

第 6 章

新設開口設置に伴い補強された壁式架構の構造性能

6.1 はじめに

5章において壁式RC造建物における既存の戸境耐力壁に新設開口を設置する際に補強を行った開口横の耐力壁および開口上部の壁梁の実験を実施し、その剛性・耐力は既往の評価式を用いて安全側に精度よく評価できることを確認している。

そこで実大の壁式連層耐力壁架構試験体に対して、連層新設開口を施工するとともに5章と同様の方法で開口周辺の補強を行った架構の構造実験を実施した。本章では5章において明らかにされている補強を行った部材の剛性・耐力算定方法を用いて、本試験体に対し増分解析を行い、新設開口設置に伴い補強を行った壁式連層耐力壁のモデル化手法を提案することを目的とする。

6.2 実験計画

6.2.1 試験体概要

本試験体は実大スケールの2.5層壁式RC造建物において各階の耐力壁に新設開口を設けた、1構面のみの試験体とする。使用した鉄筋の材料試験結果を表6.2.1-1に、補強前の試験体配筋図を図6.2.1-1に、開口設置のためコンクリートをはつった状態の試験体配筋図を図6.2.1-2に、その後補強を行った試験体配筋図を図6.2.1-3に示す。コンクリートの材料試験結果を表6.2.1-2に示す。

表 6.2.1-1 使用鉄筋材料強度

使用部位	呼び径	材質	ヤング係数	降伏強度	降伏歪	引張強度
			N/mm ²	N/mm ²	μ	N/mm ²
既存部	Φ9	SDR235	2.12×10 ⁵	347.6	1665	466.1
	D10	SD295A	2.02×10 ⁵	397.1	2613	610.7
	D13	SD295A	1.88×10 ⁵	357.6	1895	473.5
補強部	D10	SD295A	1.94×10 ⁵	366.1	1910	497.2
	D16	SD345	1.91×10 ⁵	401.7	2140	571.6

表 6.2.1-2 コンクリート材料試験結果

部位			ヤング係数	圧縮強度	引張強度
			(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
下スタブ		Fc18	27402	35.8	3.07
1F壁,2F床	既存部	Fc18	25018	32.8	2.59
2F壁,3F床	既存部	Fc18	23713	30.2	2.80
3F壁,4F床	既存部	Fc18	25090	31.0	2.87
4F壁,上スタブ	既存部	Fc18	23614	29.8	2.52
壁梁	補強部	Fc30	30881	59.2	4.30
耐力壁	補強部	Fc45	30907	73.3	5.61

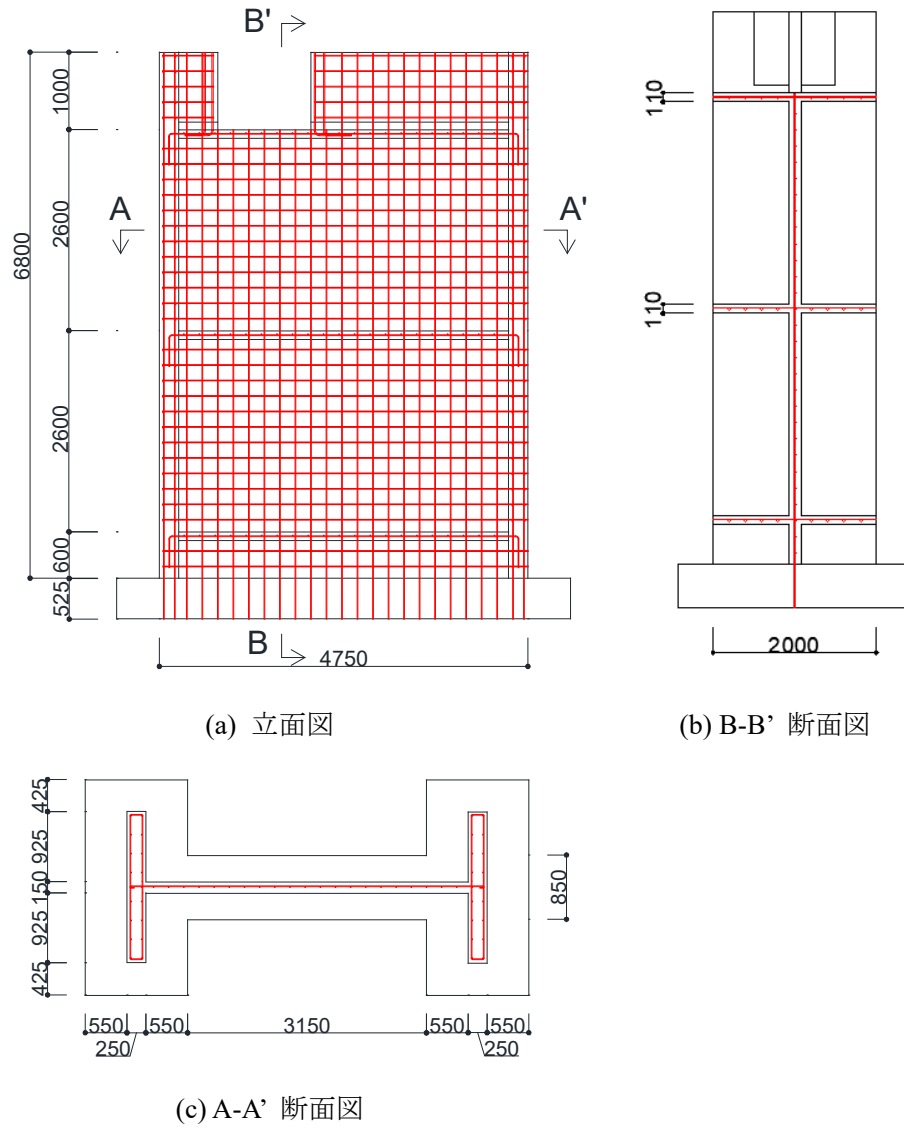


図 6.2.1-1 試験体配筋図 (開口設置前) (単位: mm)

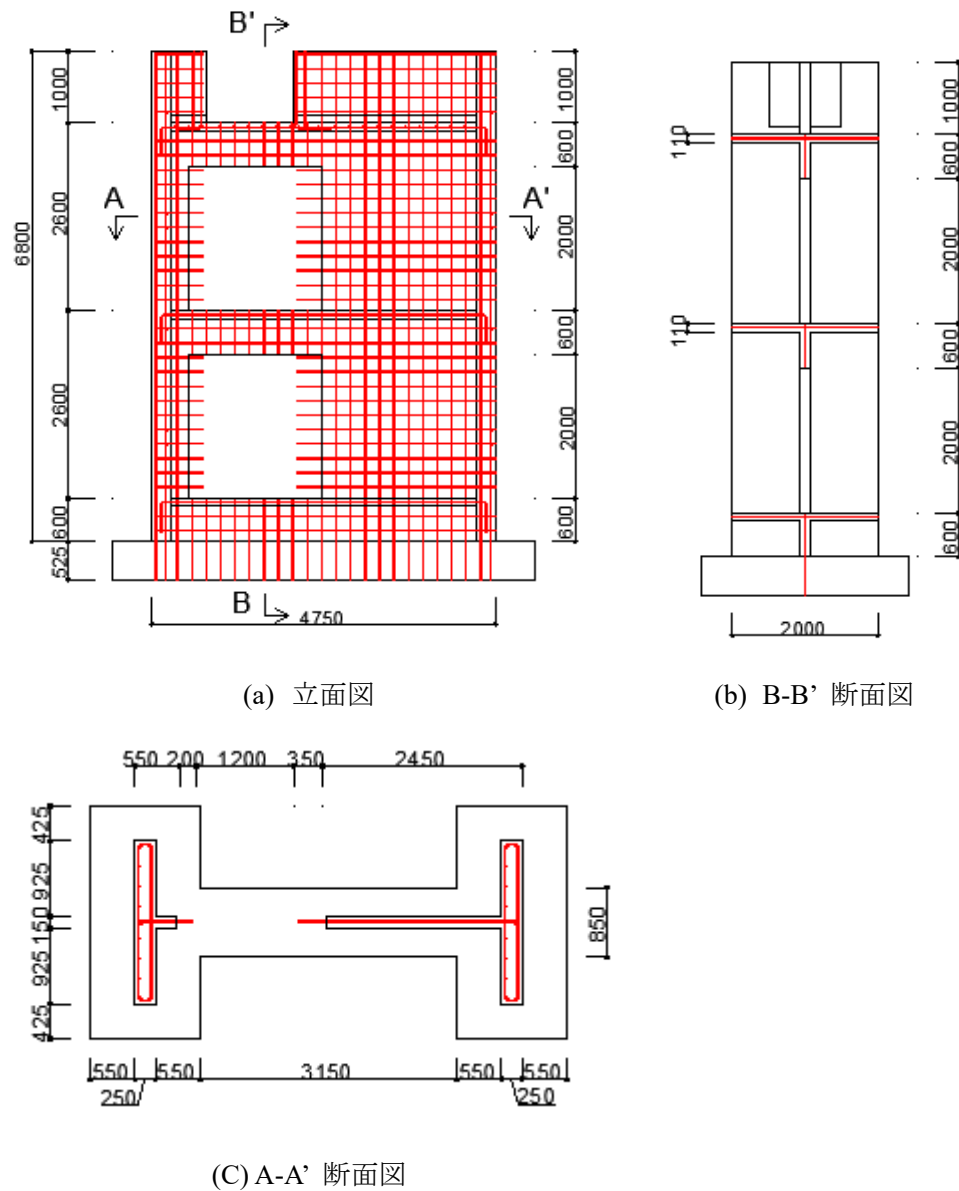


図 6.2.1-2 連層開口設置 試験体配筋図 (開口設置後) (単位: mm)

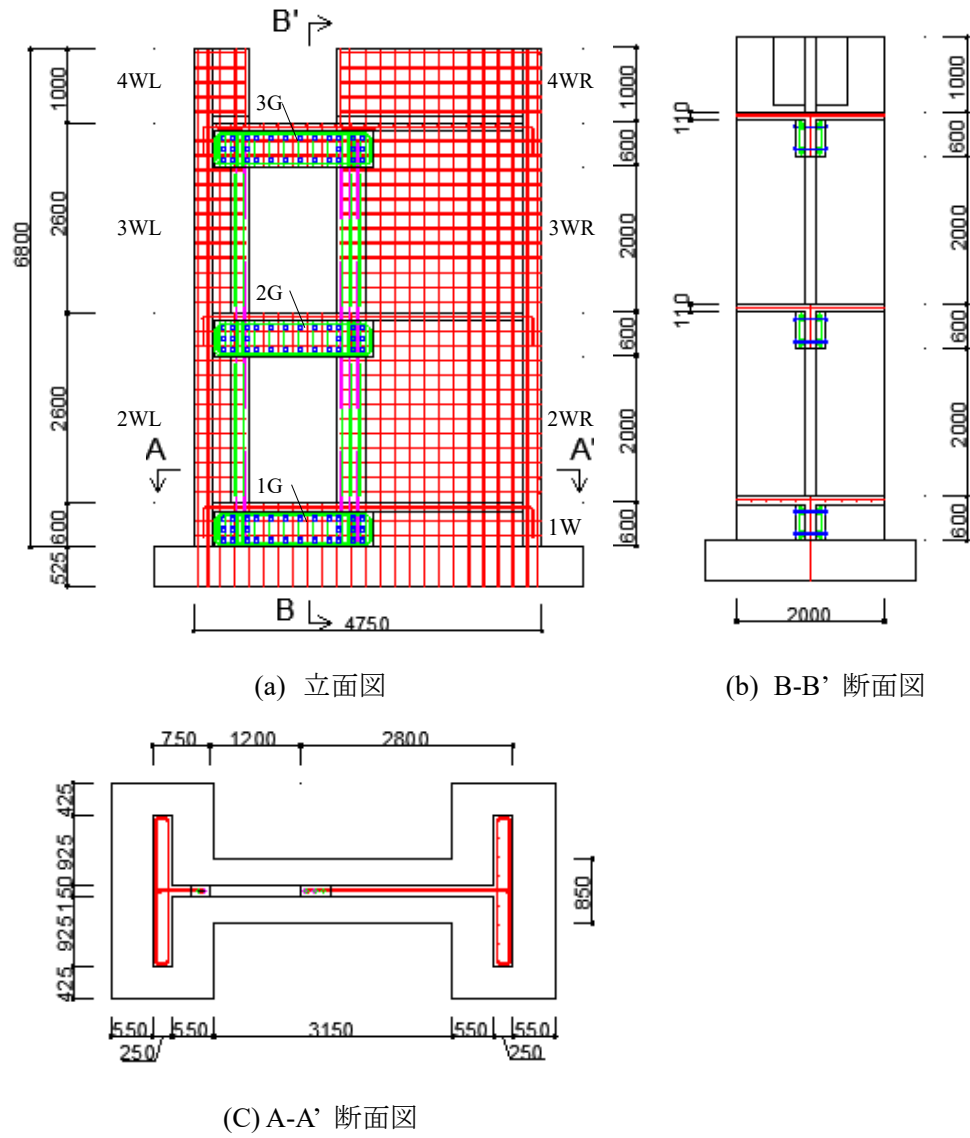


図 6.2.1-3 連層開口設置 試験体配筋図 (補強後)

6.2.1.1 各部材配筋図

6.2.1.1.1 耐力壁部材配筋図

開口設置前の耐力壁配筋図を表 6.2.1-3 に、開口設置に伴い補強を行った耐力壁配筋図を表 6.2.1-4、表 6.2.1-5 に示す。

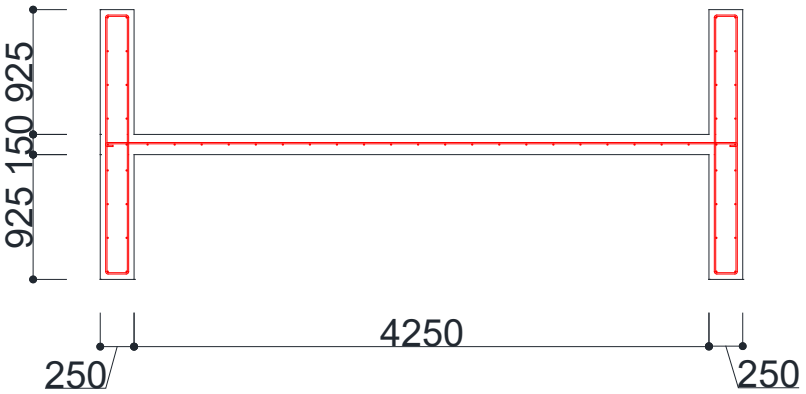
表 6.2.1-3 開口設置前 耐力壁配筋図 (単位 : mm)		
符号	1W	
断面		
耐力壁厚(mm)	150	
耐力壁長さ (mm)	4250	
直交壁厚(mm)	250	
片側直交壁長さ (mm)	925	
耐力壁	縦筋	Φ 9@200
	横筋	Φ 9@200
	交差部補強筋	2-D13
直交壁	縦筋	Φ 9@250
	端部補強筋	2-D13
	横筋	Φ 9@200

表 6.2.1-4 開口補強後 耐力壁配筋図 (単位 : mm)

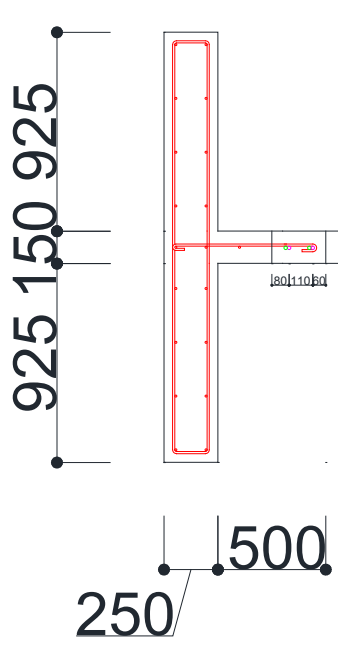
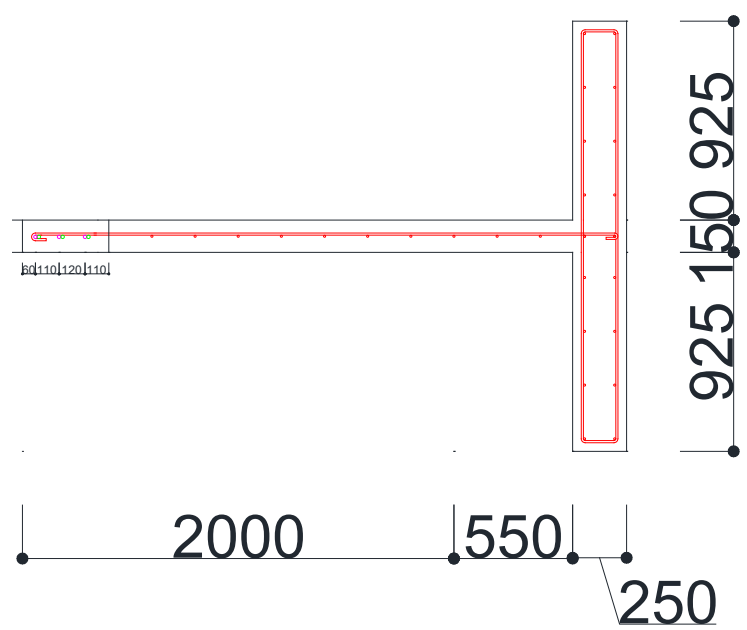
符号		2WL, 3WL, 4WL
断面		
耐力壁厚(mm)		150
耐力壁長さ(mm)		750
直交壁厚(mm)		250
片側直交壁長さ (mm)		925
耐力壁	縦筋	Φ 9@200
	横筋	Φ 9@200
	交差部補強筋	2-D13
	新設開口 補強筋	2-D16
	あと施工 アンカー	2-D16 (埋め込み長さ 20da)
直交壁	縦筋	Φ 9@250
	横筋	Φ 9@200

表 6.2.1-5 開口補強後 耐力壁配筋図 (単位 : mm)

符号		2WR, 3WR, 4WR
断面		
	耐力壁厚(mm)	150
	耐力壁長さ(mm)	2800
	直交壁厚(mm)	250
	片側直交壁長さ(mm)	925
耐力壁	縦筋	Φ9@200
	横筋	Φ9@200
	交差部補強筋	2-D13
	新設開口 補強筋	3-D16
	あと施工 アンカー	3-D16 (埋め込み長さ 20da)
直交壁	縦筋	Φ9@250
	横筋	Φ9@200

6.2.1.1.2 壁梁配筋図

壁梁配筋図を表 6.2.1-6 に示す。

表 6.2.1-6 開口補強後 壁梁配筋図 (単位 : mm)		
符号	1G, 2G, 3G	
断面		
梁せい(mm)	600	
梁幅(mm)	390	
スラブ厚(mm)	110	
壁梁	既存主筋	Φ9@200
	既存縦筋	2-Φ9@200
	新設主筋	4-D16
	新設縦筋	2-D10@200
	ボルト	M16
スラブ	上端主筋	D10@200
	上端配力筋	D10@200
	下端主筋	D10@200
	下端配力筋	D10@200

6.2.2 加力計画

加力図を図 6.2.2-1 に示す。加力方式は片持ち梁形式での正負交番繰返し载荷とし、加力位置は 7000mm の高さとした。また長辺耐力壁にジャッキにより加わる水平力を短辺耐力壁に伝えるため開口部には両端ピンの治具を設置した。なお、この治具は 4 階梁や床の変形を拘束するが、1 階脚部からは距離があるため大きな影響はないものと想定される。正载荷はジャッキを引く方向とした。加力位置の水平変位と 2F スラブ位置の水平変位の差を出し、これを 2F スラブ位置から加力位置までの高さである 5825mm で除した値を全体変形角とし、これにより水平加力の制御を行った。载荷履歴は全体変形角が $\pm 1/1600$ に到達する前は荷重制御とし、荷重 $P = \pm 400\text{kN}$ を 1 サイクルずつ行う。変形角が $\pm 1/1600$ に到達した直後から変位制御に切替え、全体変形角 $R = \pm 1/1600 \pm 1/800 \pm 1/400 \pm 1/200 \pm 1/133 \pm 1/100 \pm 1/67 \pm 1/50$ を最大 2 サイクルずつ行う。なお長期軸力は 2F の耐力壁の軸力比が 0.035 となるよう図 6.2.2-1 の通り、左右の耐力壁に 2 本の PC 鋼棒により軸力を作用させる。

耐力壁に加わる長期軸力はその耐力壁に接続する壁梁、床、直交壁、耐力壁自重等を考慮して算出する。これに加え、前述した 2F 耐力壁に軸力比 0.035 で軸力が加わるよう PC 鋼棒により軸力を作用させることを考慮した解析を行う。PC 鋼棒の緊張力により加える軸力は、短辺耐力壁が 523.2kN、長辺耐力壁が 794.2kN である。

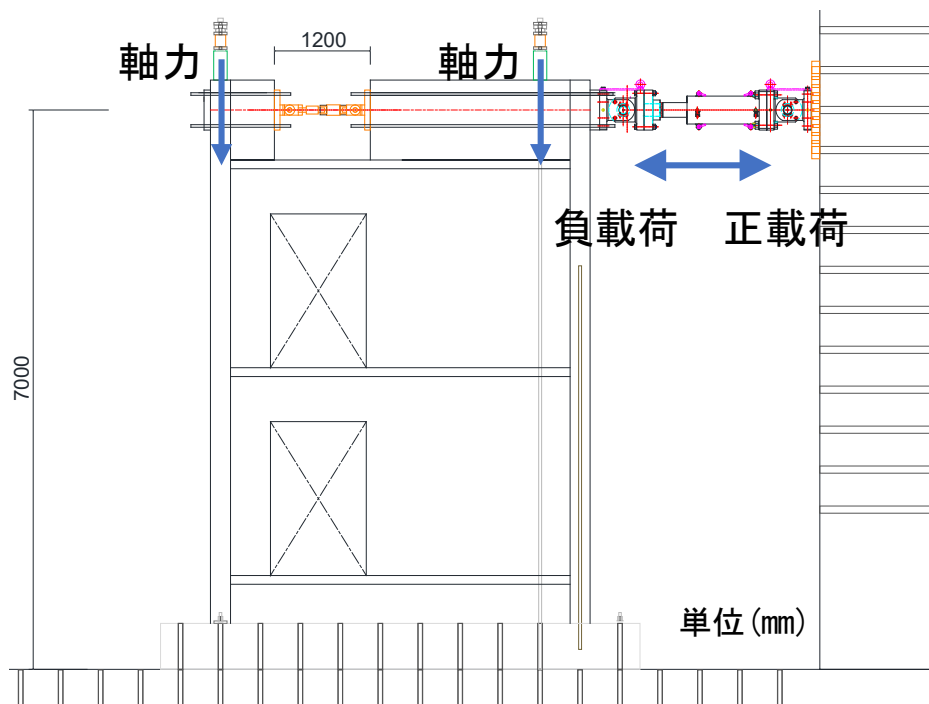


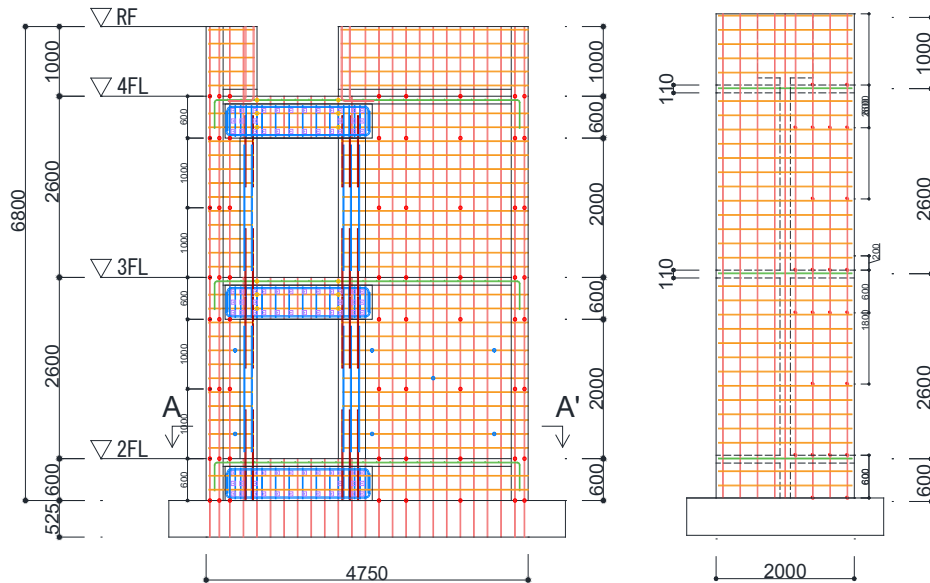
図 6.2.2-1 加力装置図(西側から)

6.2.3 計測計画

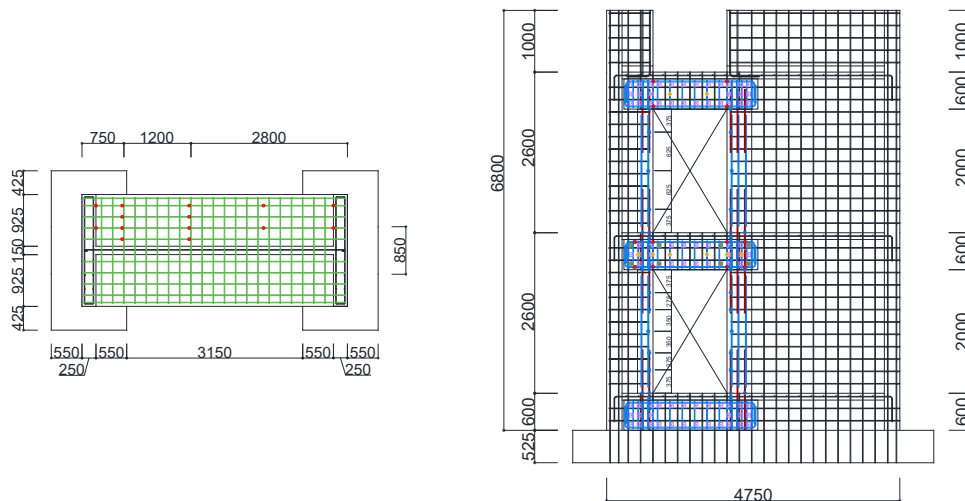
6.2.3.1 変位およびひずみ計測方法

計測状況として、図 6.2.3-1 に試験体のひずみゲージ位置図を示す。図中の●がひずみゲージを意味する。図 6.2.3-2 に変位計位置図を示す。

なお、曲げ降伏する位置やひび割れ発生を想定している位置にひずみゲージを設けている。



(a)既存部配筋図(左:西側から 右:直交壁)



(b) 既存部スラブ配筋図

(c)新設部配筋図

図 6.2.3-1 ひずみゲージ位置図

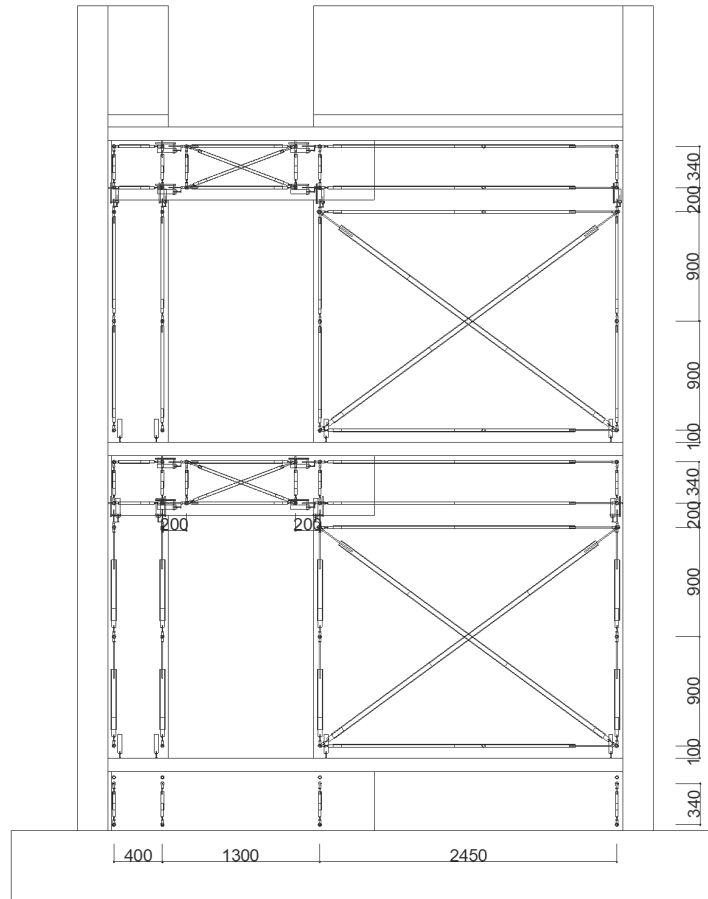


図 6.2.3-2 変位計位置図(西側から)

6.2.3.2 ひび割れ計測方法

本実験では、ひび割れ計測方法として人の目視によってひび割れを計測する方法を用いた。図 6.2.3-3 に作業フローを示す。

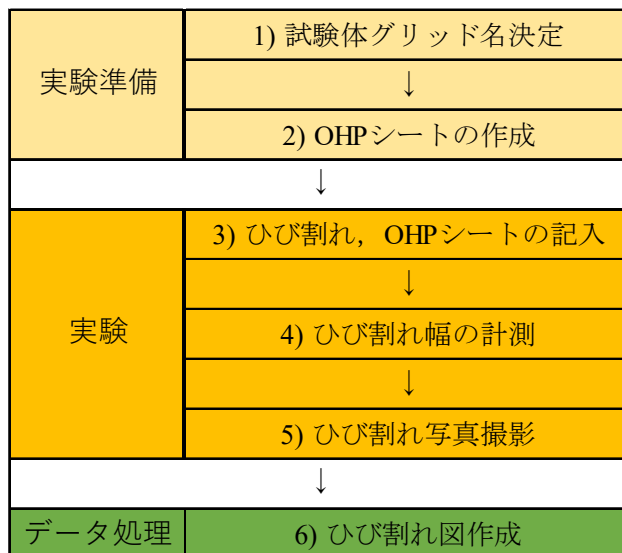


図 6.2.3-3 作業フロー

本実験における計測方法は、ピーク時に試験体にひび割れ記入、ひび割れ幅計測および OHP シートの転写を行い、除荷時にひび割れ幅計測のみを行う。実験終了後、データ処理にてひび割れ図作成を行う。図 6.2.3-3 の各項の内容を以下に示す。

1) 試験体グリッド決定

本実験における計測方法は、発生したひび割れに対し OHP シートを当てるため、多数の OHP シートを使用することとなる。そこで、載荷前に壁面に本実験で使用する A4 サイズの OHP シートの寸法に合わせたグリッド線を記入する。以下の図 6.2.3-4 に試験体部材名称を、図 6.2.3-5 に試験体のグリッド位置を示す。

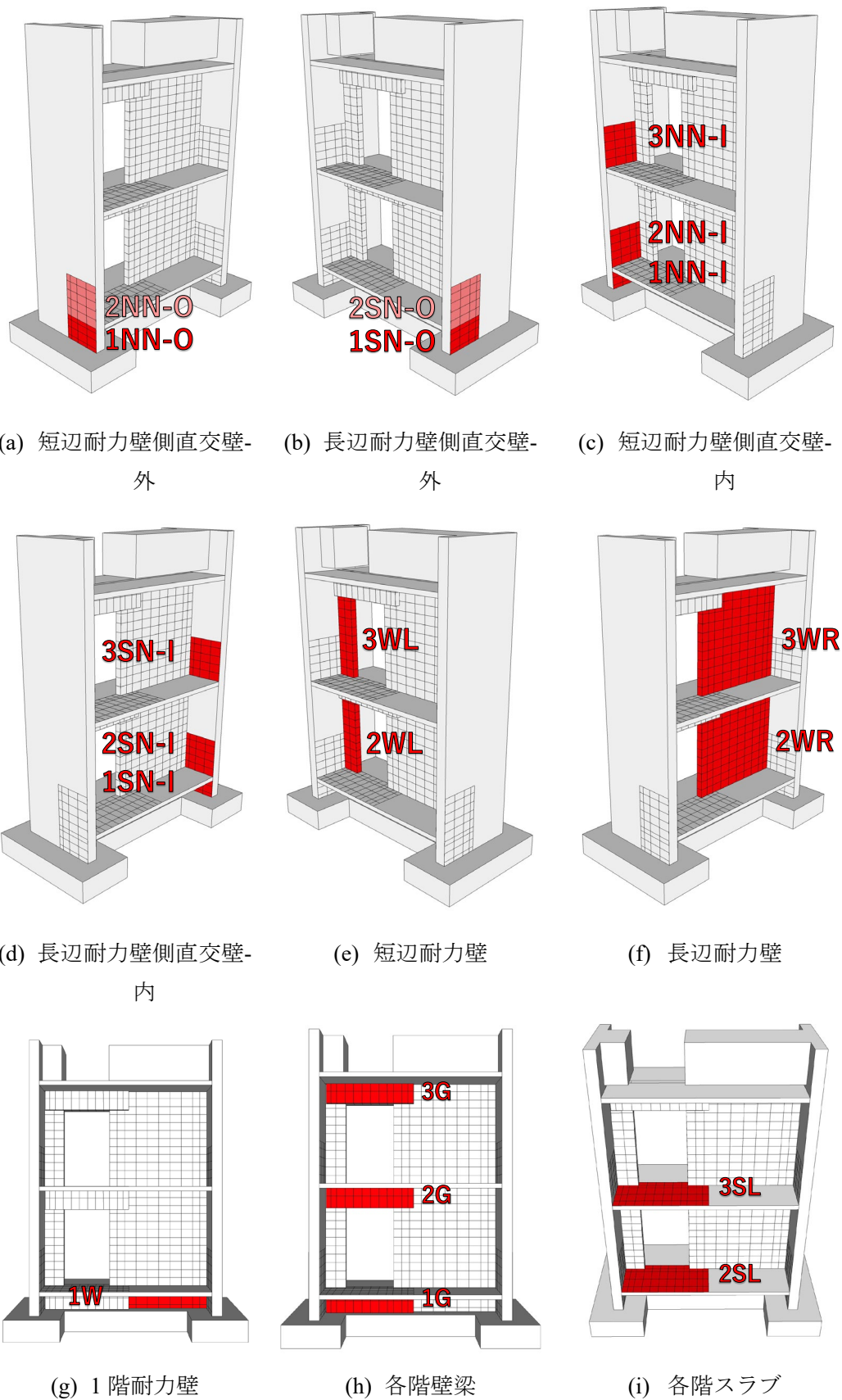


図 6.2.3-4 試験体部材名称

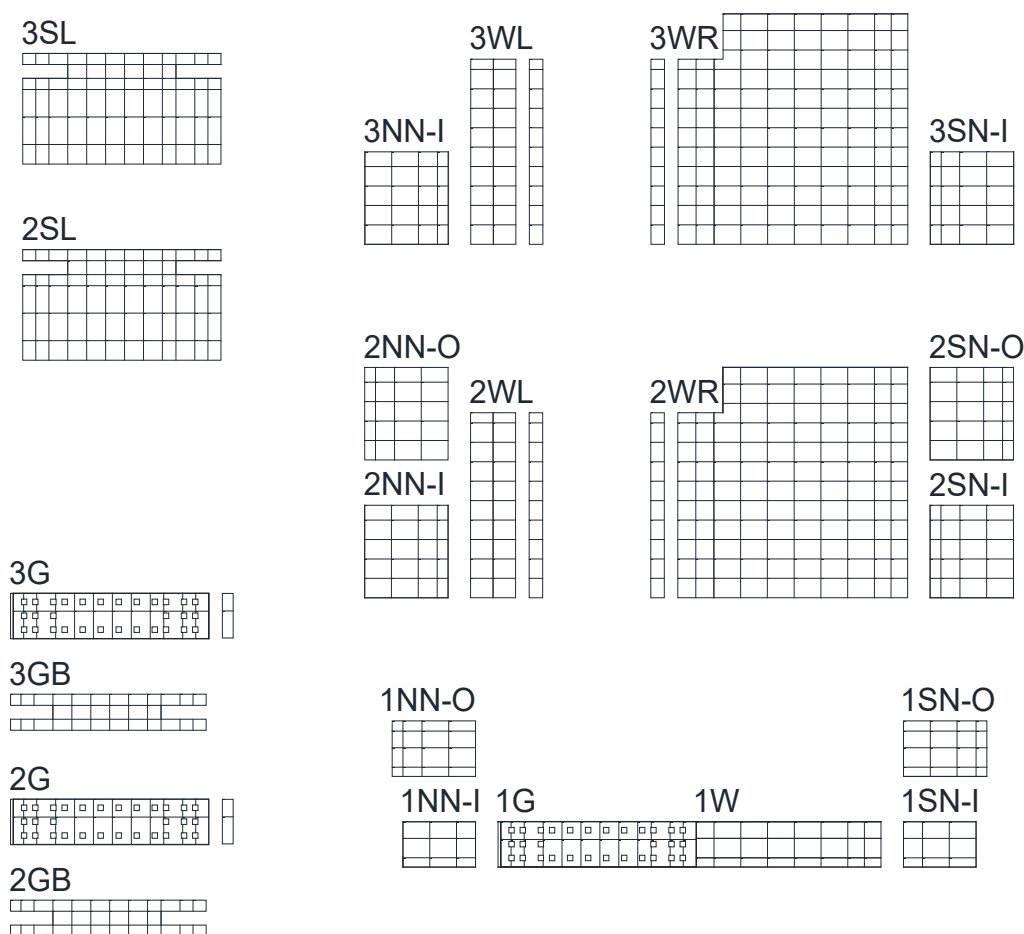


図 6.2.3-5 試験体グリッド図

2) OHP シートの作成

計測に使用する OHP シートの作成を行う。本実験では要素 1 つに対して OHP シート 1 枚を使用した。要素と OHP シートの寸法が一致していれば、A4 サイズの OHP シートをそのまま使用するが、要素の寸法が OHP シート寸法と異なる場合は、要素の寸法に合わせた線を OHP シートに記入し、計測時はその線を壁面の実際の要素に合わせて計測を行う。また、シートの裏表や上下が混乱しないように各シートには要素番号を記入する。

3) ひび割れ、OHP シートの記入方法

油性マジックペンで試験体に直接ひび割れを記入する。軸力を加えた際にできる初期ひび割れを記入、また載荷した際のピーク時にできたひび割れを記入する。この時、初期ひび割れは黒ペンを、正載荷は青ペンを、負載荷は赤ペンを用いる。ただし、除荷時の OHP シートを用いた計測の障害とならないよう、実際のひび割れから少しずらして記入する。ひび割れが発生した要素に対してその要素番号が記入した OHP シートを当て、シートの上からひび割れをなぞったペンと同じ色の油性マジックペンでなぞる。記入ミスがあった場合は、一般的に売られているエタノールを用いて訂正部

