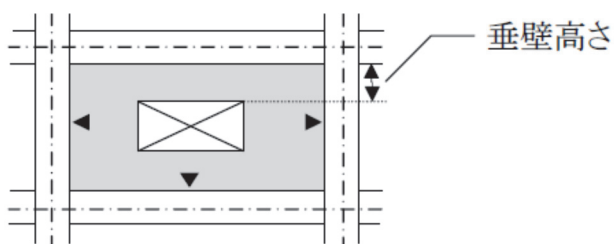


図2.1.3-23 垂壁高さの評価方法

(4) 計算結果

各プログラムによる計算結果の相互比較を行う。CM₀Q₀及び梁の剛性倍率に着目する。計算結果の比較を行った部位を図2.1.3-24に示す。比較結果を表2.1.3-9に示す。

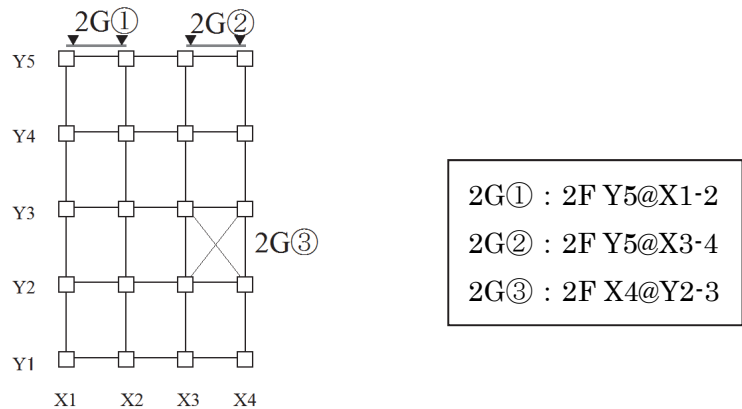


図2. 1. 3-24 計算結果比較部位(派生モデルNo. 1-4)

表2.1.3-9に示される通り、 CM_0Q_0 及び部材剛性倍率の計算結果とも、プログラム間でのばらつき幅は小さい。その程度は、基本モデルの場合と同様である。

全てのプログラムの場合で、3方スリットの垂れ壁や床開口を設けたことの影響が、基本モデルの計算結果との違いとなって現れている。梁2G①に取り付く垂れ壁には開口が無く、梁2G②に取り付く垂れ壁には開口が有り、それぞれ重量と剛性が異なる。こうした重量等の違いも、それぞれの梁の CM_0Q_0 及び剛性倍率の計算結果に反映されている。床開口の周囲を構成する梁2G③の CM_0Q_0 及び剛性倍率が他と比較し相対的に小さくなるのも床開口の影響と考えれば説明が付く。各プログラムで、与条件に応じた計算が適切に行われているものと見なせる。

ここでは重量と剛性計算のみを調査対象としており、準備計算と線形範囲の計算である。これらの計算範囲では、(3)に示すように計算方法を明確に定め、各プログラムで共通化すれば、本与条件を課すことにより建築物モデルの形状が複雑化しても、基本モデルの場合より、ばらつき幅が大きくことはほぼ無いと判断される。

表2. 1. 3-9 各プログラムによる計算結果の比較(派生モデルNo. 1-4)

項目			プログラム A	プログラム B	プログラム C
CM_0Q_0	梁 2G①	梁端部曲げモーメント [kNm]	54	55	53
		梁端部せん断力 [kN]	53	54	52
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	83	83	81
	梁 2G②	梁端部曲げモーメント [kNm]	60	61	60
		梁端部せん断力 [kN]	57	59	57
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	93	93	92
	梁 2G③	梁端部曲げモーメント [kNm]	30	31	30
		梁端部せん断力 [kN]	24	27	24
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	46	46	46
剛性倍率	梁 2G①	曲げ剛性倍率	1.98	2.02	1.98
	梁 2G②	曲げ剛性倍率	2.76	2.76	2.76
	梁 2G③	曲げ剛性倍率	1.00	1.00	1.00

2.1.3.9 「No. 2-1 S造純ラーメン構造派生モデル(柱形状を円形にする)」について

(1) 概要

円形鋼管の剛性・耐力が適切に評価されることを確認する。

(2) 与条件

基本モデルNo.2の柱を、図2.1.3-25に示すように角形断面から円形鋼管に置換する。置換後の断面の直径は、以下のように、既製円形鋼管から角形断面の辺長にもっとも近いものを選んで設定する。

例 1 □-350×350×16 → ○-355.6×12

例 2 □-400×400×19 → ○-406.4×19

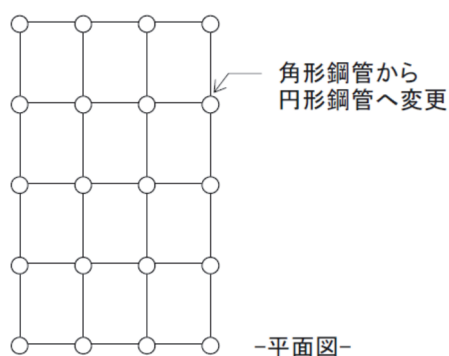


図2.1.3-25 派生モデル (No. 2-1) の与条件

(3) プログラム内での計算

プログラム内において、以下の計算が行われるものとする。

1) 剛性評価

円形鋼管の断面二次モーメント I および断面二次係数 Z は次式で与えられる。

$$I = \pi(D^4 - t^4) / 64 \quad (2.1.3-12)$$

$$Z = \pi(D^4 - t^4) / 32D \quad (2.1.3-13)$$

ここに、 D 及び t は図2.1.3-26に示す通りである。

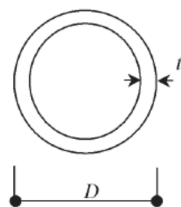


図2.1.3-26 D 及び t について

2) 終局曲げ耐力

・鋼構造塑性設計指針により評価する場合(プログラムB及びプログラムCの場合)

円形鋼管の曲げ耐力は次式で与えられる。

$$Mu_o = Z_p \times \sigma_y \quad (2.1.3-14)$$

$$Nu_o = 0.2A \times \sigma_y \quad (2.1.3-15)$$

- ・ファイバー断面により評価する場合

円形鋼管をファイバー分割する。各セグメントで鋼材の非線形特性を定義する。

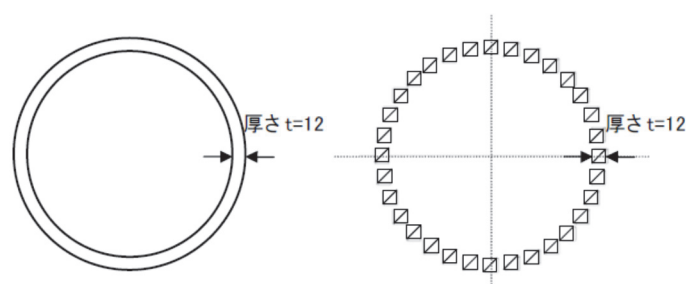


図2.1.3-27 円形鋼管へのファイバーモデルの適用

(4) 計算結果

各プログラムによる計算結果の相互比較を行う。鉛直荷重による応力及び1次設計用地震力による応力に着目する。計算結果の比較を行った部位を図2.1.3-28に示す。比較結果を表2.1.3-10に示す。

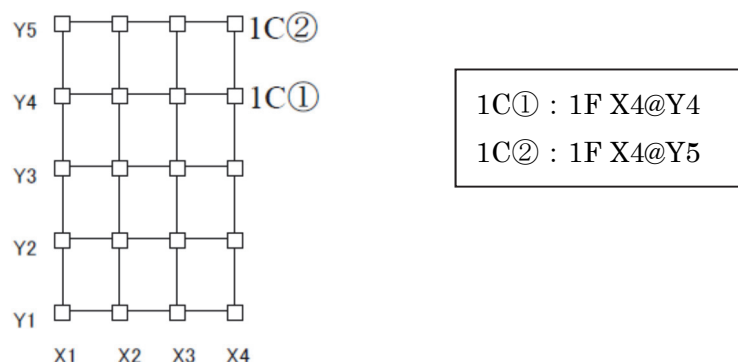


図 2.1.3-28 計算結果比較部位(派生モデル No. 2-1)

表2.1.3-10に示される応力、図2.1.3-29に示される柱のM-N関連の計算結果とも、プログラム間でのばらつきは小さい。

曲げ剛性の計算方法は、プログラムA, B及びCで共通であり、理論解を用いている。この理論解に基づく表2.1.3-10の結果において、プログラム間でのばらつきが小さいのは、鉄筋コンクリート造の派生モデル1-1の場合と同様である。

表 2.1.3-10 各プログラムによる計算結果の比較(派生モデル No. 2-1)

項目			プログラム A	プログラム B	プログラム C
鉛直荷重による応力	柱 1C①	柱頭曲げモーメント [kNm]	2	2	3
		柱脚曲げモーメント [kNm]	2	2	2
		柱せん断力 [kN]	1	1	1
		柱軸力 [kN]	737	733	734
	柱 1C②	柱頭曲げモーメント [kNm]	19	19	19
		柱脚曲げモーメント [kNm]	12	12	13
		柱せん断力 [kN]	9	9	9
		柱軸力 [kN]	342	339	339
Y 方向 1 次設計用地震力による応力	柱 1C①	柱頭曲げモーメント [kNm]	258	260	260
		柱脚曲げモーメント [kNm]	314	316	317
		柱せん断力 [kN]	161	160	160
		柱軸力 [kN]	47	47	47
	柱 1C②	柱頭曲げモーメント [kNm]	186	189	189
		柱脚曲げモーメント [kNm]	278	280	281
		柱せん断力 [kN]	131	130	131
		柱軸力 [kN]	282	281	281

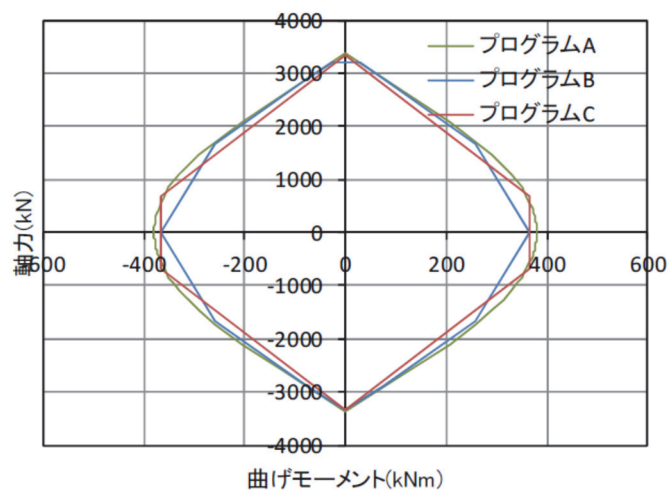


図 2.1.3-29 柱○-406.4×19 の M-N 相関

曲げ耐力については、プログラムB及びCで、鋼構造塑性設計指針に基づく円形鋼管の計算式を用いており、プログラムAでは、平面保持を仮定したファイバー要素にて評価している。このようにプログラムB、CとプログラムAで計算方法が異なるが、図2.1.3-29に示される通りM-N相関は3つのプログラムでほぼ一致している。プログラムB、Cにおいて鉄筋コンクリート造の場合

は円形断面を矩形断面に置換して曲げ耐力を計算したが、鉄骨造の場合は、直接的に円形断面の特性を考慮した曲げ耐力の計算式を用いている。このことにより、プログラムB, C とプログラムAで、M-N相関の計算結果が、より良く対応するようになったと考えられる。

以上に示すように、鉄骨造の場合、円形鋼管柱の剛性及び曲げ耐力とも断面形状を直接的に評価する計算式が確立されており、本与条件を課すことによって、基本モデルの場合より、ばらつき幅が大きくことはほぼ無いと判断される。

2.1.3.10 「No. 2-2 S造純ラーメン構造派生モデル(柱脚を半剛接合とする)」について

(1) 概要

1階柱脚に取り付けた材端ばねが適切に評価されることを確認する。

(2) 与条件

基本モデルNo. 2において、1階柱脚を露出柱脚とし、脚部に回転ばねを設ける。回転ばねの算出方法は、構造関係技術基準解説書に準拠するものとし、当該ばねは弾性とする。

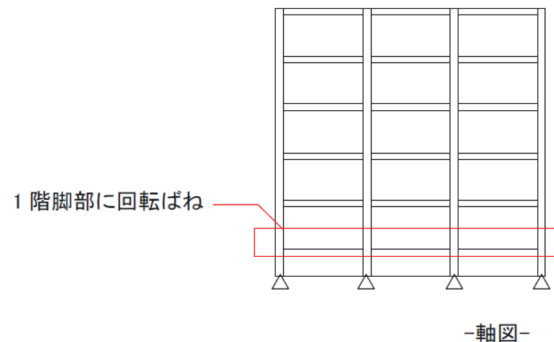


図2.1.3-30 派生モデル (No. 2-2) の与条件

(3) 算出方法

脚部の回転ばねの剛性を、別途、計算し、その結果をプログラムに入力する。回転ばねの影響を含むフレームの応答がプログラム内のマトリックス計算で評価されるものとする。

なお、本事例計算での回転ばねの剛性は、角形鋼管□-350×350×19、BPL-36×580、A-BOLT 12-φ32 を仮定して、次式により算出し、 $Kbs=8.66 \times 10^7$ (kNmm/rad) とした。

$$Kbs = E \times nt \times Ab (dt + dc) / 2L \quad (2.1.3-16)$$

ここに、

- E : アンカーボルトのヤング係数
- nt : 引張側アンカーボルト本数
- Ab : アンカーボルトの断面積
- dt : 柱図心から引張側アンカーボルト図心までの距離
- dc : 柱図心から圧縮側柱フランジ外縁までの距離
- L : アンカーボルトの定着長さ (=20d)

(4) 計算結果

各プログラムによる計算結果の相互比較を行う。鉛直荷重による応力、1次設計用地震力による応力、層間変形角及び剛性率に着目する。計算結果の比較を行った部位を図2.1.2-31に示す。比較結果を表2.1.3-11に示す。

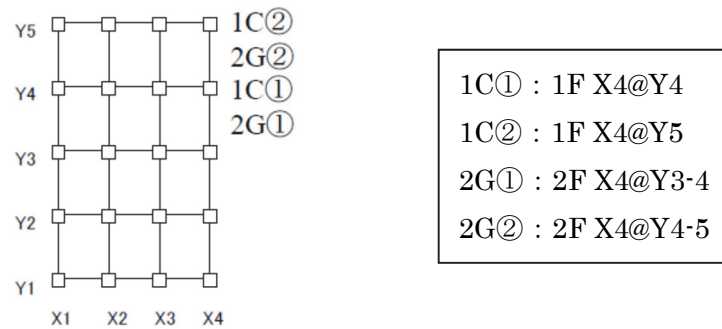


図 2.1.3-31 計算結果比較部位(派生モデル No. 2-2)

表2.1.3-11に示される通り、長期及び短期の応力、層間変形角並びに剛性率の計算結果とも、プログラム間でのばらつき幅は小さい。その程度は、基本モデルの場合と同様である。

全てのプログラムの場合で、1階柱脚部にばねを設けたことの影響が、基本モデルの計算結果との違いとなって現れている。各プログラムで、与条件に応じた計算が適切に行われているものと見なせる。

ここでの計算方法であるが、柱脚部のばねの回転剛性を別途計算し、その値をプログラムに直接入力している。ばねの回転剛性をプログラム内で計算させた場合には、剛性の計算方法の違いがプログラム間でのばらつき要因となり得る。したがって、プログラム間でのばらつきを解消するには、ばねの回転剛性の計算方法を共通化する必要がある。ばねの回転剛性が共通化されれば本与条件を課すことにより、基本モデルの場合より、ばらつき幅が大きくことはほぼ無いと判断される。