分を消しひび割れを記入し直す（エタノールをキムワイプや綿棒などに染み込ませ訂正部分を拭けば消すことが出来る）。また、ひび割れの増加や進展は同じシート上に書き足す。さらにコンクリートに浮きが発生した場合は斜線によるハッチング、剥落が発生した場合は両斜線によるハッチングを緑ペンにて行う。

4) ひび割れ幅の計測

ひび割れはクラックスケールを用いて計測する。この時、計測した最大ひび割れ点に印としてシールを貼る。また、本実験ではひび割れを曲げ及びせん断を区別して考察するため、曲げ及びせん断ひび割れを区別する定義を作る必要がある。定義は2章と同様に $R < 30^\circ$ なら曲げひび割れ、 $30^\circ \leq R$ ならせん断ひび割れと定義する。

全グリッド毎に最大ひび割れ点を、曲げ・せん断・新設、既存部の境界で1ヶ所ずつ計測を行う。

5) ひび割れ写真撮影

本実験では変形角ごとのピーク時、除荷時ともに試験体全体の写真を定点で撮影し、これとは別に変形角ごとのピーク時に局所的な破壊の状態を写真に収める。これにより変形角ごとの局所的な破壊性状を記録する。また本実験ではひび割れ図を作成するにあたり写真より作成するものと OHP シートより作成するものがあるため、グリッドごとにひび割れ図作成用の写真を撮影する。

6) ひび割れ図作成

AutoCAD 上に試験体のスナップ写真と OHP シートを取り込み、ひび割れ図を作成する。

6.3 実験結果

6.3.1 荷重変形関係と損傷経過

$R=+0.484\%$ で正の最大耐力 $Q=+914.0\text{kN}$ に達した。 $R=-0.498\%$ で負の最大耐力 $Q=-848.5\text{kN}$ に達した。負荷荷方向では、ねじれ変形の発生が確認され、 $R=-0.75\%$ 以降では顕著なねじれ変形の進行が確認されたので、 $R=-1.0\%$ で載荷を終了している。ねじれ変形が試験体の耐力や破壊性状に与える影響が不明瞭であったので、破棄状況以降の考察は正載荷のみで行う。ひび割れの発生状況について、正載荷では、 $R=+400\text{kN}$ で、2F 長辺耐力壁、3F 短辺耐力壁、3F 長辺耐力壁、4F 壁梁に初期曲げひび割れが確認され、2F 壁梁に初期せん断ひび割れが確認された。 $R=+1/1600$ サイクルで、3F 壁梁に初期曲げひび割れが確認された。 $R=+1/800$ サイクルで、2F 短辺耐力壁に曲げひび割れが確認された。 $R=+1/400$ サイクルで、2F 長辺耐力壁、3F 長辺耐力壁、4F 壁梁に初期せん断ひび割れが確認された。 $R=+1/200$ サイクルで、2F 短辺耐力壁、3F 短辺耐力壁に初期せん断ひび割れが確認された。負載荷では、 $Q=-400\text{kN}$ で、2F 短辺耐力壁、2F 長辺耐力壁、3F 壁梁、3F 長辺耐力壁に初期曲げひび割れが確認された。 $R=-1/1600$ サイクルで3F 短辺耐力壁、4F 壁梁に初期曲げひび割れが確認された。 $R=-1/800$ サイクルで3F 長辺耐力壁に初期せん断ひび割れが確認された。 $R=-1/400$ サイクルで3F 壁梁に初期せん断ひび割れが確認された。 $R=-1/200$ サイクルで2F 長辺耐力壁、4F 壁梁に初期せん断ひび割れが確認された。あと施工アンカーの降伏状況について、正載荷では、 $R=+0.039\%$ 、 $Q=+452.0\text{kN}$ で、2F 長辺耐力壁の補強部脚部のあと施工アンカーが引張降伏した。 $R=+0.047\%$ 、 $Q=500.4\text{kN}$ で、3F 短辺耐力壁の補強部頭部のあと施工アンカーが引張降伏した。負載荷では、 $R=-0.193\%$ 、 $Q=-767.8\text{kN}$ で、2F 短辺耐力壁の補強部脚部のあと施工アンカーが引張降伏した。

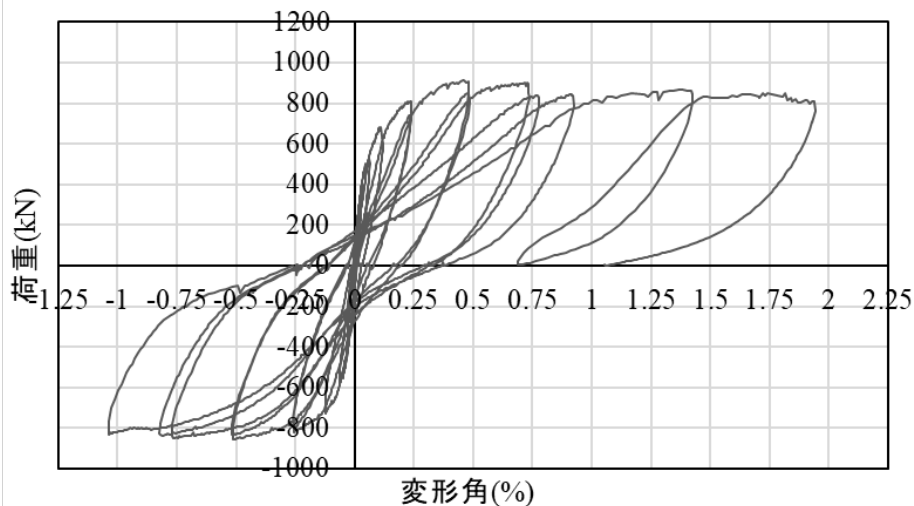


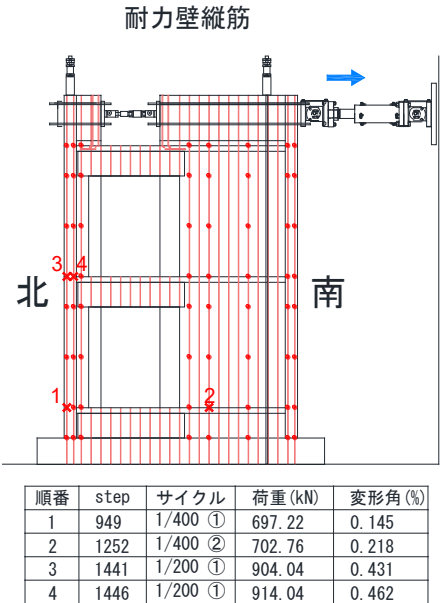
図 6.3.1-1 水平荷重－全体変形角関係

6.3.1.1 鉄筋降伏状況

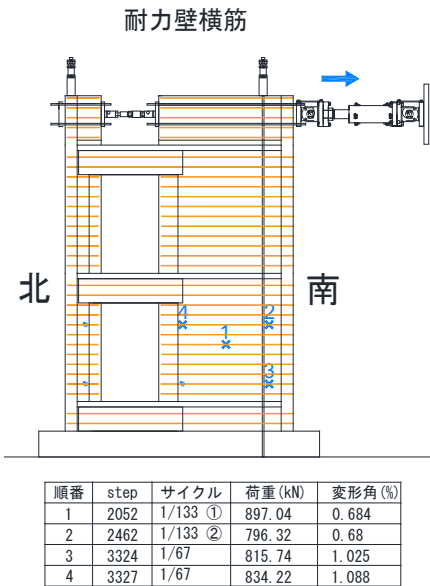
正載荷と負載荷時における鉄筋の降伏順を示す。梁主筋は 12 カ所のひずみゲージのうち 8 カ所のデータがとれておらず、梁補強筋に関してはすべてのカ所で 1 ステップ目からデータが取れていなかった。新設部壁梁通し筋に関しても 3 カ所で部分的にデータがとれていなかった。また、正載荷と負載荷で直交壁の鉄筋降伏順が違ふ。これは負載荷時に面外にねじれたことが原因であると考えられる。

6.3.1.1.1 正載荷時の鉄筋降伏順

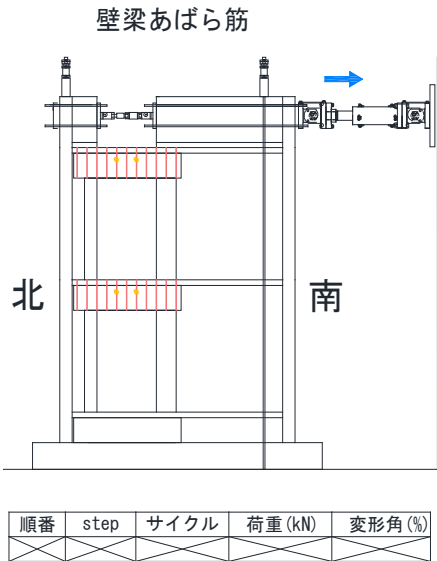
正載荷時における鉄筋の降伏順を図 6.3.1-2 から図 6.3.1-5 に示す。最大耐力時までには最外端のスラブ筋は降伏していないが、 $R=+1/67$ で降伏が確認された。壁梁の曲げ耐力に見込むスラブ有効幅は一部が有効であったと考えられる。



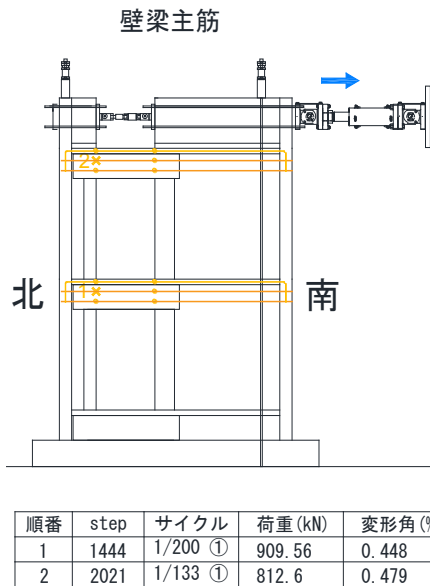
(a) 耐力壁縦筋



(b) 耐力壁横筋



(c) 壁梁あばら筋



(d) 壁梁主筋

図 6.3.1-2 正載荷時 耐力壁縦筋・横筋 降伏状況

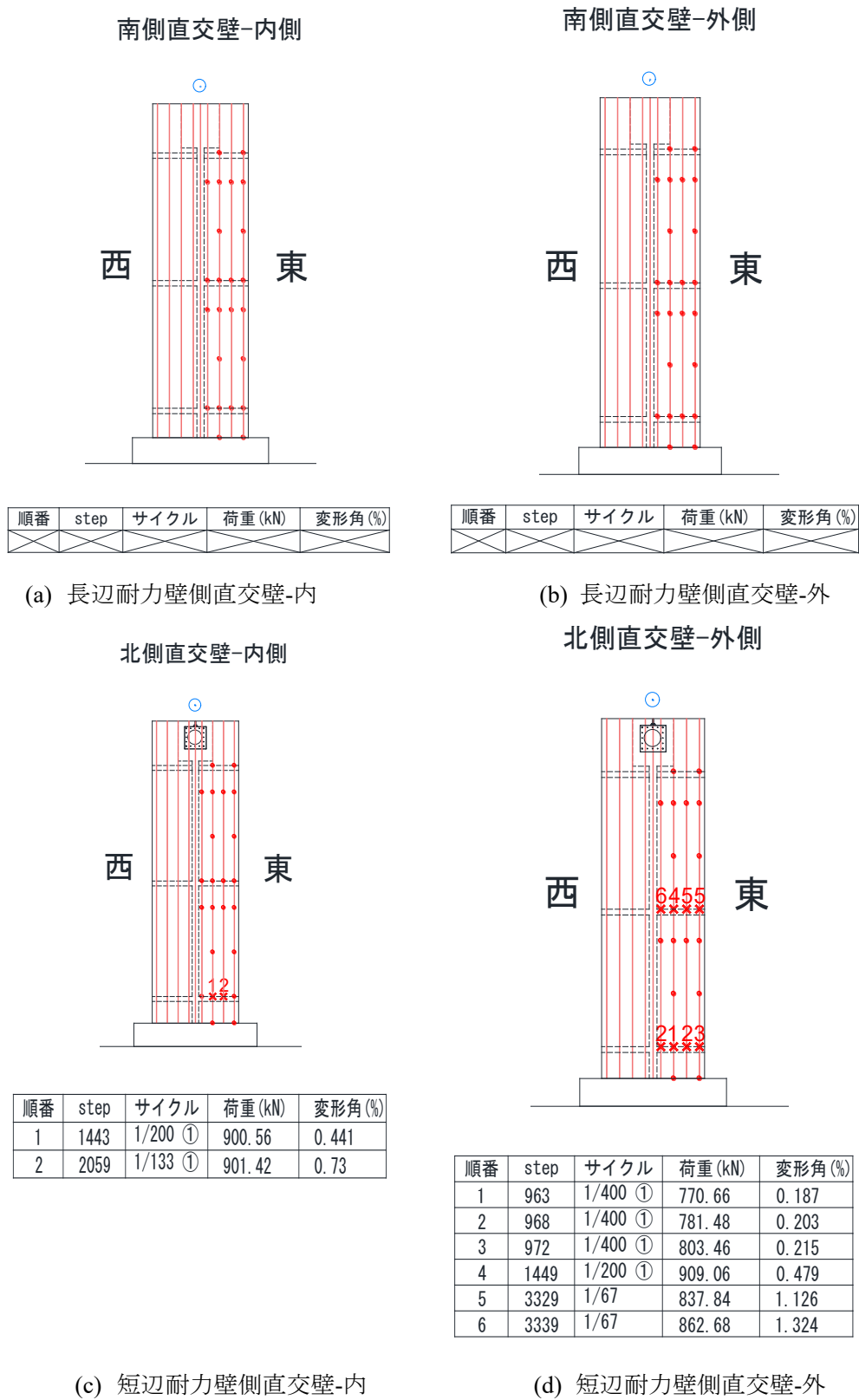
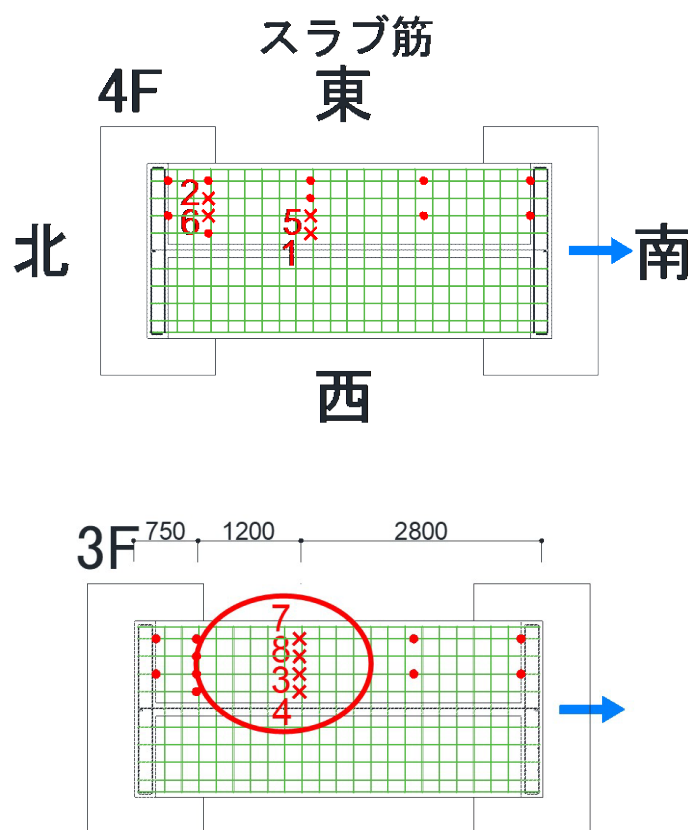
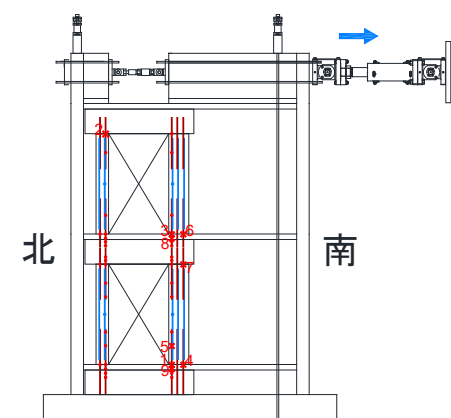


図 6.3.1-3 正載荷時 直交壁縦筋 降伏状況



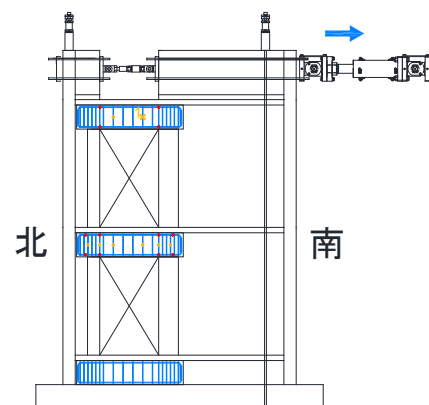
順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1	1432	1/200 ①	888.58	0.373
2	1433	1/200 ①	890.56	0.379
3	1438	1/200 ①	899.18	0.41
4	1735	1/200 ②	849.64	0.475
5	2039	1/133 ①	882.56	0.598
6	2466	1/133 ②	816.28	0.71
7	3315	1/67	721.24	0.845
8	3316	1/67	740.62	0.868

図 6.3.1-4 正載荷時 スラブ筋 降伏状況



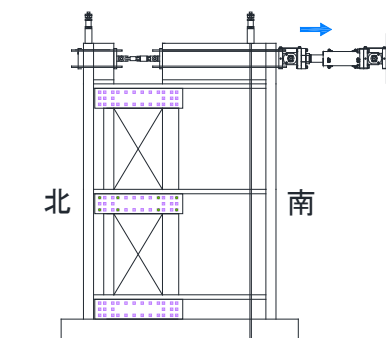
順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1	465	1/1600	451.98	0.039
2	472	1/1600	500.44	0.047
3	953	1/400 ①	713.2	0.157
4	957	1/400 ①	734.68	0.169
5	1412	1/200 ①	756.76	0.248
6	1414	1/200 ①	773.24	0.259

(a)あと施工アンカー



順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1	977	1/400 ①	800.38	0.231

(b)壁梁新設部

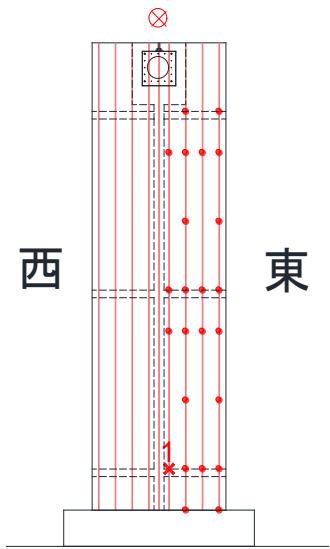


※鉄筋の降伏は計測されなかった

(c)壁梁通し筋

図 6.3.1-5 正載荷時 開口周辺 鉄筋降伏順

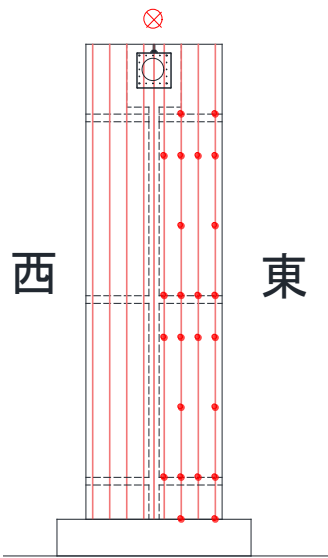
北側直交壁-内側



順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1	3189	-1/100	-828.14	-1.028

(a) 短辺耐力壁側直交壁-内

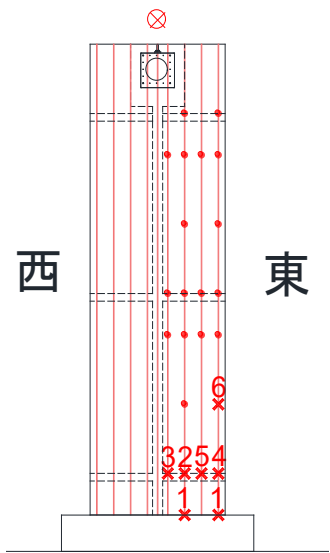
北側直交壁-外側



順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)

(b) 短辺耐力壁側直交壁-外

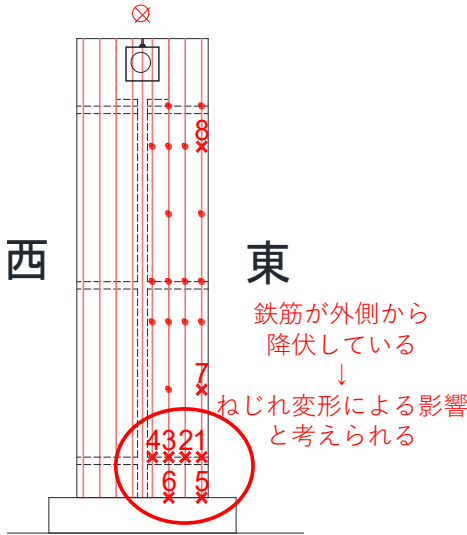
南側直交壁-内側



順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1	825	-1/800	-693.94	-0.106
2	1093	-1/400①	-735.1	-0.142
3	1094	-1/400①	-737.58	-0.146
4	1095	-1/400①	-744.06	-0.15
5	1107	-1/400①	-776.26	-0.191
6	2266	-1/133①	-840.22	-0.721

(c) 長辺耐力壁側直交壁-内

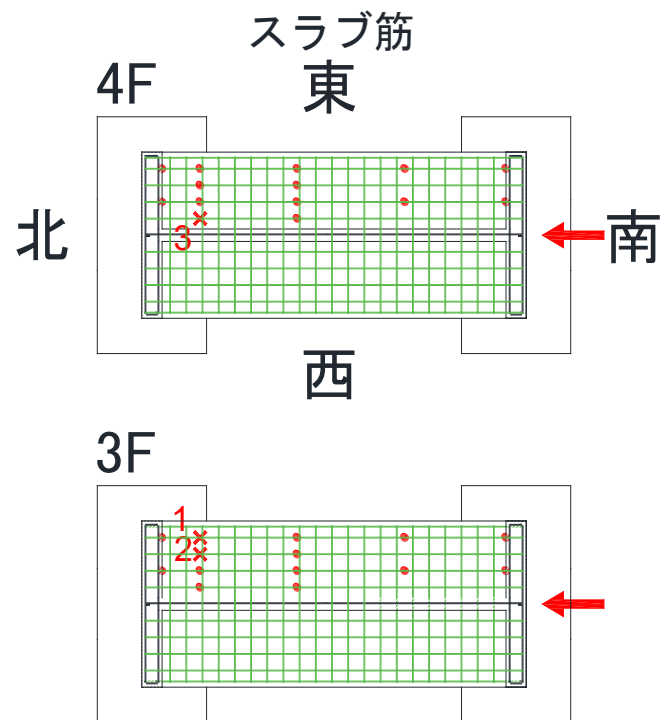
南側直交壁-外側



順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1	807	-1/800	-640.22	-0.078
2	811	-1/800	-647.22	-0.083
3	812	-1/800	-658.18	-0.085
4	820	-1/800	-664.7	-0.096
5	1093	-1/400①	-735.1	-0.142
6	1105	-1/400①	-771.16	-0.183
7	3140	-1/100	-769.2	-0.703
8	3161	-1/100	-806.14	-0.85

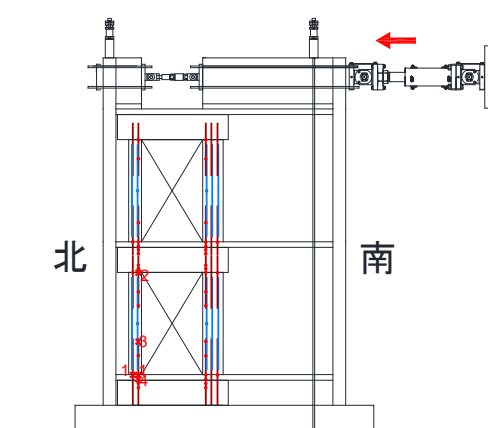
(d) 長辺耐力壁側直交壁-外

図 6.3.1-7 負荷荷時 直交壁縦筋 降伏状況



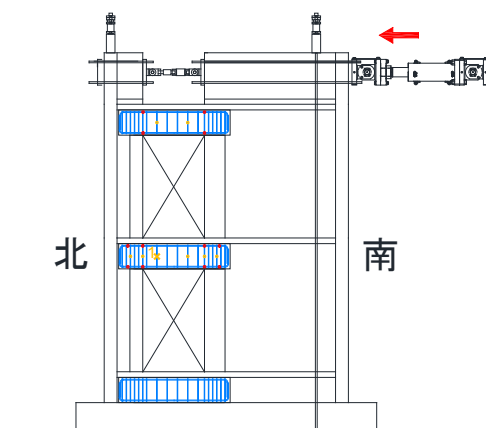
順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1	1114	-1/400①	-793.14	-0.214
2	1119	-1/400①	-806.62	-0.233
3	1555	-1/200①	-733.1	-0.228

図 6.3.1-8 負荷荷時 スラブ筋 降伏状況



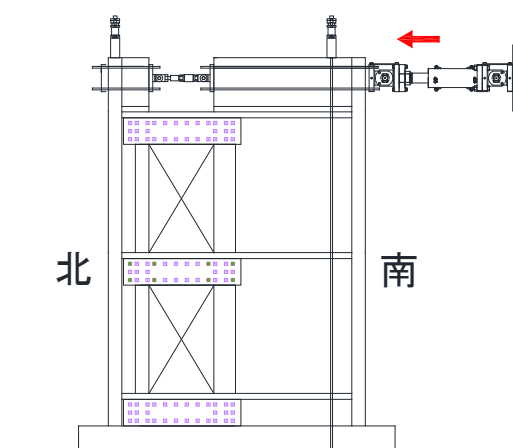
順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1	1108	-1/400 ①	-767.76	-0.193
2	1573	-1/200 ①	-800.38	-0.35
3	1878	-1/200 ①	-823.58	-0.477
4	2682	-1/133 ②	-822.78	-0.744

(a)あと施工アンカー



順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1	1567	-1/200 ①	-806.34	0.312

(b)壁梁新設部



※鉄筋の降伏は計測されなかった

(c)壁梁通し筋

図 6.3.1-9 正載荷時 開口周辺 鉄筋降伏順

6.3.1.1.3 層ごとの鉄筋降伏順

6.3.1.1.3.1 2層の鉄筋降伏順

図 6.3.1-10 に各部の鉄筋降伏状況と 2 層の荷重変形関係の比較を示す。

あと施工アンカー筋と耐力壁縦筋が降伏した後梁主筋やスラブ筋の降伏とともに最大耐力に到達し、その後耐力壁横筋や直交壁縦筋の降伏に伴い試験体の剛性低下が進行した。

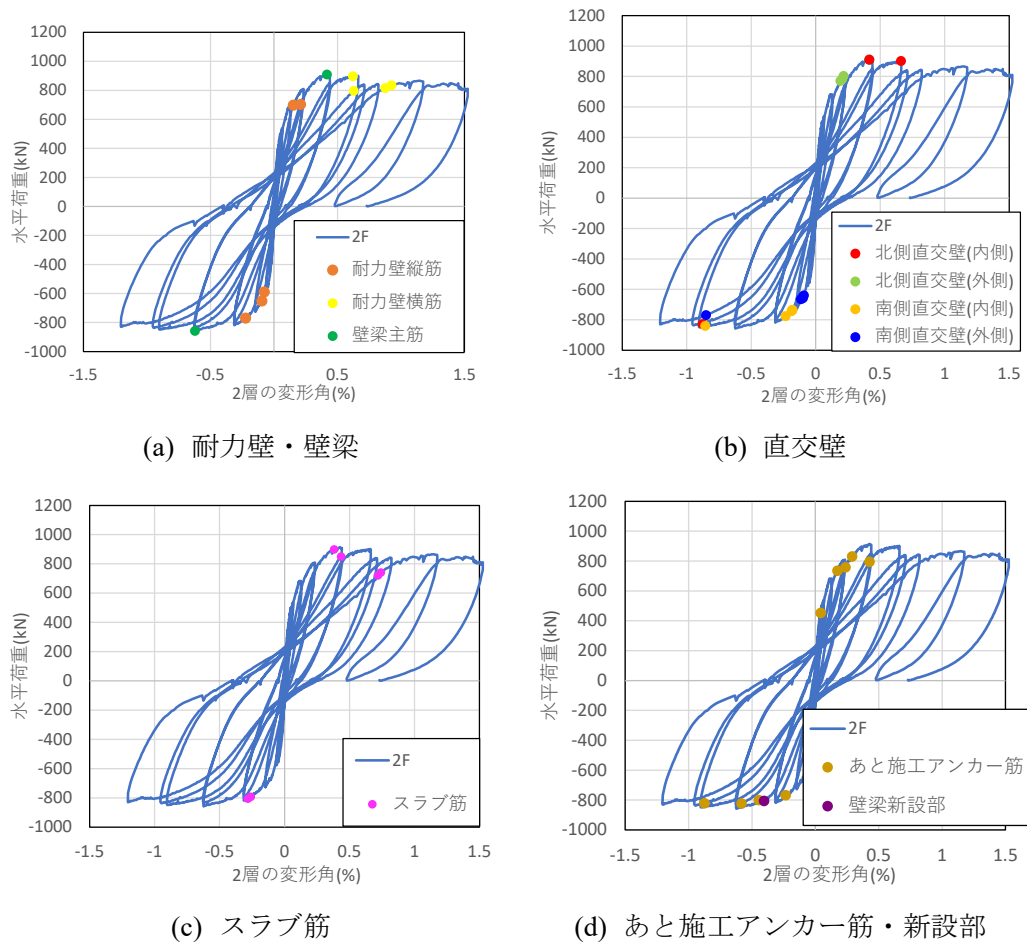
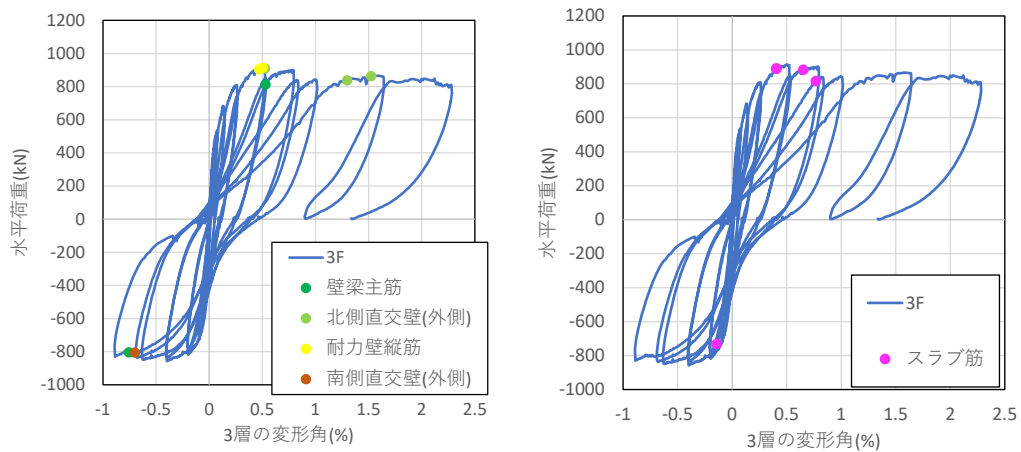


図 6.3.1-10 2層の鉄筋降伏順

6.3.1.1.3.2 3層の鉄筋降伏順

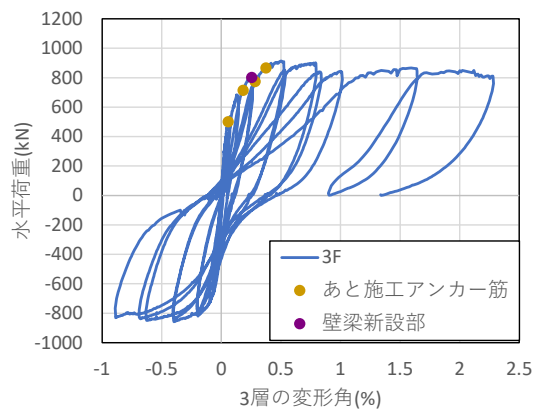
図 6.3.1-11 に各部の鉄筋降伏状況と 3 層の荷重変形関係の比較を示す。

あと施工アンカー筋とスラブ筋、壁梁新設部の鉄筋が降伏した後に耐力壁縦筋や直交壁縦筋の降伏とともに最大耐力に到達し、その後直交壁縦筋やスラブ筋の降伏に伴い試験体の剛性低下が進行した。



(a) 耐力壁・壁梁・直交壁

(b) スラブ



(c) あと施工アンカー筋・新設部

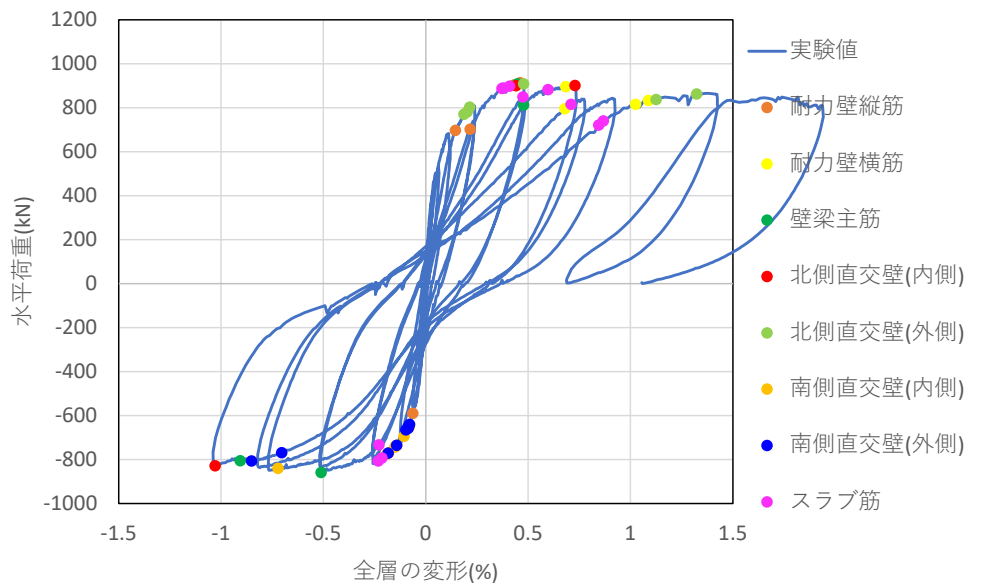
図 6.3.1-11 3層の鉄筋降伏順

6.3.1.1.3.3 全層の鉄筋降伏順

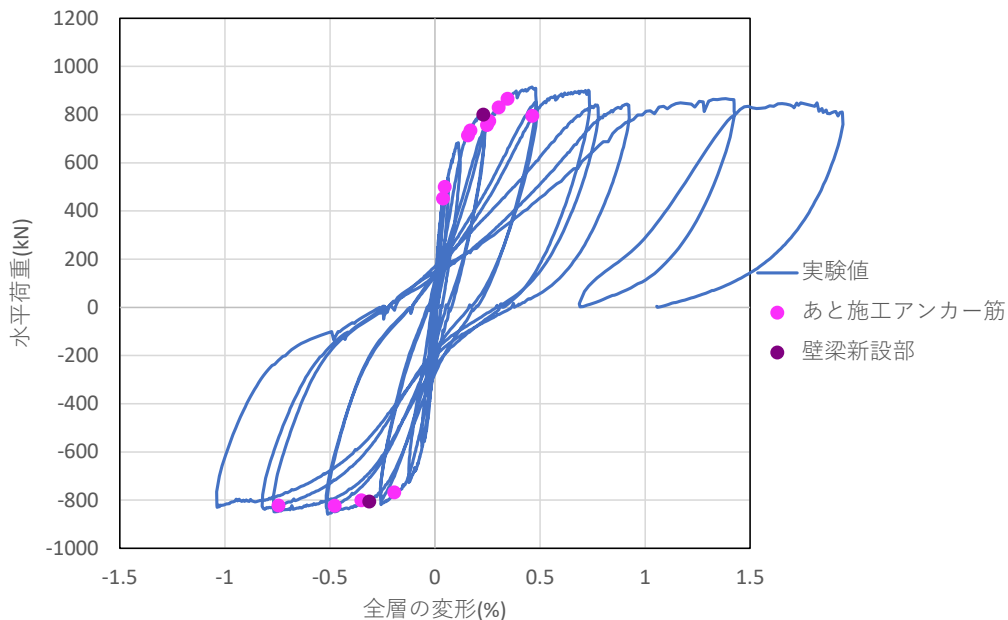
図 6.3.1-12 に全層の鉄筋降伏順を示す。

試験体の剛性が低下し始める最大耐力到達以前で新設部の鉄筋が多く降伏し、最大耐力到達後に既存部の鉄筋降伏が多く確認された。

変形角の増大に伴い鉄筋降伏範囲が拡大しており、全体としては曲げ降伏後のせん断破壊の様相を呈している。



(a) 既存部の鉄筋降伏順



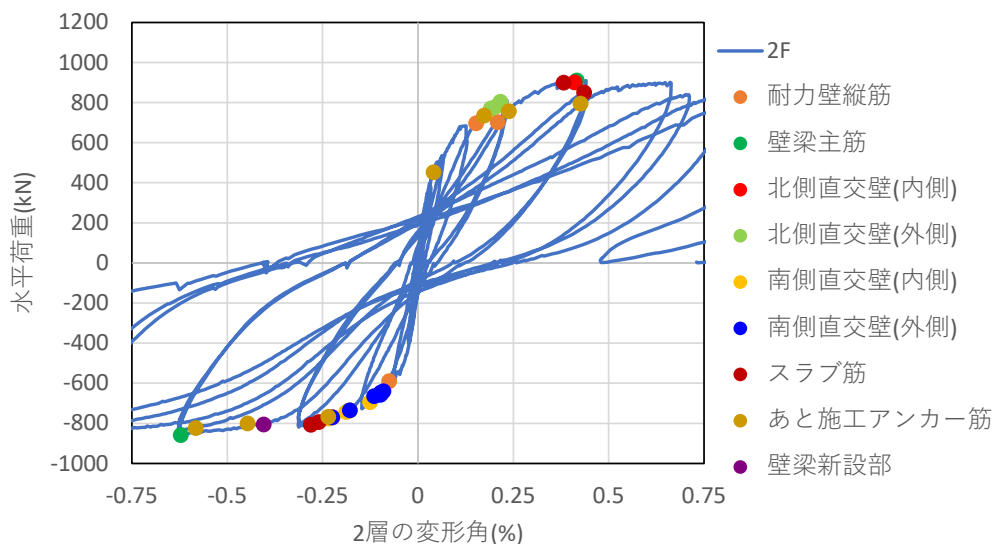
(b) 新設部の鉄筋降伏順

図 6.3.1-12 全層の鉄筋降伏順

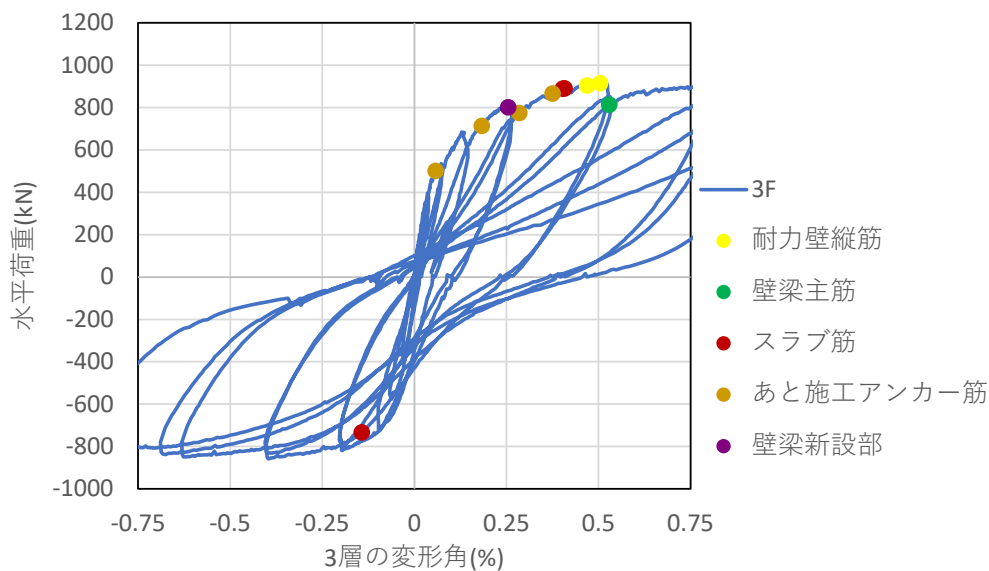
6.3.1.1.3 変形角 0.5%までの鉄筋降伏状況

図 6.3.1-13 に変形角 0.5%までの鉄筋降伏状況を示す。

2階3階ともに変形角 1/1600 サイクル中にて初めてあと施工アンカー筋が降伏しており，以降からわずかに剛性低下しており，どちらの階においてもあと施工アンカー筋の降伏が先行していることを確認した。