表 2. 1. 3-11 各プログラムによる計算結果の比較 (派生モデル No. 2-2)

項目			プログラム A	プログラム B	プログラム C
鉛直荷重による応力	梁 2G①	梁端部モーメント [kNm]	72	72	72
		梁中央部モーメント [kNm]	35	35	35
		梁せん断力 [kN]	49	49	49
	梁 2G②	梁端部曲げモーメント [kNm]	77	77	78
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	41	41	41
		梁せん断力 [kN]	53	53	53
	柱 1C①	柱頭曲げモーメント [kNm]	2	2	2
		柱脚曲げモーメント [kNm]	1	1	1
		柱せん断力 [kN]	1	1	1
		柱軸力 [kN]	739	735	735
	柱 1C②	柱頭曲げモーメント [kNm]	20	19	19
		柱脚曲げモーメント [kNm]	6	7	6
		柱せん断力 [kN]	7	7	7
		柱軸力 [kN]	359	355	356
Y 方向 1 次設計用地震力による応力	梁 2G①	梁端部曲げモーメント [kNm]	283	277	281
		梁せん断力 [kN]	80	79	80
	梁 2G②	梁端部曲げモーメント [kNm]	359	354	358
		梁せん断力 [kN]	95	94	95
	柱 1C①	柱頭曲げモーメント [kNm]	346	334	342
		柱脚曲げモーメント [kNm]	237	245	238
		柱せん断力 [kN]	162	161	161
		柱軸力 [kN]	36	36	36
	柱 1C②	柱頭曲げモーメント [kNm]	259	250	257
		柱脚曲げモーメント [kNm]	219	225	219
		柱せん断力 [kN]	133	132	132
		柱軸力 [kN]	291	289	290
層間変形角 (X 方向最大値)			1/246	1/252	1/242
剛性率 (X 方向最小値)			0.55	0.56	0.55

2.1.3.11 「No. 2-3 S造純ラーメン構造派生モデル(一部において柱抜けを設ける)」について

(1) 概要

一部に柱抜けを設けた場合について荷重分配が適切に評価されることを確認する。

(2) 与条件

基本モデルNo.2において、建築物の一部の中柱を抜き、11mのロングスパンとする。この場合、柱が抜けた箇所はクロス梁とする。また、梁の断面は基本モデルから変更しないものとする。

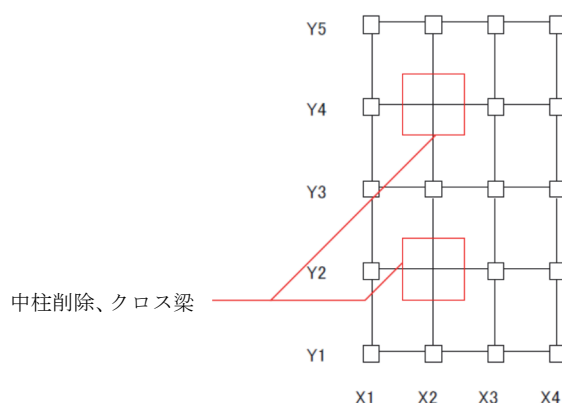


図2.1.3-32 派生モデル (No. 2-3) の与条件

(3) プログラム内での計算方法

床が負担する鉛直荷重は、下図に示す通り分配されるものとする。

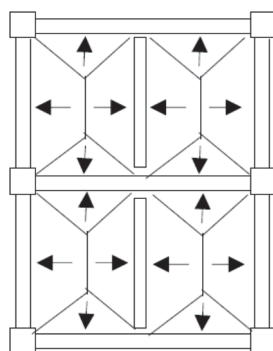


図2.1.3-33 鉛直荷重の分布状況

(4) 計算結果

各プログラムによる計算結果の相互比較を行う。 CM_0Q_0 、梁の部材剛性倍率、長期剛性期応力及び1次設計用地震力による応力に着目する。計算結果の比較を行った部位を図2.1.3-34に示す。比較結果を表2.1.3-12に示す。

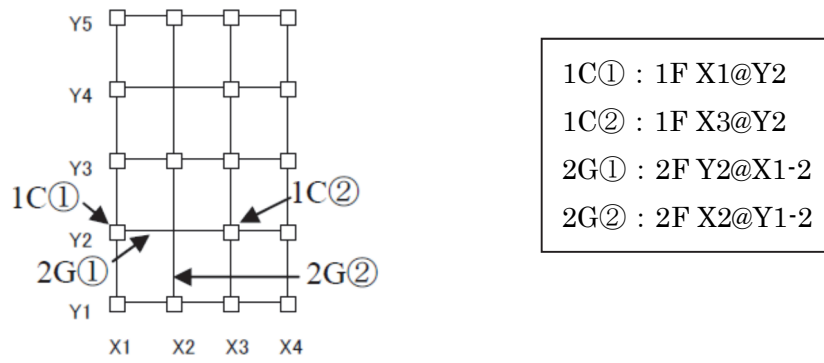


図 2. 1. 3-34 計算結果比較部位 (派生モデル No. 2-3)

表2.1.3-12に示される通り、 CM_0Q_0 、部材剛性率、及び、長期、短期の応力の計算結果とも、プログラム間でのばらつき幅は小さい。全てのプログラムの場合で、柱抜けを設けたことの影響が、基本モデルの計算結果との違いとなって現れている。各プログラムで、与条件に応じた計算が適切に行われているものと見なせる。この場合の計算方法も単純明解でプログラムによってその実行方法に”ぶれ”が生じることは考え難く、本与条件を課すことによって、基本モデルの場合より、ばらつき幅が大きくことはほぼ無いと判断される。

表 2. 1. 3-12 各プログラムによる計算結果の比較 (派生モデル No. 2-3)

項目			プログラム A	プログラム B	プログラム C
CM ₀ Q ₀	梁 2G①	梁端部曲げモーメント [kNm]	36	36	36
		梁端部せん断力 [kN]	34	34	34
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	55	55	55
	梁 2G②	梁端部曲げモーメント [kNm]	136	136	136
		梁端部せん断力 [kN]	94	94	94
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	205	205	205
部材剛性倍率	梁 2G①	曲げ剛性倍率	1.79	1.80	1.77
	梁 2G②	曲げ剛性倍率	1.85	1.86	1.84
鉛直荷重による応力	梁 2G①	梁端部モーメント [kNm]	222	219	227
		梁中央部モーメント [kNm]	51	53	51
		梁せん断力 [kN]	113	113	115
	梁 2G②	梁端部曲げモーメント [kNm]	248	245	245
		梁中央部曲げモーメント [kNm]	100	101	98
		梁せん断力 [kN]	135	135	134
	柱 1C①	柱頭曲げモーメント [kNm]	95	94	96
		柱脚曲げモーメント [kNm]	65	63	69
		柱せん断力 [kN]	44	44	46
		柱軸力 [kN]	1175	1171	1181
	柱 1C②	柱頭曲げモーメント [kNm]	65	64	65
		柱脚曲げモーメント [kNm]	44	43	47
		柱せん断力 [kN]	30	30	31
		柱軸力 [kN]	1997	1995	2008
Y 方向 1 次設計用地震力による応力	梁 2G①	梁端部曲げモーメント [kNm]	279	281	280
		梁せん断力 [kN]	50	50	50
	梁 2G②	梁端部曲げモーメント [kNm]	262	264	263
		梁せん断力 [kN]	38	38	38
	柱 1C①	柱頭曲げモーメント [kNm]	164	167	167
		柱脚曲げモーメント [kNm]	325	321	321
		柱せん断力 [kN]	136	136	135
		柱軸力 [kN]	191	185	184
	柱 1C②	柱頭曲げモーメント [kNm]	278	280	280
		柱脚曲げモーメント [kNm]	385	379	381
		柱せん断力 [kN]	184	183	183
		柱軸力 [kN]	306	293	294

2.1.3.12 「No. 2-4 S造純ラーメン構造派生モデル(ブレースを設け、柱をH形にする)」について

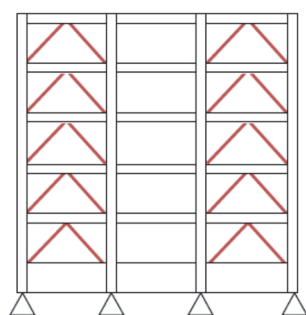
(1) 概要

ブレースの耐力とH形断面部材の耐力が適切に評価されることを確認する。なお、ここでの設計ルートは鉄骨造ルート2を用いる。

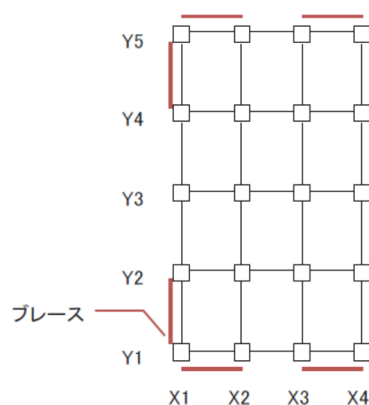
(2) 与条件

基本モデルNo.2に対し、図に示す通り、建築物の一部に圧縮引張ブレースを設ける。ブレース断面はH-175×175×7.5×11（SS400材）とする。各ブレースは保有耐力接合されているものとし、母材で許容応力が決まるものとする。

また、柱を角形断面からH形断面に置換する。



Y1フレーム軸図



平面図

図2.1.3-35 派生モデル (No. 2-4) の与条件

(3) プログラム内での計算方法

1) ブレースの許容応力

鉄骨ブレースの引張耐力は次式で算定する。

$$bT = AN \times sft \quad (2.1.3-17)$$

ここに、

bT : 主材の引張耐力

AN : 有効断面積 $AN = A - Ad$

Ad : ファスナー穴による断面欠損

sft : 主材の短期許容引張応力度

鉄骨ブレースの圧縮耐力は次式で算定する。

$$bC = A \times sfc \quad (2.1.3-18)$$

ここに、

bC : 主材の耐力

AN : 有効断面積 $AN = A - Ad$

sfc : 主材の短期許容圧縮応力度

また、短期許容圧縮応力度は次式で算出する。

$\lambda \leq \Lambda$ の場合

$$f_c = F \left(\frac{1 - 2/5 (\lambda/\Lambda)^2}{3/2 + 2/3 (\lambda/\Lambda)^2} \right) \quad (2.1.3-19)$$

$\lambda > \Lambda$ の場合

$$f_c = F \left(\frac{18/65}{(\lambda/\Lambda)^2} \right) \quad (2.1.3-20)$$

ここに、

F : 主材の基準強度

λ : 有効細長比 $\lambda = l k / i$

Λ : 限界細長比 $\Lambda = 1500 / \sqrt{F/1.5}$

2) ルート2の応力割増

ルート2における筋かいの β による応力割増は以下の式による。なお、応力割増は、柱・梁・ブレースの断面算定計算時に考慮する。

$\beta \leq 5/7$ の場合

$$\eta = (1 + 0.7\beta) \quad (2.1.3-21)$$

$\beta > 5/7$ の場合

$$\eta = 1.50 \quad (2.1.3-22)$$

(4) 計算結果

各プログラムによる計算結果の相互比較を行う。ブレースにおける鉛直荷重による応力、水平力作用時の応力(短期応力)、ブレースの水平力分担率、層間変形角及び剛性率に着目する。計算結果の比較を行った部位を図2.1.3-36に示す。比較結果を表2.1.3-13に示す。

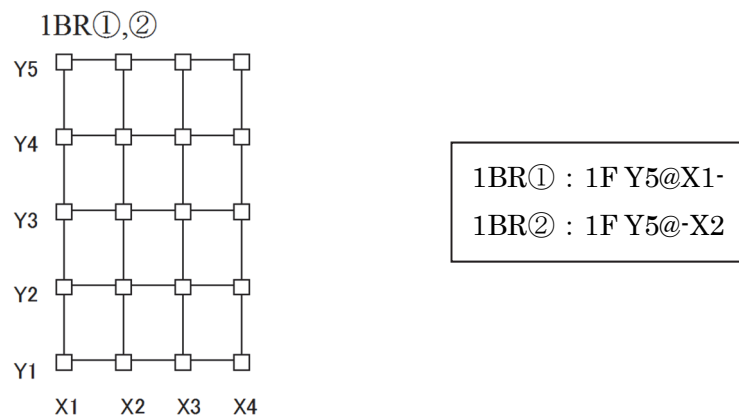


図 2. 1. 3-36 計算結果比較部位(派生モデル No. 2-4)

表2.1.3-13によると、1階に配置されたブレース1BR②の短期断面検定比(圧縮)に関するプログラムCによる計算結果が、他よりやや小さい結果となった。プログラム A,B はブレースの座屈長さ L を1Fと2F上の節点間距離で算定しているのに対し、プログラム C は2F上の節点から基礎梁フェイス位置で算定していることによると推定される。座屈長さを短めに評価する分、許容圧縮応力度 f_c は大きくなり検定値が小さくなったと考えられる。

プログラムAによる層間変形角の計算結果が他より小さくなっているが、層間変形角の値自体が非常に小さく、その値が最大となるプログラムCによる計算結果との差は、1/10000のオーダーに留まり、ほぼ無視できると思われる。

表に示されるその他の計算結果に関しては、プログラム間でのばらつきは小さい。

本派生モデルと基本モデルとの違いはブレースの有無であり、ブレースに係る構造計算が追加される。したがって、基礎梁に接合されるブレースの座屈長さの設定等、ブレースに係る構造計算条件を共通化しさえすれば表2.1.3-13の短期断面検定比の構造計算結果のばらつきは解消され、本与条件を課したとしても、基本モデルの場合より、ばらつき幅が大きくなることはほぼ無いと考えられる。

表 2.1.3-13 各プログラムによる計算結果の比較(派生モデル No. 2-4)

項目			プログラム A	プログラム B	プログラム C
鉛直荷重による応力	1BR①	軸力 [kN]	圧縮 9	圧縮 10	圧縮 8
	1BR②	軸力 [kN]	圧縮 9	圧縮 10	圧縮 8
X 方向 1 次設計用地震力による応力	1BR①	軸力 [kN]	引張 477	引張 478	引張 475
	1BR②	軸力 [kN]	圧縮 502	圧縮 503	圧縮 500
短期断面検定比 (X 方向地震力)	1BR①	検定比	引張 0.58	引張 0.58	引張 0.59
	1BR②	検定比	圧縮 1.20	圧縮 1.20	圧縮 1.00
水平力分担率[%] (1 階ブレース)			79	79	79
層間変形角 (X 方向 1 階)			1/796	1/864	1/870
剛性率 (X 方向 1 階)			0.77	0.78	0.78

2.2 建築物事例群Ⅱを用いた調査

2.2.1 建築物事例群Ⅱについて

本節では、鉄筋コンクリート造が耐震壁を有する場合について、建築物事例群Ⅱを作成し、前節同様、市販の3社のプログラムにより構造計算を行って結果を比較することにより、プログラム間でのばらつき程度の実態を把握する。

建築物事例群Ⅱにおける基本モデルの伏図及び軸組図を図 2.2.1-1 及び図 2.2.1-2 に示す。本建築物は14階建ての集合住宅であり、桁行方向は3構面を有し、全て純ラーメンである。張間方向は8構面を有し、全て3連の耐震壁により構成される。