(a)2 層の変形と鉄筋降伏の関係



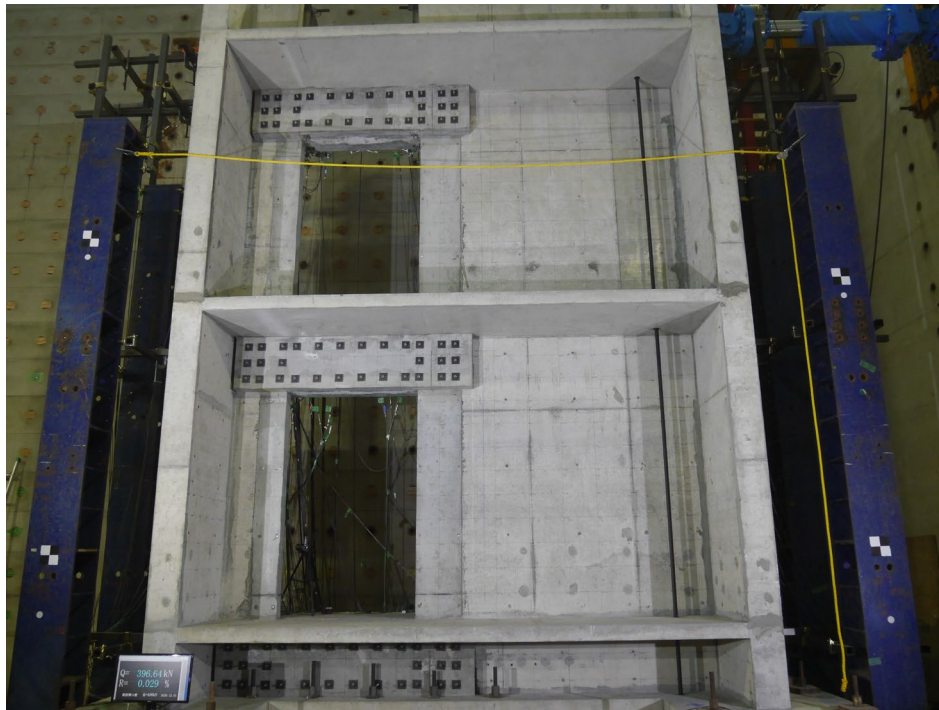
(b)3 層の変形と鉄筋降伏の関係

図 6.3.1-13 変形角 0.5%までの鉄筋降伏状況

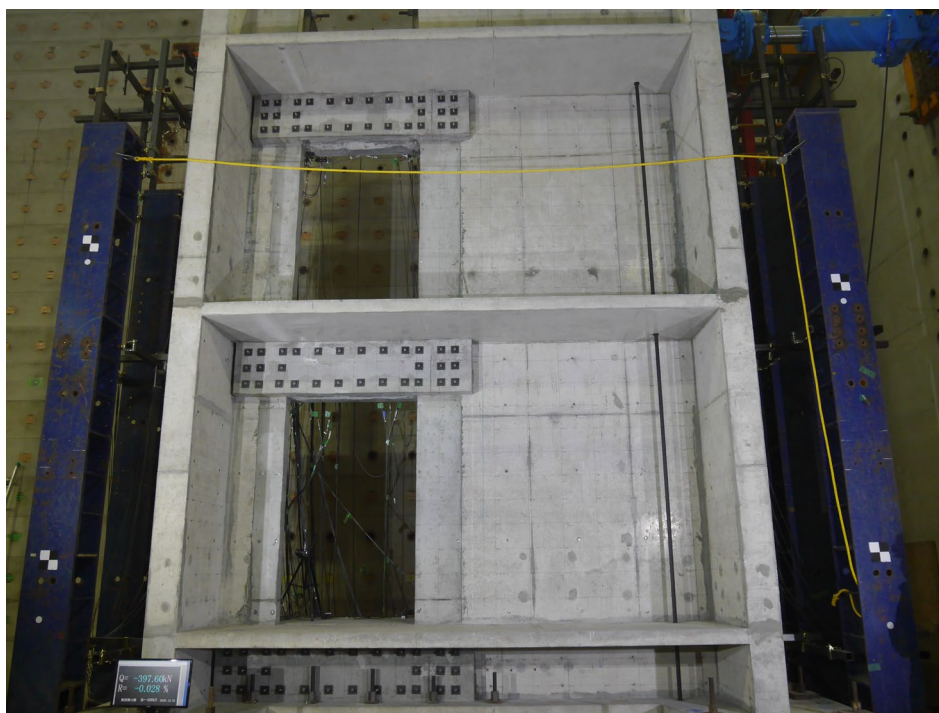
6.3.1.2 試験体破壊推移

試験体各部材のサイクルごとのひび割れ図と全景写真を以下に示す。

載荷順に全景写真を以下に示す。サイクル $R=1/67$ ①, $R=1/50$ ①の全景写真はデータが取れなかったためここには示していない。

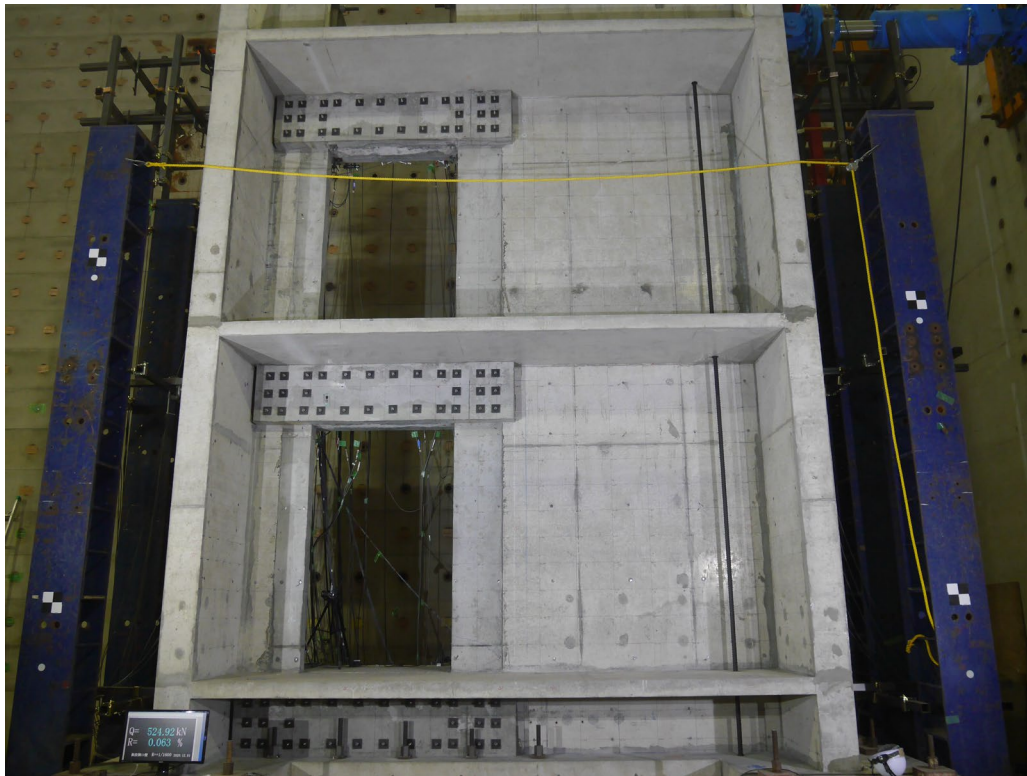


(a) サイクル:-400kN①

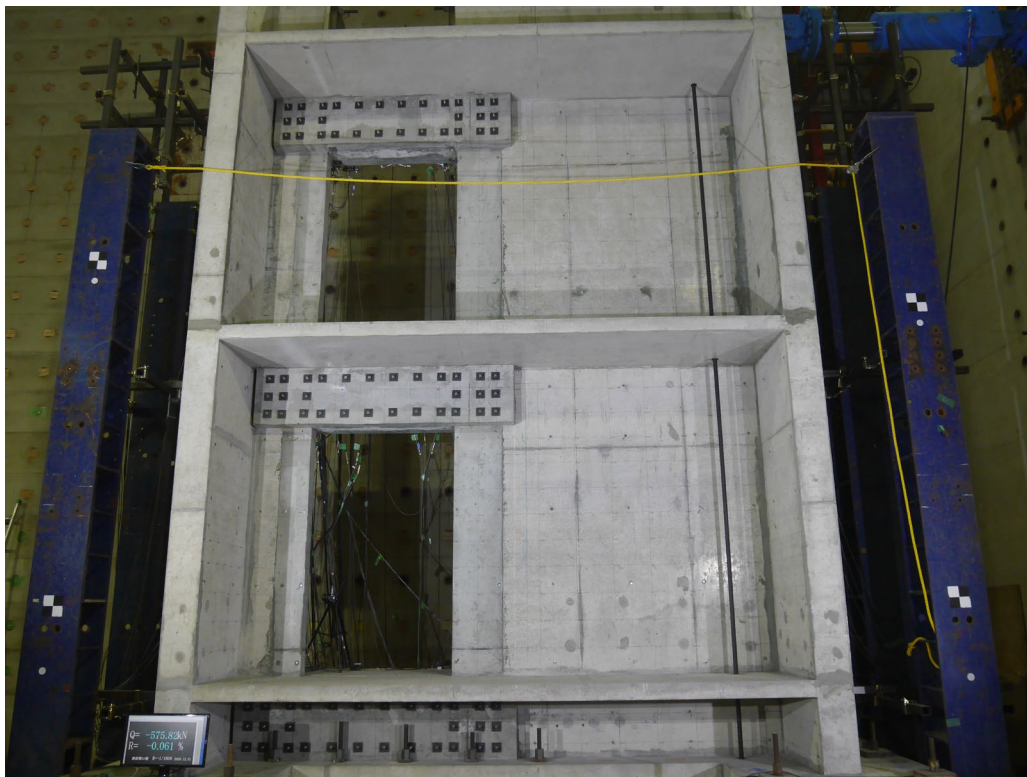


(b) サイクル:-400kN②

図 6.3.1-14 -400kN 載荷時 全景写真

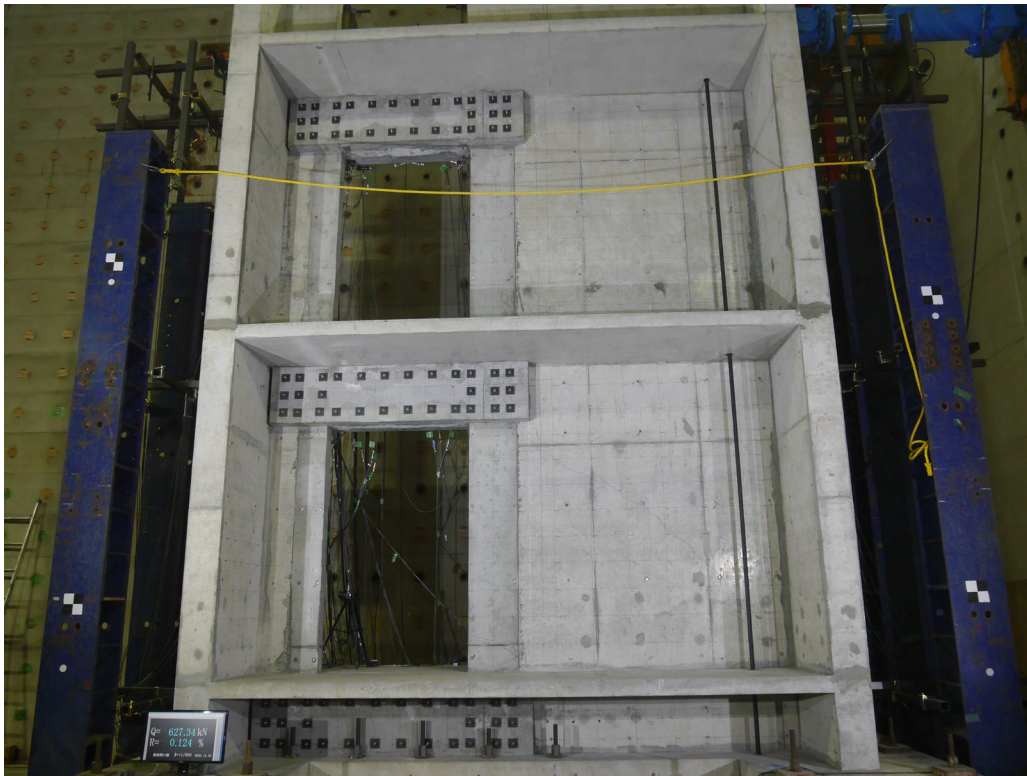


(a) サイクル:1/1600

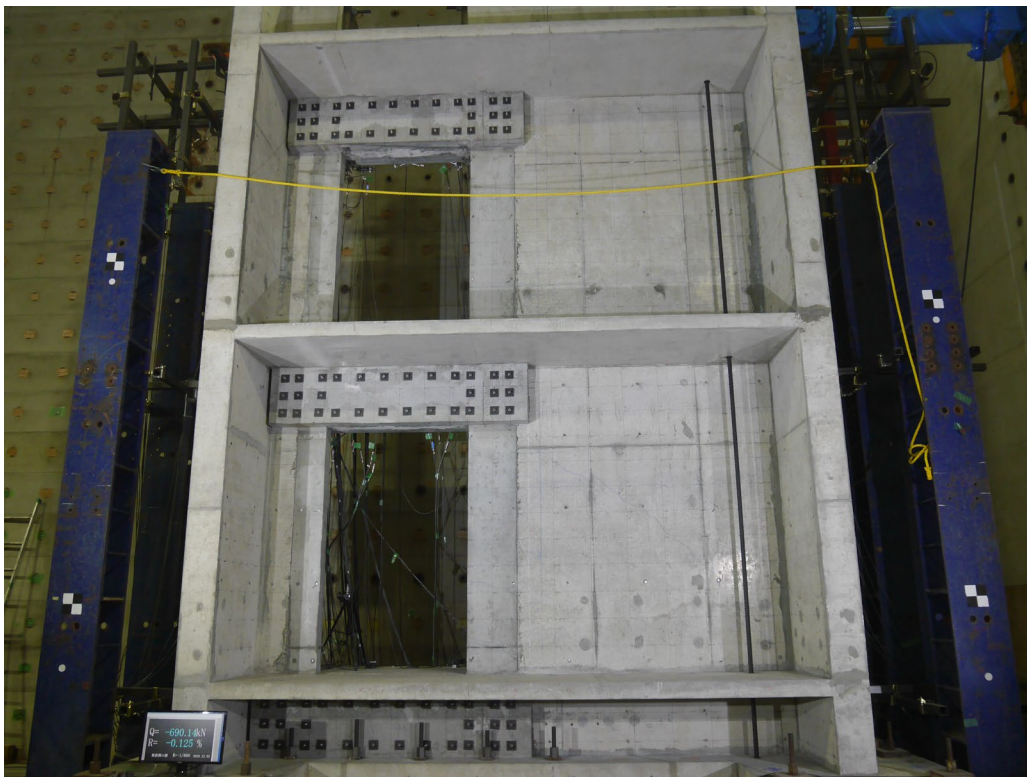


(b) サイクル:-1/1600

図 6.3.1-15 R=1/1600 全景写真

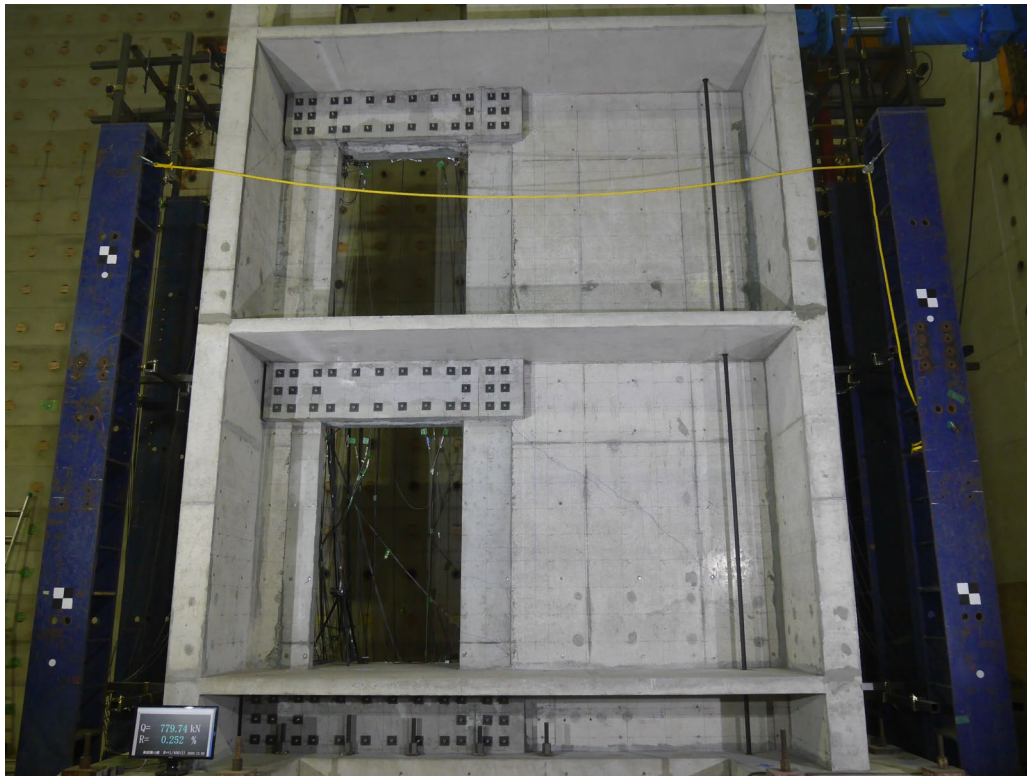


(a) サイクル:1/800

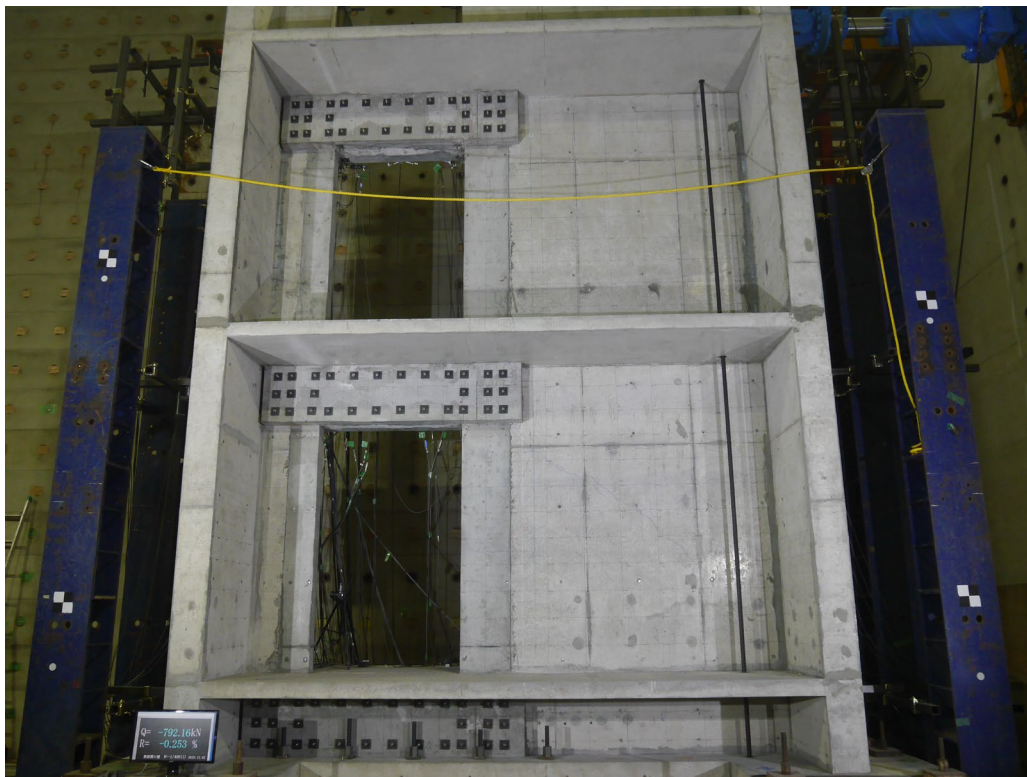


(b) サイクル:-1/800

図 6.3.1-16 R=1/800 全景写真

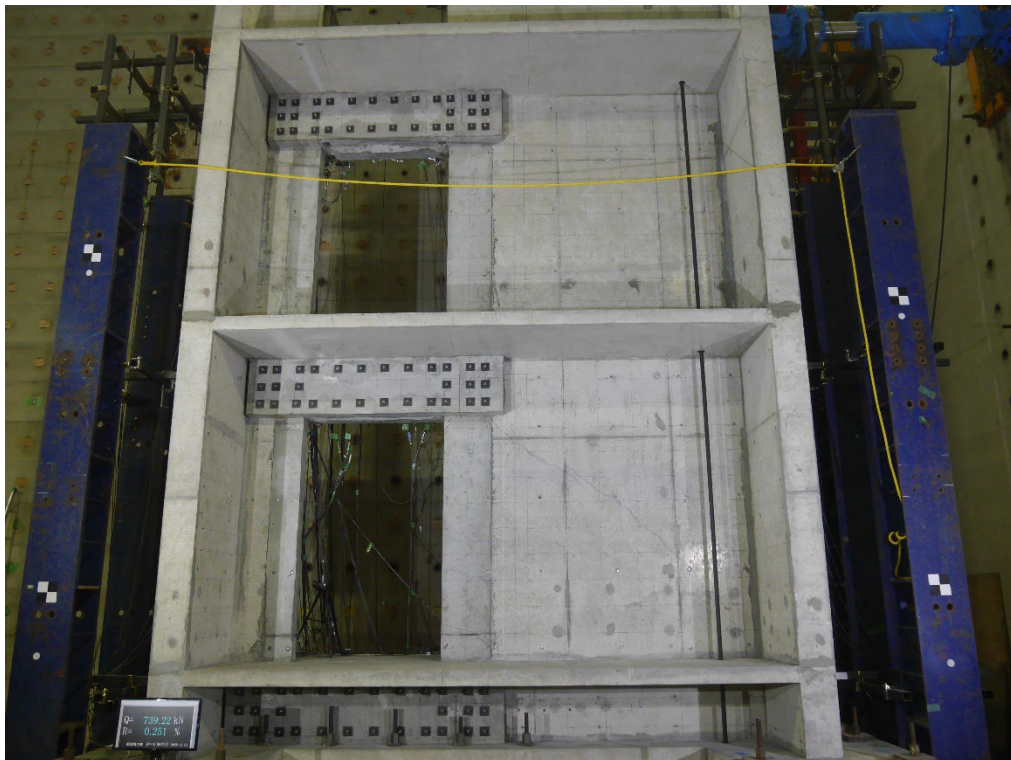


(a) サイクル:1/400 ①

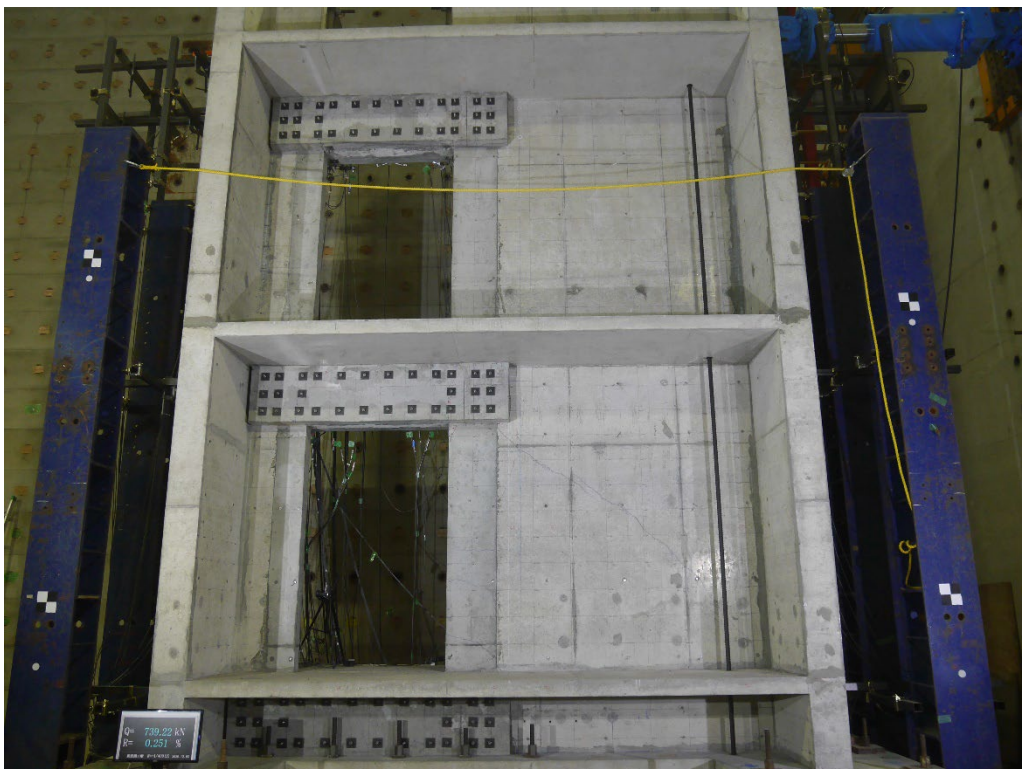


(b) サイクル:-1/400 ①

図 6.3.1-17 R=1/400① 全景写真

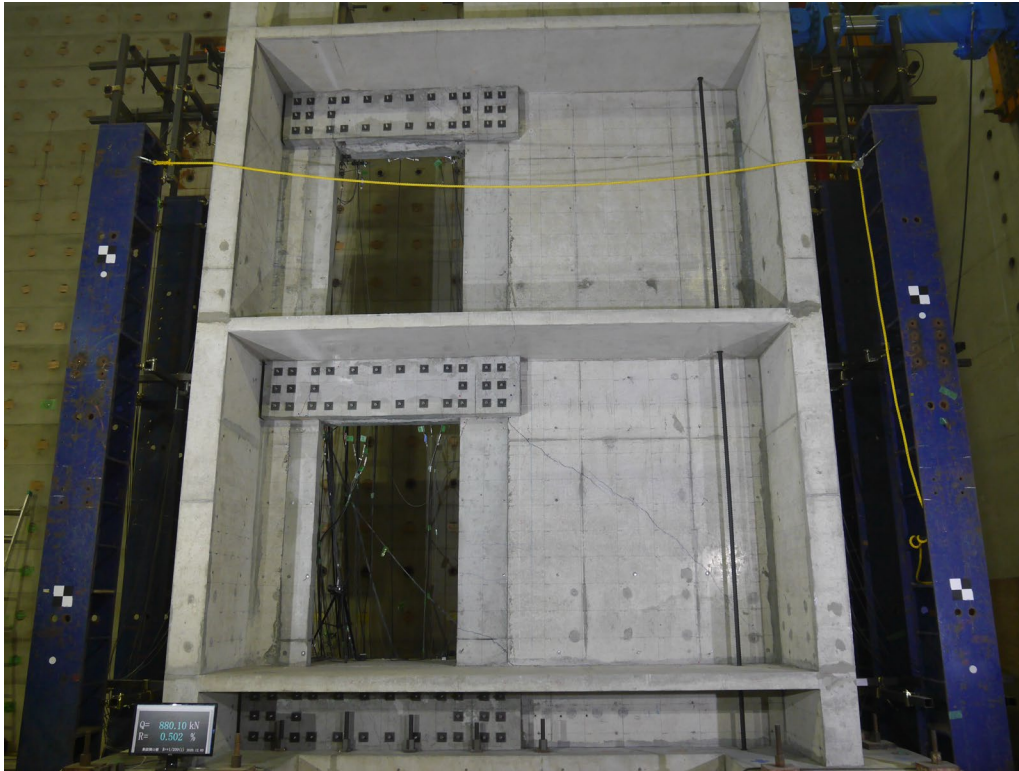


(a) サイクル:1/400 ②

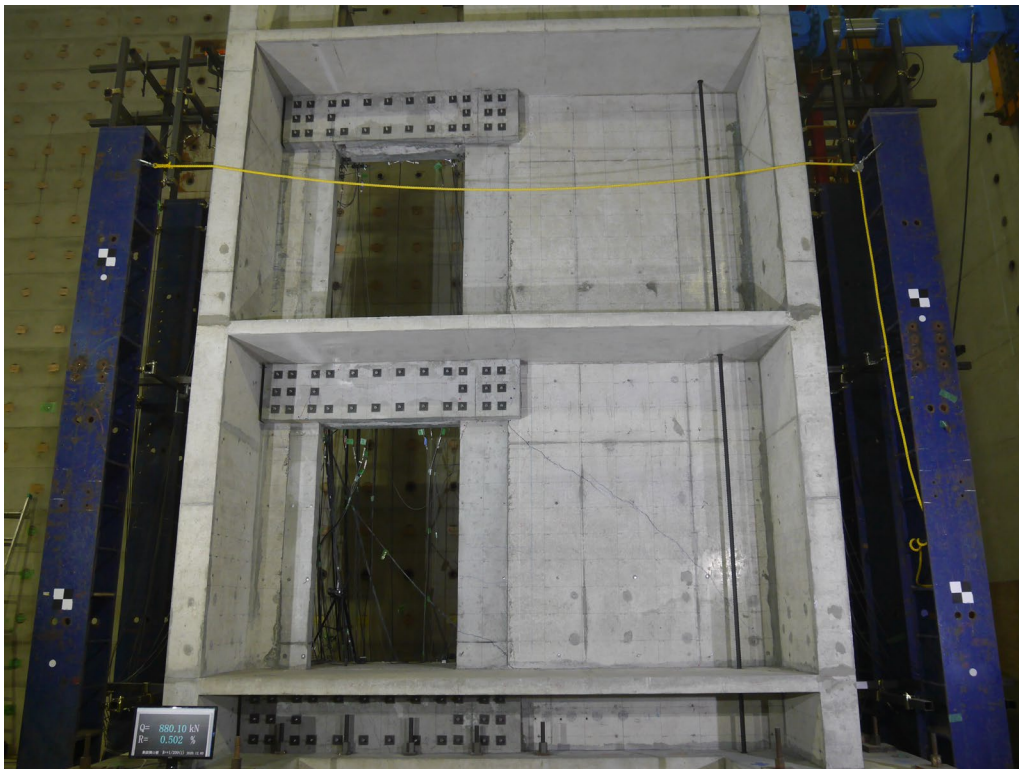


(b) サイクル:-1/400 ②

図 6.3.1-18 R=1/400② 全景写真

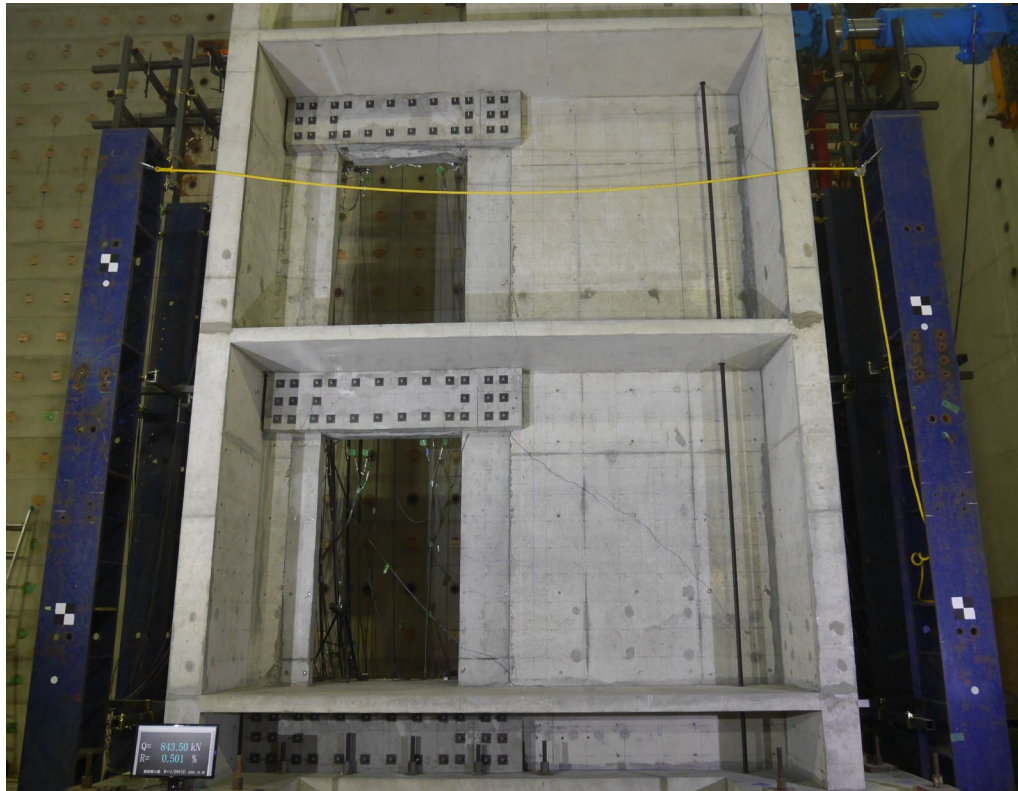


(a) サイクル:1/200 ①

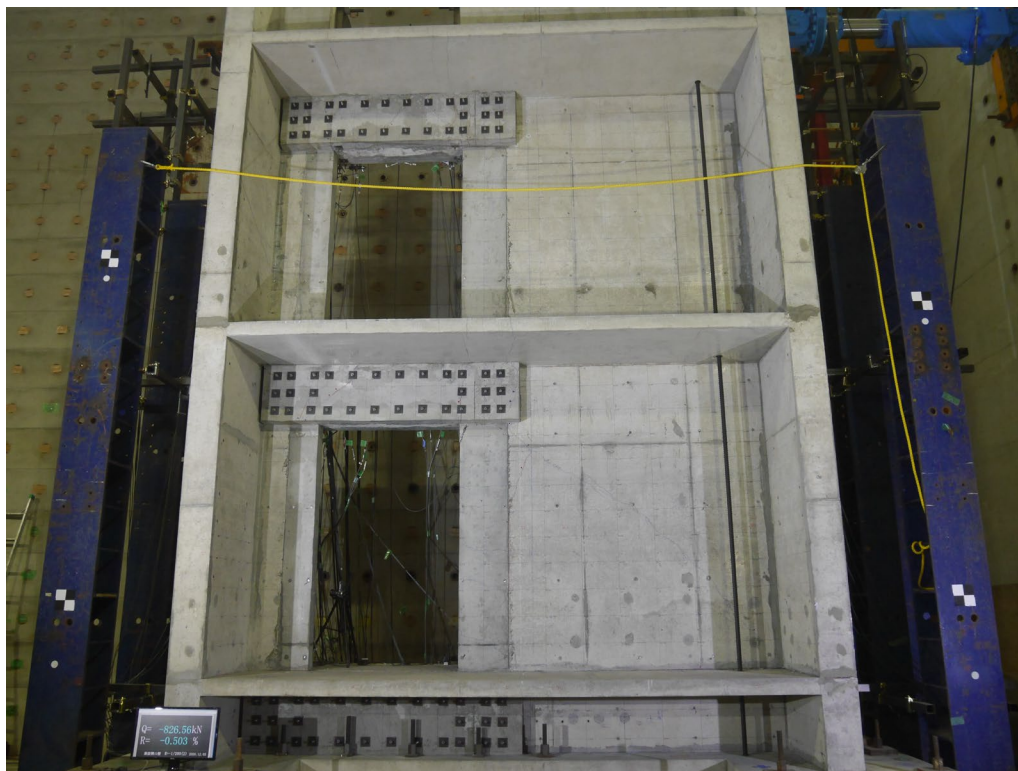


(b) サイクル:-1/200 ①

図 6.3.1-19 R=1/200① 全景写真

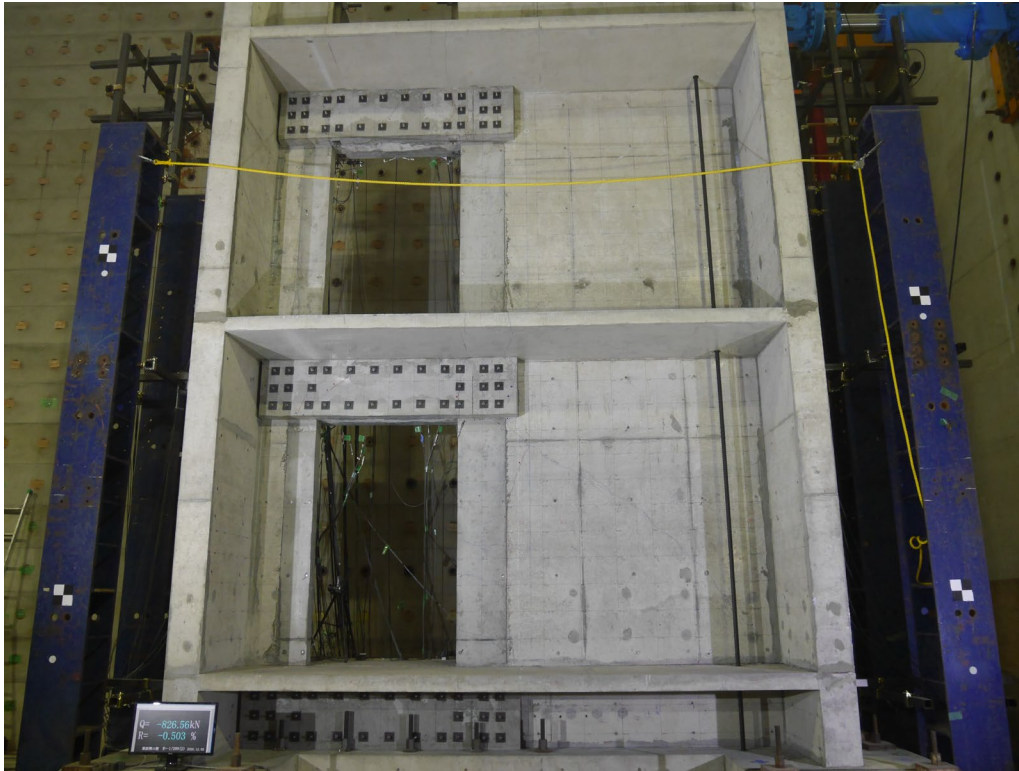


(a) サイクル:1/200 ②

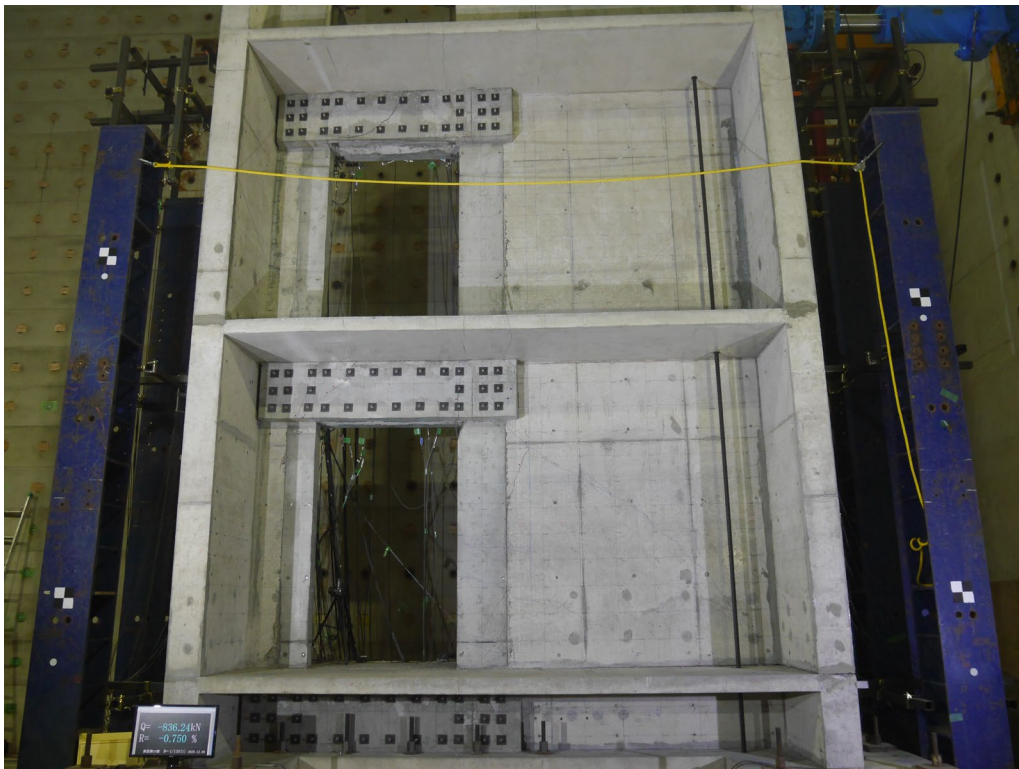


(b) サイクル:-1/200 ②

図 6.3.1-20 R=1/200② 全景写真

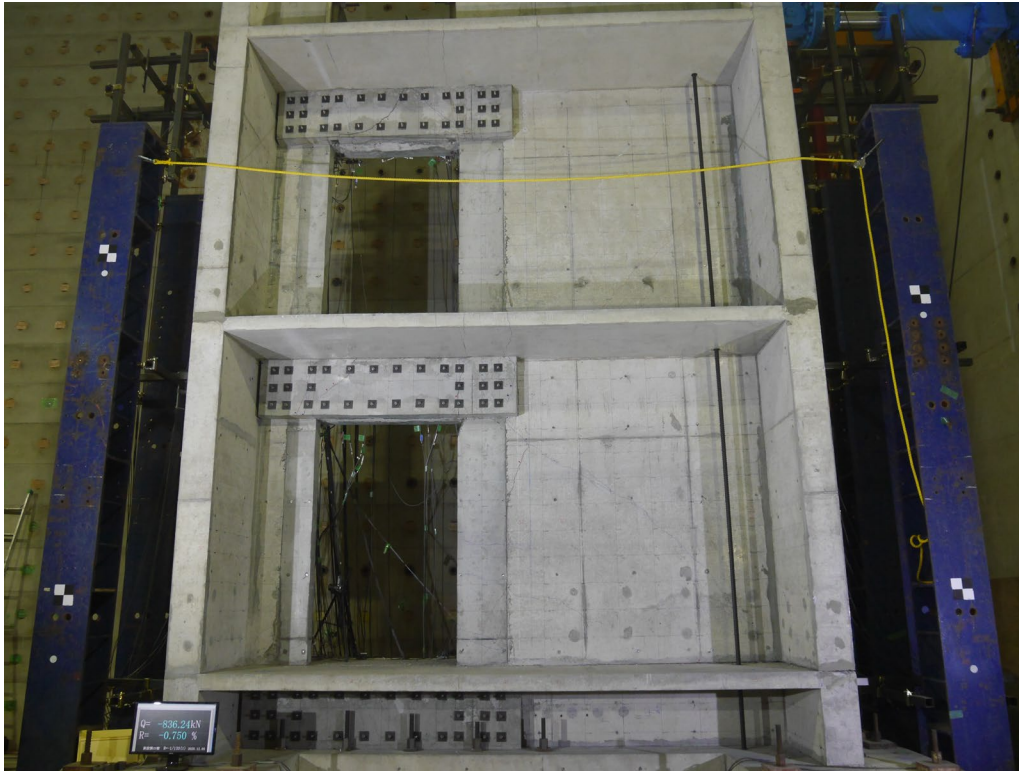


(a) サイクル:1/133 ①

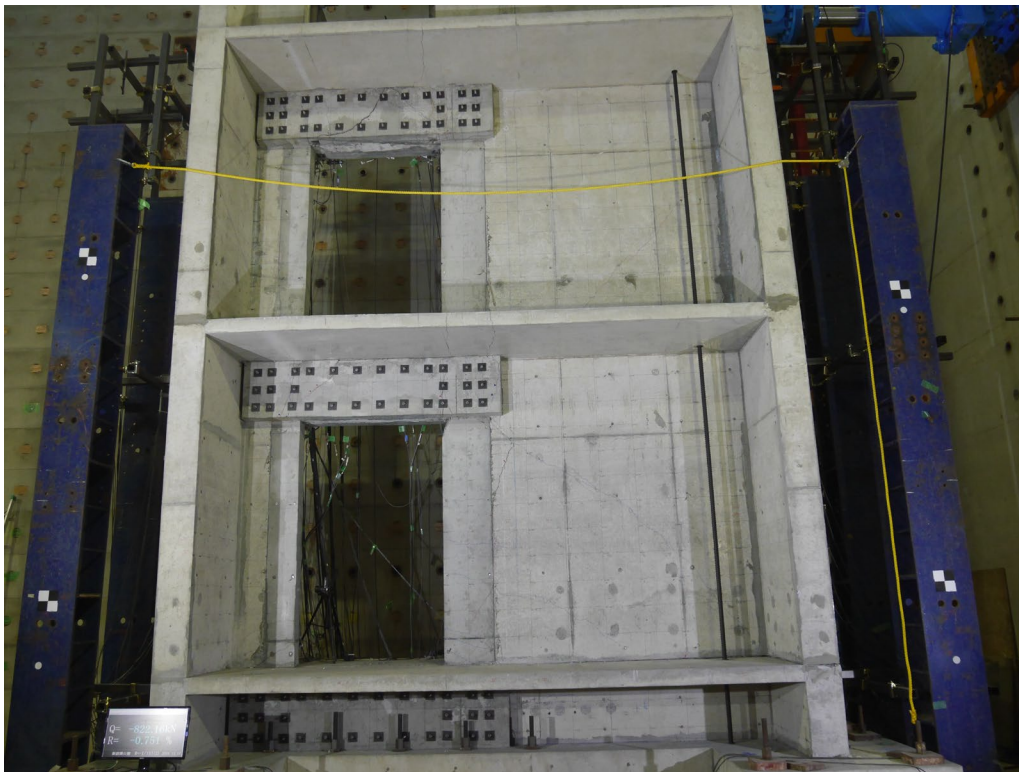


(b) サイクル:-1/133 ①

図 6.3.1-21 R=1/133① 全景写真

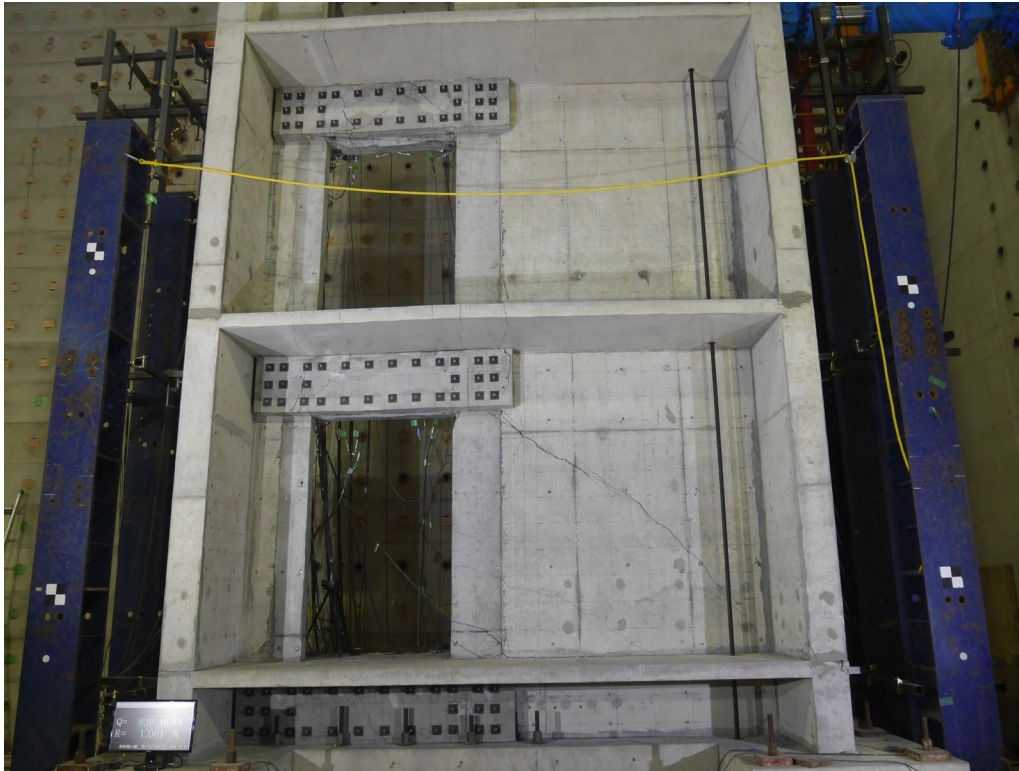


(a) サイクル:1/133 ②

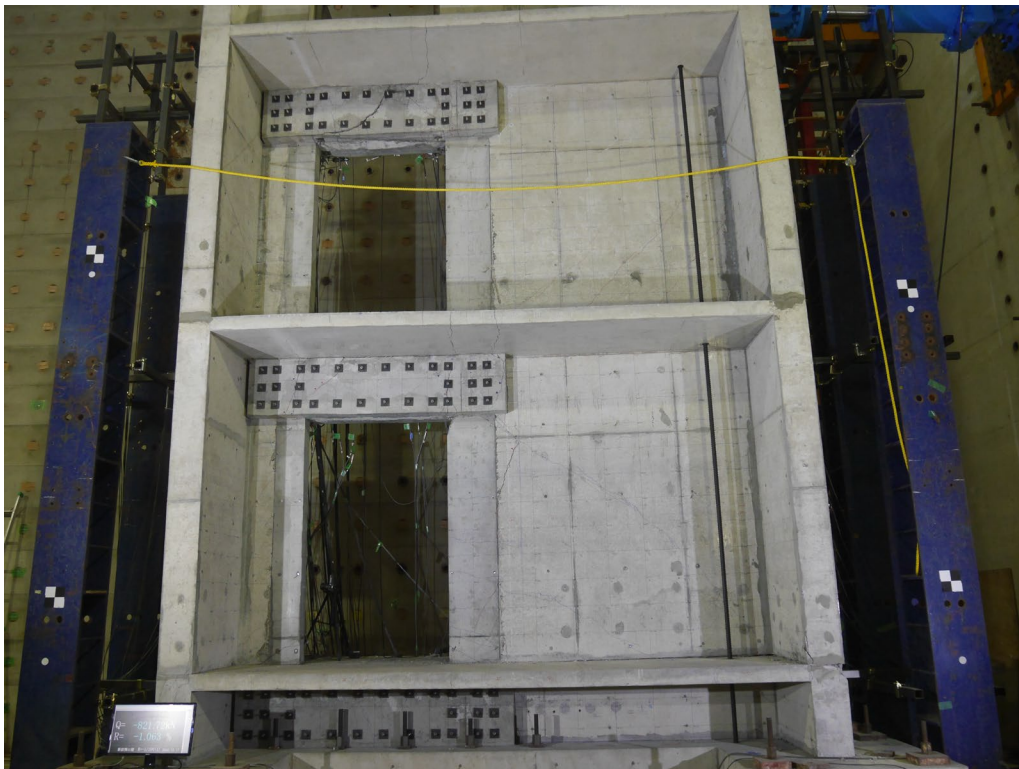


(b) サイクル:-1/133 ②

図 6.3.1-22 R=1/133② 全景写真



(a) サイクル:1/100 ①



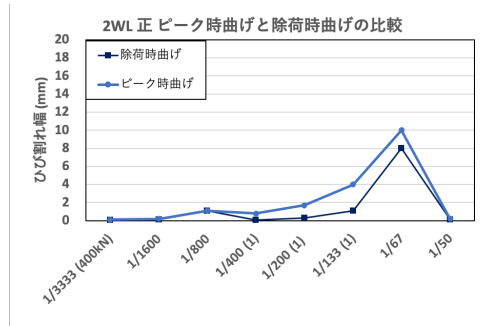
(b) サイクル:-1/100 ①

図 6.3.1-22 R=1/100① 全景写真

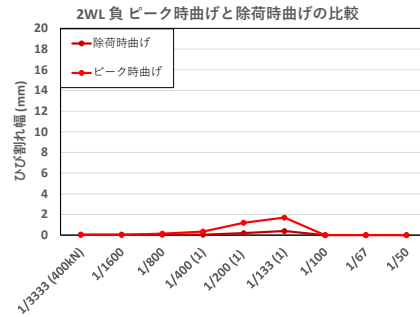
6.3.1.3 ひび割れ幅推移 (曲げひび割れ幅およびせん断ひび割れ幅)

6.3.1.3.1 曲げひび割れ幅推移

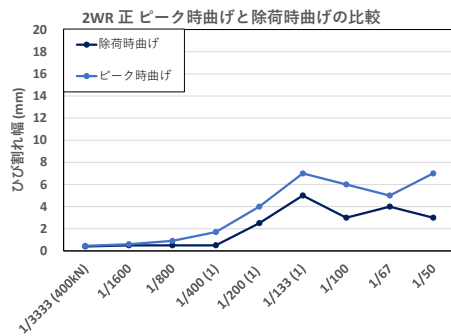
正載荷時、負載荷時の各部材の曲げひび割れ幅の推移について、ピーク時および除荷時ともに図 6.3.1-23 から図 6.3.1-26 に示す。引張側の部材のひび割れ幅が圧縮側のひび割れ幅を上回る傾向となった。



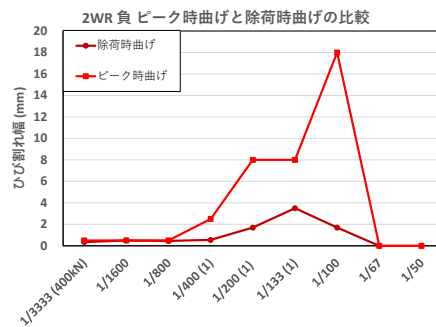
(a) 2WL 正載荷



(b) 2WL 負載荷

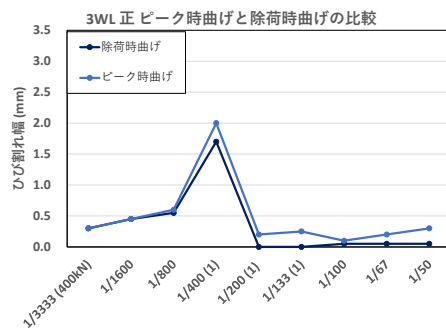


(c) 2WR 正載荷

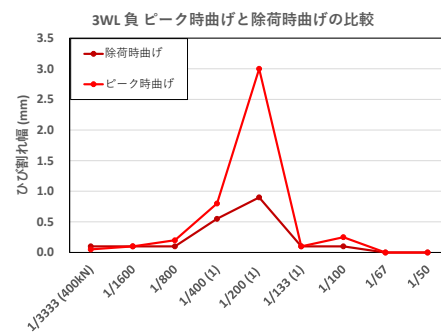


(d) 2WR 負載荷

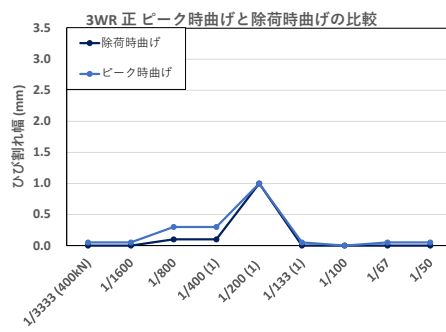
図 6.3.1-23 2F 耐力壁の曲げひび割れ幅推移



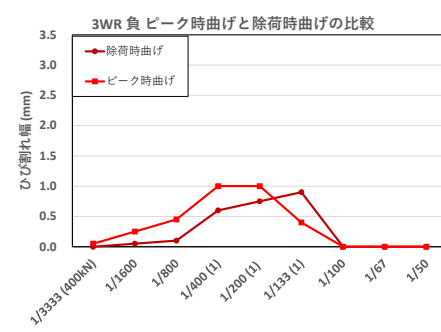
(a) 3WL 正 載荷



(b) 3WL 負 載荷

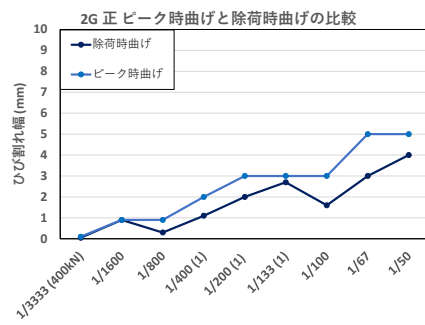


(c) 3WR 正 載荷

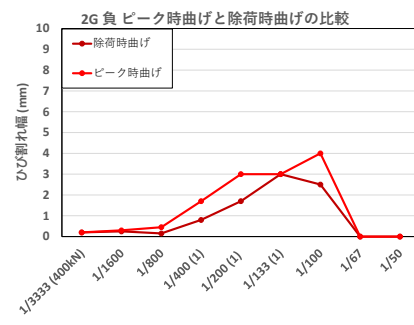


(d) 3WR 負 載荷

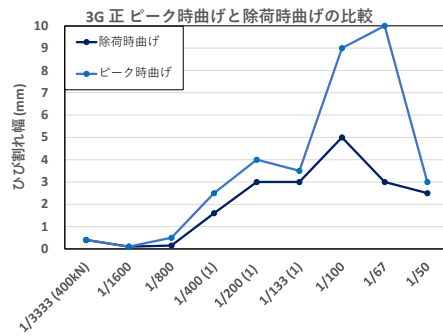
図 6.3.1-24 3F 耐力壁の曲げひび割れ幅推移



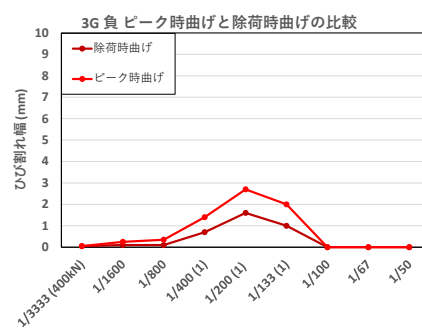
(a) 2G 正 載荷



(b) 2G 負 載荷

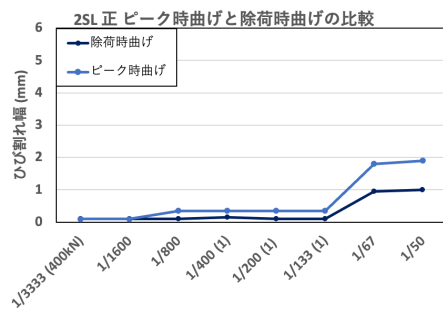


(c) 3G 正 載荷

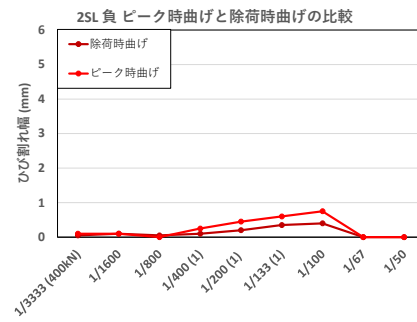


(d) 3G 負 載荷

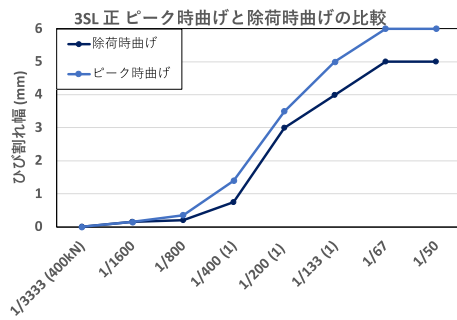
図 6.3.1-25 梁の曲げひび割れ幅推移



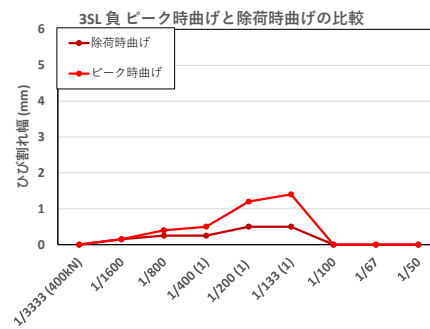
(a) 2SL 正 載荷



(b) 2SL 負 載荷



(c) 3SL 正 載荷

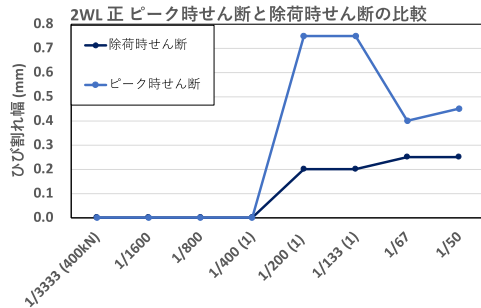


(d) 3SL 負 載荷

図 6.3.1-26 スラブの曲げひび割れ幅推移

6.3.1.3.2 セン断ひび割れ幅推移

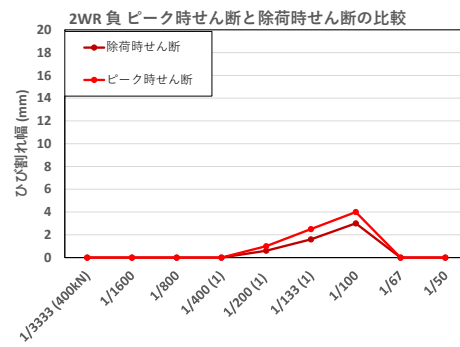
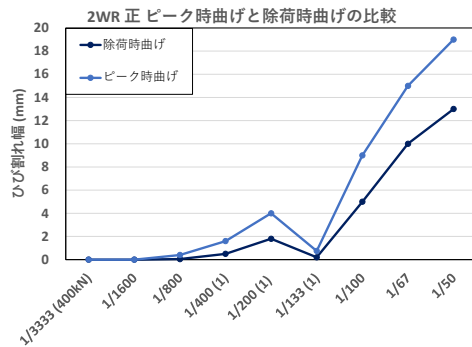
正載荷時、負載荷時の各部材のせん断ひび割れ幅の推移について、ピーク時および除荷時ともに図 6.3.1-27 から図 6.3.1-30 に示す。



負載荷でのせん断ひび割れは
確認されなかった。

(a) 2WL 正載荷

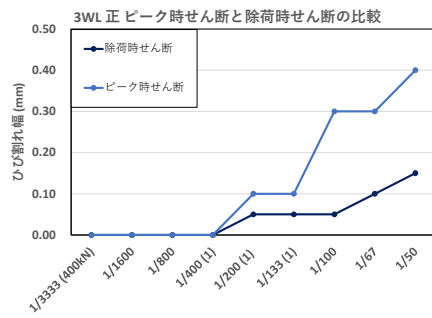
(b) 2WL 負載荷



(c) 2WR 正載荷

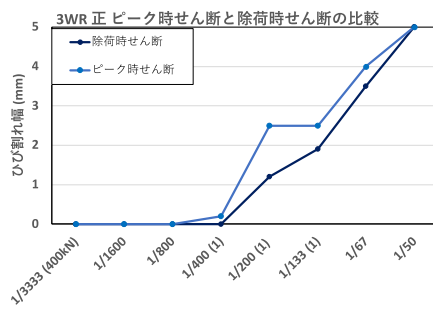
(d) 2WR 負載荷

図 6.3.1-27 2F 耐力壁のせん断ひび割れ幅推移

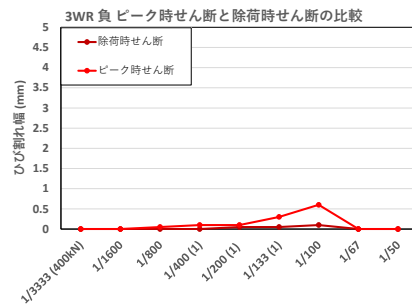


(a) 3WL 正 載荷

負荷荷でのせん断ひび割れは
確認されなかった。

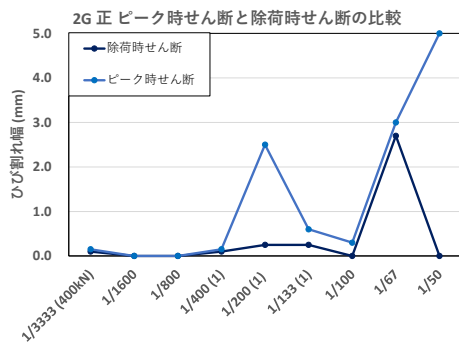


(c) 3WR 正 載荷

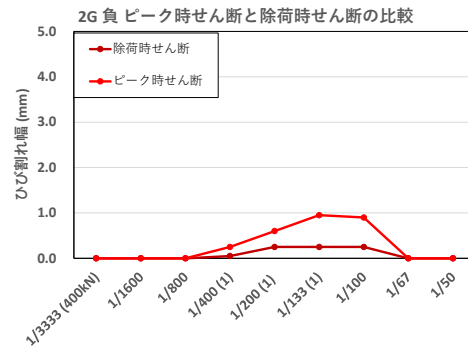


(d) 3WR 負 載荷

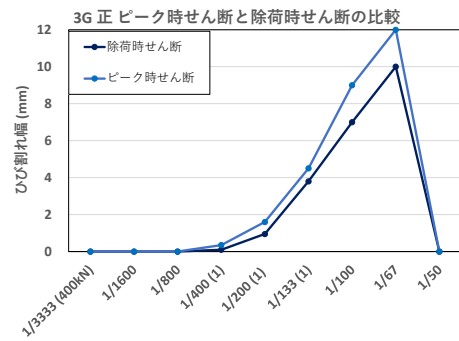
図 6.3.1-28 3 階耐力壁のせん断ひび割れ幅推移



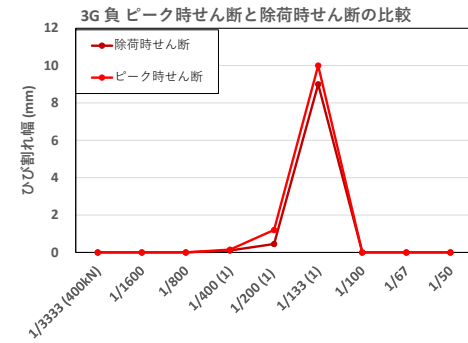
(a) 2G 正 載荷



(b) 2G 負 載荷



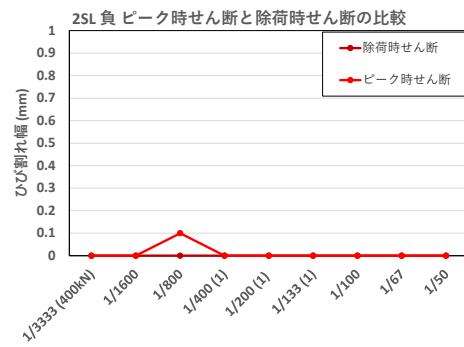
(c) 3G 正 載荷



(d) 3G 負 載荷

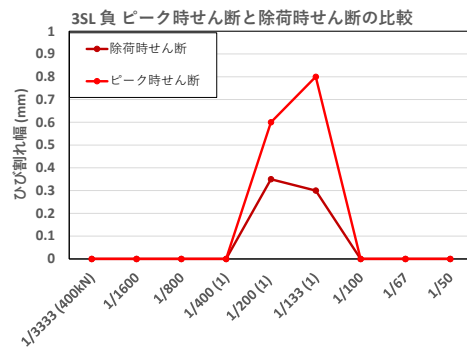
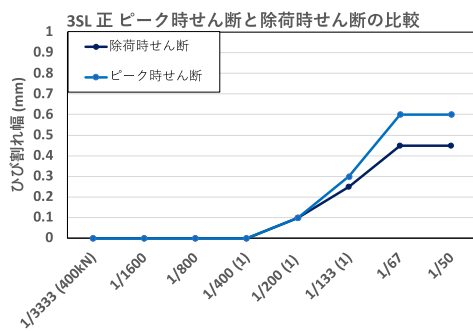
図 6.3.1-29 梁のせん断ひび割れ幅推移

正載荷でのせん断ひび割れは
確認されなかった。



(a) 2SL 正載荷

(b) 2SL 負載荷



(c) 3SL 正載荷

(d) 3SL 負載荷

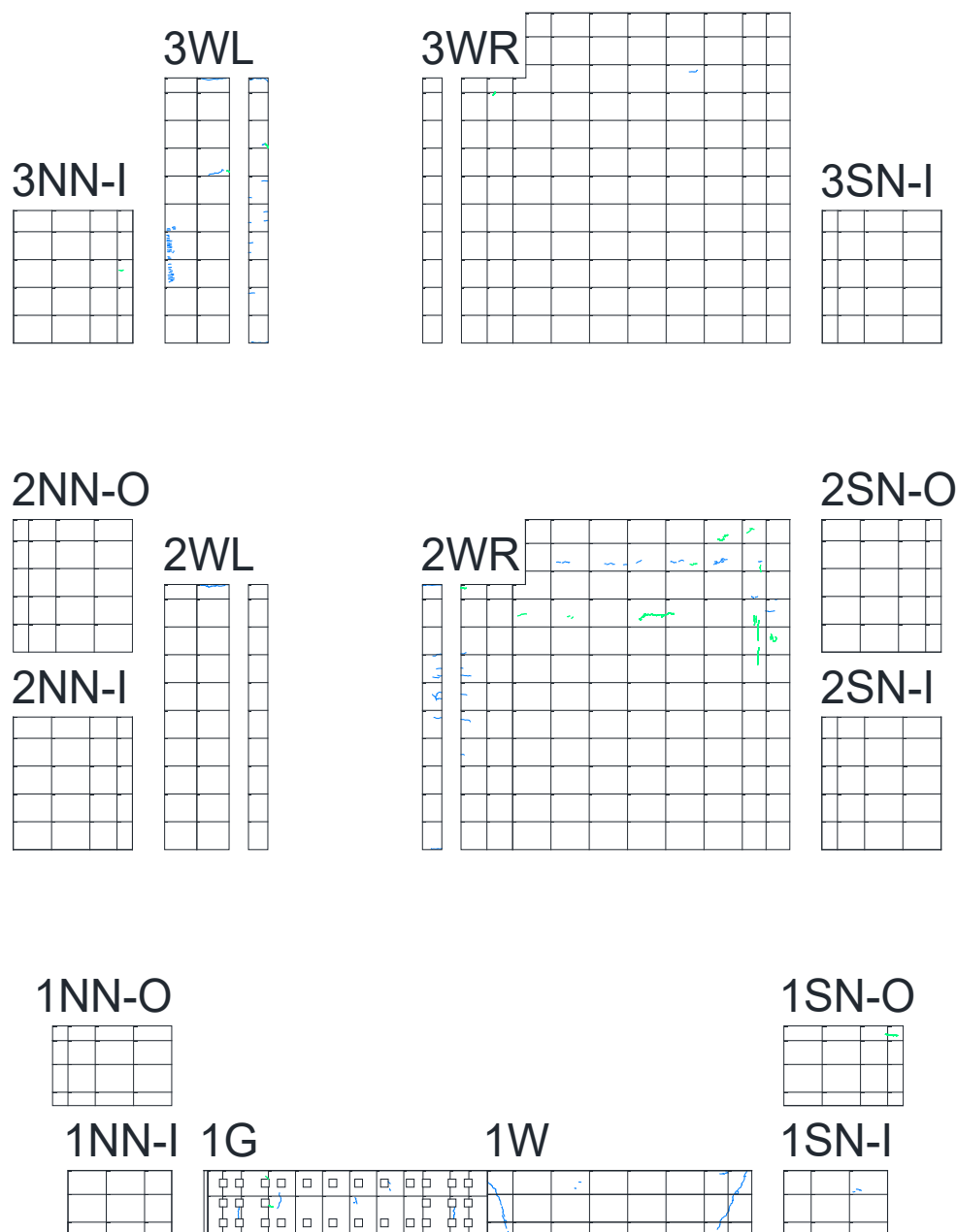
図 6.3.1-30 スラブのせん断ひび割れ幅推移

6.3.1.4 ひび割れの推移

6.3.1.4.1 正載荷時におけるひび割れ推移

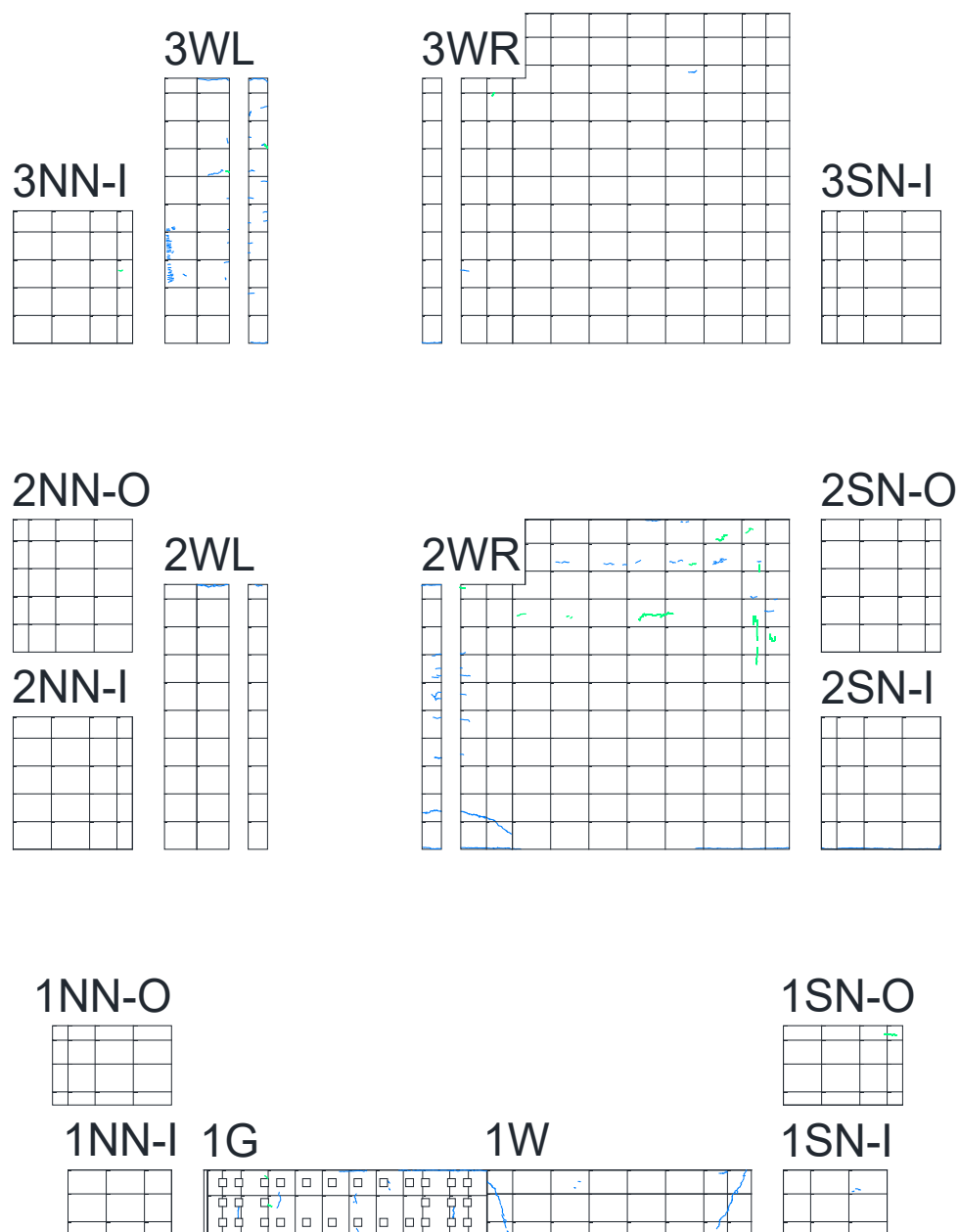
正載荷時における耐力壁および直交壁，壁梁，スラブのひび割れの推移を図 6.3.1-31 から図 6.3.1-57 に示す。青線が正載荷時に発生したひび割れ，赤線が負載荷時に発生したひび割れ，緑が剥落発生位置を示す。