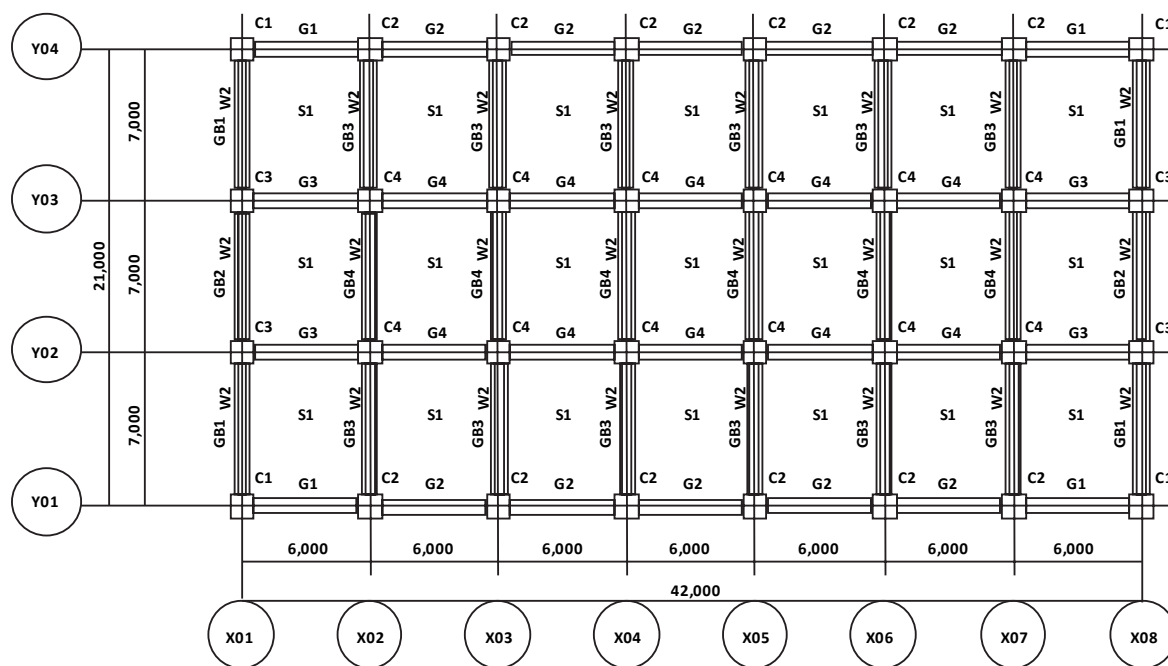


図 2.2.1-1 基本モデルの伏図

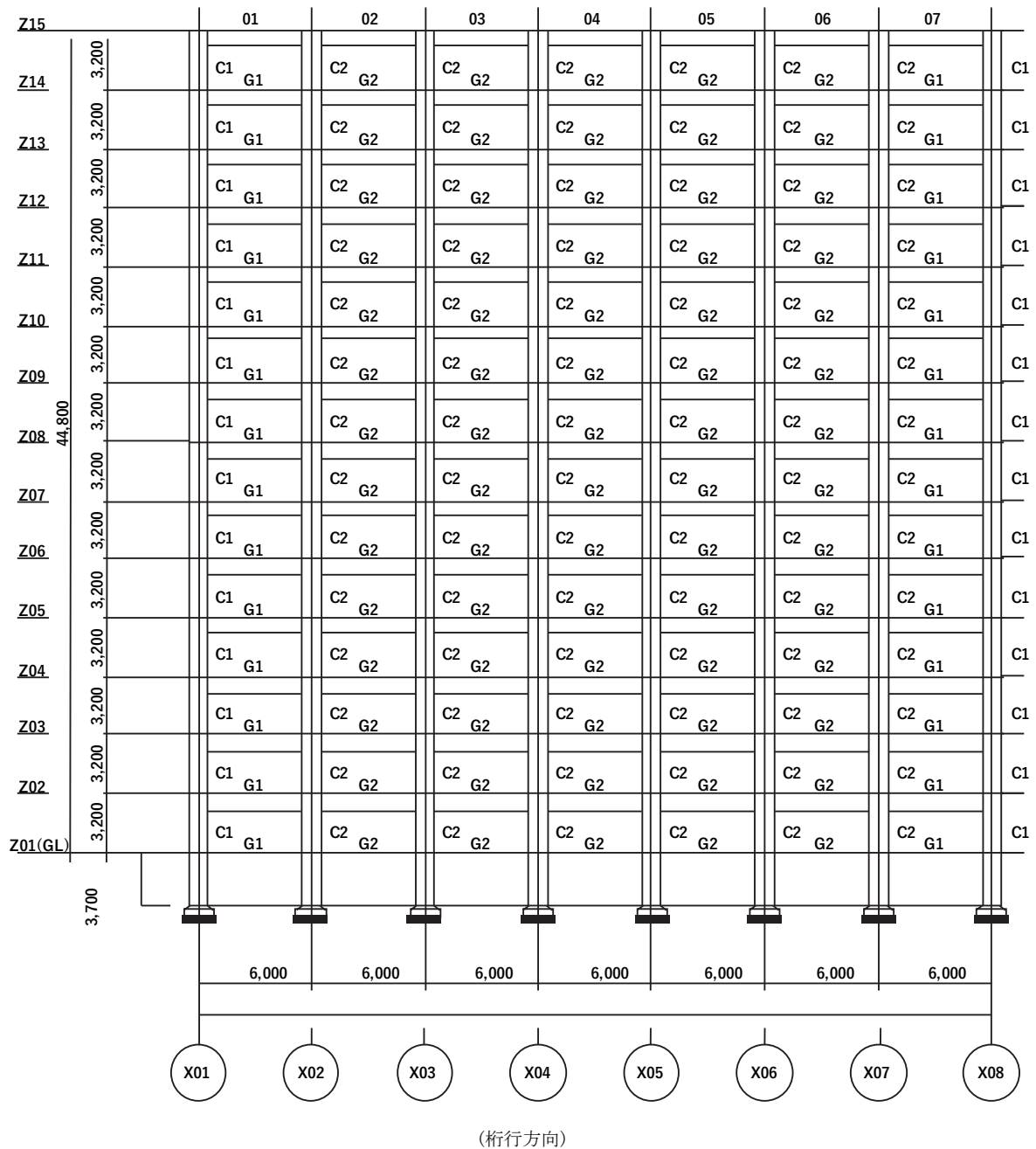


図 2. 2. 1-2(1) 基本モデルの軸組図

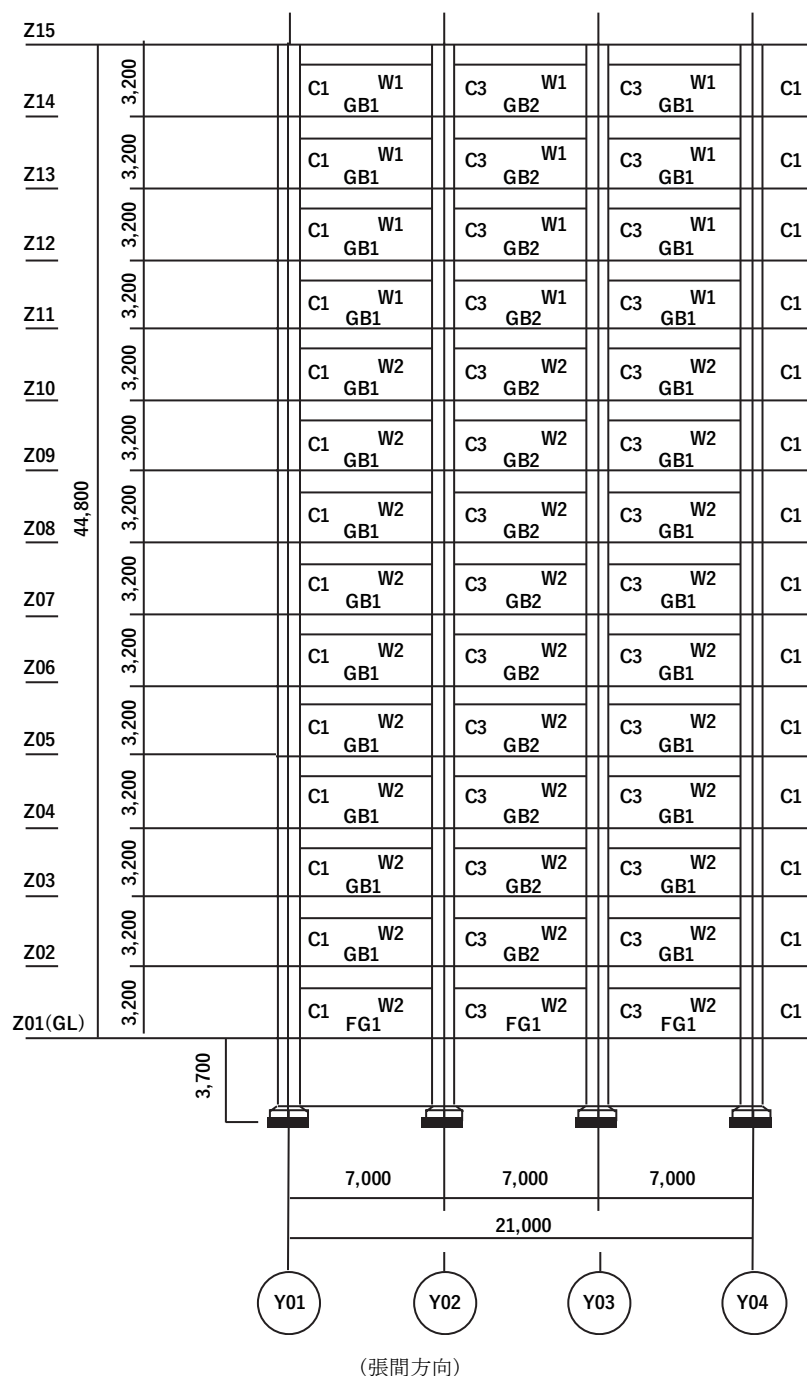
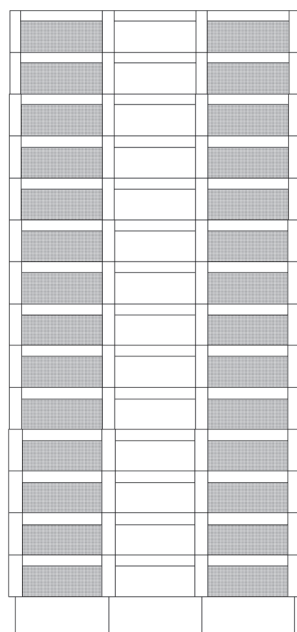
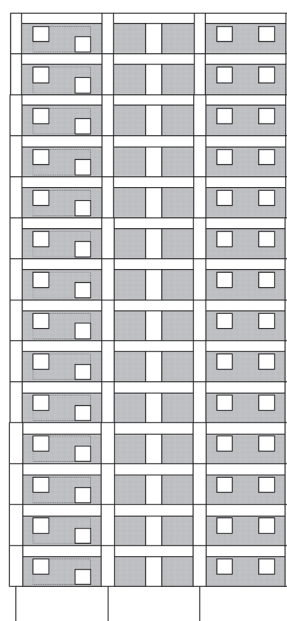


図 2. 2. 1-2 (2) 基本モデルの軸組図



(派生モデル No.1)



(派生モデル No.2)

図 2. 2. 1-3 派生モデルの軸組図(張間方向)

これに対し、派生モデルでは、張間方向の耐震壁を、図 2.2.1-3 に示すように、配置又は形状を変更している。基本モデルの耐震壁がせん断破壊するのに対し、派生モデル No.1 では曲げ降伏させることを意図している。また、派生モデル No.2 では、張間方向の構面を開口壁及び二次壁により構成している。二次壁は 3 方向スリットにより主架構と分離させていない。実設計において、二次壁の効果に期待する構造計画も、十分、考えられることによる。

なお、本節で用いたプログラムをプログラム D、プログラム E 及びプログラム F と表記している^{注)}。

注) プログラム D 及び E は、それぞれ前節のプログラム C 及び B と同じである。

2.2.2 建築物事例群Ⅱの基本モデルと計算結果

2.2.2.1 基本モデルについて

(1) 概要

本建築物は、平面形状、立面形状ともに矩形である地上 14 階建の集合住宅である。X 方向は 7 スパン 42.0m、Y 方向は 3 スパン 21.0m、建築物高さ(軒の高さ)は GL+44.8m である。また、構造形式は鉄筋コンクリート造であり、架構形式は、X 方向は純ラーメン構造、Y 方向は耐震壁付きラーメン構造である。