1W, 2WR 上部にひび割れが多く発生し，2WR 端部には曲げひび割れが確認された。



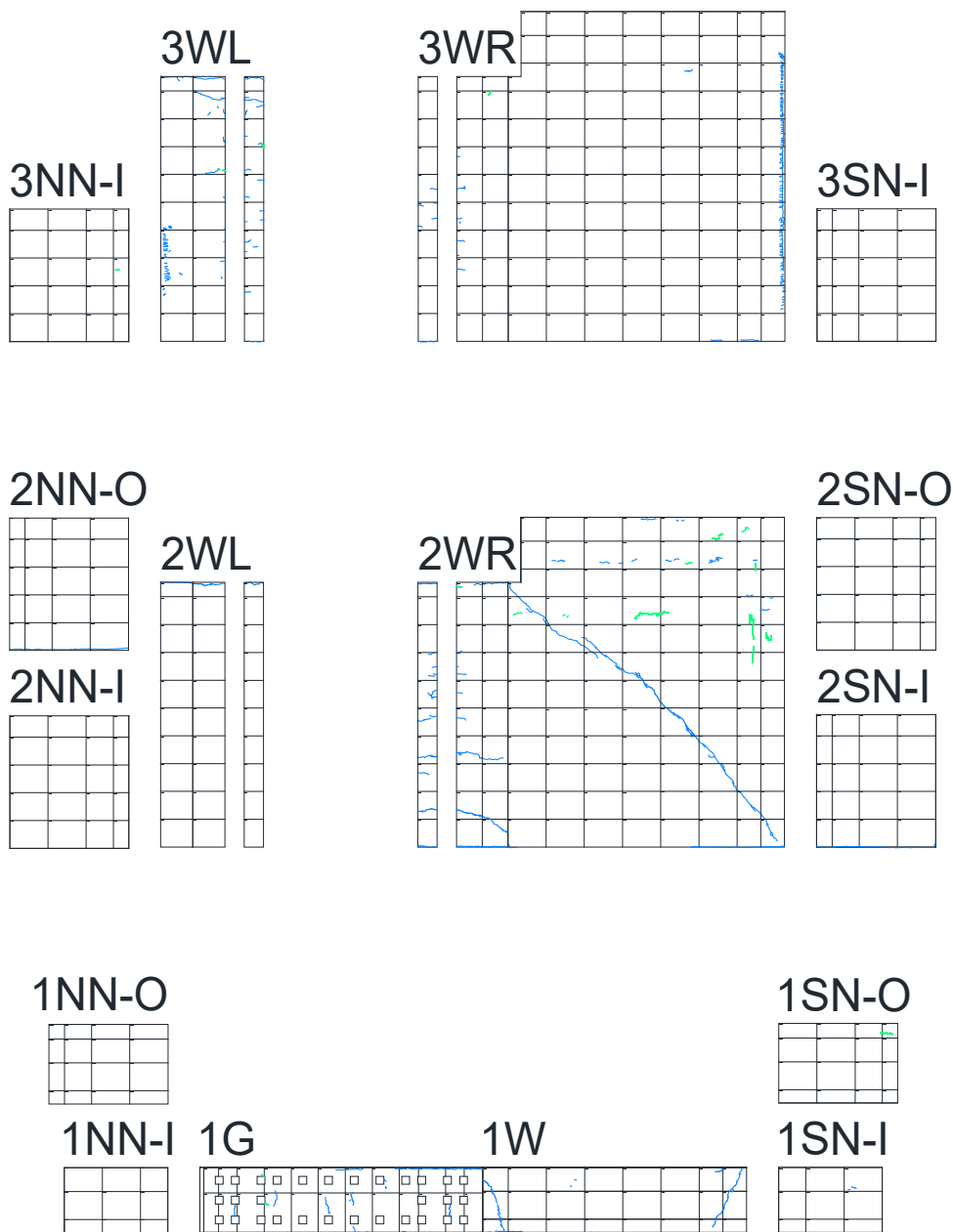
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
306	400kN	396.64	0.029

図 6.3.1-31 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:400kN



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
487	1/1600	527.68	0.062

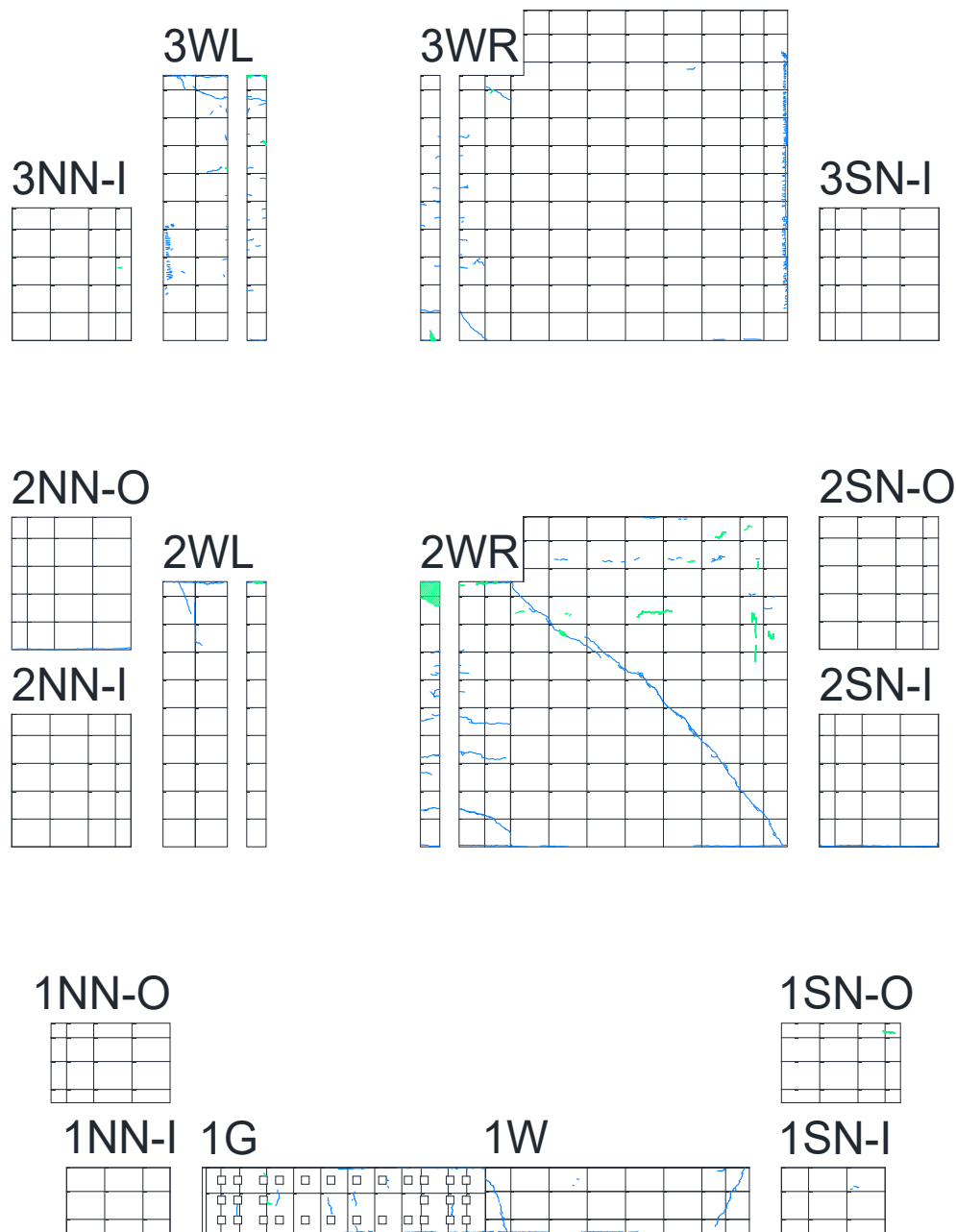
図 6.3.1-32 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:1/1600



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
692	1/800	627.34	0.124

図 6.3.1-33 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:1/800

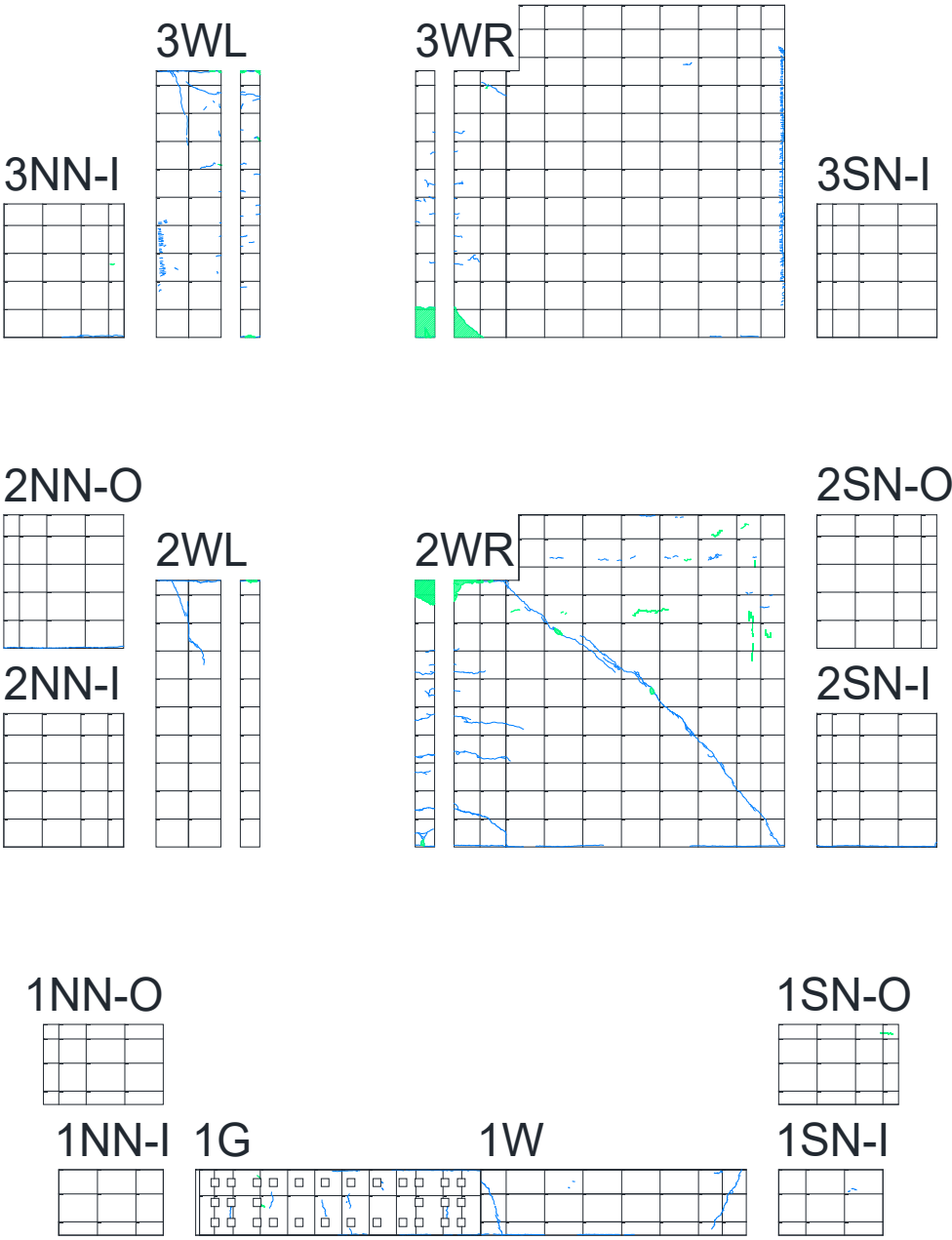
2WR に剥落が確認された。



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
980	1/400 ①	779.74	0.252

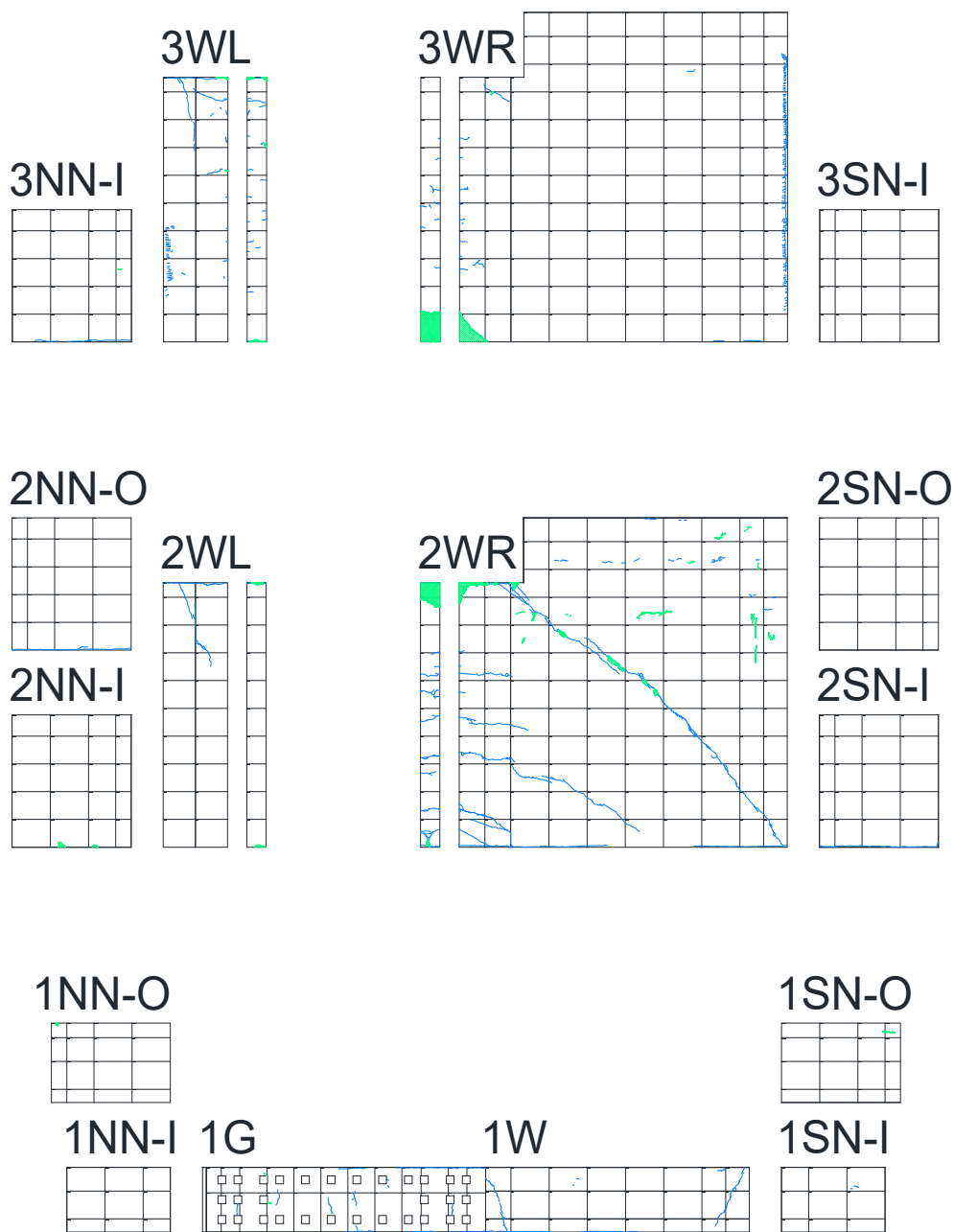
図 6.3.1-34 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:1/400 ①

3WR に剥落が確認された。



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1449	1/200 ①	909	0.502

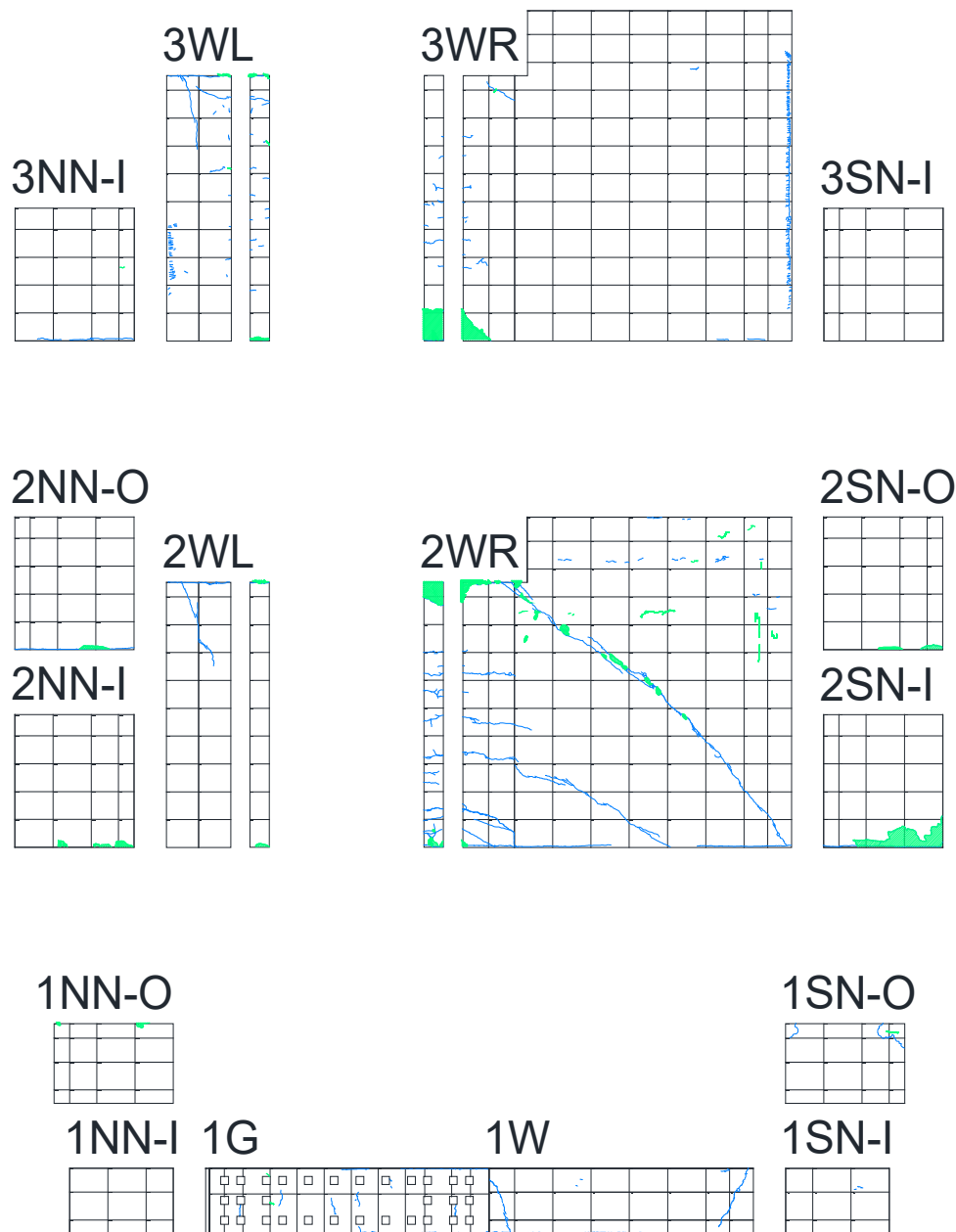
図 6.3.1-35 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:1/200 ①



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
2060	1/133 ①	851.12	0.753

図 6.3.1-36 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:1/133 ①

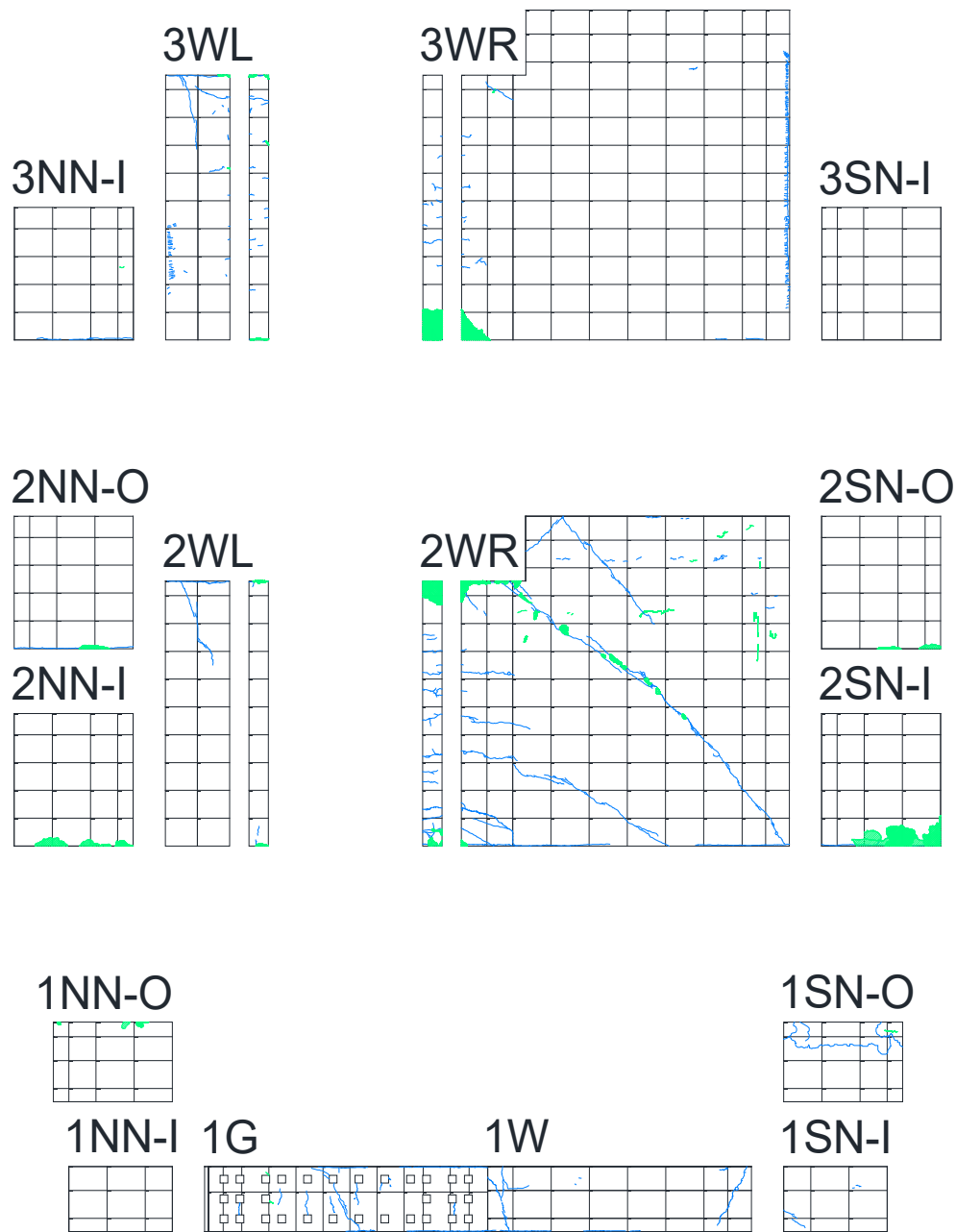
2 階直交壁に剥落が確認された。



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
2924	1/100 ①	839.46	1.001

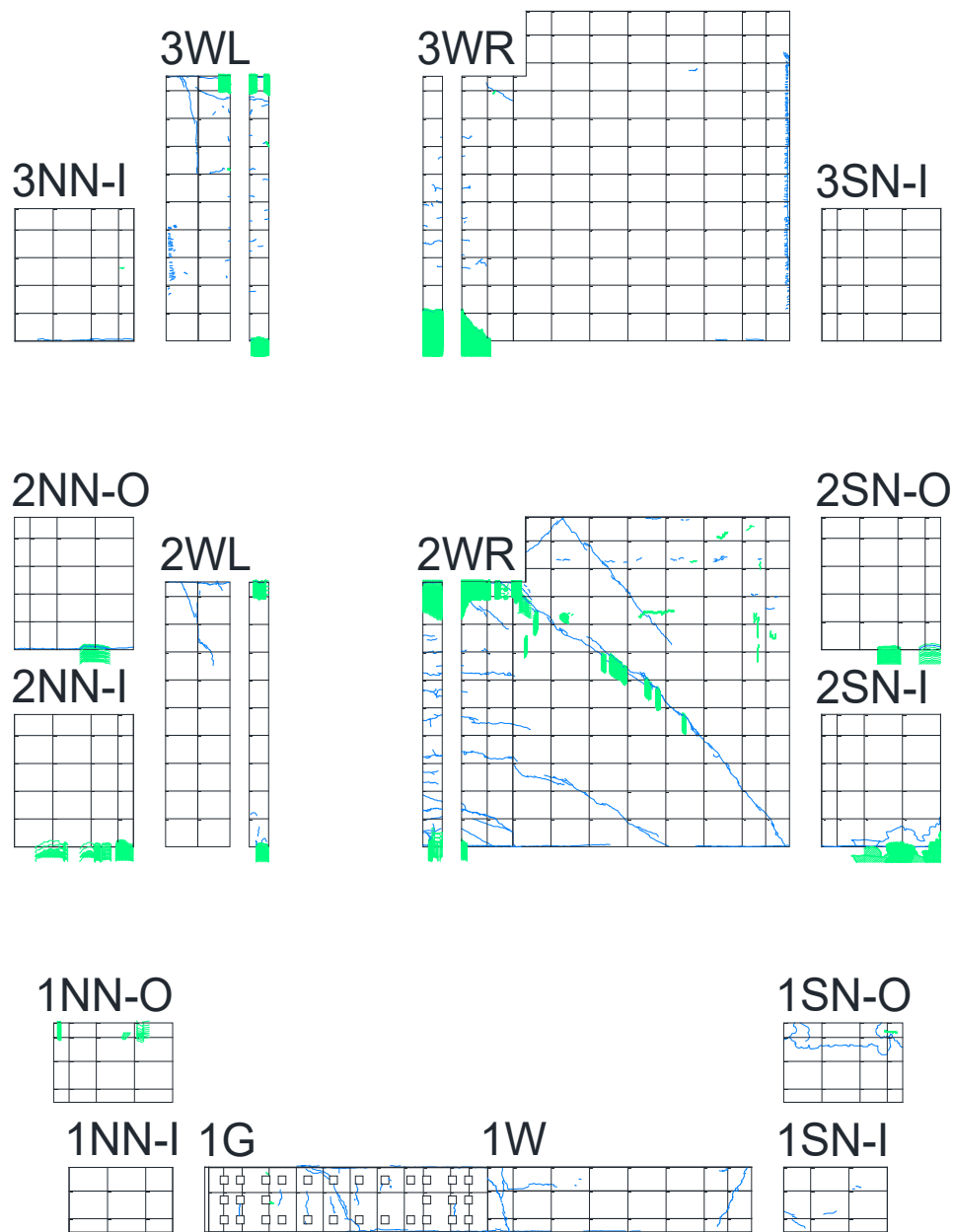
図 6.3.1-37 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:1/100 ①

1 階直交壁に水平方向のひび割れが確認された。



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3345	1/67 ①	844. 7	1. 424

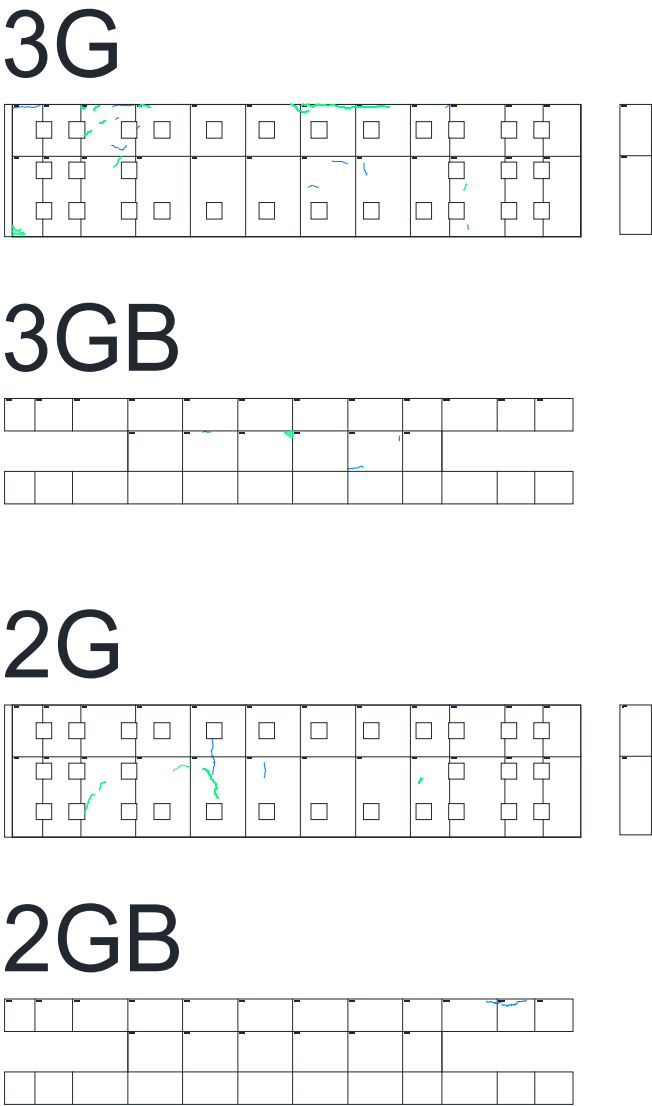
図 6.3.1-38 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:1/67 ①



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3457	1/50 ①	802.74	1.939

図 6.3.1-39 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:1/50 ①

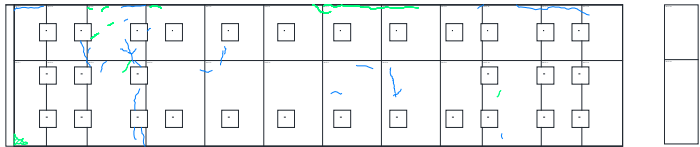
以下は壁梁のひび割れ性状を示す。
短辺耐力壁側に多くのひび割れが発生していることを確認できる。



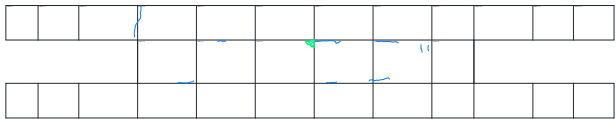
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
306	400kN	396.64	0.029

図 6.3.1-40 壁梁のひび割れ推移 サイクル:400kN

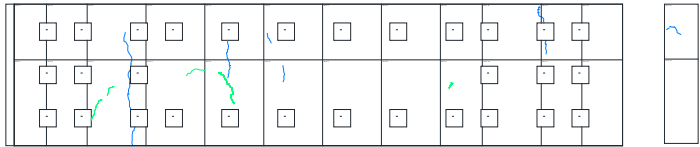
3G



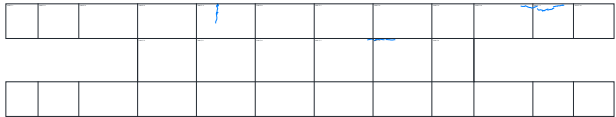
3GB



2G



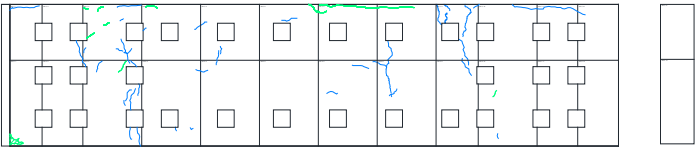
2GB



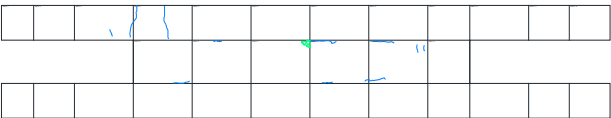
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
487	1/1600	527.68	0.062

図 6.3.1-41 壁梁のひび割れ推移 サイクル:1/1600

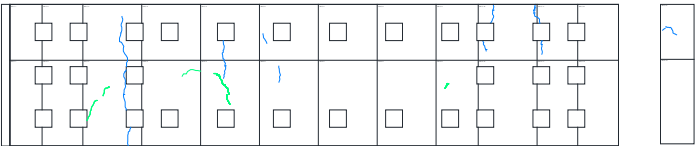
3G



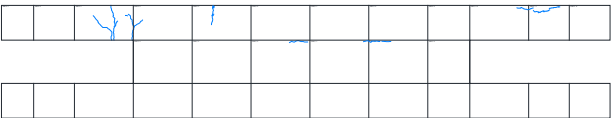
3GB



2G



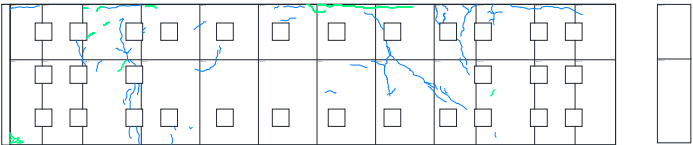
2GB



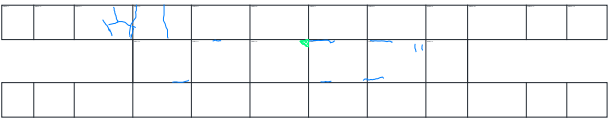
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
692	1/800	627.34	0.124

図 6.3.1-42 壁梁のひび割れ推移 サイクル:1/800

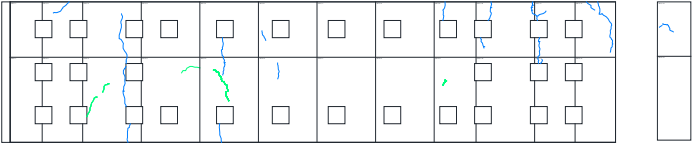
3G



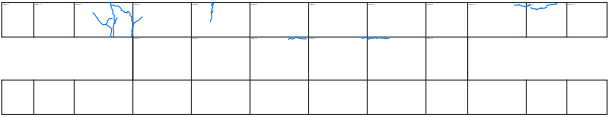
3GB



2G



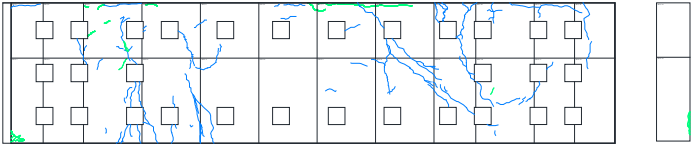
2GB



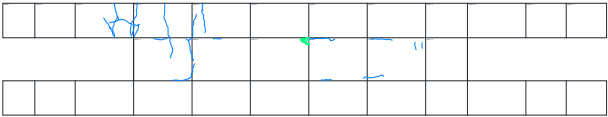
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
980	1/400 ①	779.74	0.252

図 6.3.1-43 壁梁のひび割れ推移 サイクル:1/400 ①

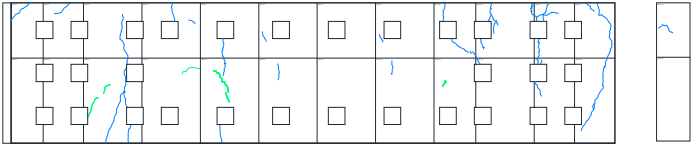
3G



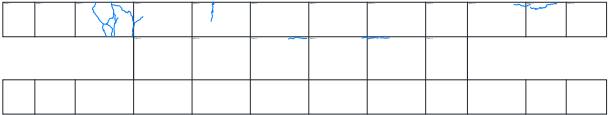
3GB



2G



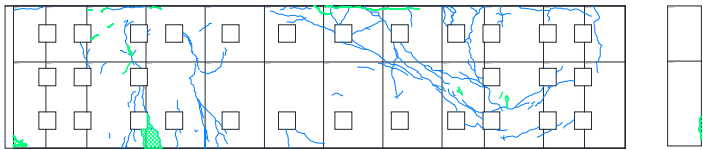
2GB



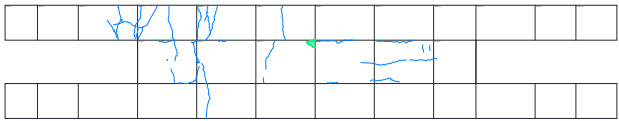
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1449	1/200 ①	909	0.502

図 6.3.1-44 壁梁のひび割れ推移 サイクル:1/200 ①

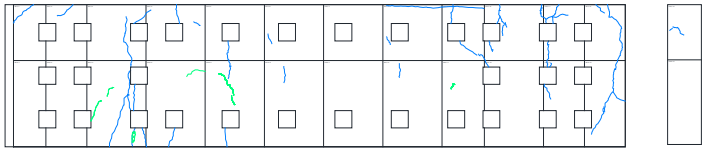
3G



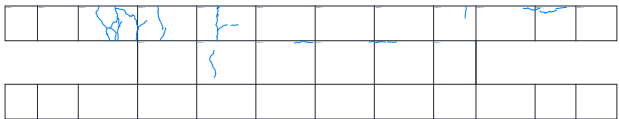
3GB



2G



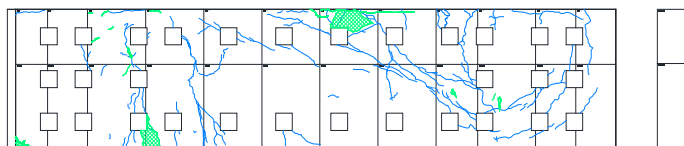
2GB



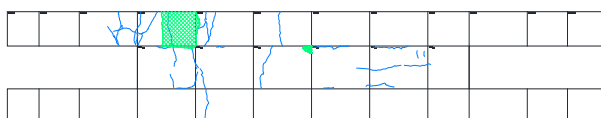
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
2060	1/133 ①	851.12	0.753

図 6.3.1-45 壁梁のひび割れ推移 サイクル:1/133 ①

3G



3GB



2G



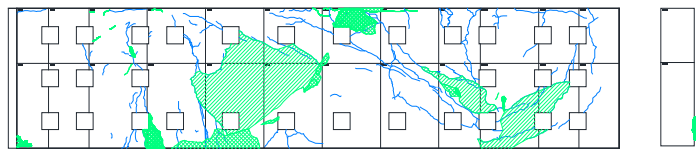
2GB



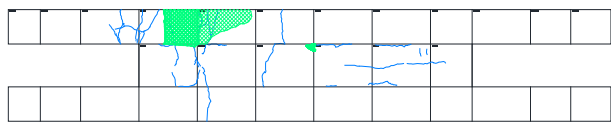
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
2924	1/100 ①	839.46	1.001

図 6.3.1-46 壁梁のひび割れ推移 サイクル:1/100 ①

3G



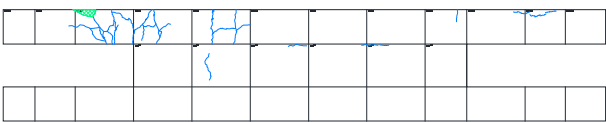
3GB



2G



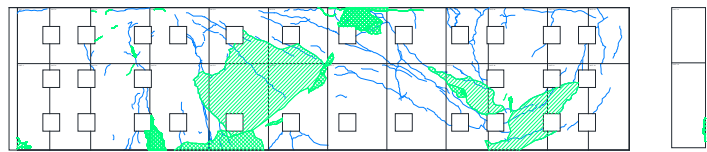
2GB



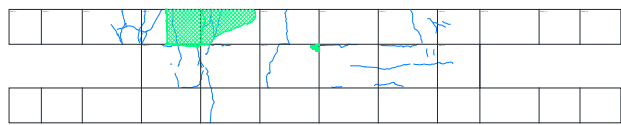
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3345	1/67 ①	844. 7	1. 424