伏図、軸組図を図 2.2.2-1～2.2.2-5 に、部材断面及び使用材料を表 2.2.2-1～2.2.2-8 に示す。

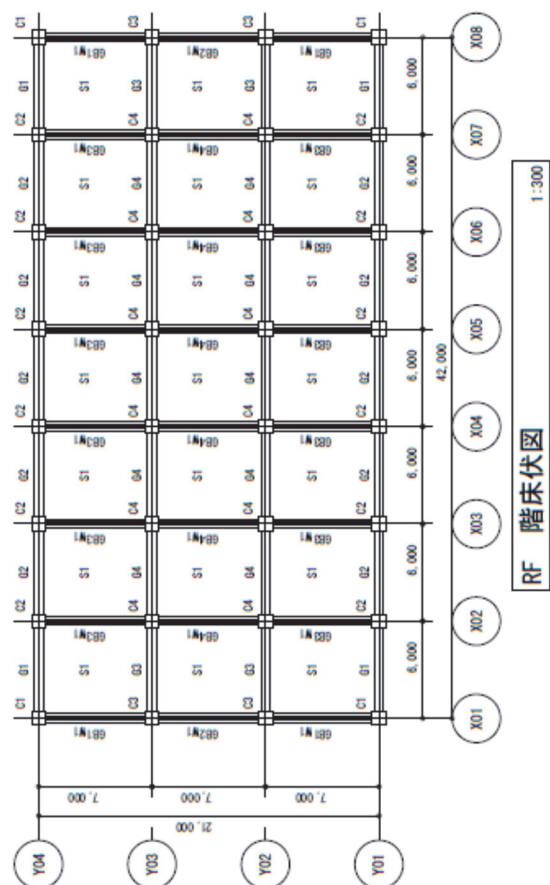
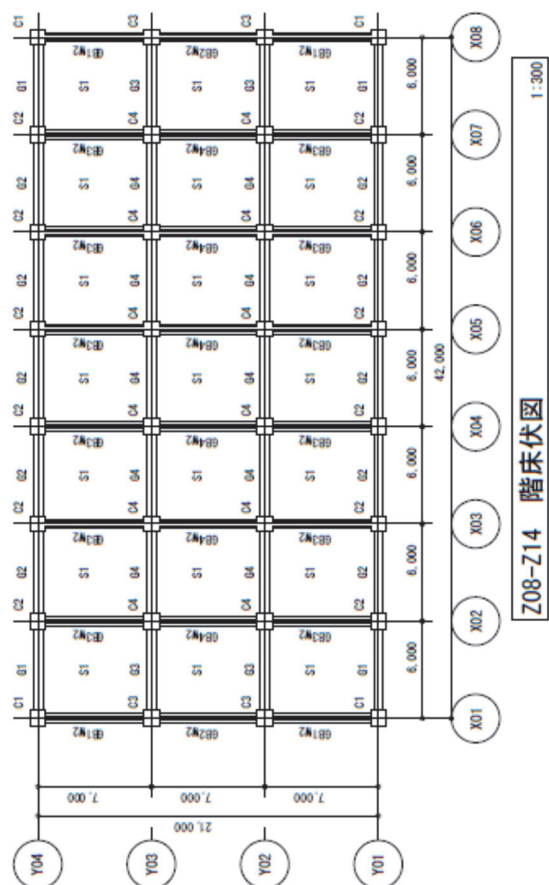
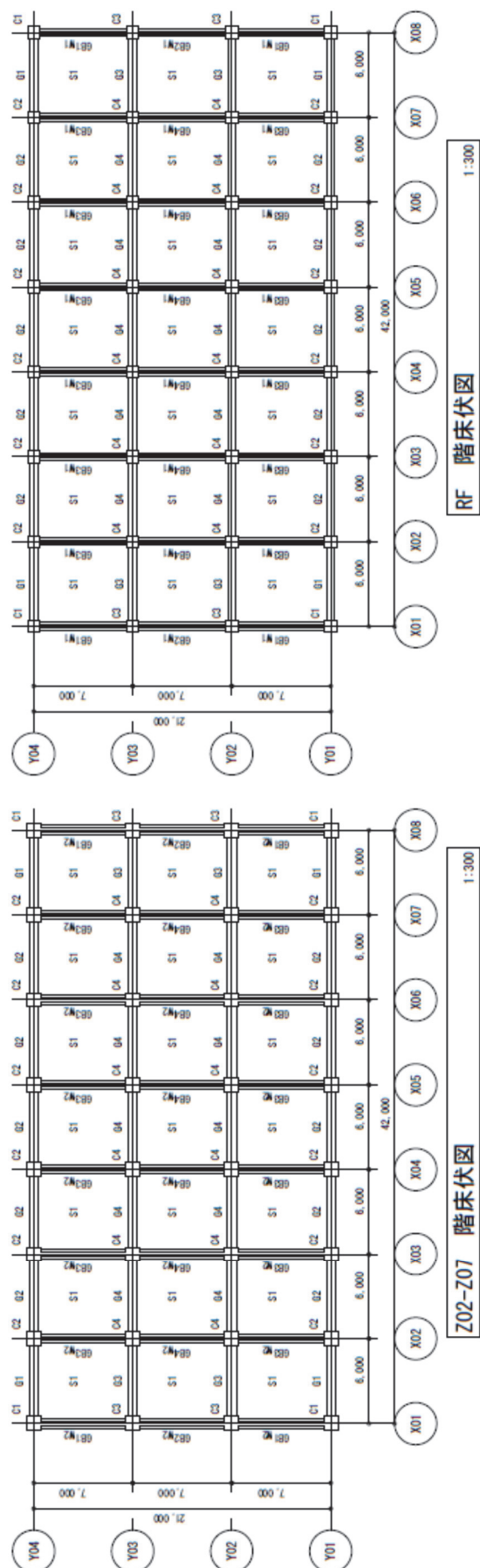
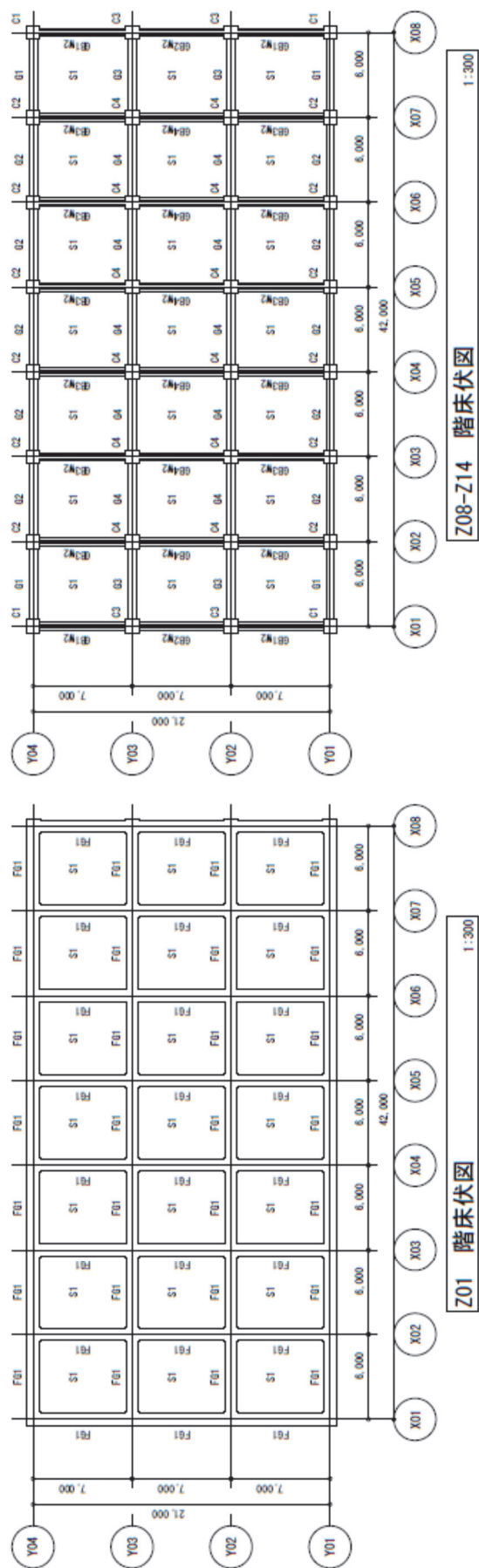


図 2.2.2-1 各階伏図

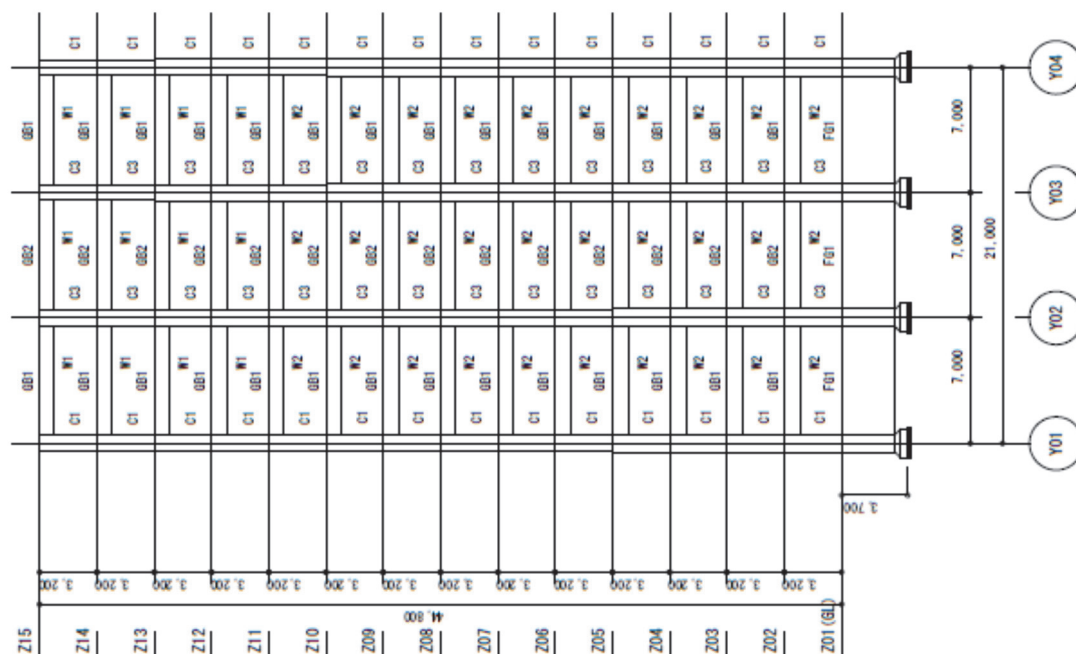


図 2.2.2-2 張間方向軸組図 (X01, X08 通リ)

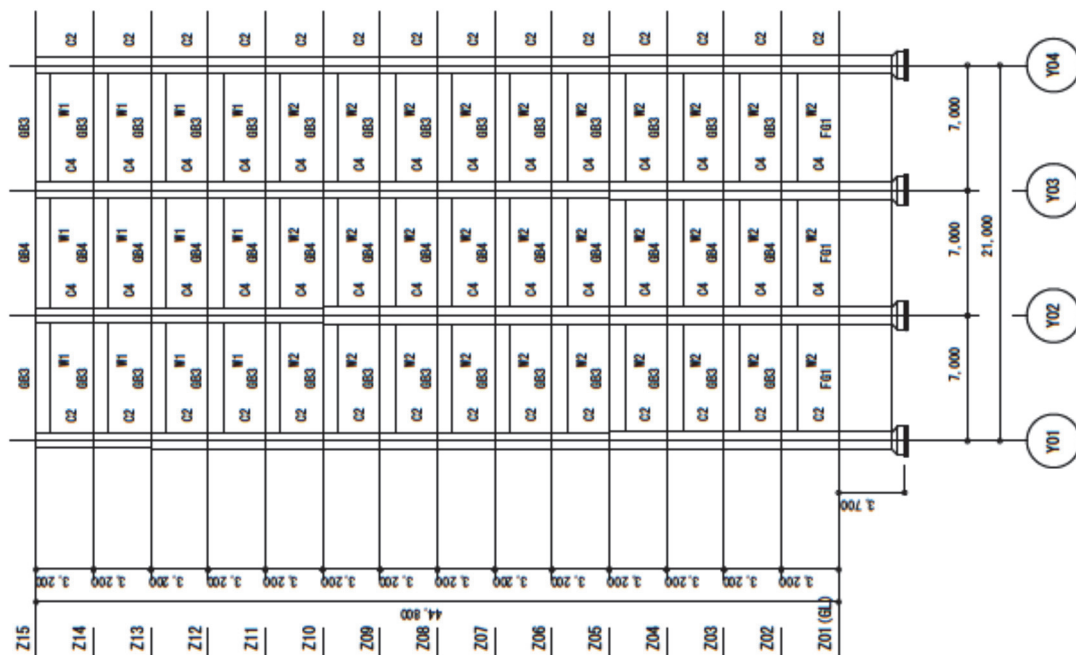


図 2.2.2-3 張間方向軸組図 (X02-X07 通リ)

表 2.2.2-1 部材断面リスト (大梁 [11F-RF])

部	符号	G1		G2		G3		G4		GB1		GB2		GB3		GB4	
		両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央
Z15	断面																
	B x D	550x800		550x800		550x800		550x800		550x800		550x800		550x800		550x800	
	上端筋	4-D25	3-D25	5-D25	3-D25	5-D25	3-D25	5-D25	3-D25	4-D25	3-D25	5-D25	3-D25	4-D25	3-D25	5-D25	3-D25
	下端筋	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25
	肋筋	D13-□-#200		D13-□-#200		D13-□-#200		D13-□-#200		D13-□-#200		D13-□-#200		D13-□-#200		D13-□-#200	
Z14	腹筋	2-D10		2-D10		2-D10		2-D10		2-D10		2-D10		2-D10		2-D10	
	位置	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央
	断面																
	B x D	550x800		550x800		550x800		550x800		550x800		550x800		550x800		550x800	
	上端筋	4-D29	4-D29	5-D29	4-D29	6-D29	4-D29	6-D29	4-D29	4-D29	4-D29	5-D29	4-D29	4-D29	4-D29	6-D29	4-D29
Z13	下端筋	4-D29	4-D29	4-D29	4-D29	4-D29	4-D29	4-D29	4-D29	4-D29	4-D29	4-D29	4-D29	4-D29	4-D29	4-D29	4-D29
	肋筋	D13-□-#200		D13-□-#150		D13-□-#150		D13-□-#150		D13-□-#200		D13-□-#150		D13-□-#200		D13-□-#150	
	腹筋	2-D10		2-D10		2-D10		2-D10		2-D10		2-D10		2-D10		2-D10	
	位置	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央
	断面																
Z11-12	B x D	550x800		550x800		550x800		550x800		550x800		550x800		550x800		550x800	
	上端筋	5-D29	4-D29	8-D29	5-D29	8-D29	5-D29	8-D29	5-D29	5-D29	4-D29	8-D29	5-D29	5-D29	4-D29	8-D29	5-D29
	下端筋	4-D29	4-D29	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29	4-D29	4-D29	5-D29	5-D29	4-D29	4-D29	5-D29	5-D29
	肋筋	S13-□-#200		S13-□-#200		S13-□-#200		S13-□-#200		S13-□-#200		S13-□-#200		S13-□-#200		S13-□-#200	
	腹筋	2-D10		2-D10		2-D10		2-D10		2-D10		2-D10		2-D10		2-D10	
Z11-12	位置	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央
	断面																
	B x D	600x850		600x850		600x850		600x850		600x850		600x850		600x850		600x850	
	上端筋	5-D32	4-D32	9-D32	5-D32	9-D32	5-D32	9-D32	5-D32	5-D32	4-D32	9-D32	5-D32	5-D32	4-D32	9-D32	5-D32
	下端筋	4-D32	4-D32	5-D32	5-D32	5-D32	5-D32	5-D32	5-D32	4-D32	4-D32	5-D32	5-D32	4-D32	4-D32	5-D32	5-D32
Z11-12	肋筋	S13-□-#150		S13-□-#150		S13-□-#150		S13-□-#150		S13-□-#150		S13-□-#150		S13-□-#150		S13-□-#150	
	腹筋	4-D10		4-D10		4-D10		4-D10		4-D10		4-D10		4-D10		4-D10	

表 2.2.2-2 部材断面リスト (大梁[2F-10F])

階	部材 位置	G1		G2		G3		G4		G81		G82		G83		G84	
		両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央
Z07-10	断面																
	B x D	600x850		600x850		600x850		600x850		600x850		600x850		600x850		600x850	
	上端筋	7-D35	4-D35	8-D35	5-D35	10-D35	6-D35	10-D35	6-D35	7-D35	4-D35	8-D35	5-D35	8-D35	5-D35	10-D35	6-D35
	下端筋	6-D35	4-D35	7-D35	5-D35	9-D35	6-D35	9-D35	6-D35	6-D35	4-D35	7-D35	5-D35	7-D35	5-D35	9-D35	6-D35
	肋筋	S16-□-#150		S16-□-#150		S16-□-#150		S16-□-#150		S16-□-#150		S16-□-#150		S16-□-#150		S16-□-#150	
	腹筋	4-D10		4-D10		4-D10		4-D10		4-D10		4-D10		4-D10		4-D10	
Z02-06	断面																
	B x D	650x900		650x900		650x900		650x900		650x900		650x900		650x900		650x900	
	上端筋	7-D35	4-D35	8-D35	5-D35	10-D35	6-D35	10-D35	6-D35	7-D35	4-D35	8-D35	5-D35	8-D35	5-D35	10-D35	6-D35
	下端筋	6-D35	4-D35	7-D35	5-D35	10-D35	6-D35	10-D35	6-D35	6-D35	4-D35	7-D35	5-D35	7-D35	5-D35	10-D35	6-D35
	肋筋	S16-□-#150		S16-□-#150		S16-□-#150		S16-□-#150		S16-□-#150		S16-□-#150		S16-□-#150		S16-□-#150	
	腹筋	4-D10		4-D10		4-D10		4-D10		4-D10		4-D10		4-D10		4-D10	

表 2.2.2-3 断面リスト (床スラブ)

符 号	板厚	短辺方向				長辺方向				備考
		端部	中央	A x		端部	中央	A y		
S1	220	上端筋	D10 -@200	D10 -@200	D10 -@200	D10 -@200	D10 -@200	D10 -@200	D10 -@200	
		下端筋	D10 -@200	D10 -@200	D10 -@200	D10 -@200	D10 -@200	D10 -@200	D10 -@200	

表 2.2.2-4 断面リスト(柱)

階	符号	C1	C2	C3	C4
ZS13-14	断面				
	B x D	850x850	850x850	850x850	850x850
	主筋	16-D29	16-D29	16-D29	16-D29
	帯筋	D13-□-#100	D13-田-#100	D13-□-#100	D13-田-#100
ZS10-12	断面				
	B x D	900x900	900x900	900x900	900x900
	主筋	16-D29	16-D29	16-D29	20-D29
	帯筋	S13-□-#100	S13-田-#100	S13-□-#100	S13-田-#100
ZS07-09	断面				
	B x D	950x950	950x950	950x950	950x950
	主筋	16-D32	16-D32	16-D32	20-D32
	帯筋	S16-□-#100	S16-田-#100	S16-□-#100	S16-田-#100
ZS05-06	断面				
	B x D	950x950	950x950	950x950	950x950
	主筋	20-D35	18-D35	18-D35	20-D35
	帯筋	S16-□-#100	S16-田-#100	S16-□-#100	S16-田-#100
ZS02-04	断面				
	B x D	1000x1000	1000x1000	1000x1000	1000x1000
	主筋	20-D38	24-D38	24-D38	24-D38
	帯筋	S16-□-#100	S16-田-#100	S16-□-#100	S16-田-#100
ZS01	断面				
	B x D	1000x1000	1000x1000	1000x1000	1000x1000
	主筋	24-D38	24-D38	24-D38	24-D38
	帯筋	S16-□-#100	S16-田-#100	S16-□-#100	S16-田-#100

表 2.2.2-5 断面リスト(壁)

符号	W1	W2
断面		
壁種	内壁	内壁
壁厚	200	250
縦筋	D13-#200'ﾌﾞﾙ	D13-#150'ﾌﾞﾙ
横筋	D13-#200'ﾌﾞﾙ	D13-#200'ﾌﾞﾙ
開口補強筋	縦	2-D13
	横	2-D13
	斜	2-D13

表 2.2.2-6 断面リスト(基礎梁)

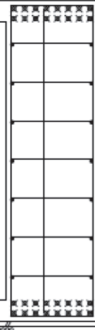
符号	FG1
断面	
B x D	850x3000
上端筋	16-D35
下端筋	16-D35
肋筋	D13-□-#200
腹筋	14-D10

表 2.2.2-7 階・部位による材料指定(コンクリート)

	梁、スラブ		柱
14 層～15 層	Fc24	13 階～14 階	Fc24
12 層～13 層	Fc27	11 階～12 階	Fc27
8 層～11 層	Fc33	7 階～10 階	Fc33
1 層～ 7 層	Fc36	1 階～ 6 階	Fc36

表 2.2.2-8 径等に応じた材料指定(鉄筋)

	径	鉄筋符号
主筋	$D \leq 29$	SD345
	$30 < D \leq 40$	SD390
せん断補強筋	$D \leq 40$	SD295A, KSS785

(2) 解析条件及び適用規準等

プログラム D, E 及び F のいずれにおいても、耐震壁に係る部分以外の解析条件は 2.1.2.1 節に示した建築物事例群 I のプログラム B, C の場合と同様である。全てのプログラムで、柱、梁にはビーム要素を用いる。柱については、ビーム要素の材端ばねの M-N 相関を降伏曲面により評価している。

耐震壁については、全てのプログラムで同様に図 2.2.2-6 に示すエレメント置換モデルを用いる。本建築物の設計にあたり適用する規準等についても、2.1.2.1 節に示した建築物事例群 I の場合と同様である。

表 2.2.2-9 に、エレメント置換モデルを構成する各要素の特性値の設定方法について、各プログラムの使用マニュアルから読み取れる情報を要約して示す。

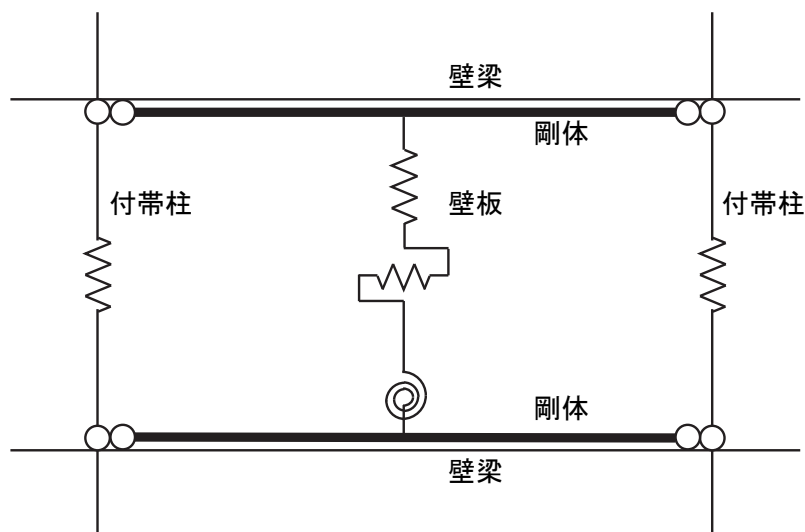


図 2.2.2-6 耐震壁のエレメント置換モデル

表 2.2.2-9 エレメント置換モデルを構成する各要素の特性値の設定方法について

プログラム D	プログラム E	プログラム F
(1) 壁板について		
<u>1) 曲げ剛性</u> ・縦筋を考慮して算出	<u>1) 曲げ剛性</u> ・縦筋については特に記載無し	1) 曲げ剛性 ・縦筋を考慮して算出
<u>2) 曲げひび割れ耐力</u> ・(2.2.2-1)式により評価 ・(2.2.2-1)式の係数 0.56 は変更可 ・(2.2.2-1)式の適用において軸力 N に長期軸力は考慮しない。	<u>2) 曲げひび割れ耐力</u> ・ $M-\theta$ 関係をバイリニアとするため算出しない	<u>2) 曲げひび割れ耐力</u> ・(2.2.2-1)式により評価 ・(2.2.2-1)式の係数 0.56 は変更可 ・(2.2.2-1)式の適用において軸力 N は長期軸力とする。ただし、壁板に長期軸力を負担させないようによすることも可能。
<u>3) 曲げ降伏時の曲げ剛性低下率</u> ・ e 関数式により求めた終局曲げ耐力 M_u と曲率 ϕ_u 、及び、初期曲げ剛性 $E_c I_e$ から計算($M_u/E_c I_e \phi_u$)	<u>3) 曲げ降伏時の曲げ剛性低下率</u> ・ $M-\theta$ 関係をバイリニアとするため算出しない	<u>3) 曲げ降伏時の曲げ剛性低下率</u> ・ e 関数式により求めた終局曲げ耐力 M_u と曲率 ϕ_u 、及び、初期曲げ剛性 $E_c I_e$ から計算($M_u/E_c I_e \phi_u$)
<u>4) 終局曲げ耐力</u> ・ e 関数式による	<u>4) 終局曲げ耐力</u> ・(2.2.2-2)式により評価	<u>4) 終局曲げ耐力</u> ・ e 関数式による
<u>5) せん断剛性</u> ・せん断形状係数を考慮する ・連スパン壁の場合、スパン毎に計算する	<u>5) せん断剛性</u> ・せん断形状係数については特に記述無し ・連スパン壁の場合、スパン毎に計算する	<u>5) せん断剛性</u> ・せん断形状係数を考慮する
<u>6) せん断ひび割れ耐力</u> ・(2.2.2-3)式により評価 ・連スパン壁の場合は一枚の壁と見なして(2.2.2-3)式を適用し、各々の壁のせん断剛性比で耐力を分配	<u>6) せん断ひび割れ耐力</u> ・(2.2.2-3)式又は(2.2.2-4)式[下限式]により評価	<u>6) せん断ひび割れ耐力</u> ・(2.2.2-4)式により評価 ・ただし、マニュアル中の式では、 f_s は $0.1F_c$ としている。
<u>7) せん断降伏時のせん断剛性低下率</u> ・(2.2.2-6)式により評価	<u>7) せん断降伏時のせん断剛性低下率</u> ・(2.2.2-6)式により評価	<u>7) せん断降伏時のせん断剛性低下率</u> ・(2.2.2-6)式により評価

<u>8) 終局せん断耐力</u> ・(2.2.2-7)式又は(2.2.2-8)式により評価 ・(2.2.2-7)式又は(2.2.2-8)式の適用において、M/Qd は、壁の幅と高さから算出する方法と増分解析のステップ毎の M, Q, N から算出する方法を選択可 ・連スパン壁の場合は一枚の壁と見なして(2.2.2-7)式又は(2.2.2-8)式を適用し、各々の壁のせん断剛性比で耐力を分配	<u>8) 終局せん断耐力</u> ・(2.2.2-7)式又は(2.2.2-8)式により評価 ・(2.2.2-7)式又は(2.2.2-8)式の適用において、M/Qd は、壁の幅と高さから算出 ・連スパン壁の場合は一枚の壁と見なして(2.2.2-7)式又は(2.2.2-8)式を適用し、各々の壁のせん断剛性比で耐力を分配	<u>8) 終局せん断耐力</u> ・(2.2.2-7)式又は(2.2.2-8)式により評価 ・(2.2.2-7)式又は(2.2.2-8)式の適用において、M/Qd は、壁の幅と高さから算出 ・連スパン壁の場合について特に記載無し
<u>9) 軸剛性</u> ・特に記載無し	<u>9) 軸剛性</u> ・剛性計算に用いる壁板部分の断面積(内法寸法と幅の積)について説明されているが、縦筋について特に記載はない	<u>9) 軸剛性</u> ・縦筋を考慮
<u>10) 軸引張りひび割れ耐力</u> ・(2.2.2-9)式により評価 ・(2.2.2-9)式の係数 0.56 は変更可 ・(2.2.2-9)式において有効断面積 A_e を 1/2 倍している	<u>10) 軸引張りひび割れ耐力</u> ・(2.2.2-10)式により評価	<u>10) 軸引張りひび割れ耐力</u> ・(2.2.2-10)式により評価 ・ただし、マニュアル中の式には低減率 r は含まれておらず、F_t は $0.56\sqrt{F_c}$ [0.56 は変更可]としている。
<u>11) 軸引張降伏時の軸剛性低下率</u> ・(2.2.2-11)式により評価	<u>11) 軸引張降伏時の軸剛性</u> ・(2.2.2-12)式により評価	<u>11) 軸引張降伏時の軸剛性低下率</u> ・(2.2.2-11)式により評価 ・ただし、マニュアル中の式には低減率 r は含まれていない。
<u>12) 軸終局引張耐力</u> ・特に記載はない	<u>12) 軸終局引張耐力</u> ・(2.2.2-13)式により評価	<u>12) 軸終局引張耐力</u> ・(2.2.2-13)式により評価 ・ただし、マニュアル中の式には低減率 r は含まれていない。
<u>13) 軸終局圧縮耐力</u> ・特に記載はない	<u>13) 軸終局引張耐力</u> ・(2.2.2-14)式により評価	<u>13) 軸終局圧縮耐力</u> ・(2.2.2-14)式により評価
(2) 付帯柱について		
<u>1) 破壊の考慮</u> ・考慮しない	<u>1) 破壊の考慮</u> ・特に記載はない(耐力等の記載無し)	<u>1) 破壊の考慮</u> ・特に記載はない(耐力等の記載無し)
(3) 壁梁について		

1) 曲げ剛性 ・特に記載はない。	1) 曲げ剛性 ・壁板を上下に2分割した上で、それぞれの曲げ剛性を壁板の取り付く先の梁の曲げ剛性に加える。	1) 曲げ剛性 ・梁の曲げ剛性の100倍とする。
----------------------	--	-----------------------------

(表の備考)

1) 曲げひび割れ耐力 M_{wc}

$$M_{wc} = 0.56\sqrt{F_c}Z_e + \frac{Nl_0}{6} \quad [\text{Nmm}] \quad (2.2.2-1)$$

F_c : コンクリートの圧縮強度 $[\text{N/mm}^2]$

Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数 $[\text{mm}^3]$

N : 軸方向力 $[\text{N}]$

l_0 : 耐力壁の内法長さ $[\text{mm}]$

2) 曲げ終局耐力 M_{wu} $[\text{Nmm}]$

$$M_{wu} = a_t\sigma_y l_w + 0.5a_w\sigma_{wy} l_w + 0.5Nl_w \quad (2.2.2-2)$$

a_t : 引張側柱の主筋全断面積 $[\text{mm}^2]$

σ_y : 引張側柱の主筋の降伏強度 $[\text{N/mm}^2]$

a_w : 耐力壁の縦筋の断面積で、耐力壁の中間に柱がある場合にはその主筋断面積も含める $[\text{mm}^2]$

σ_{wy} : 耐力壁の縦筋の降伏強度 $[\text{N/mm}^2]$

N : 耐力壁の軸方向力 $[\text{N}]$

l_w : I形断面耐力壁の場合の両側柱中心間距離 $[\text{mm}]$ 。長方形断面の場合は0.9Dとする

3) せん断ひび割れ耐力 Q_{wc}

$$Q_{wc} = r(0.043P_g + 0.051)F_c A_w \quad [\text{kg}] \quad (2.2.2-3)$$

r : 開口による低減率

P_g : A_w に対する柱1本の主筋量の割合 $[\%]$

F_c : コンクリートの圧縮強度 $[\text{kg/cm}^2]$

A_w : 壁体断面積(耐震壁の壁厚と付帯柱中心間距離の積) $[\text{cm}^2]$

$$Q_{wc} = 0.1rF_c A_w \quad (2.2.2-4)$$

$$Q_{wc} = rf_s A_w \quad (2.2.2-5)$$

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度

4) せん断剛性低下率 β_u

$$\beta_u = 0.46 p_w \sigma_y / F_c + 0.14 \quad (2.2.2-6)$$

p_w : 壁筋比

σ_y : 耐力壁の壁筋の降伏強度

F_c : コンクリートの圧縮強度

5) せん断強度 Q_{wsu}

$$Q_{wsu} = r \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (QD) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad [\text{N}] \quad (2.2.2-7)$$

$$Q_{wsu} = r \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M / (QD) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad [\text{N}] \quad (2.2.2-8)$$

r : 開口による低減率

t_e : I 形断面を長さと同断面積とが等しい等価長方形断面に置き換えた時の幅 [mm]。ただし、 t_e は壁厚 t の1.5倍以下とする

D : 耐力壁の全長 [mm]

j : $7d/8$ [mm]

$5 p_{te}$: 等価引張鉄筋比 [%] ($=100a_t / (t_e \cdot d)$)

a_t : I 形断面の場合は引張側柱内の主筋断面積、長方形断面の場合は端部の曲げ補強筋の断面積 [mm²]

d : I 形断面の場合 $D - D_c / 2$ (D_c は圧縮側柱のせい)、長方形断面の場合は $0.95D$ [mm]

p_{wh} : t_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比 (小数)

σ_{wh} : 水平せん断補強筋の降伏強度 [N/mm²]

σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度 [N/mm²]

6) 軸引張りび割れ耐力 N_{wtc}

$$N_{wtc} = 0.56 \sqrt{F_c} \frac{A_e}{2} \quad [\text{N}] \quad (2.2.2-9)$$

A_e : 縦筋を考慮した壁板の等価断面積 [mm²]

F_c : コンクリートの圧縮強度 [N/mm²]

$$N_{wtc} = r F_t A_e \quad [\text{N}] \quad (2.2.2-10)$$

r : 開口による低減率

F_t : コンクリートの引張強度 [N/mm²]

7) 軸引張り剛性低下率 α_y 又は軸引張降伏時の軸剛性 K_y

$$\alpha_y = n \cdot a_{wy} / A_e \quad (2.2.2-11)$$

A_e : 縦筋を考慮した壁板の等価断面積 [mm²]

n : コンクリートのヤング係数に対する主筋のヤング係数の比

a_{wy} : 耐力壁の縦筋の全断面積

$$K_y = a_{wy} E_s \quad [\text{N/mm}] \quad (2.2.2-12)$$

E_s : 耐力壁の縦筋のヤング係数 [N/mm²]