図 6.3.1-47 壁梁のひび割れ推移 サイクル:1/67 ①

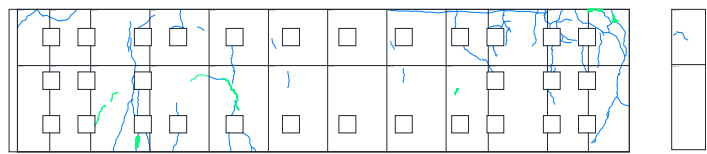
3G



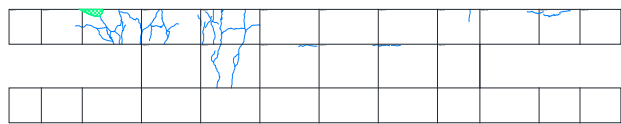
3GB



2G



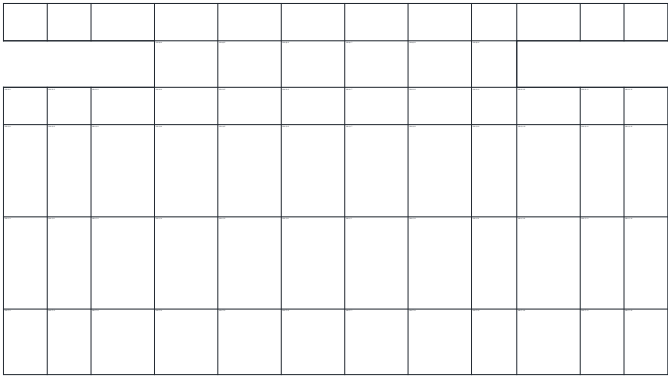
2GB



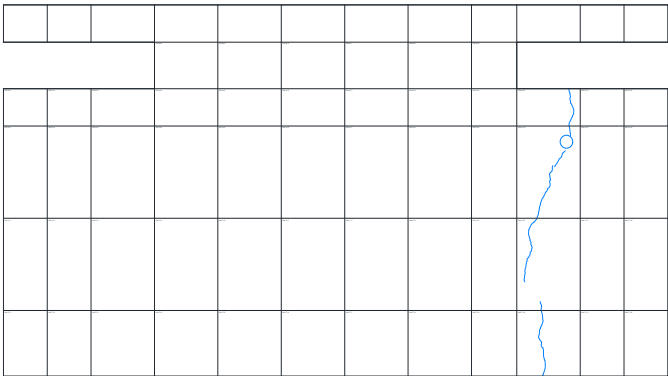
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3457	1/50 ①	802.74	1.939

図 6.3.1-48 壁梁のひび割れ推移 サイクル:1/50 ①

3SL



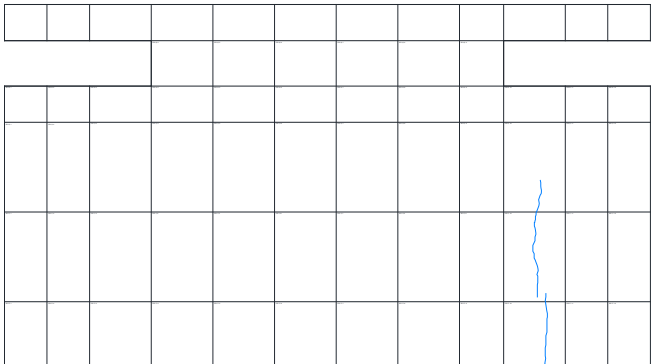
2SL



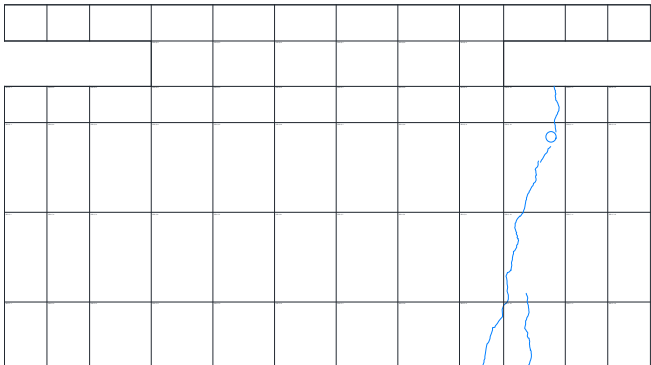
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
306	400kN	396.64	0.029

図 6.3.1-49 スラブのひび割れ推移 サイクル:400kN

3SL



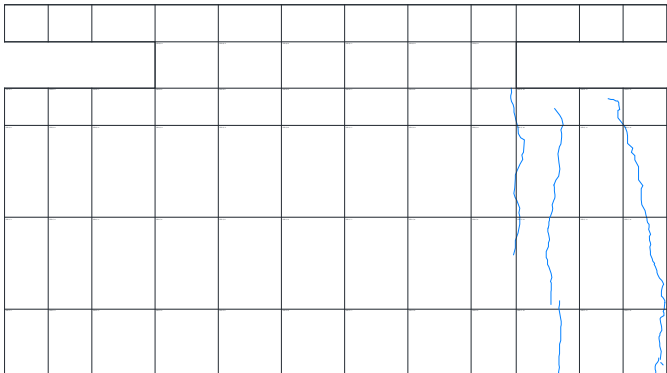
2SL



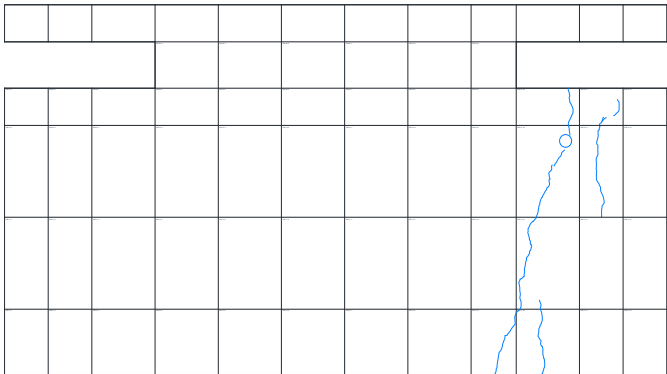
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
487	1/1600	527.68	0.062

図 6.3.1-50 スラブのひび割れ推移 サイクル:1/1600

3SL



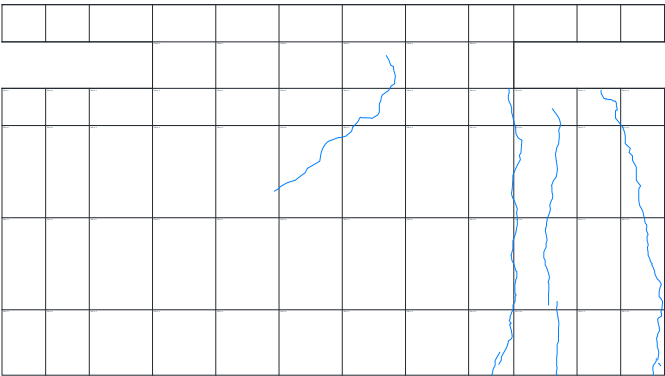
2SL



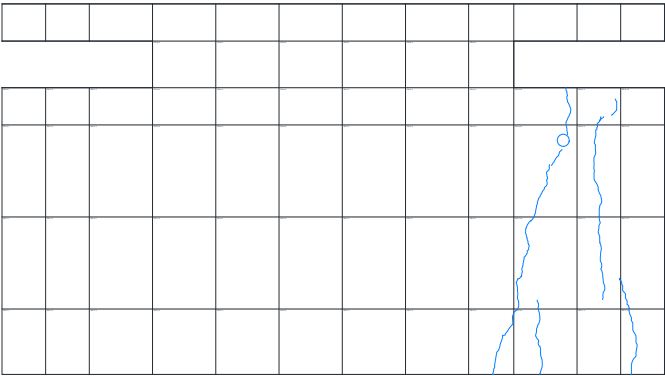
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
692	1/800	627.34	0.124

図 6.3.1-51 スラブのひび割れ推移 サイクル:1/800

3SL



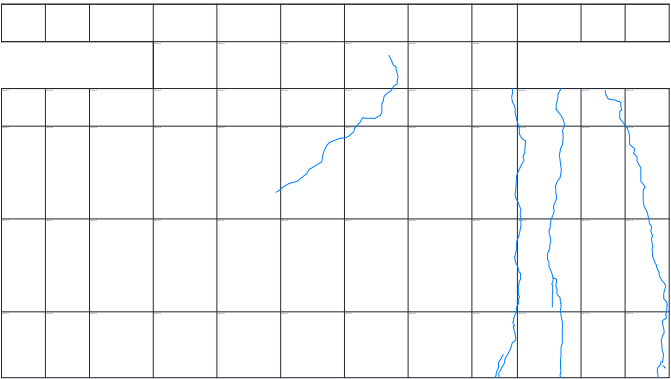
2SL



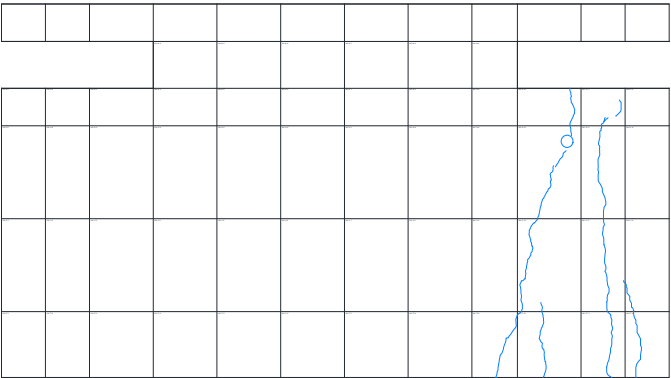
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
980	1/400 ①	779.74	0.252

図 6.3.1-52 スラブのひび割れ推移 サイクル:1/400 ①

3SL



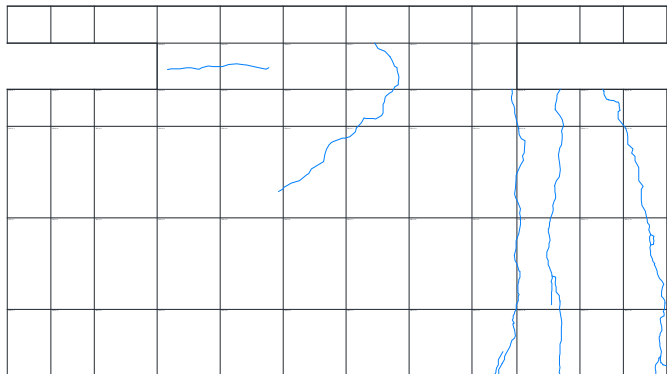
2SL



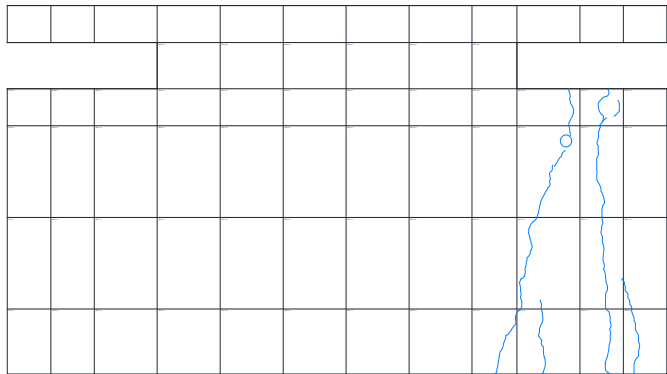
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1449	1/200 ①	909	0.502

図 6.3.1-53 スラブのひび割れ推移 サイクル:1/200 ①

3SL



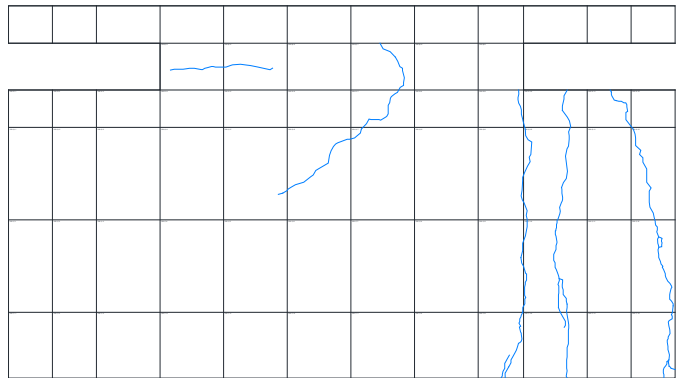
2SL



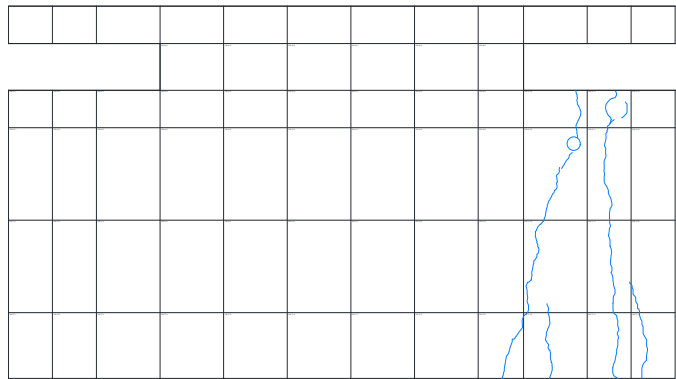
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
2060	1/133 ①	851.12	0.753

図 6.3.1-54 スラブのひび割れ推移 サイクル:1/133 ①

3SL



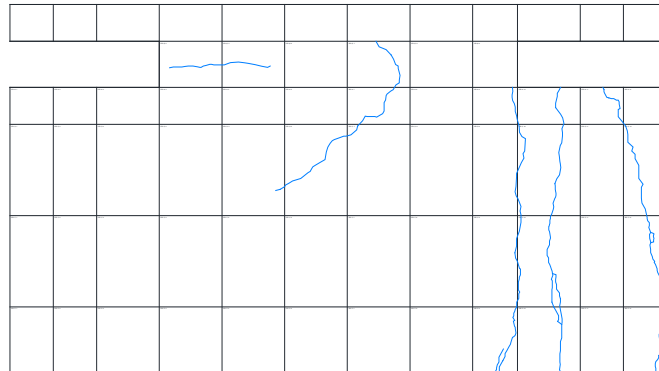
2SL



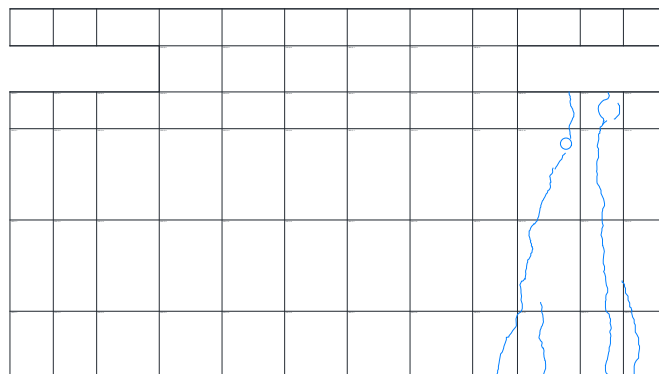
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
2924	1/100 ①	839.46	1.001

図 6.3.1-55 スラブのひび割れ推移 サイクル:1/100 ①

3SL



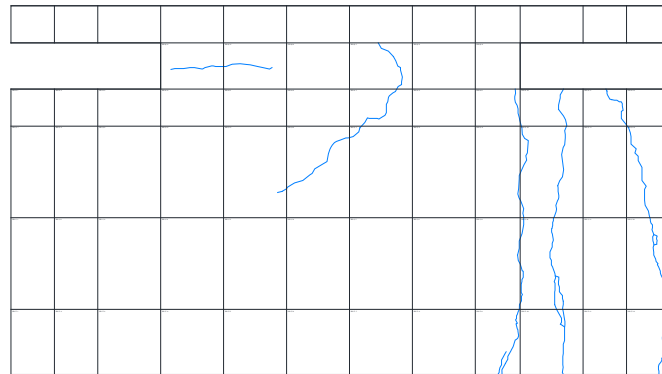
2SL



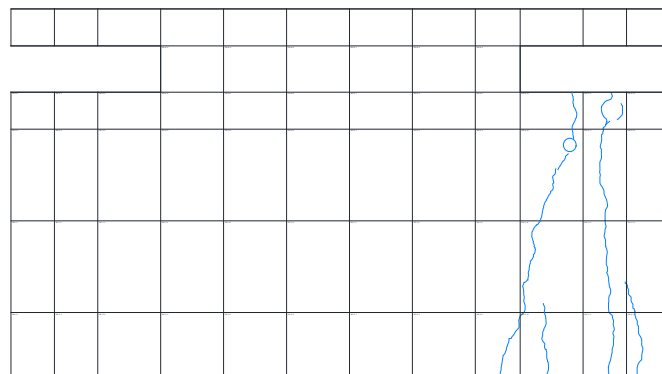
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3345	1/67 ①	844.7	1.424

図 6.3.1-56 スラブのひび割れ推移 サイクル:1/67 ①

3SL



2SL

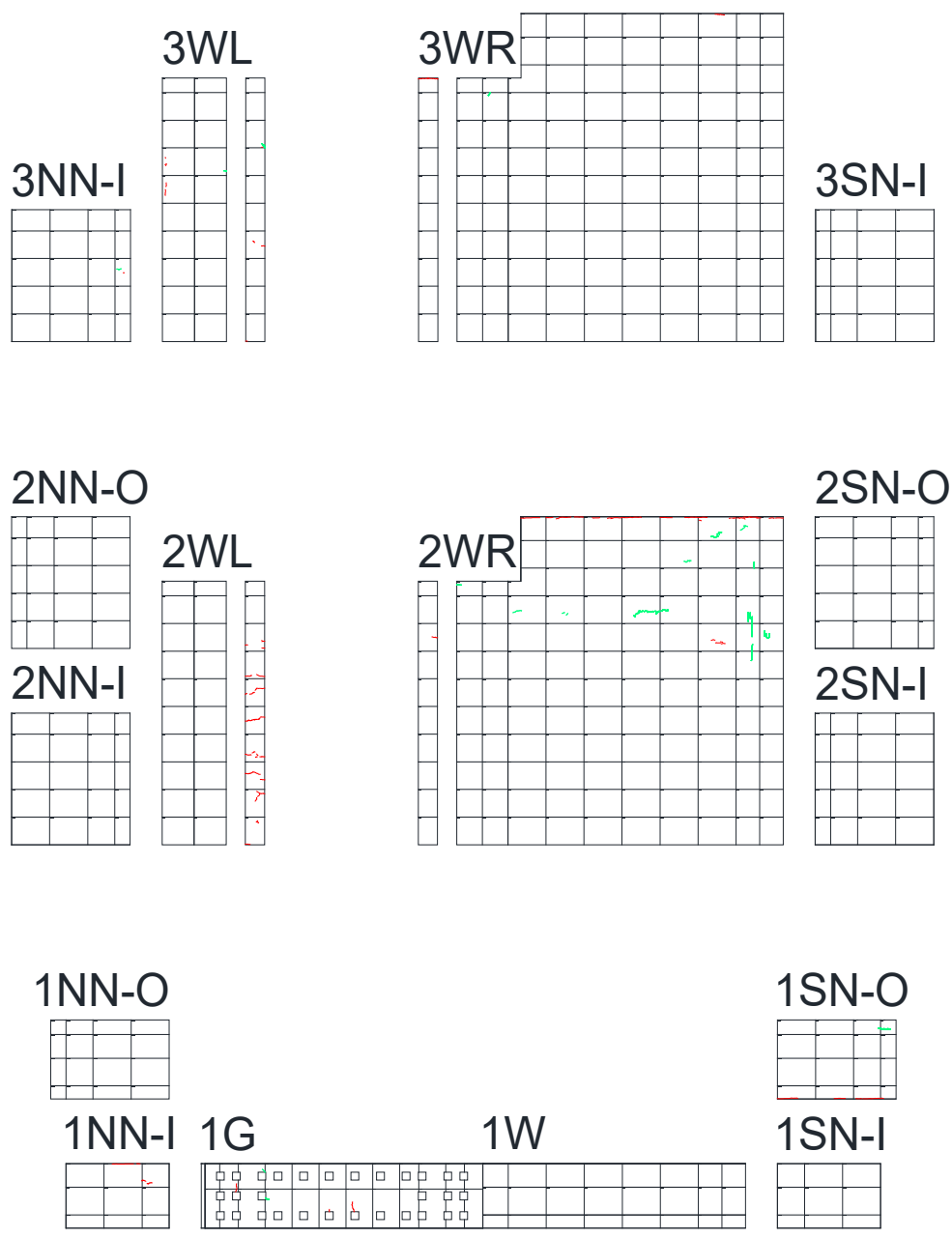


step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3457	1/50 ①	802.74	1.939

図 6.3.1-57 スラブのひび割れ推移 サイクル:1/50 ①

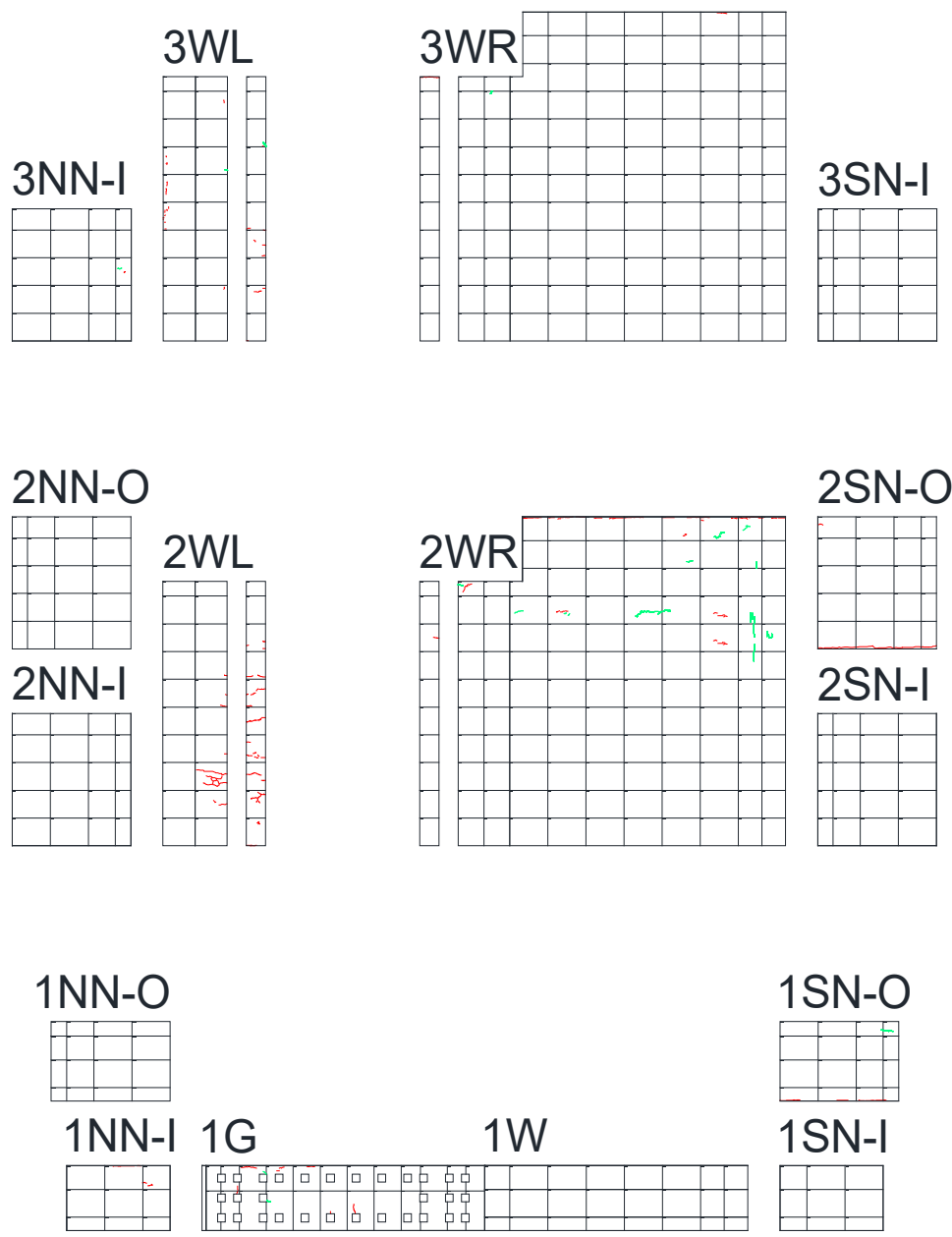
6.3.1.4.2 負荷荷時におけるひび割れ推移

負荷荷時における耐力壁および直交壁，壁梁，スラブのひび割れの推移を図 6.3.1-58 から図 6.3.1-64 に示す。青線が正載荷時に発生したひび割れ，赤線が負載荷時に発生したひび割れ，緑が剥落発生位置を示す。



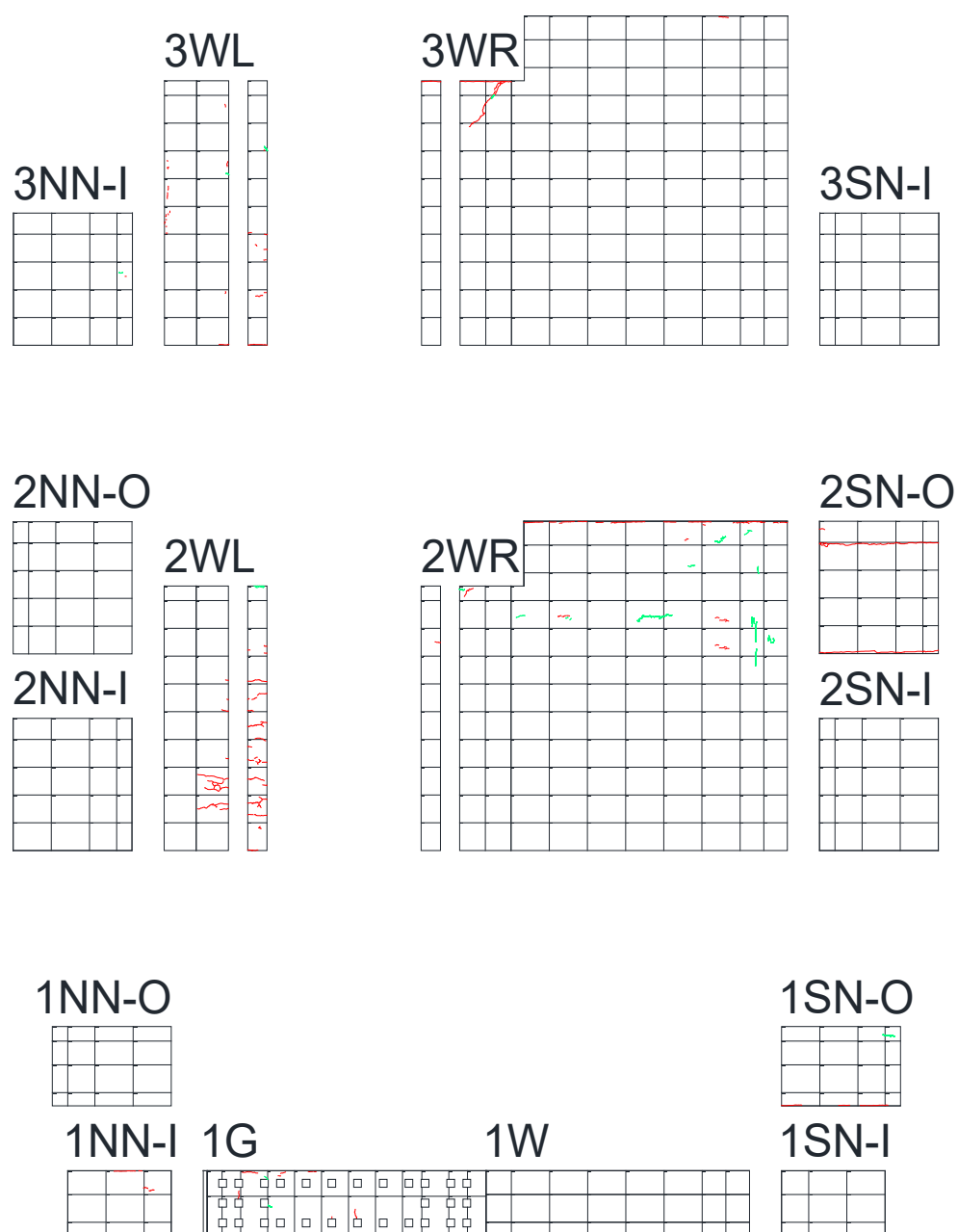
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
387	-400kN	-397.6	-0.028

図 6.3.1-58 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:-400kN



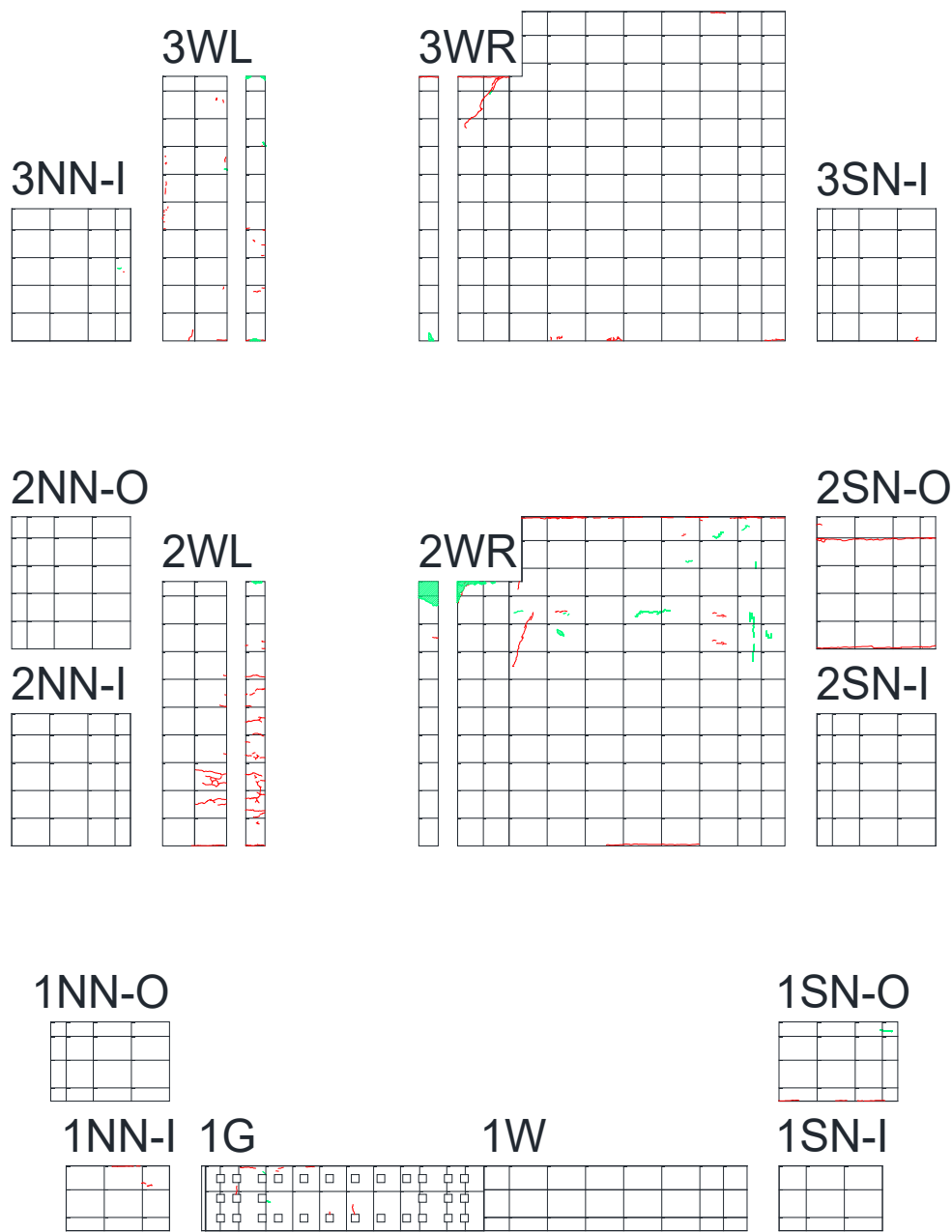
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
577	-1/1600	-575.82	-0.061

図 6.3.1-59 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:-1/1600



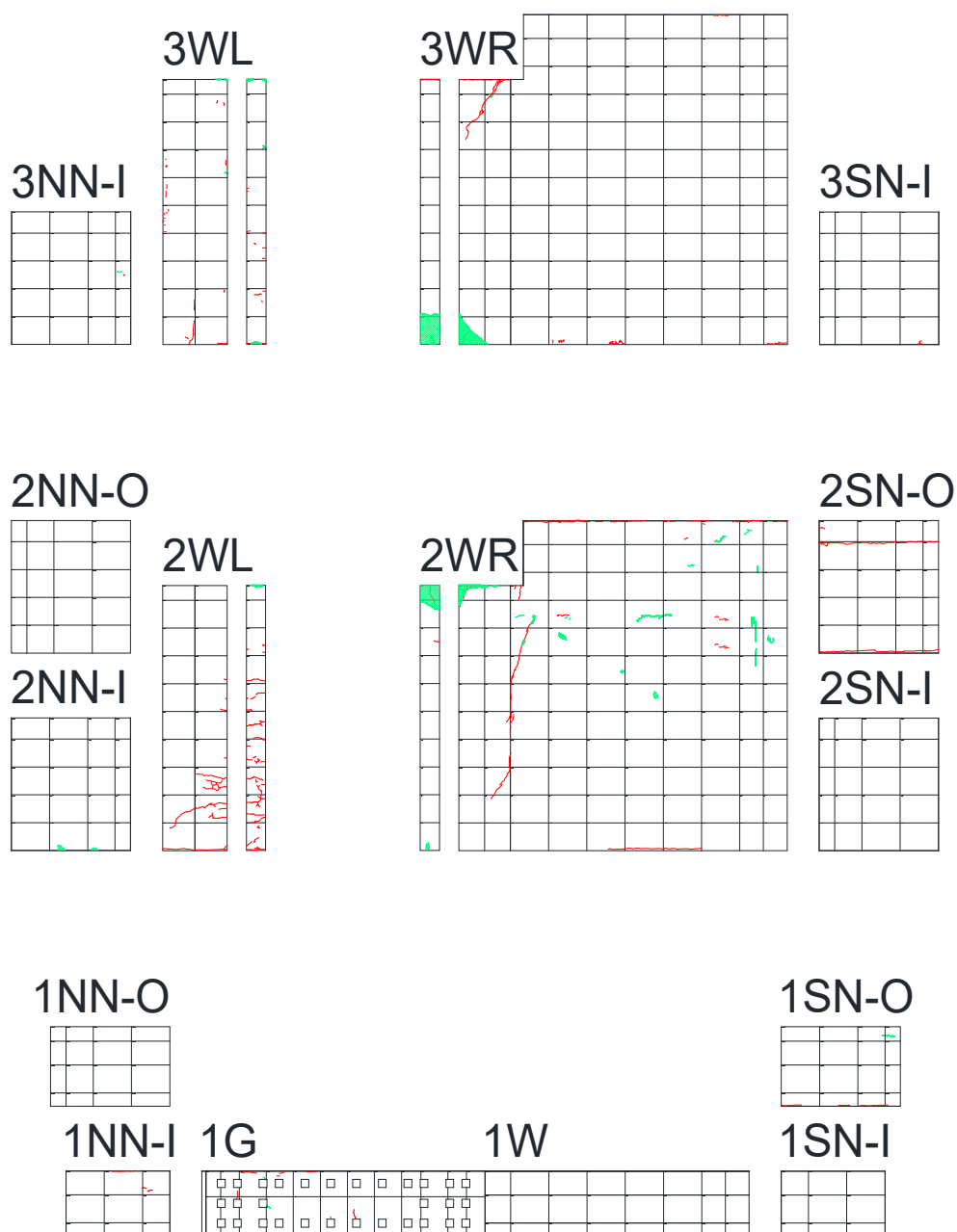
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
831	-1/800	-690.14	-0.125

図 6.3.1-60 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:-1/800



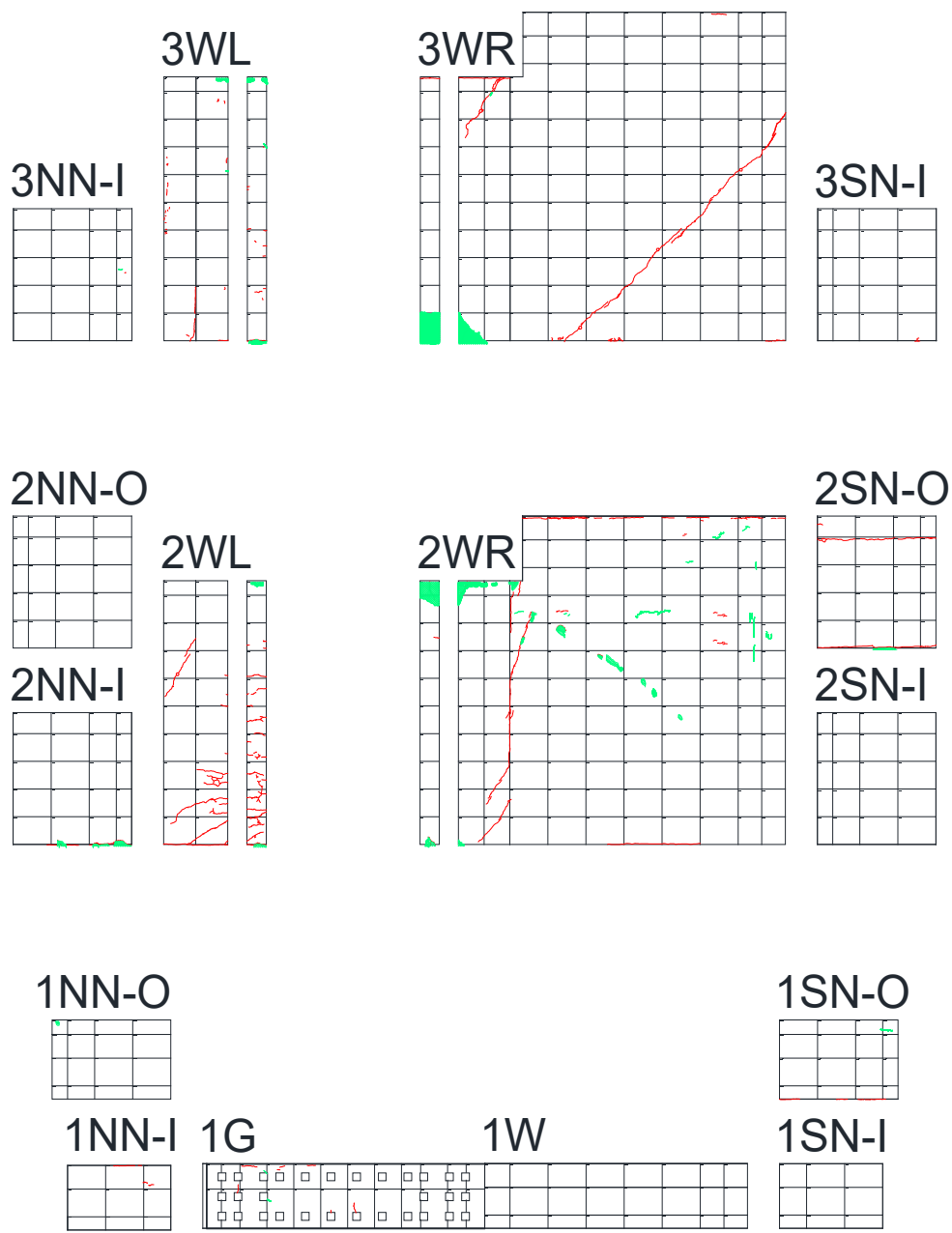
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1128	-1/400 ①	-809.6	-0.253