8) 軸引張終局耐力 N_{wtu}

$$N_{wtu} = r \sigma_{wy} a_{wy} \quad (2.2.2-13)$$

r : 開口による低減率

σ_{wy} : 耐力壁の縦筋の降伏強度 [N/mm²]

a_{wy} : 耐力壁の縦筋の全断面積

9) 軸圧縮終局耐力 N_{wcu}

$$N_{wtc} = r (t l' F_c + \sigma_{wy} a_{wy}) \quad (2.2.2-14)$$

r : 開口による低減率

t : 壁板の厚さ [mm]

l' : 壁板の内法長さ [mm]

F_c : コンクリートの圧縮強度 [N/mm²]

σ_{wy} : 耐力壁の縦筋の降伏強度 [N/mm²]

a_{wy} : 耐力壁の縦筋の全断面積 [mm²]

表 2.2.2-9 に示される通り、曲げの復元力特性の設定方法が、プログラム D 及び F とプログラム E では異なる。プログラム D 及び F ではひび割れ耐力を考慮したトリリニアとするのに対し、プログラム E ではひび割れ耐力を無視したバイリニアとしている。また、曲げ終局耐力をプログラム D 及び F では e 関数法により求めるのに対し、プログラム E では(2.2.2-2)式により求めることとしている。

せん断耐力については、連スパン壁の場合に、プログラム D 及び E の技術マニュアルでは、一旦、連スパン壁を一枚の壁と見なしてせん断耐力を評価し、これを剛性比に応じて各壁に配分し各壁のせん断耐力を設定することが明記されている。一方、プログラム F においては、このような連スパン壁についての取り扱いが明記されていない。式(2.2.2-7)又は(2.2.2-8)の適用においてはせん断スパン比(M/QD)の算定が必要となるが、いずれのプログラムにおいても、壁の幅と高さの比から、増分ステップに関わりなく一定の値として算定する方法を用いている。ただし、プ

プログラム D では、解析ステップ毎の M 及び Q を用いてせん断スパン比(M/QD)を算定することも可能である。本調査では、プログラム D においても、せん断スパン比(M/QD)は壁の幅と高さの比から求めることとした。

(3) 計算結果

各プログラムによる計算結果の相互比較を行う。1 次設計用層せん断力、層剛性、せん断力 - 層間変位関係、保有水平耐力(Q_u)算定時解析終了状態、 D_s 算定時解析終了状態、 Q_u 算定時鉛直方向支点反力及び D_s 算定時鉛直方向支点反力に着目する。

なお、保有水平耐力算定時及び D_s 算定時での限界層間変形角は以下のように設定する。

表 2.2.2-10 限界層間変形角の設定

	X 方向	Y 方向
保有水平耐力(Q_u)算定時	1/100	1/150
D_s 算定時	1/50	1/100

1 次設計時での計算結果である 1 次設計用層せん断力、層剛性を、図 2.2.2-7～図 2.2.2-9 に示す。

層せん断力は X, Y で共通であるが、プログラム間でほとんどばらつきは見られない。

層剛性については、純ラーメンで構成される X 方向については、プログラム間でほとんどばらつきは見られない。耐力壁で構成される Y 方向については、プログラム D による結果が、他よりもやや大きな値となっている。せん断力-層間変位関係を後の図 2.2.2-10 に示すが、層剛性が影響する弾性範囲の結果を見る限り、この程度の評価のばらつきであれば、せん断力-層間変位関係の大勢にはほとんど影響しないように思われる。

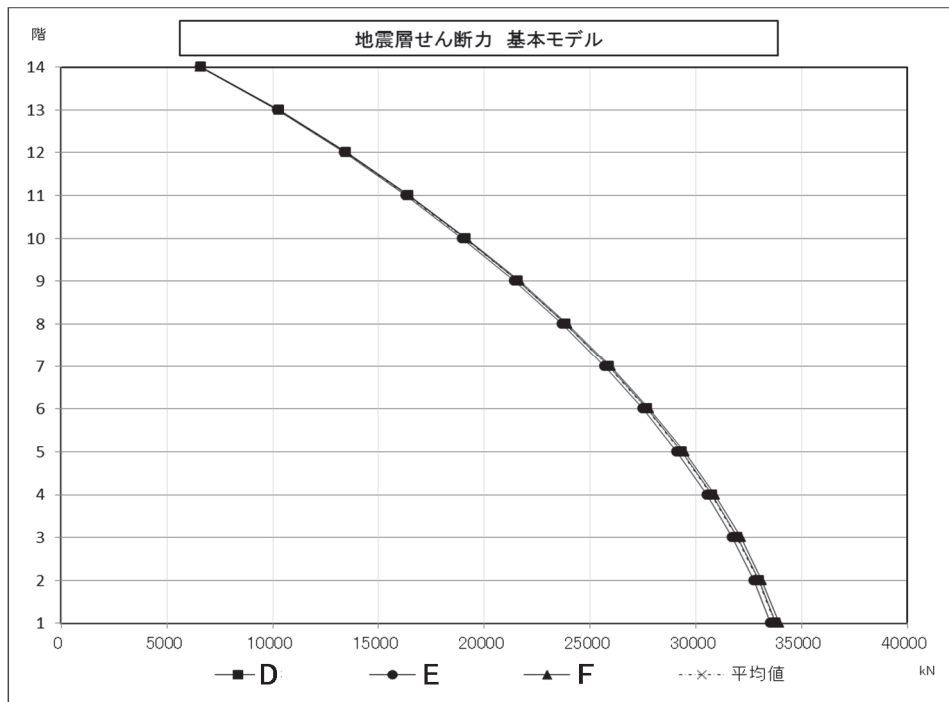


図 2.2.2-7 1 次設計用層せん断力 (X, Y 方向共通)

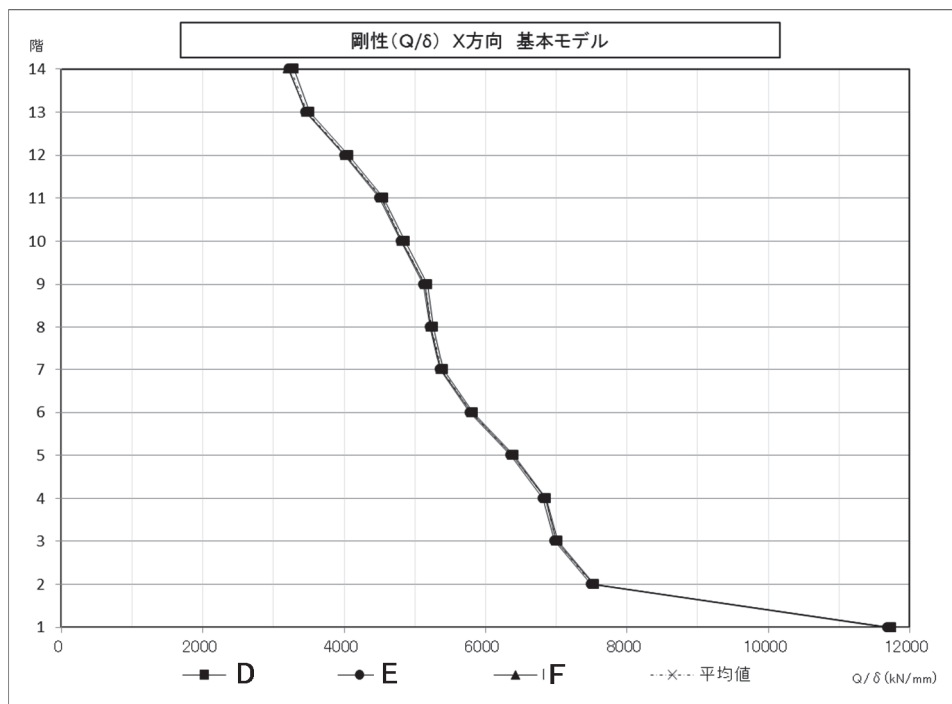


図 2.2.2-8 各層層剛性 (X 方向)

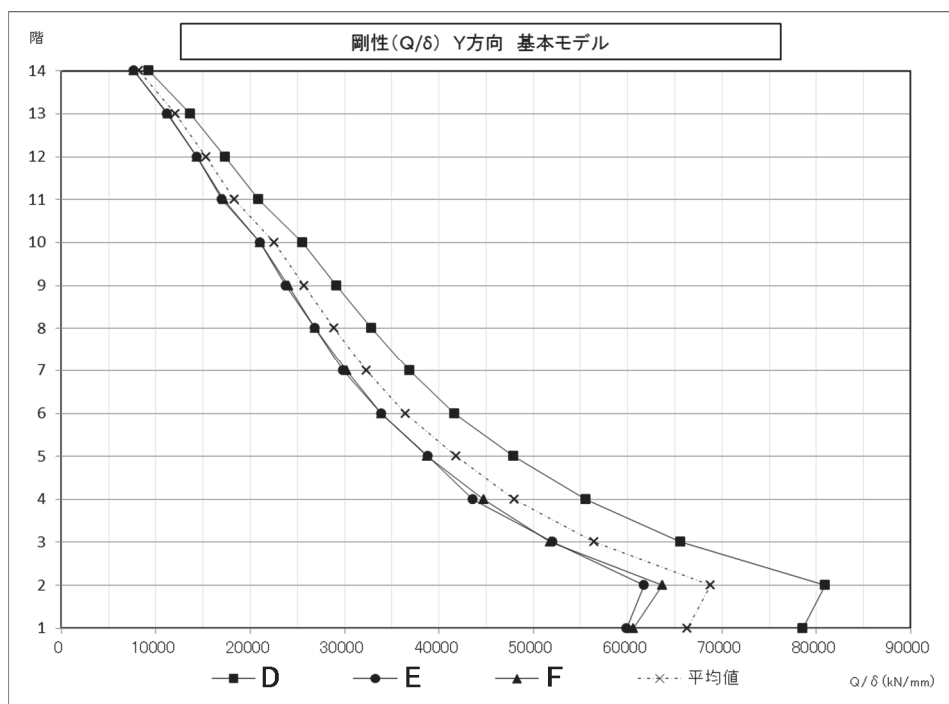


図 2. 2. 2-9 各層層剛性(Y 方向)

X 方向の 2 次設計に関する計算結果であるせん断力 - 層間変位関係を図 2.2.2-10 に、保有水平耐力(Q_u)算定時及び D_s 算定時での解析終了状態を表 2.2.2-11 及び 2.2.2-12 に、 Q_u 算定時及び D_s 算定時での鉛直方向支点反力を表 2.2.2-13 及び 2.2.2-14 に示す。

また、各層の必要保有水平耐力と保有水平耐力を比較した結果を図 2.2.2-11 に示す。

なお、表 2.2.2-11 及び 2.2.2-12 において荷重倍率は 2 次設計用弾性層せん断力 Q_{ud} (標準せん断力係数 C_0 を 1.0 として求められる各層せん断力) に対する比率を表す。

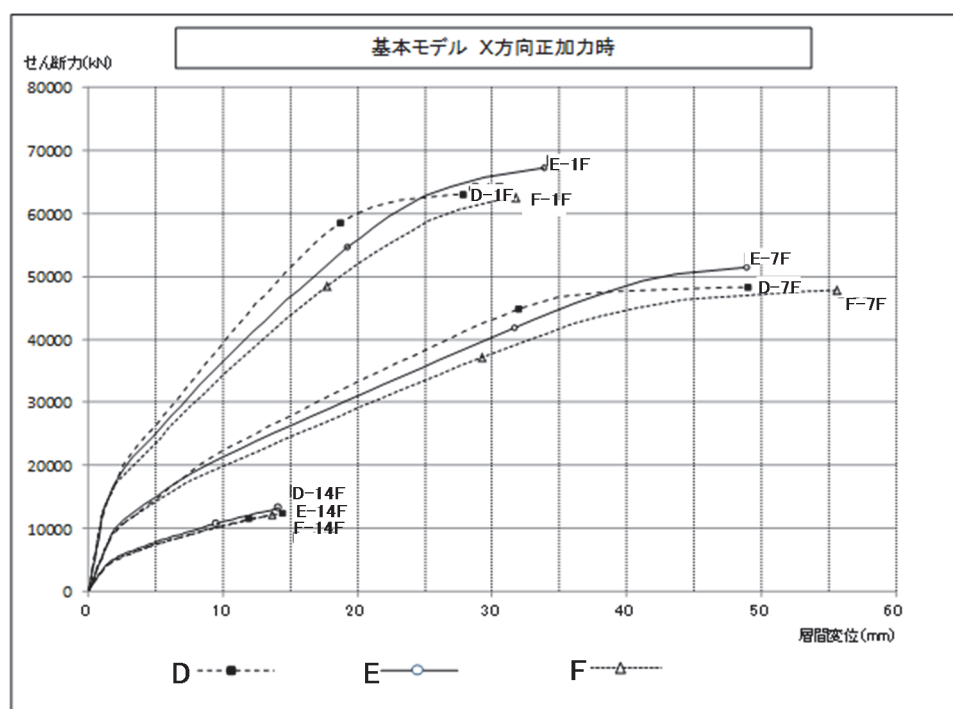


図 2.2.2-10 せん断力 - 層間変位関係(X 方向, 1F, 7F 及び 14F)

表 2.2.2-11 Q_u 算定時解析終了状態(X 方向)

	状態	対象階	ステップ	荷重倍率
D	限界層間変形角(1/100)に達した	5	37	0.343
E	限界層間変形角(1/100)に達した	6	33	0.326
F	限界層間変形角(1/100)に達した	5	28	0.290

表 2.2.2-12 D_s 算定時解析終了状態(X 方向)

	状態	対象階	ステップ	荷重倍率
D	限界層間変形角(1/50)に達した	4	42	0.373
E	限界層間変形角(1/50)に達した	3	41	0.401
F	限界層間変形角(1/50)に達した	1	37	0.368

表 2.2.2-13 Q_u 算定時鉛直方向支点反力[kN] (Y2 フレーム)

	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
D	-5393	7961	8455	8477	8468	8501	7983	19026
E	-6032	8992	8585	8598	8556	8671	7529	18712
F	-4673	9063	8707	8685	8682	8691	7734	17591

表 2.2.2-14 Qu 算定時鉛直方向支点反力[kN] (Y2 フレーム)

	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
D	-6357	7605	8514	8476	8471	8494	8270	20048
E	-8153	8276	8568	8593	8552	8681	8426	20944
F	-6689	8203	8684	8678	8676	8712	8562	19653

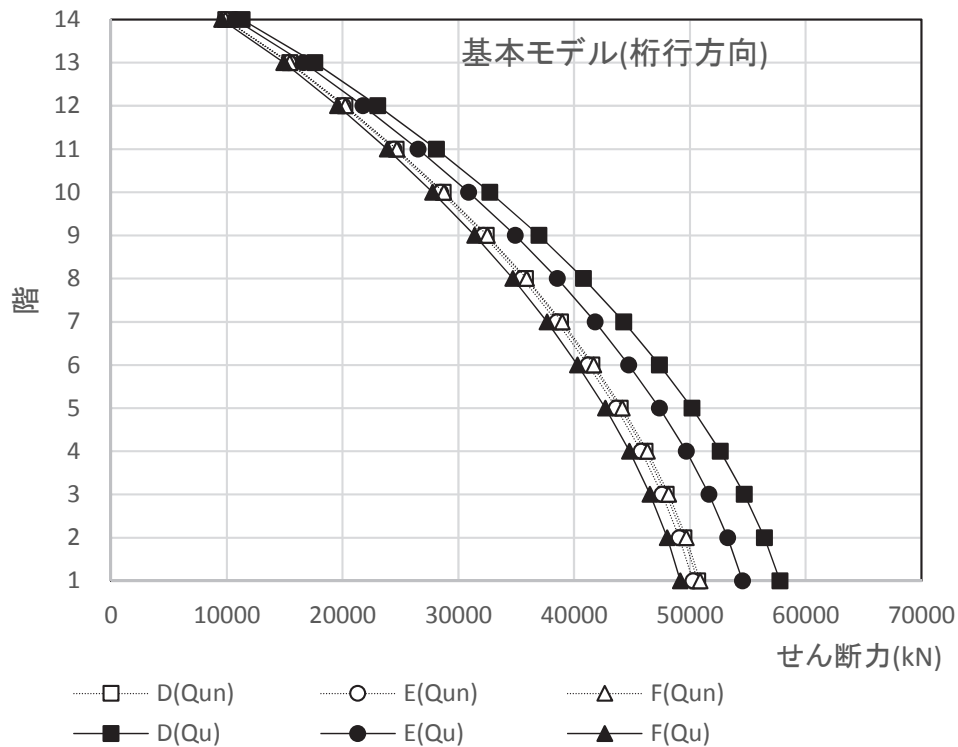


図 2.2.2-11 各層の必要保有水平耐力と保有水平耐力の比較(X 方向)

図 2.2.2-10 に示すせん断力 - 層間変位関係によると、ひび割れ耐力を超えた以降、プログラム間でのばらつきが見られるようになる。ただし、せん断力の最大値でみれば、各プログラム間で、概ね整合した値が得られているようである。表 2.2.2-13 及び 2.2.2-14 に示される各支点での反力を見ても、プログラム間で完全に一致することはないが、各反力の正負の向き及びそれらの大小関係ともプログラム間で整合した結果となっている。

図 2.2.2-11 に示す必要保有水平耐力と保有水平耐力の比較結果によると、プログラム F の場合のみ、保有水平耐力が必要保有水平耐力より小さく評価されている。本調査では、保有水平耐力を層間変位が 1/100 の時のせん断力として定めているため、せん断力の最大値の評価結果がプログラム間で整合していても、ひび割れ耐力以降の剛性評価のばらつきにより、保有水平耐力の評価結果において、プログラム間でこのようなばらつきが見られるようになる。

なお、各プログラムの適用において、技術マニュアルを精査する等、プログラム間で解析条件

を揃えるための入念な作業を実施している。ここに見られるばらつき要因は技術マニュアルから得られる情報のみから特定することはできなかった。

Y 方向の 2 次設計に関する計算結果を、X 方向と同様に、図 2.2.2-12、表 2.2.2-15～2.2.2-18 及び図 2.2.2-13 に示す。

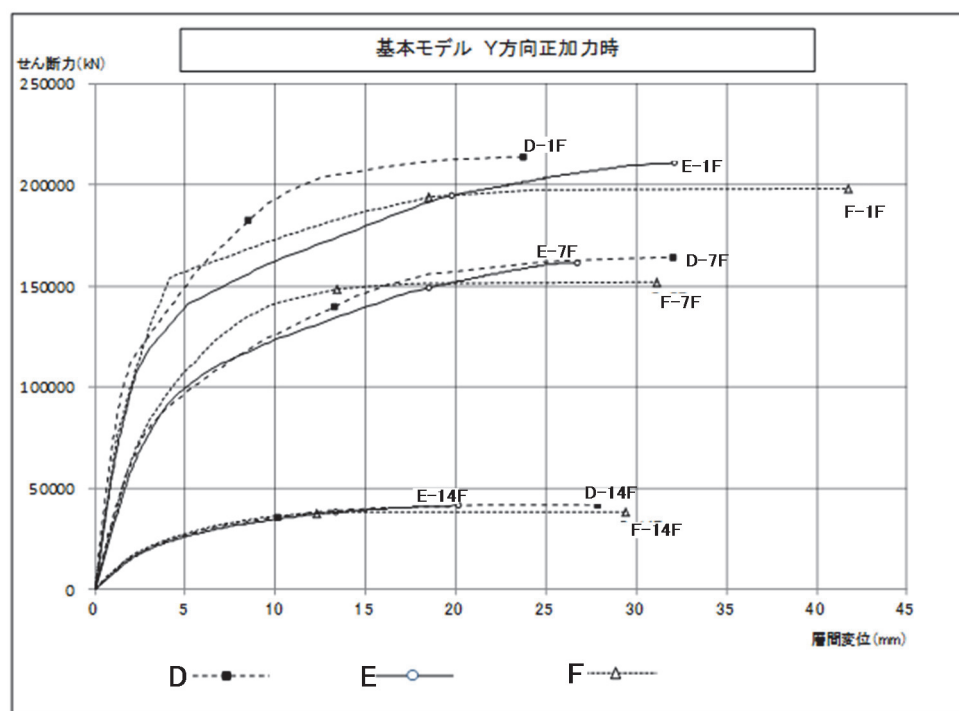


図 2.2.2-12 せん断力 - 層間変位関係(Y 方向, 1F, 7F 及び 14F)

表 2.2.2-15 Qu 算定時解析終了状態(Y 方向)

	状態	対象階	ステップ	荷重倍率
D	脆性破壊が発生した	1(壁)	111	1.078
E	脆性破壊が発生した	1(壁)	99	1.161
F	限界層間変形角(1/150)に達した	2	112	1.140

表 2.2.2-16 Ds 算定時解析終了状態(Y 方向)

	状態	対象階	ステップ	荷重倍率
D	限界層間変形角(1/100)に達した	7	132	1.266
E	限界層間変形角(1/100)に達した	1	196	1.257
F	限界層間変形角(1/100)に達した	2	115	1.167

表 2.2.2-17 Qu 算定時鉛直方向支点反力[kN] (X4 フレーム)

	Y1	Y2	Y3	Y4
D	-14024	-12631	5579	49665
E	-13742	-15092	1924	55149
F	-13565	-12589	-2457	57283

表 2. 2. 2-18 D_s 算定時鉛直方向支点反力[kN] (X4 フレーム)

	Y1	Y2	Y3	Y4
D	-14177	-14107	-9579	66259
E	-13777	-15119	-7274	64354
F	-13646	-12659	-2606	57560

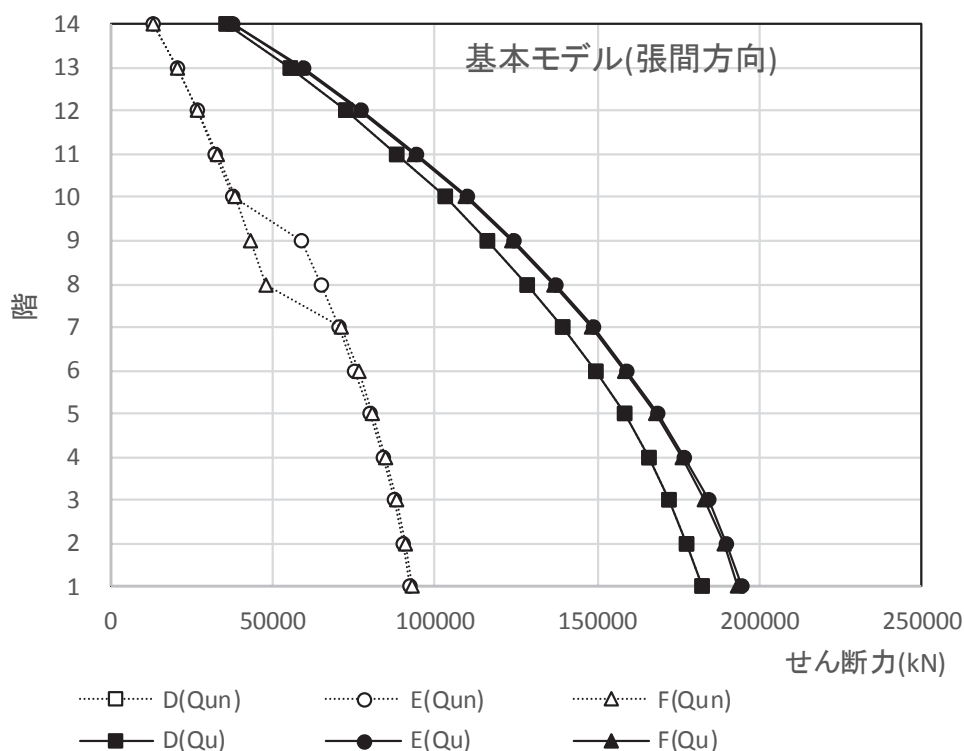


図 2. 2. 2-13 各層の必要保有水平耐力と保有水平耐力の比較(Y 方向)

図 2.2.2-12 に示されるように、せん断力 - 層間変位関係については、純ラーメンの X 方向と同様、ひび割れ耐力以降において、プログラム間でのばらつきが目立つようになるが、最大せん断力についてはプログラム間で整合した結果となっている。

ただし、表 2.2.2-15 に示される通り、プログラム D 及び E では Q_u 算定時において壁が脆性破壊(せん断破壊)しているが、プログラム F では壁は脆性破壊には至らず、層間変位 1/150 時において曲げ破壊が先行している。また、表 2.2.2-17 によると支点反力の様相も、プログラム D 及び E とプログラム F では明らかに異なっている。

一方、図 2.2.2-13 によれば、必要保有水平耐力 $Q_{un}(D_s \text{ の評価を含む})$ についてはプログラム F の結果もプログラム D 及び E の結果と 8,9 階を除き一致している。プログラム F では、解析上、壁の曲げ降伏が先行するが、実際には曲げ耐力とせん断耐力が近接しており、 D_s 設定時においてせん断破壊判定用割り増し係数の適用によりせん断応力が割り増しされるため、壁はせん断破壊するものと判定される。このことにより、必要保有水平耐力の評価結果の極端なばらつきは抑制

されていると考えられる。

なお、Y 方向における計算結果のプログラム間でのばらつきは、主に耐力壁のモデル化方法の差異に起因すると考えられるが、種々の差異が複合してばらつきを生じるものと考えられ、表 2.2.2-9 に示す技術マニュアルにより得られる情報からのみでは、以上に示したばらつきの要因を特定することは困難である。

2.2.3 建築物事例群Ⅱの派生モデルと計算結果

2.2.3.1 「No.2 耐震壁の形状を変更」について

(1) 概要

耐震壁の形状を変更した場合に曲げ挙動が適切に評価されることを確認する。

(2) 与条件

基本モデルの桁行方向において、耐震壁の配置及び形状を図 2.2.3-1 に示すように変更する。
個々の耐震壁の断面等是不変する。

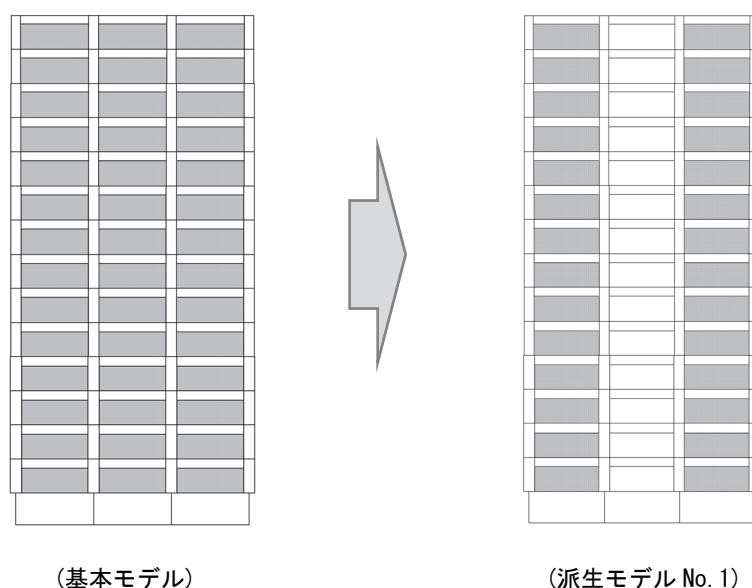


図 2.2.3-1 派生モデル (No. 2) の与条件

(3) プログラム内での計算

耐震壁の耐力等は基本モデルと同様に計算される。

(4) 計算結果

各プログラムによる計算結果の相互比較を行う。Y 方向(桁行方向)について、せん断力 - 層間変位関係、保有水平耐力(Q_u)算定時解析終了状態、 D_s 算定時解析終了状態、 Q_u 算定時鉛直方向支点反力及び D_s 算定時鉛直方向支点反力に着目する。

なお、保有水平耐力算定時及び D_s 算定時での限界層間変形角の設定は前節と同じであり、表 2.2.2-9 に示される Y 方向の値とする。

せん断力 - 層間変位関係を図 2.2.3-2 に、保有水平耐力(Q_u)算定時及び D_s 算定時での解析終了状態を表 2.2.3-1 及び 2.2.3-2 に、 Q_u 算定時及び D_s 算定時での鉛直方向支点反力を表 2.2.3-3 及び 2.2.3-4 に示す。

なお、表 2.2.3-1 及び 2.2.3-2 において荷重倍率は 2 次設計用弾性層せん断力に対する比率を表す。

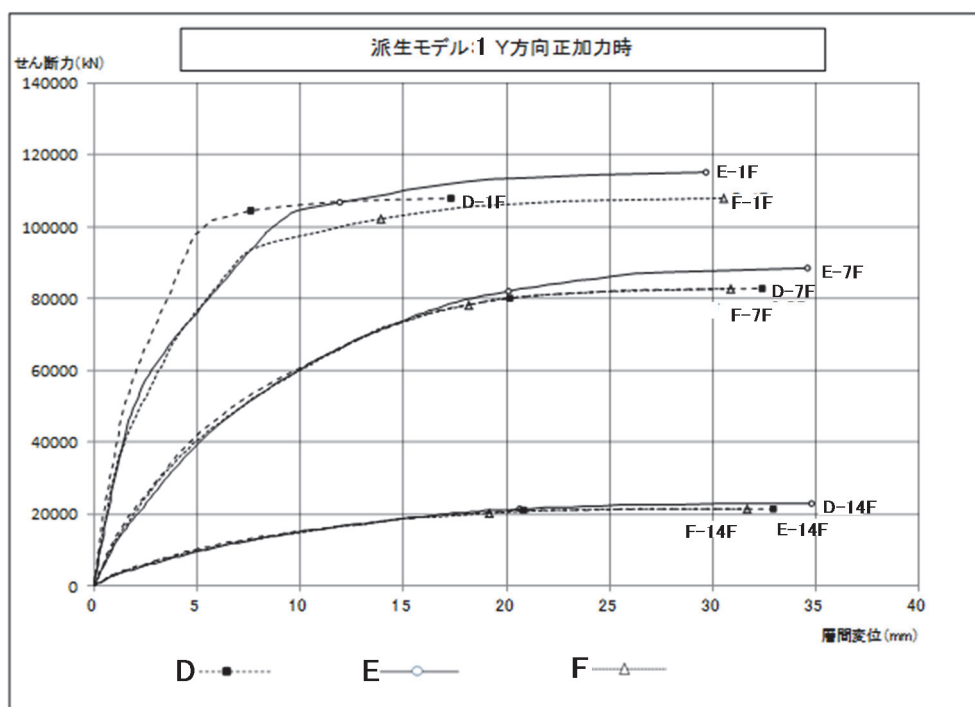


図 2. 2. 3-2 せん断力 - 層間変位関係 (X 方向, 1F, 7F 及び 14F)

表 2. 2. 3-1 Qu 算定時解析終了状態 (Y 方向)