図 6.3.1-61 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:-1/400 ①



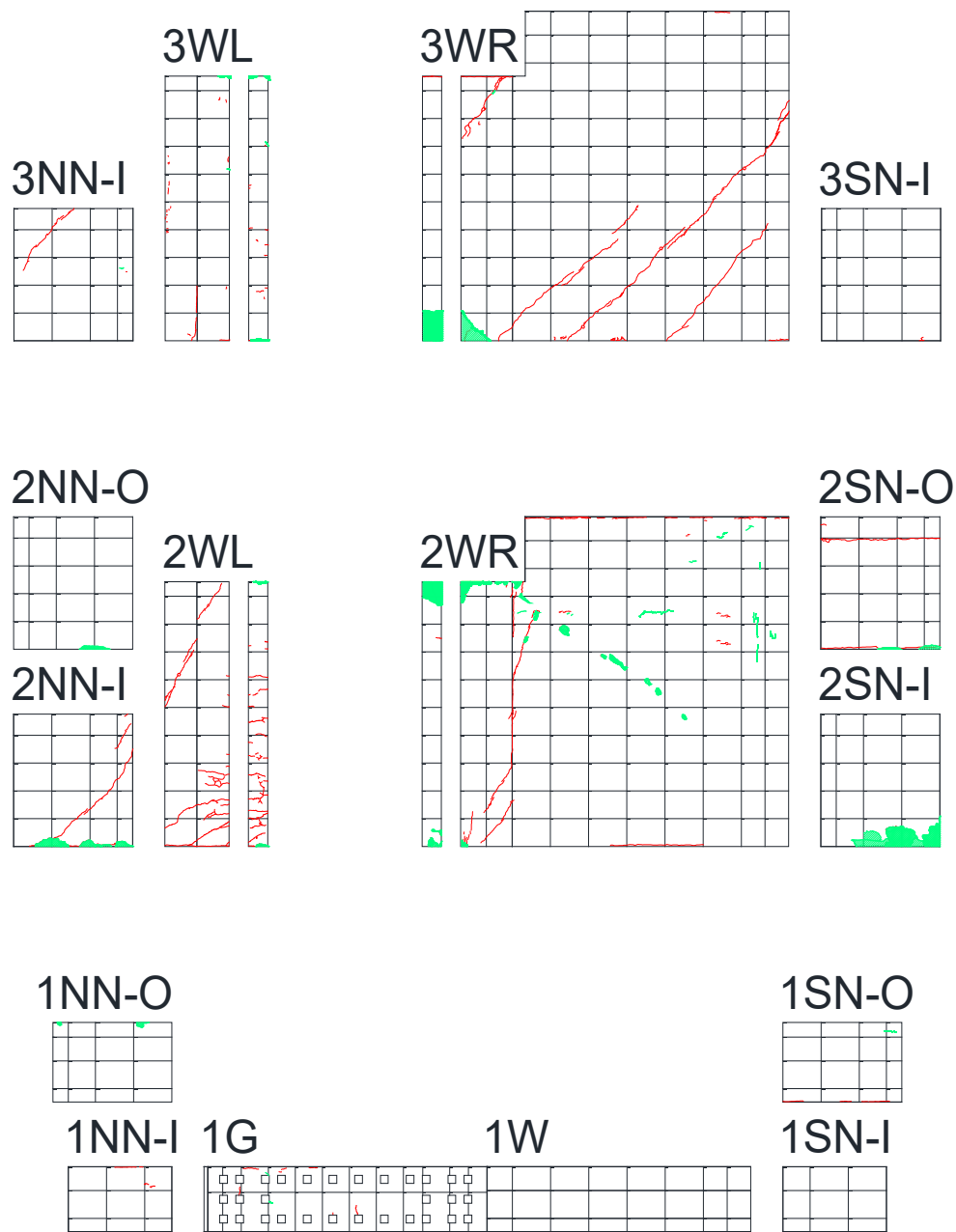
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1598	-1/200 ①	-848.58	-0.501

図 6.3.1-62 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:-1/200 ①



step	サイクル	荷重(kN)	変形角(%)
2274	-1/133 ①	-836.24	-0.750

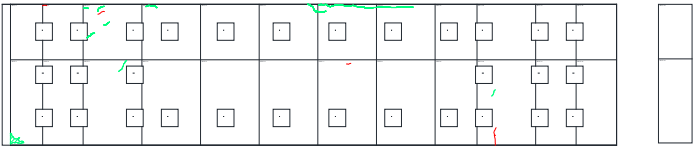
図 6.3.1-63 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 2-1/133 ①



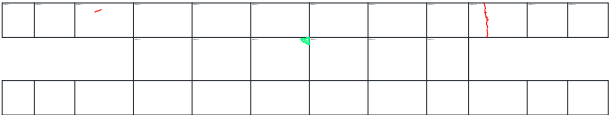
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3194	-1/100 ①	-821.72	-1.063

図 6.3.1-64 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 -1/100 ①

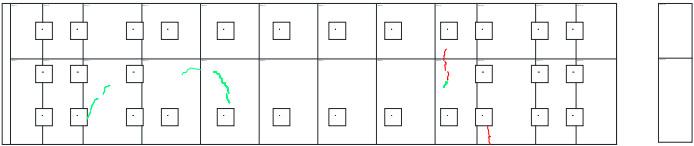
3G



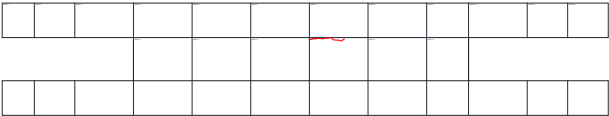
3GB



2G



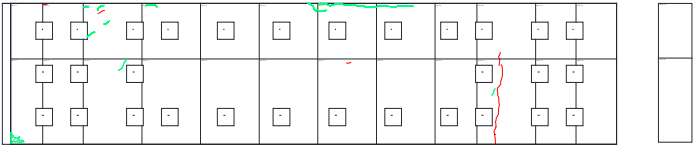
2GB



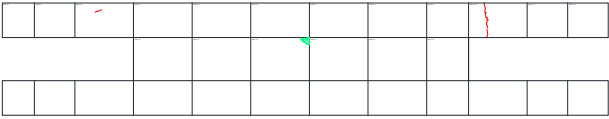
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
387	-400kN	-397.6	-0.028

図 6.3.1-65 壁梁のひび割れ推移 サイクル:-400kN

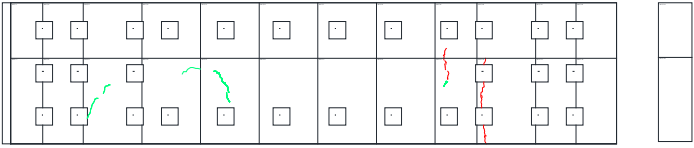
3G



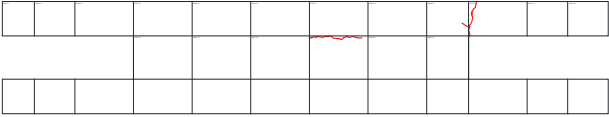
3GB



2G



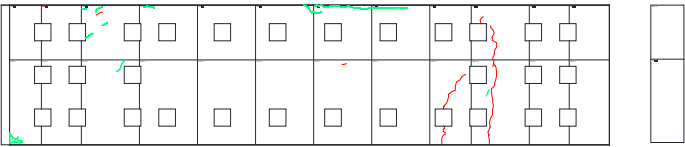
2GB



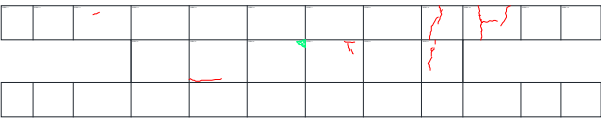
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
577	-1/1600	-575.82	-0.061

図 6.3.1-66 壁梁のひび割れ推移 サイクル:-1/1600

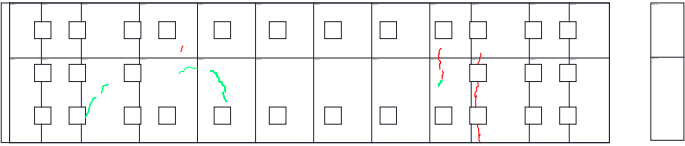
3G



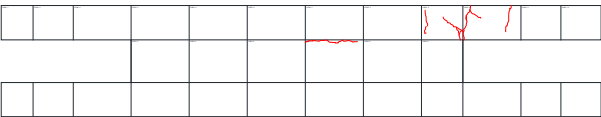
3GB



2G



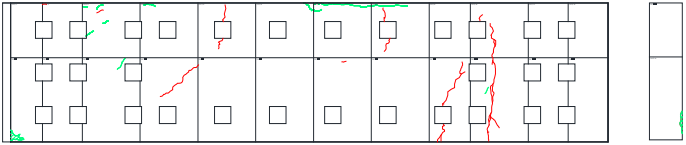
2GB



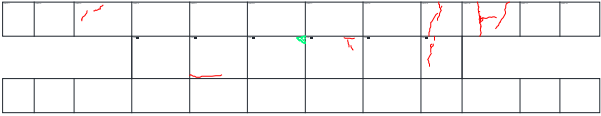
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
831	-1/800	-690.14	-0.125

図 6.3.1-67 壁梁のひび割れ推移 サイクル:-1/800

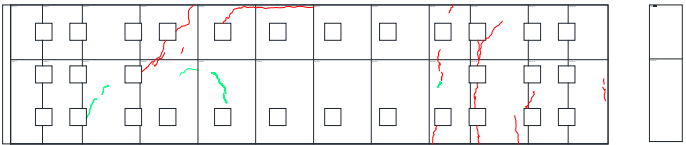
3G



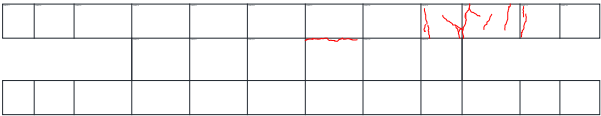
3GB



2G



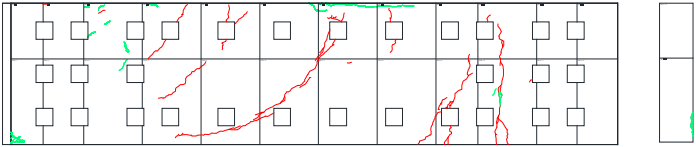
2GB



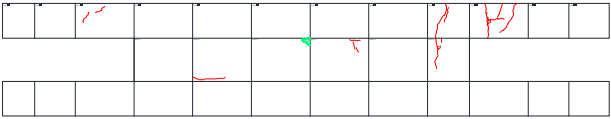
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1128	-1/400 ①	-809.6	-0.253

図 6.3.1-68 壁梁のひび割れ推移 サイクル:-1/400 ①

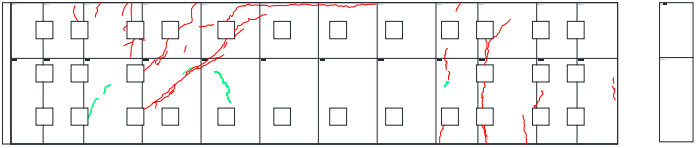
3G



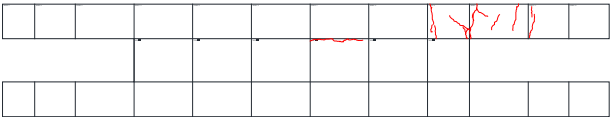
3GB



2G



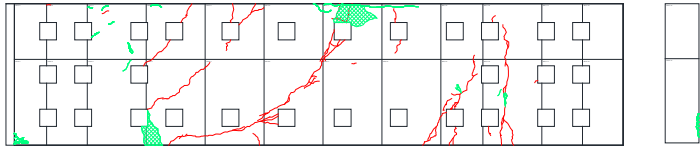
2GB



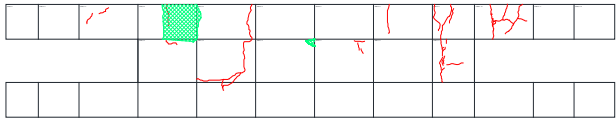
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1598	-1/200 ①	-848.58	-0.501

図 6.3.1-69 壁梁のひび割れ推移 サイクル:-1/200 ①

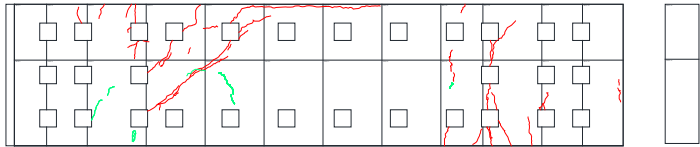
3G



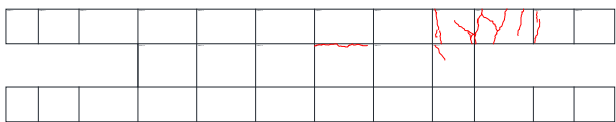
3GB



2G



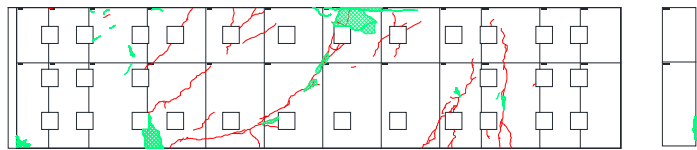
2GB



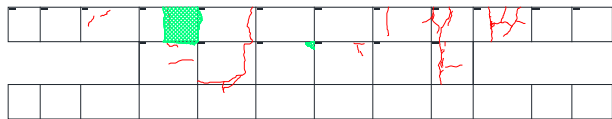
step	サイクル	荷重(kN)	変形角(%)
2274	-1/133 ①	-836.24	-0.750

図 6.3.1-70 壁梁のひび割れ推移 サイクル:-1/133 ①

3G



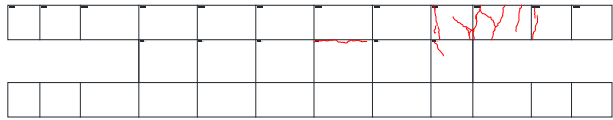
3GB



2G



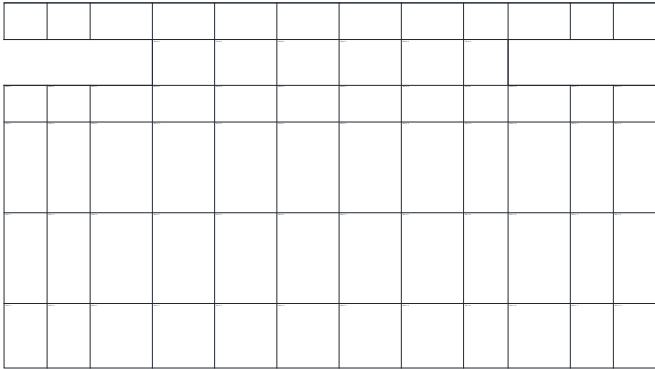
2GB



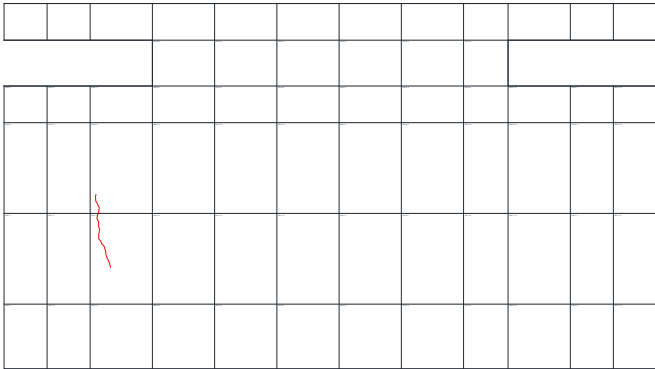
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3194	-1/100 ①	-821.72	-1.063

図 6.3.1-71 壁梁のひび割れ推移 サイクル:-1/100 ①

3SL



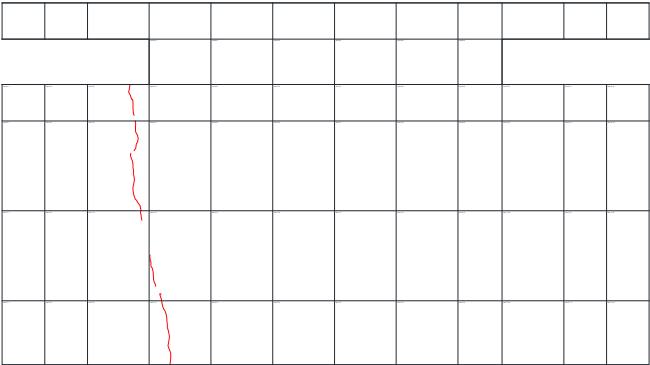
2SL



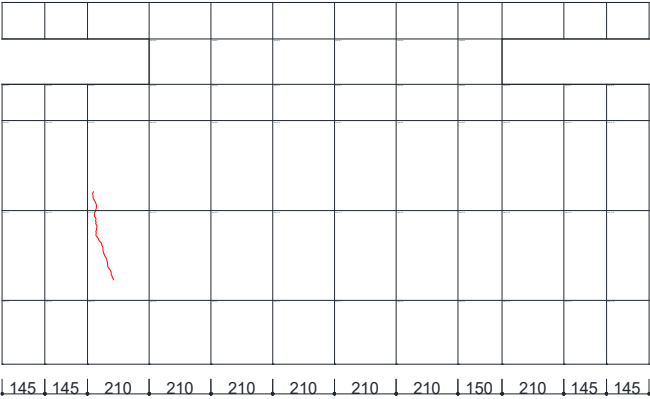
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
387	-400kN	-397.6	-0.028

図 6.3.1-72 スラブのひび割れ推移 サイクル:-400kN

3SL



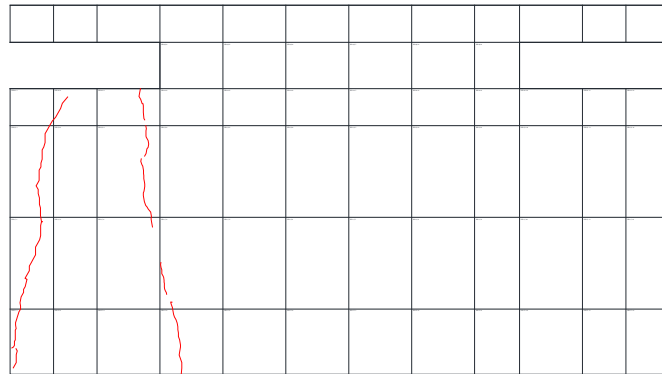
2SL



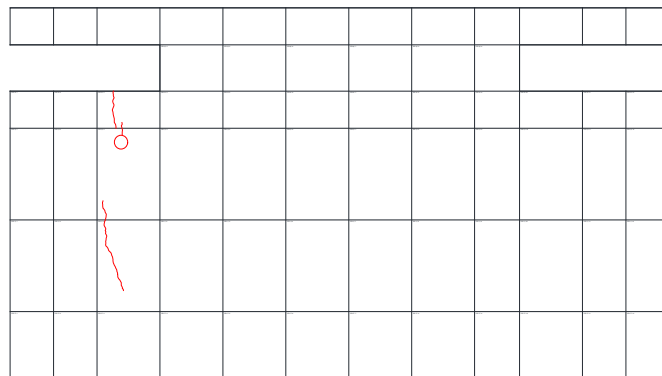
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
577	-1/1600	-575.82	-0.061

図 6.3.1-73 スラブのひび割れ推移 サイクル:-1/1600

3SL



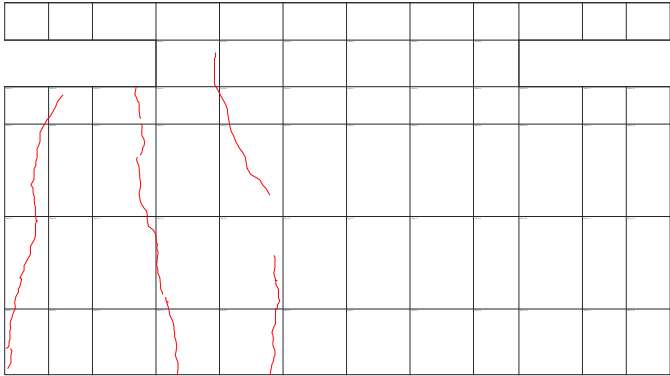
2SL



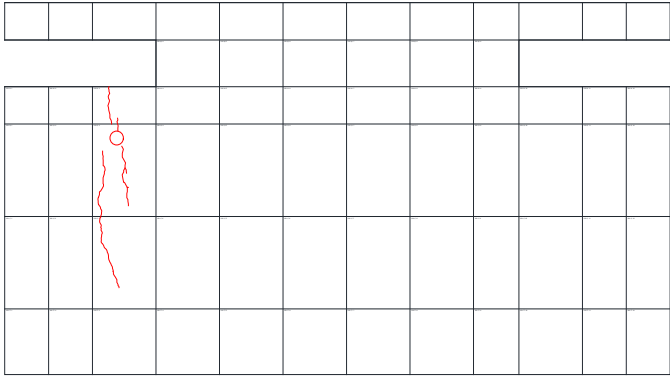
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
831	-1/800	-690.14	-0.125

図 6.3.1-74 スラブのひび割れ推移 サイクル:-1/800

3SL



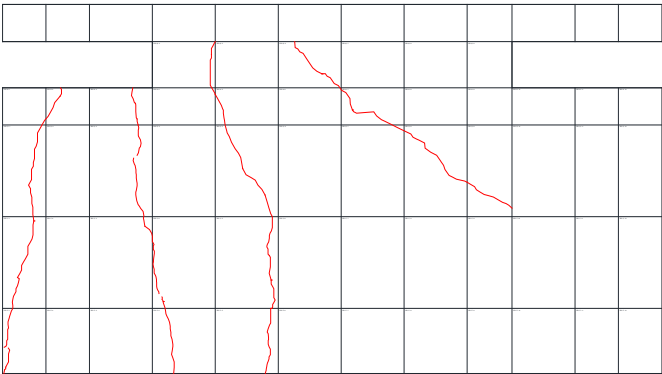
2SL



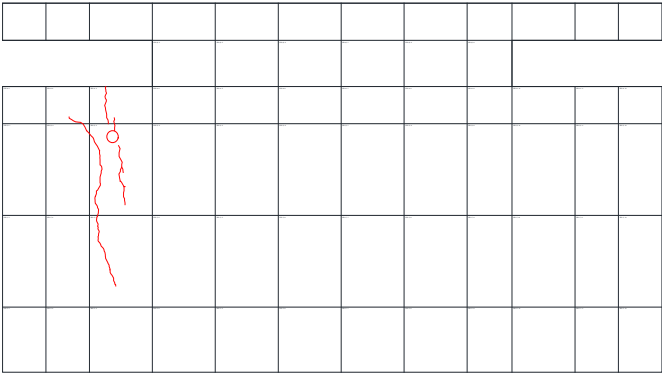
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1128	-1/400 ①	-809.6	-0.253

図 6.3.1-75 スラブのひび割れ推移 サイクル:-1/400 ①

3SL



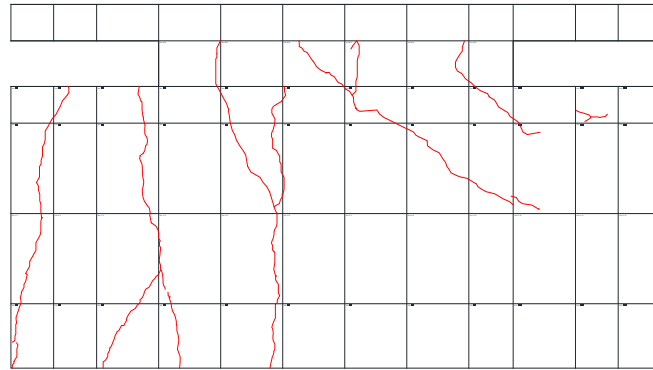
2SL



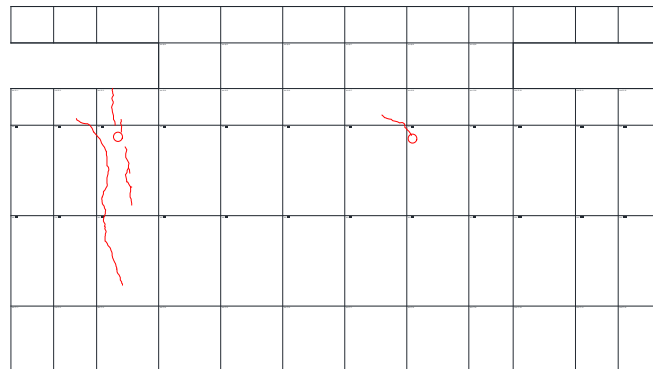
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1598	-1/200 ①	-848.58	-0.501

図 6.3.1-76 スラブのひび割れ推移 サイクル:-1/200 ①

3SL



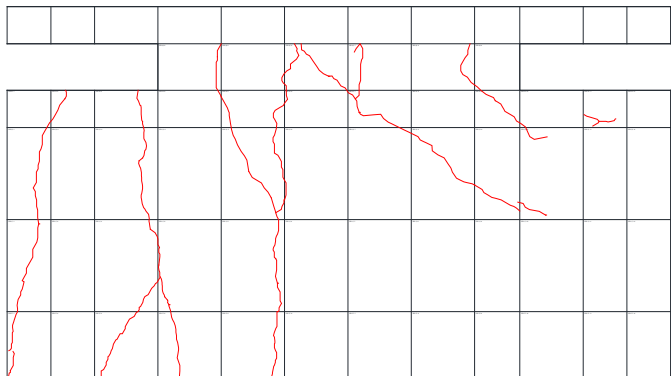
2SL



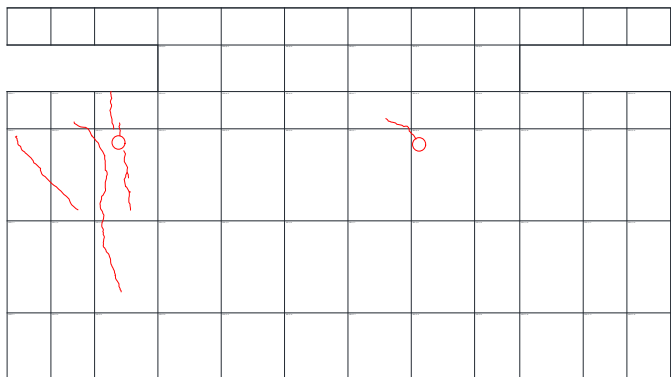
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
2274	-1/133 ①	-836.24	-0.750

図 6.3.1-77 スラブのひび割れ推移 サイクル:-1/133 ①

3SL



2SL



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3194	-1/100 ①	-821.72	-1.063

図 6.3.1-78 スラブのひび割れ推移 サイクル:-1/100 ①

6.3.1.4.3 全体のひび割れ

全サイクルが終了した時点でのひび割れ図を図 6.3.1-79 から図 6.3.1-81 に示す。
開口部周辺には水平方向のひび割れが、耐力全体に渡るせん断ひび割れが多く確認された。また、1 階耐力壁・2 階壁梁の損傷が進展した。

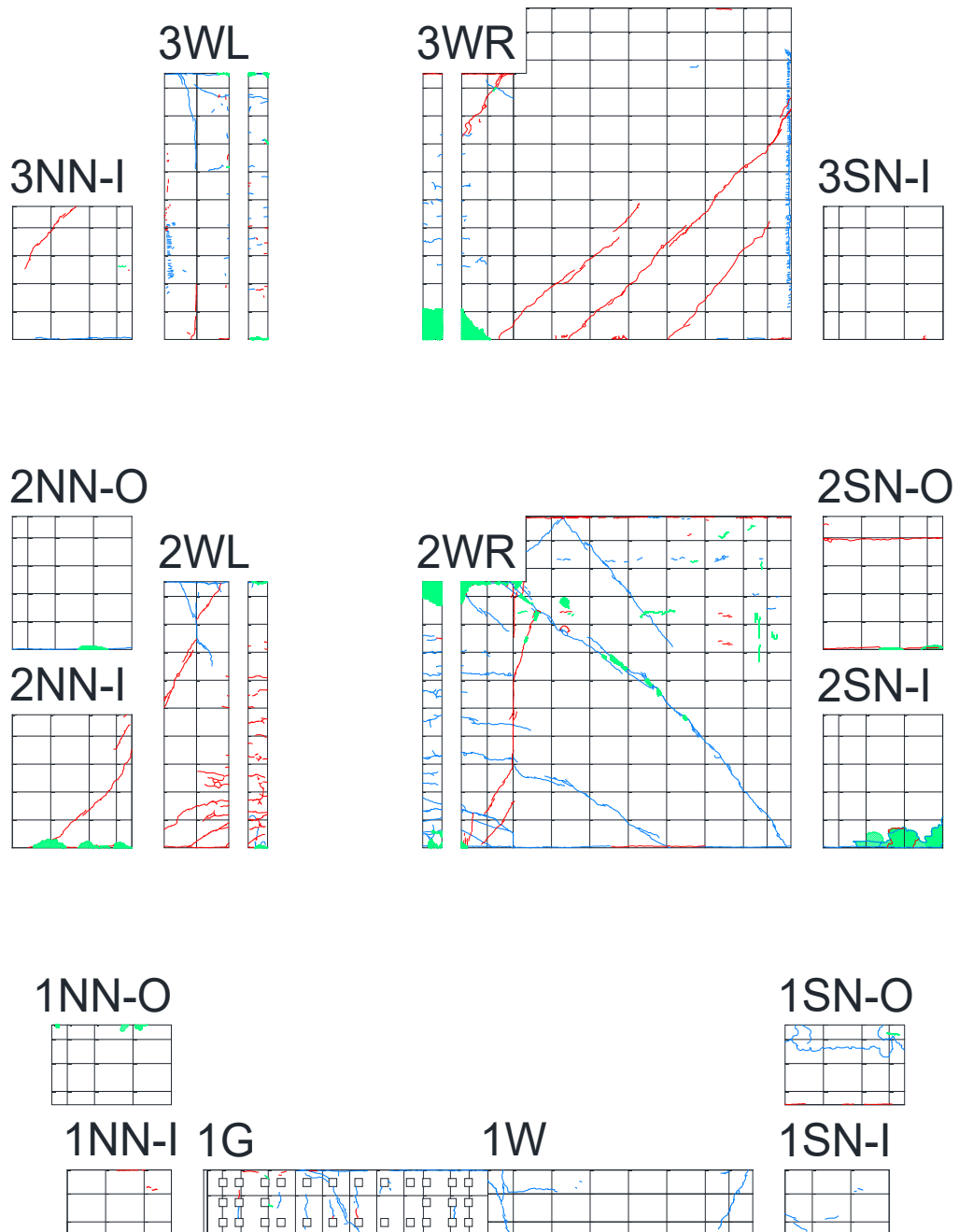
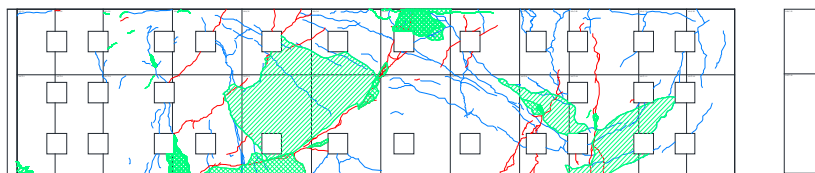
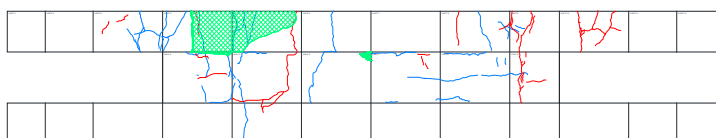


図 6.3.1-79 载荷終了時点のひび割れ 耐力壁

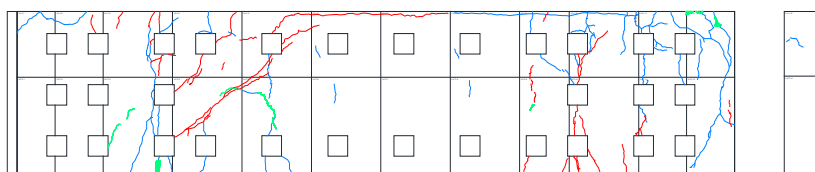
3G



3GB



2G



2GB

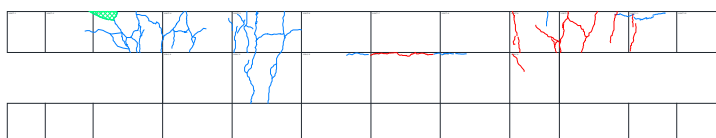
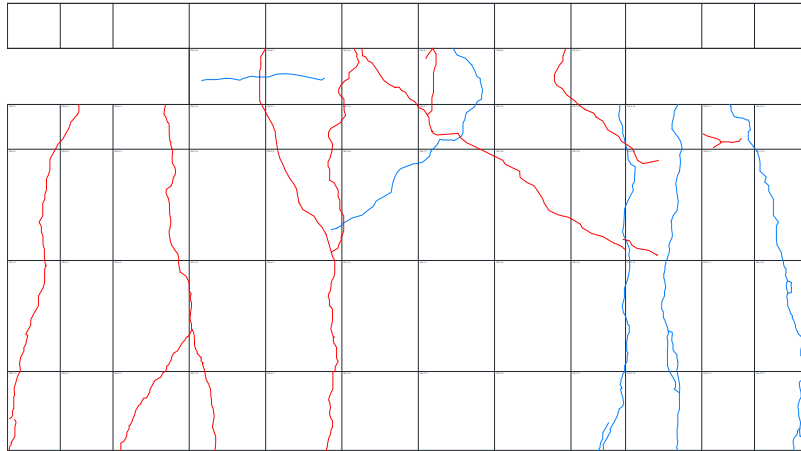


図 6.3.1-80 載荷終了時点のひび割れ 壁梁のひび割れ

3SL



2SL

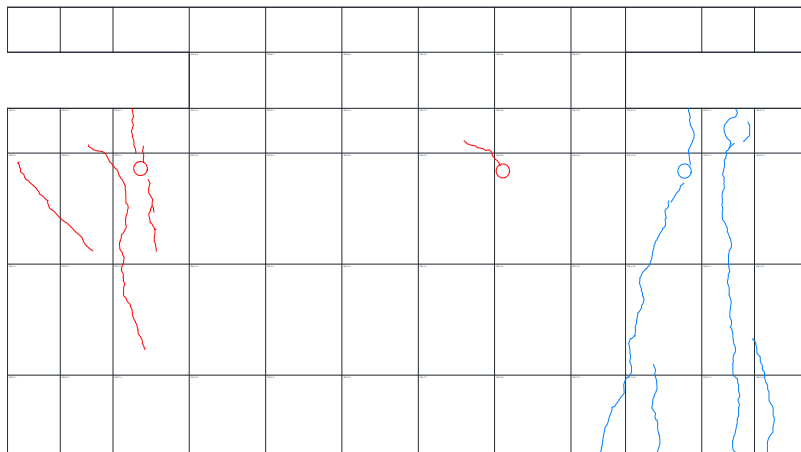


図 6.3.1-81 載荷終了時点のひび割れ スラブのひび割れ

6.3.2 あと施工アンカーが負担した付着応力

あと施工アンカーが曲げ補強筋として必要な強度を発揮しているかを確認する。検討に用いたひずみゲージの貼り付け位置を図 6.3.2-1 に示す。なお、図 6.3.2-1 中のアルファベットは以降に示すひずみ分布の高さ 0mm 地点を示している。

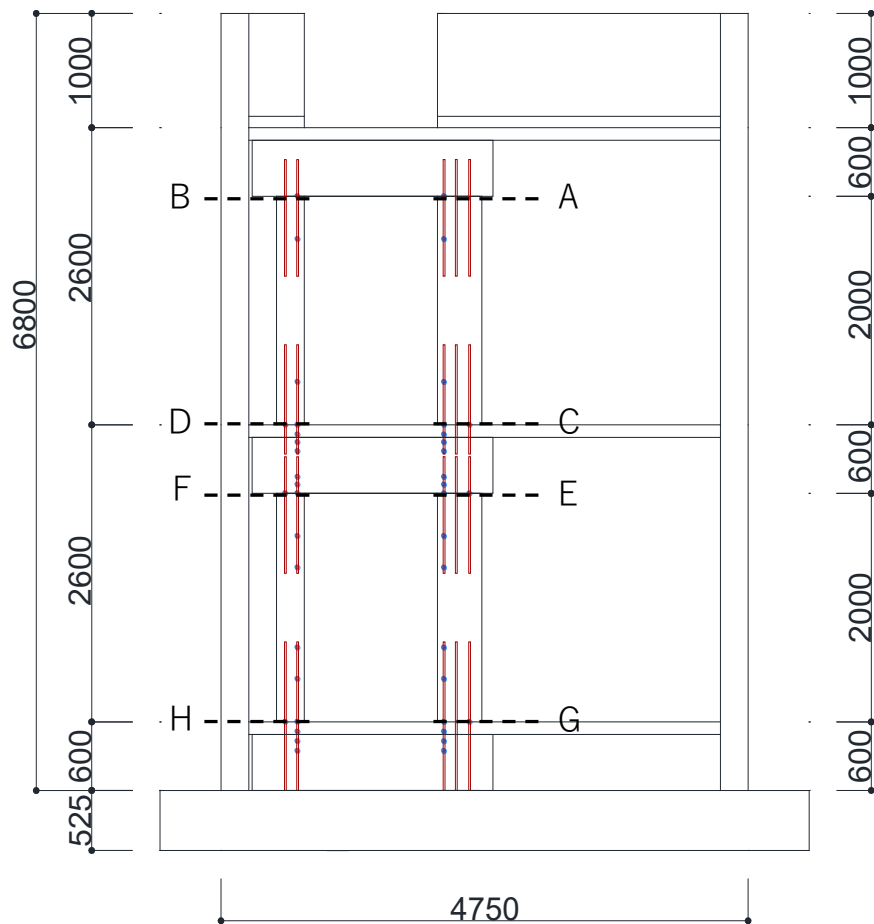


図 6.3.2-1 ひずみゲージ図面

サイクル毎のひずみ分布

負荷荷はねじれの影響が出ているため正載荷のみで降伏ひずみ到達までのひずみ分布を以下に示す。壁頭部のひずみ分布については各階の左右の耐力壁の壁梁フェイス位置を高さ 0mm 位置とし、壁脚部のひずみ分布についてはスラブフェイス位置を高さ 0mm 位置とする。図 6.3.2-2 のキャプション番号は図 6.3.2-1 中のアルファベットと対応しており、例えば図 6.3.2-2 の(A)で示す高さ 0mm は図 6.3.2-1 中の A の位置である。