	状態	対象階	ステップ	荷重倍率
D	限界層間変形角(1/150)に達した	11	68	0.650
E	限界層間変形角(1/150)に達した	11	74	0.670
F	限界層間変形角(1/150)に達した	11	62	0.630

表 2. 2. 3-2 Ds 算定時解析終了状態 (Y 方向)

	状態	対象階	ステップ	荷重倍率
D	限界層間変形角(1/100)に達した	11	71	0.671
E	限界層間変形角(1/100)に達した	12	85	0.722
F	限界層間変形角(1/100)に達した	11	66	0.668

表 2. 2. 3-3 Qu 算定時鉛直方向支点反力[kN] (X4 フレーム)

	Y1	Y2	Y3	Y4
D	-13791	17714	-13642	37249
E	-14985	18571	-13312	37024
F	-13733	18164	-12908	36168

表 2. 2. 3-4 Ds 算定時鉛直方向支点反力[kN] (X4 フレーム)

	Y1	Y2	Y3	Y4
D	-13828	16803	-14065	38504
E	-15016	17092	-15869	40911
F	-13759	16933	-13338	37719

図 2.2.3-2 に示される通り、せん断力 - 層間変位関係については、プログラム D の場合に、基本モデルの X 方向と同様、層剛性を他より高めに評価する傾向が見られるが、プログラム間でのばらつきは基本モデルの Y 方向より小さくなると言える。表 2.2.3-2 及び 2.2.3-4 に示される各支点での鉛直反力もプログラム間で整合した結果が得られている。本派生モデルの場合、基本モデルの Y 方向と異なり耐力壁の挙動は曲げ変形が卓越した明解なものとなり、数値モデルによる挙動の再現もより容易になるものと考えられる。

2.2.3.2 「No.3 耐震壁を開口壁等に置換」について

(1) 概要

耐震壁を有する構面において、耐震壁の開口等が適切に評価されていることを確認する。

(2) 与条件

基本モデルの桁行方向において、耐震壁を図 2.2.3-3 に示すように開口壁等に置換する。

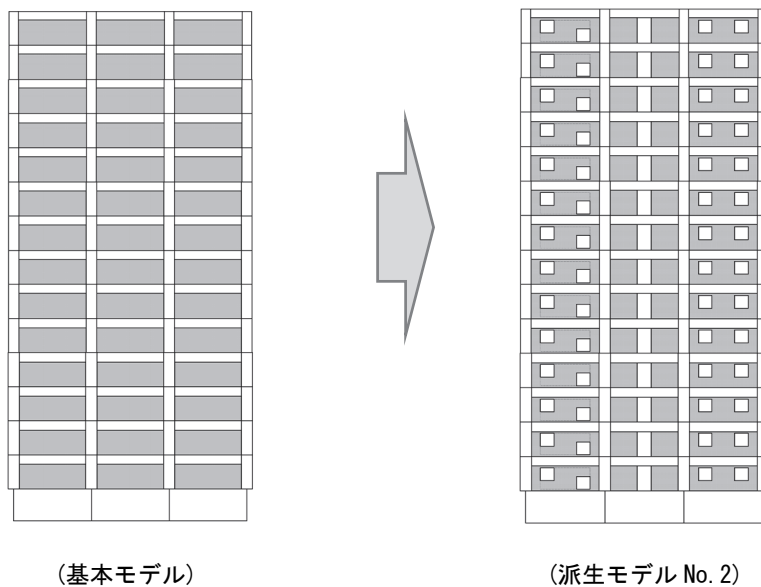


図 2.2.3-3 派生モデル (No. 2) の与条件

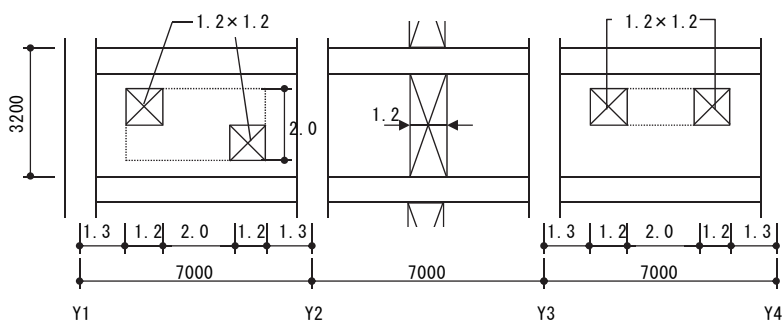


図 2.2.3-4 開口位置と寸法

(3) プログラム内での計算

スパン毎のプログラム内での処理を表 2.2.3-5 に示す。

表 2. 2. 3-5 壁内の開口に関する処理

スパン	プログラム A	プログラム B	プログラム C
Y1-Y2	自動判定で包絡開口を指定	自動判定で包絡開口を指定	手入力にて包絡開口を指定
Y2-Y3	袖壁とすることを手入力で指定	袖壁とすることを自動判定で指定	袖壁とすることを手入力で指定
Y3-Y4	手入力にて等面積な開口を指定	自動判定で等面積な開口を指定	自動判定で等面積な開口を指定

Y1-Y2 スパンの複数開口を一つの開口に置換する場合、図中の破線で示される包絡開口とすることが妥当であり、この場合、等価開口周比は 0.4 を超える。したがって、本スパン中の壁は耐震壁と見なせず、図 2.2.3-5 に示すように、雑壁として側壁部分を剛域によりモデル化する。

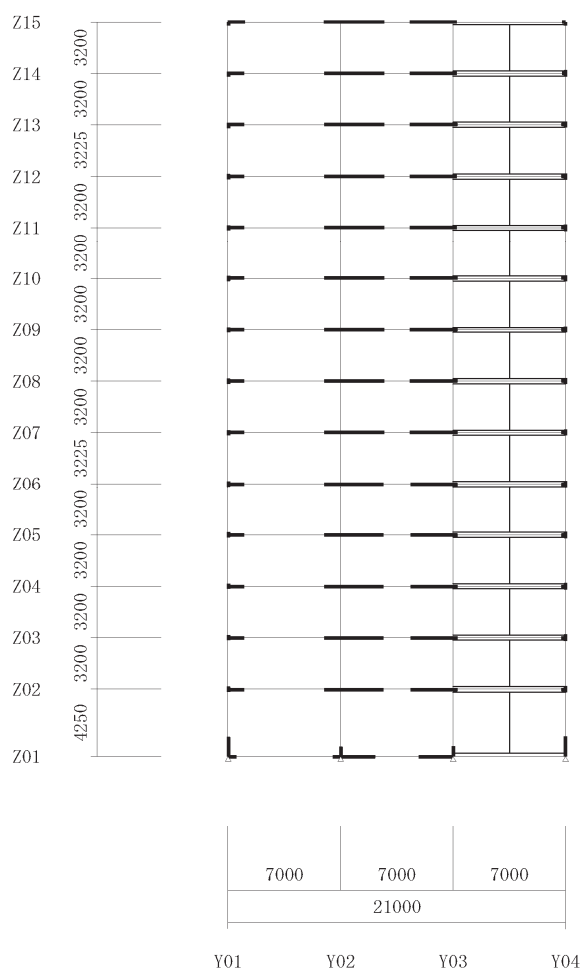


図 2. 2. 3-5 解析用のモデル

一方、Y3-Y4 スパンの複数開口は等価な面積を有する一つの開口に置換することが可能である。この場合には、等価開口周比は 0.4 未満となり、図に示すように、この部分の壁を耐震壁としてエレメント置換モデルとして表す。ただし、せん断強度等を開口寸法に応じた低減率で補正する。

Y2-Y3 スパンの壁は、縦長の開口が上下の梁につながっており一枚の壁と見なすことはできないので図に示すように、雑壁として側壁部分を剛域によりモデル化する。

(4) 計算結果

各プログラムによる計算結果の相互比較を行う。派生モデル No.1 の場合と同様に、計算結果を、図 2.2.3-6 及び表 2.2.3-6～2.2.3-9 に示す。

図 2.2.3-6 にせん断力 - 層間変位関係を示すが、プログラム E とプログラム D 及びプログラム F の結果は整合していない。表 2.2.3-6 に示される通り、 Q_u 算定時において、脆性破壊は発生した部位が異なっている。プログラム E では Y2-Y3 スパンのはりが脆性破壊しているが、Y3-Y4 スパンの壁が脆性破壊しなかったため、変形が他の場合より各階に分散し易くなり、1 階のほか、7 階の変形も大きくなっている。プログラム D 及びプログラム F の結果には、それほど大きな差異は見られず、2 階の壁が脆性破壊したため、2 階より上の階の変形が相対的に小さくなっている。

本派生モデルに関する結果は、破壊する部位の予測、すなわち崩壊系の判定が違ってしまうと、保有水平耐力等の計算結果が全く異なるものとなることを示す典型的な例と言える。

プログラム E とプログラム D 及び F の適用においては、剛域設定や壁の開口による低減率等の諸条件を揃えているが、結果にばらつきが生じるに至った。本派生モデルのように二次壁付きの建築物事例に対するばらつき実態を、次章では、二次壁付き架構の特徴を反映させたより単純な構造実験モデルを用いて再検討することにする。

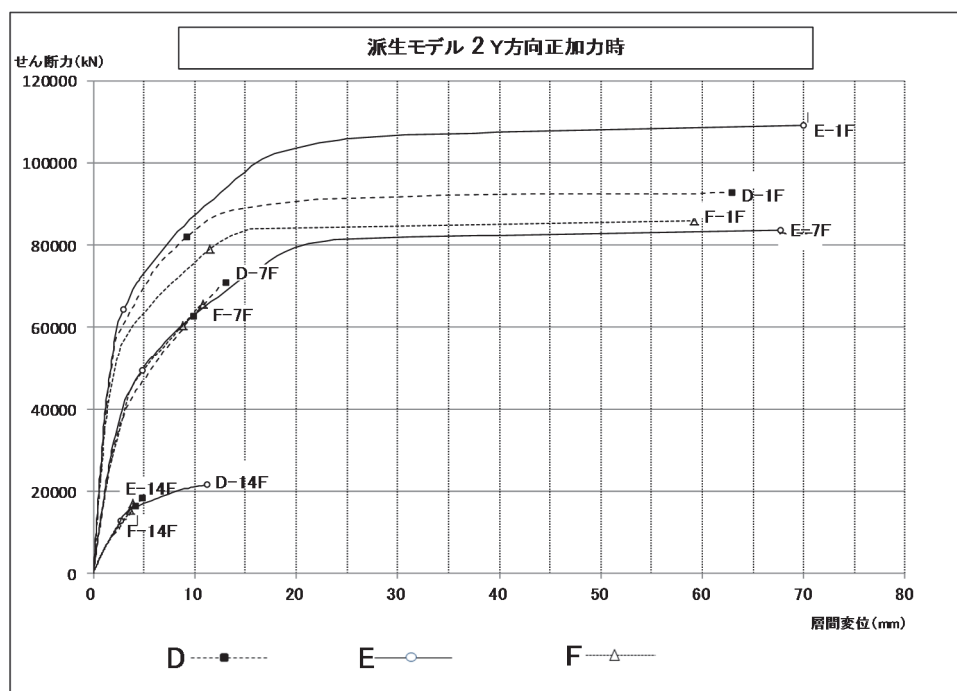


図 2.2.3-6 せん断力 - 層間変位関係 (X 方向, 1F, 7F 及び 14F)

表 2. 2. 3-6 Qu 算定時解析終了状態(Y 方向)

	状態	対象階	ステップ	荷重倍率
D	脆性破壊が発生した	2(壁)	53	0.500
E	脆性破壊が発生した	3,5(梁)	40	0.396
F	脆性破壊が発生した	2(壁)	47	0.480

表 2. 2. 3-7 Ds 算定時解析終了状態(Y 方向)

	状態	対象階	ステップ	荷重倍率
D	限界層間変形角(1/50)に達した	2	81	0.565
E	限界層間変形角(1/50)に達した	3	73	0.670
F	限界層間変形角(1/50)に達した	2	52	0.521

表 2. 2. 3-8 Qu 算定時鉛直方向支点反力[kN] (X4 フレーム)

	Y1	Y2	Y3	Y4
D	-2565	-3637	9487	24798
E	-2742	1722	13456	15452
F	-2951	-4058	13569	21655

表 2. 2. 3-9 Ds 算定時鉛直方向支点反力[kN] (X4 フレーム)

	Y1	Y2	Y3	Y4
D	-4790	-3610	9825	26646
E	-8707	4515	-2880	34863
F	-3911	-4461	14232	22348

2.3 まとめ

複数の建築物事例モデル(建築物事例群)を作成し、これらを対象に市販の構造計算プログラムを複数適用し結果を比較することで、プログラムによる構造計算のばらつき実態を把握した。

建築物事例モデルとしては、5階建ての鉄筋コンクリート造と鉄骨造の事例群Ⅰと、14階建ての鉄筋コンクリート造の集合住宅(桁行方向:ラーメン、梁間方向:耐力壁)を想定した事例群Ⅱを作成している。事例群Ⅰの鉄筋コンクリート造には耐力壁は無いが、事例群Ⅱの鉄筋コンクリート造には耐力壁が設けられている。

得られた結論を以下にまとめる。

- 1) 建築物事例群Ⅰを用いた調査から、線形範囲に収まる構造計算では、プログラム内での構造計算が明確に指定される限りプログラム間でのばらつき幅は小さいこと、非線形範囲にまで及ぶ各階の荷重 - 変形関係を計算した場合、鉄骨造より鉄筋コンクリート造の方がプログラム間でのばらつき幅が大きくなることを確認した。
- 2) 建築物事例群Ⅰを用いた調査では、柱部材にファイバー要素を用いた構造計算プログラムと材端ばねの M-N インタラクションを降伏面により設定したビーム要素を用いた構造計算プログラムの結果を比較したが、鉄筋コンクリート造の場合に、ひび割れ後の荷重-変形関係に関する両者の計算結果には大きな差異が見られることを確認した。この差異の要因は、ファイバー要素の場合、ひび割れ後の剛性は、平面保持の仮定の下に断面を構成する各ファイバーの復元力特性を自動的に集積して計算されるのに対し、ビーム要素の場合は既往の実験データの統計処理から導かれた剛性低下率に基づき設定されていることによると考えられる。鉄骨造の場合には、荷重-変形関係に対する柱部材の終局耐力に至るまでの剛性低下の影響は比較的少ないと考えられ、ファイバー要素を用いた場合の結果とビーム要素を用いた場合の結果とは比較的良く対応していた。
- 3) 建築物事例群Ⅱを用いた調査では、鉄筋コンクリート造のラーメン架構、及び、耐力壁を有する架構について、主に、各階の荷重 - 変形関係に関する各プログラムによる計算結果を比較したが、総じて、耐力に着目した場合より変形に着目した方が、ばらつき幅は大きくなることを確認した。
- 4) 建築物事例群Ⅱの二次壁を有する派生モデルにおいて、プログラムによっては崩壊形が異なるものに判定され、これにより保有水平耐力の計算結果にも大きな差異が見られるものとなった。二次壁が存在し数値モデルが複雑化することによりプログラム間でのばらつきが生じ易くなりこれが崩壊形判定の差異に結びつくとも耐力等の評価に大きく影響すると考えられる。逆に言えば、他の基本モデル等の結果に見られる通り、崩壊形の判定にプログラム間での違いが無ければ、耐力については安定した評価が得られるものと考えられる。

上記 4)について、崩壊形の判定と耐力等の計算結果にプログラム間で差異が生じるものとなっ

たが、その要因を特定することはできていない。鉄筋コンクリート造の二次壁付き架構に対する構造計算プログラムの適用性については、次章にて、対象を試験体モデルに単純化して再度、検討する。