・ 正載荷

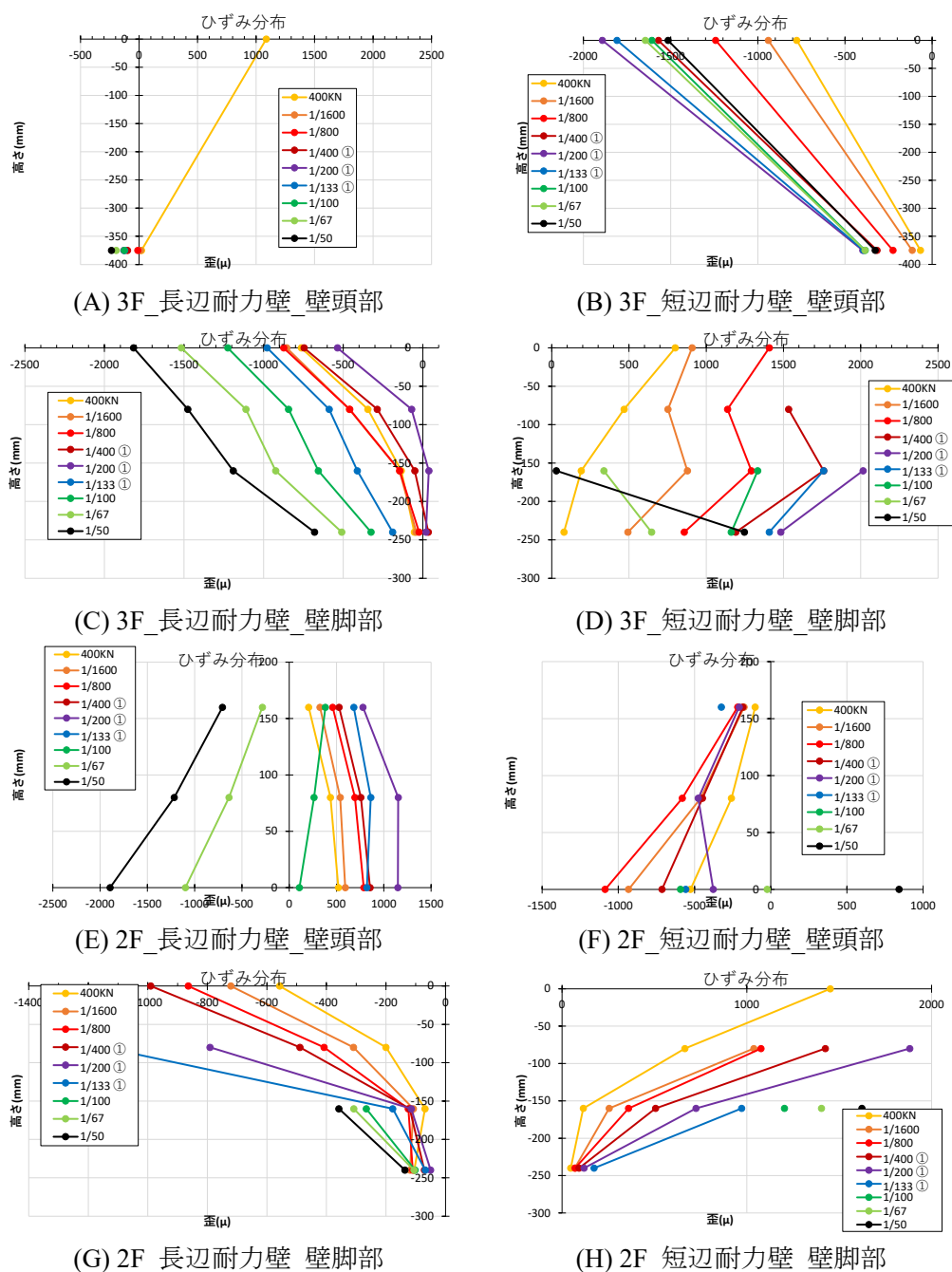


図 6.3.2-2 ひずみ分布_正載荷

あと施工アンカーの付着強度

あと施工アンカーの付着強度を確認するため、新設開口補強工事の際に既存壁部分からコアを採取した。コア採取位置図を図 6.3.2-3 に示す。2 層および 3 層の新設開口切り出し位置から、コア径 100mm の標準コア，コア 75mm の小径コアをそれぞれ採取している。また，1 層部分については壁梁補強前に既存壁部分から同様にコアを採取した。

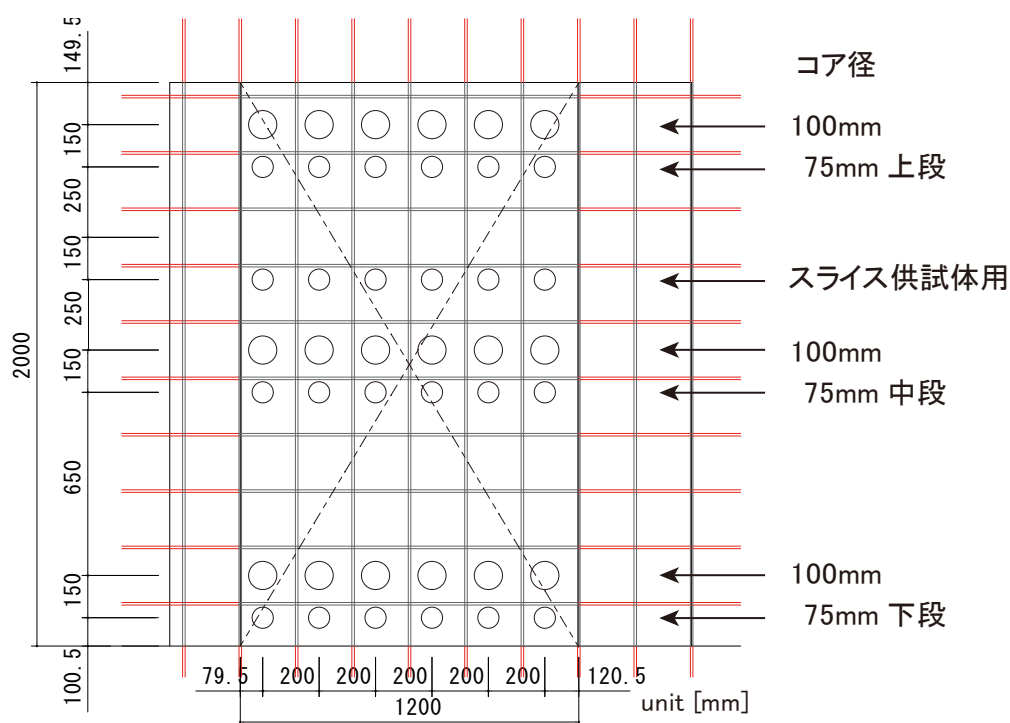


図 6.3.2-3 コア採取位置図

あと施工アンカーの設計に用いるコンクリートの圧縮強度 F は、採取した標準コア，小径コアそれぞれを圧縮試験用に加工し，圧縮試験を実施した結果に基づき，文献^{6.3.3-1)}に従って次式で算定した。

$$F = \min(X_{mean} - t \cdot s, F_c) \quad (6.3.2 - 1)$$

ここに， X_{mean} : コンクリートの圧縮強度の平均値， t : スチューデントの t 分布に従った係数（試験体数 $n=6$ であるため， $t=2.015$ ）， s : 標準偏差 である。

1 層および 2，3 層の上段・中段・下段のそれぞれから採取したコア圧縮強度の試験結果一覧を表 6.3.2-1 に示す。各層で採取位置の違いに着目すると，下段の方がヤング係数や圧縮強度が高い結果となった。コア径の違いに着目すると，圧縮強度や設計強度はほぼ同程度となった。

表 6.3.3-1 コアコンクリートの試験結果

採取位置	標準コア (コア径100mm)				小径コア (コア径75mm)			
	ヤング係数	圧縮強度	標準偏差	設計強度F	ヤング係数	圧縮強度	標準偏差	設計強度F
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
3層上段	1.77×10^4	29.8	1.06	27.6	1.88×10^4	29.5	1.23	27.0
3層中段	1.92×10^4	31.6	1.11	29.4	2.08×10^4	31.5	0.54	30.4
3層下段	2.06×10^4	34.7	1.48	31.7	2.58×10^4	50.0	4.29	41.4
2層上段	1.83×10^4	28.9	0.80	27.3	1.94×10^4	27.6	0.51	26.6
2層中段	1.98×10^4	32.0	0.83	30.3	2.20×10^4	31.9	0.88	30.1
2層下段	1.93×10^4	32.1	1.48	29.1	2.64×10^4	45.0	7.65	29.6
1層	1.89×10^4	29.6	1.04	27.6	2.14×10^4	30.2	1.28	27.6

1層、2層中段、3層中段から採取した小径コアを用いて、図 6.3.2-4 に示す要領でスライス供試体を作成し、供試体を中央部にあと施工アンカーを施工したうえで、拘束付着試験を実施した。鋼管径は内径 150mm、200mm の2水準とした。拘束付着試験のセットアップ図を図 6.3.2-5 に示す。

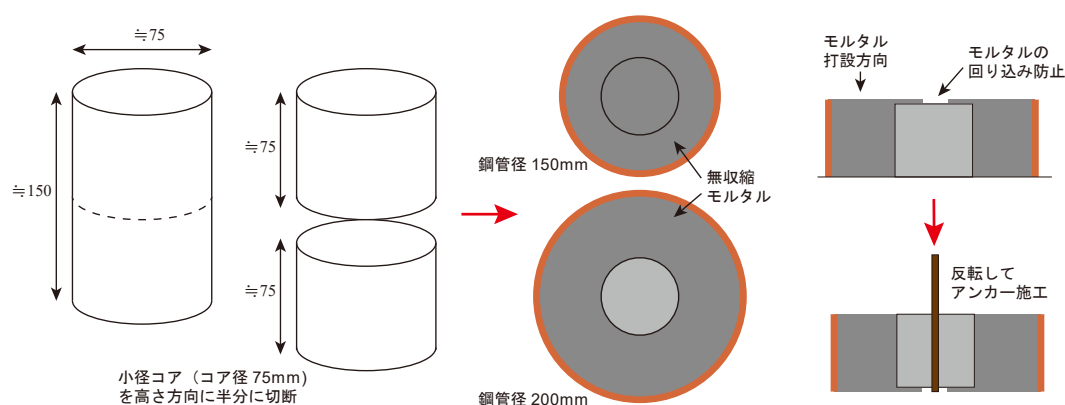


図 6.3.3-4 コアコンクリートを用いたスライス供試体の製作

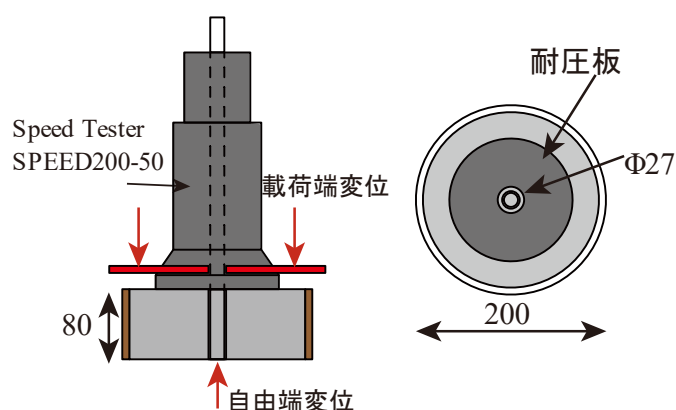


図 6.3.2-5 実験セットアップ図 (単位: mm)

拘束付着試験の試験結果から、文献^{6.3.3-1)}に従い、次式を用いて付着基準強度の 95%信頼下限値を算定した。試験体数は 5 体となるため、 $t=2.132$ としている。ま

た、コンクリート強度は、表 6.3.3-1 のコア試験結果のうち、小径コアで各層中段位置の設計強度 F を用いた。拘束付着試験の一覧を表 6.3.3-2 に示す。

$$\tau_n = \frac{P_{max}}{\pi \cdot d_a \cdot \ell_e} \cdot \sqrt{\frac{21}{\sigma_B}} \quad (6.3.2 - 2)$$

$$\tau_{ave} = \sum \tau_n / N \quad \tau_{0.95} = \tau_{ave} - s \cdot t \quad s = \sqrt{\sum (\tau_{ave} - \tau_n)^2 / (N - 1)}$$

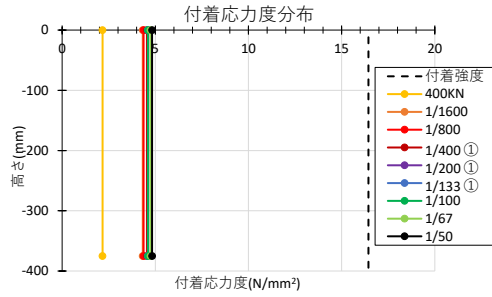
表 6.3.2-2 スライス供試体の拘束付着試験結果

採取 位置	鋼管径200mm				鋼管径150mm			
	τ_{ave}	s	$\tau_{0.95}$	$_{max}\delta_{ave}$	τ_{ave}	s	$\tau_{0.95}$	$_{max}\delta_{ave}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]
3層	21.49	2.43	16.32	2.139	21.44	2.80	15.47	1.355
2層	23.32	1.95	19.17	1.898	23.08	0.72	21.54	1.763
1層	24.27	2.12	19.75	1.879	25.56	0.95	23.54	1.665

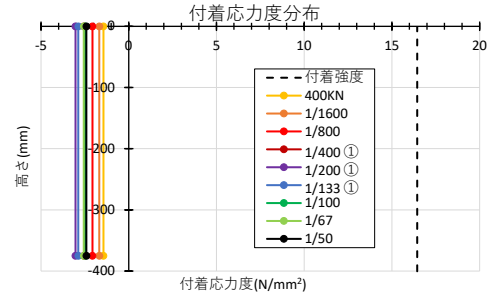
サイクル毎の付着応力度分布

図 6.3.2-6 に試験体に施工されたあと施工アンカーの付着応力度分布を示す。なお、図 6.3.2-6 で示す付着応力度は、ひずみゲージで計測された値をもとに算定している。

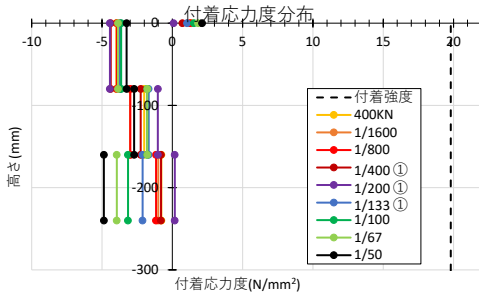
付着応力度をコアスライス試験体の付着強度との比較を行った。図 6.3.2-4 より試験体のアンカー筋付着強度に到達しておらず、また、試験体のあと施工アンカー部分において付着による損傷は確認されなかったため、付着破壊が生じていないと判断した。



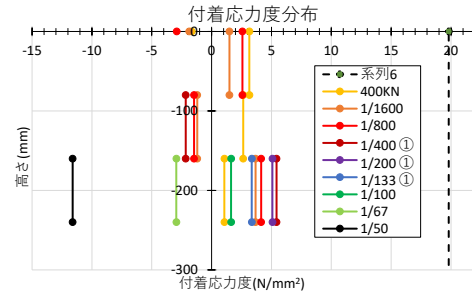
(A) 3F_長辺耐力壁_壁頭部



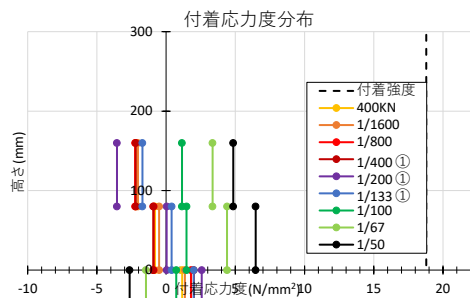
(B) 3F_短辺耐力壁_壁頭部



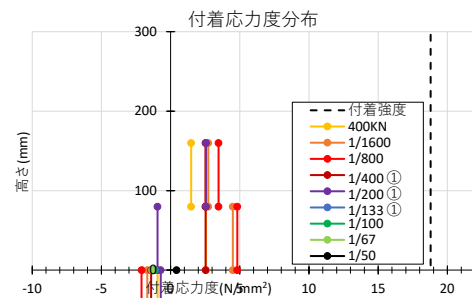
(C) 3F_長辺耐力壁_壁脚部



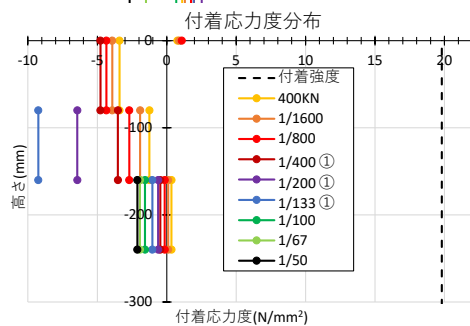
(D) 3F_短辺耐力壁_壁脚部



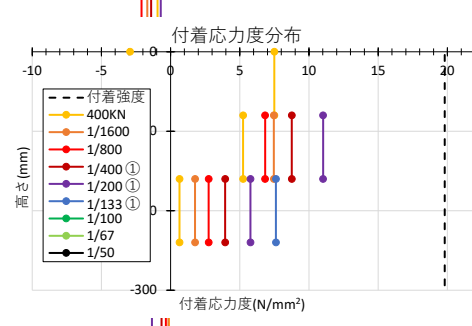
(E) 2F_長辺耐力壁_壁頭部



(F) 2F_短辺耐力壁_壁頭部



(G) 2F_長辺耐力壁_壁脚部



(H) 2F_短辺耐力壁_壁脚部

図 6.3.2-6 付着応力度分布_正載荷

6.3.3 あと施工アンカーの引張耐力の算定

あと施工アンカーの終局引張耐力は既往の指針^{6.3.3-2)}および文献^{6.3.3-1)}に基づき算出した。

既往の指針^{6.3.3-2)}に基づく場合、アンカー筋の降伏によって決まる耐力 $pa1$ と、付着力により決まる耐力 $pa3$ を比較して耐力および破壊モードを判定する。 $Pa3$ 算定においては、へりあきやピッチによる付着強度の低減が考慮される。

文献^{6.3.3-1)}に基づく場合、アンカー筋の引張破壊耐力 T_{mu} 、コンクリートのコーン状破壊耐力 T_{cc} 、付着破壊耐力 T_{cb} を比較し、耐力および破壊モードを判定する。コーン破壊耐力 T_{cc} 算定においては、隣接するアンカーのコーン投影面積に重複や、へりあきの影響を考慮した投影面積としている。

コンクリート強度については、表 6.2.1-2 の値を用いた。また、基準付着強度については、スライス供試体の試験結果を参考に、 15N/mm^2 とした。

$$T_{mc} = \min (T_{mu}, T_{cc}, T_{cb}) \quad (6.3.3-1)$$

$$T_{mu} = m\sigma_u \cdot s a_e \quad (6.3.3-2)$$

$$T_{cc} = 0.23\sqrt{\sigma_B} \cdot A_c \quad (6.3.3-3)$$

$$T_{cb} = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e \quad (6.3.3-4)$$

ここで、

$m\sigma_u$: アンカー筋引張強度(N/mm^2) ($m\sigma_u = 1.1\sigma_y$)

σ_y : アンカー筋降伏強度(N/mm^2)

$s a_e$: アンカー筋断面積 (mm^2)

σ_B : コンクリート強度(N/mm^2)

A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積(mm^2)で $A_c = \pi \cdot l_e \cdot (l_e + d_a)$

l_e : アンカー筋の有効埋込長さ(mm) で、先端が寸切りの場合は埋込み長さとする

d_a : アンカー筋の公称径(mm)

τ_a : アンカー筋の付着強度信頼値(N/mm^2)で $\tau_a = 15 \cdot \left(\frac{\sigma_B}{21}\right)^{0.5}$

あと施工アンカーの終局引張耐力算定結果の算定結果を表 6.3.3-2 に示す。

既往の指針^{6.3.3-2)}に基づく場合、2層下向きに施工したアンカー以外のすべてのアンカーが付着破壊と判定された。一方で、文献^{6.3.3-1)}に基づく場合、すべてのアンカーが鉄筋引張破壊と判定された。実験においては、アンカー筋の降伏が先行していることが確認されており、文献^{6.3.3-1)}に基づく場合に実験結果と対応している。よって、既往の評価式を用いることでアンカーの破壊性状を評価できることを確認した。

表 6.3.3-3 あと施工アンカーの引張耐力算定結果

(a) 既往の指針^{6.3.3-2)}による場合

長壁端部 3-D16	埋め込み長さ	$pa1$ [kN/本]	$pa3$ [kN/本]	pa [kN/本]	Failure mode
3層上向き	$15d_a$ (240mm)	79.9	39.2	39.2	付着
3層下向き	$20d_a$ (320mm)	79.9	53.7	53.7	付着
2層上向き	$15d_a$ (240mm)	79.9	38.8	38.8	付着
2層下向き	$37d_a$ (600mm)	79.9	108.4	79.9	鉄筋降伏

短壁端部 2-D16	埋め込み長さ	$pa1$ [kN/本]	$pa3$ [kN/本]	pa [kN/本]	Failure mode
3層上向き	$15d_a$ (240mm)	79.9	39.2	39.2	付着
3層下向き	$20d_a$ (320mm)	79.9	53.7	53.7	付着
2層上向き	$15d_a$ (240mm)	79.9	38.8	38.8	付着
2層下向き	$37d_a$ (600mm)	79.9	108.4	79.9	鉄筋降伏

(b) 文献^{6.3.3-1)}による場合

長壁端部 3-D16	埋め込み長さ	T_{mu} [kN/本]	T_{cc} [kN/本]	T_{cb} [kN/本]	T_a [kN/本]	Failure mode
3層上向き	$15d_a$ (240mm)	87.9	111.1	206.7	87.9	鉄筋降伏
3層下向き	$20d_a$ (320mm)	87.9	187.3	272.6	87.9	鉄筋降伏
2層上向き	$15d_a$ (240mm)	87.9	109.9	204.4	87.9	鉄筋降伏
2層下向き	$37d_a$ (600mm)	87.9	487.4	523.3	87.9	鉄筋降伏

短壁端部 2-D16	埋め込み長さ	T_{a1} [kN/本]	T_{a2} [kN/本]	T_{a3} [kN/本]	T_a [kN/本]	Failure mode
3層上向き	$15d_a$ (240mm)	87.9	138.5	206.7	87.9	鉄筋降伏
3層下向き	$20d_a$ (320mm)	87.9	232.1	272.6	87.9	鉄筋降伏
2層上向き	$15d_a$ (240mm)	87.9	137.0	204.4	87.9	鉄筋降伏
2層下向き	$37d_a$ (600mm)	87.9	617.2	523.3	87.9	鉄筋降伏

6.4 解析における検討

6.4.1 解析概要

平面モデルおよび立体モデルを使用して解析を行う。解析パラメータを下記に示す。

1 階壁頭部の開口幅内にある縦筋は切断されており，十分な定着が取れていないことから 1F 耐力壁のモデル化は以下の 2 通りの方法で行った。

表 6.4.1-1 1 本柱置換モデル解析パラメータ

モデル	変動軸力	1F 耐力壁のモデル化	耐力壁 構造芯	耐力壁の せん断形状係数 κ
B-1	無視	壁頭は開口部内縦筋を 除いた断面としてモデル化 壁脚は開口部内縦筋を 入れた断面としてモデル化	耐力壁 重心	1.2
B-1-a				応力度法
B-1-b				エネルギー法
B-1Ne	考慮	壁頭壁脚ともに 開口部内縦筋を除いた断面に 1F 壁脚のあと施工アンカーを 加えた断面としてモデル化	耐力壁 中心	1.2
B-2	無視			
B-2Ne	考慮			
C-1	無視	壁頭壁脚ともに 開口部内縦筋を除いた断面に 1F 壁脚のあと施工アンカーを 加えた断面としてモデル化	耐力壁 重心	
C-2			耐力壁 中心	

表 6.4.1-2 3 本柱置換モデル解析パラメータ

モデル	変動軸力	1F 耐力壁のモデル化	耐力壁 剛性	耐力壁の せん断形状係数 κ
3 本	考慮	壁頭は開口部内縦筋を 除いた断面としてモデル化 壁脚は開口部内縦筋を 入れた断面としてモデル化	両端の 軸ばねを 中央の鉛直材の 曲げ剛性に考慮	1.2

表 6.4.1-3 MS モデル解析パラメータ

モデル	1F 耐力壁のモデル化	塑性ヒンジ長さ	耐力壁の せん断形状係数 κ
MS	壁頭は開口部内縦筋を 除いた断面としてモデル化 壁脚は開口部内縦筋を 入れた断面としてモデル化	曲げ初期剛性の理論値と 同等になるように設定	1.2

6.4.2 架構のモデル化

6.4.2.1 1本柱置換モデル

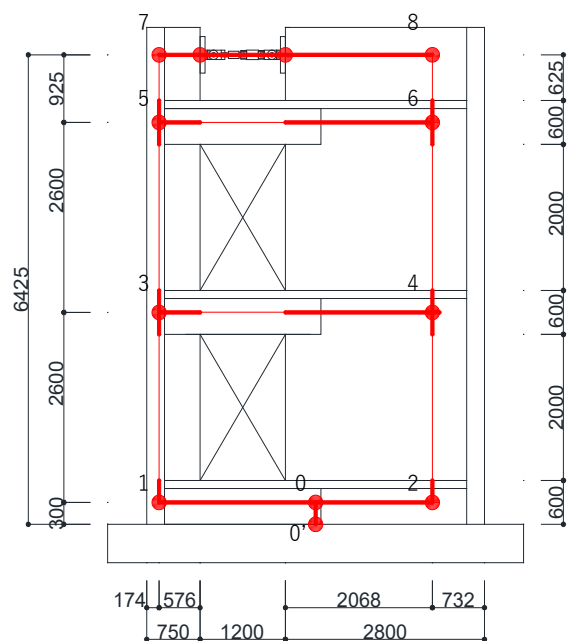
各節点質量を表 6.4.2-1 に、各節点の拘束条件を表 6.4.2-2 に、各構面の架構のモデル図を図 6.4.2-1 に示す。

また以下の方法に従って、架構のモデル化を行う。耐力壁の部材芯は重心とする場合及び壁せいの中心とする場合の2通りで解析を行う。耐力壁の構造芯を壁せいの中心とする場合、図 6.4.2-1(b)のように壁の重心位置にもダミーの節点を設けて各壁部材の長期軸力による節点質量はこの節点に設定する。

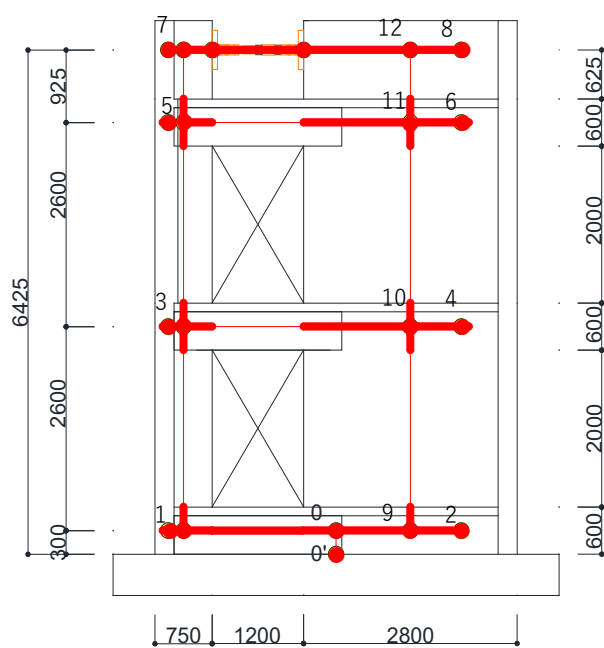
- ①線材置換し、モデル化された部材は各部材芯に配置する。
- ②梁と壁の剛域端はフェイス位置とする。
- ③危険断面位置は剛域端とする。
- ④各層の重量は各節点に節点質量として分配する。分配した結果は表 6.4.2-1 に示す。
- ⑤各階は剛床と仮定する。
- ⑥耐力壁の1本柱置換モデルを用いた平面解析を行う。
- ⑦変動軸力を考慮する場合は、解析結果から正側は全体変形角 $1/50 \text{ rad.}$ まで、負側は全体変形角 $-1/100 \text{ rad.}$ まで載荷した際の変動軸力を算出し、これを考慮して解析を行う。

表 6.4.2-1 節点質量

層	節点番号	質量(t)	質量(kN)
1F	0'	1.1	10.3
2F	1	2.9	27.9
	2	5.0	48.6
3F	3	4.7	46.4
	4	7.7	75.6
4F	5	4.1	40.4
	6	8.6	84.6
RF	7	1.2	12.0
	8	3.7	36.6



(a) 構造芯：重心



(b) 構造芯：中心

図 6.4.2-1 架構モデル図

表 6.4.2-2 接点の拘束条件

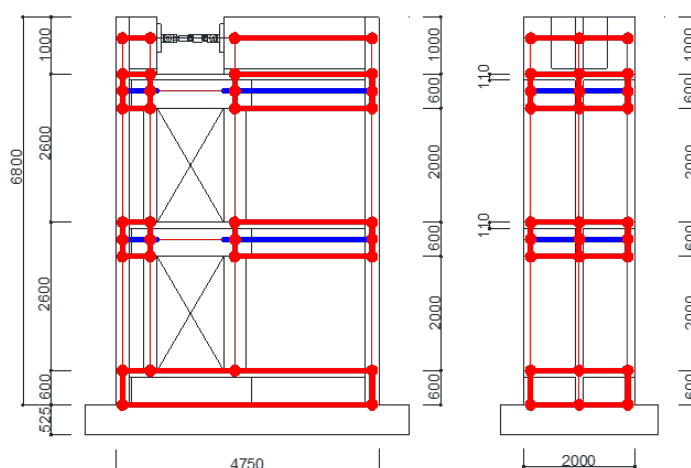
接点位置	水平方向	回転
0'	固定	固定
他	自由	自由

6.4.2.2.3 本柱置換モデル

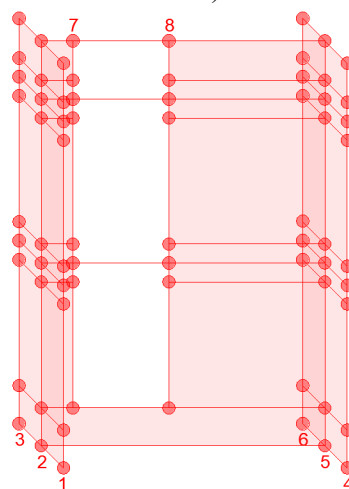
各節点の拘束条件を表 6.4.2-3 に、架構のモデル図を図 6.4.2-2 に示す。耐力壁は壁中心位置に。耐力壁、直交壁、軸柱の分割を図 6.4.2-3 に示す。

また以下の方法に従って、架構のモデル化を行う。それぞれの節点に節点質量を設定する。

- ① 線材置換し、モデル化された部材は各部材芯に配置する。
- ② 梁と壁の剛域端はフェイス位置とする。
- ③ 危険断面位置は剛域端とする。
- ④ 各階は剛床と仮定する。
- ⑤ 耐力壁の 3 本柱置換モデルを用いた平面解析を行う。
- ⑥ 1F 耐力壁は 1 部材の耐力壁としてモデル化する。
- ⑦ 耐力壁上部の梁はそれ自身の曲げおよびせん断剛性を 100 倍とする。
- ⑧ 節点 7,8 間はジャッキによる影響を考慮して水平変位が等しくなるよう制御する。



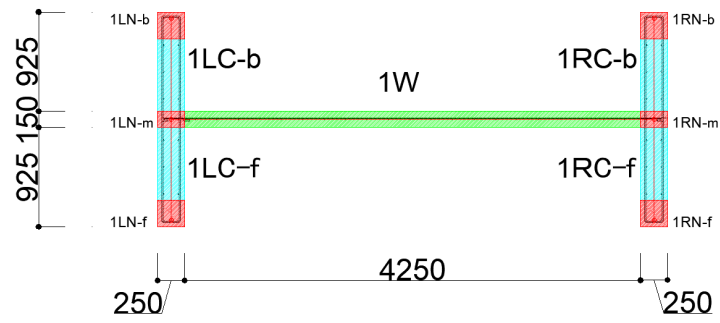
(a) 架構のモデル図 (3 本柱単軸ばねモデル) 赤太線：剛梁，青太線：剛性 100 倍



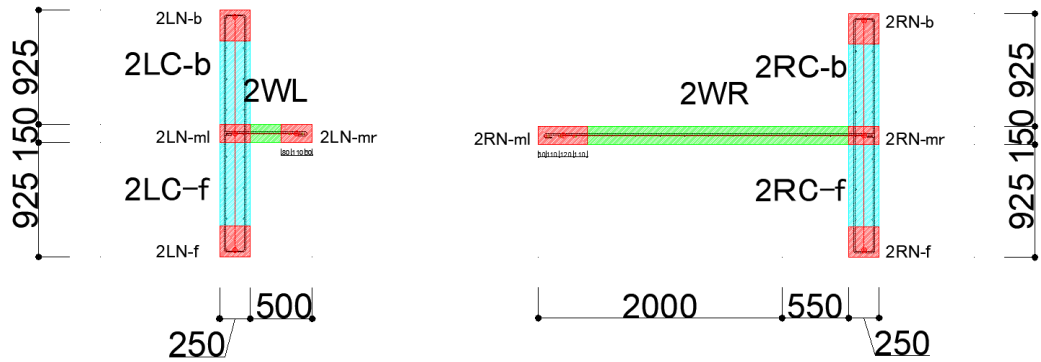
(b) 架構モデルの節点位置図

図 6.4.2-2 架構のモデル図 (3 本柱単軸ばねモデル)

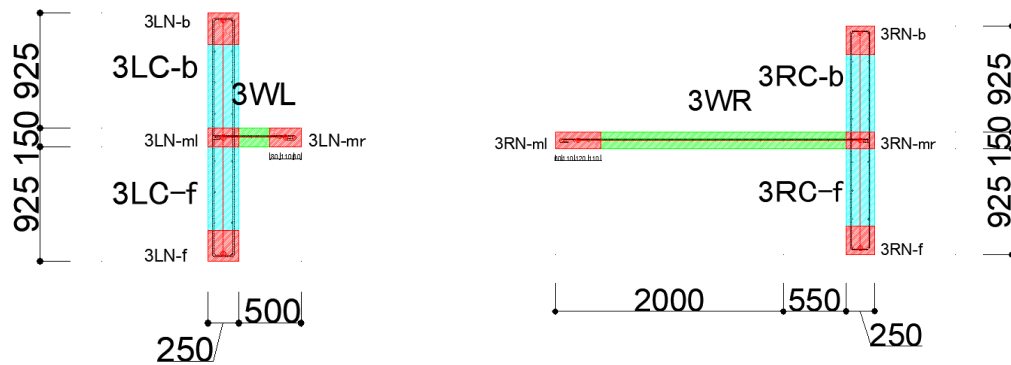
表 6.4.2-3 節点の拘束条件		
節点位置	水平方向	回転
1.2.3.4.5.6	固定	固定
他	自由	自由



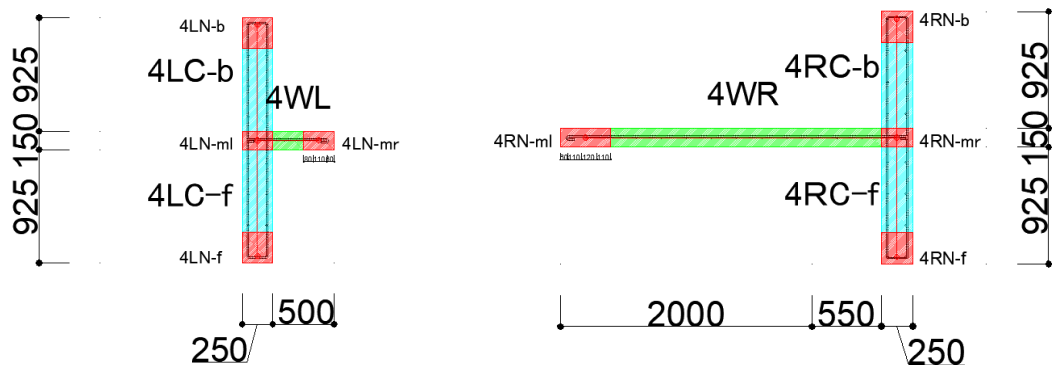
(a) 1 階



(b) 2 階



(c) 3 階



(d) 4 階

図 6.4.2-3 耐力壁/直交壁/軸柱の分割

6.4.2.3 MS モデル

MS ファイバーモデルで置換した各階の断面を図 6.4.2-4 に、塑性ヒンジ長さを表 6.4.2-4 に示す。

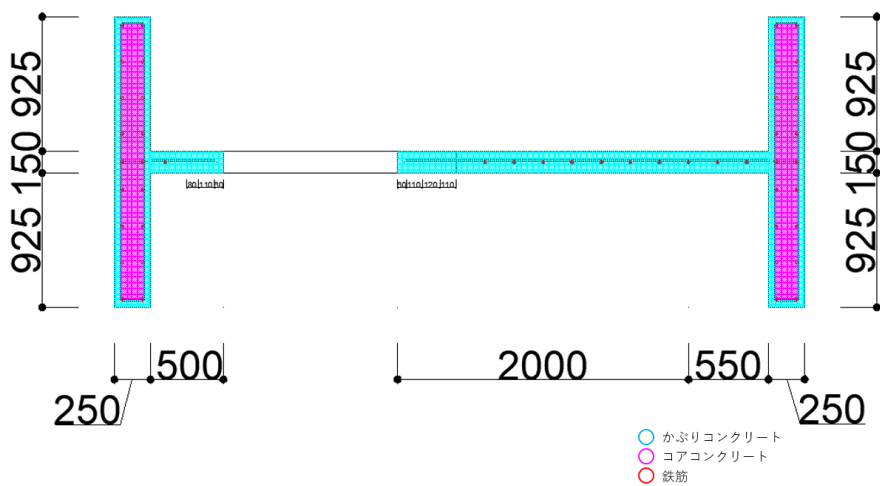
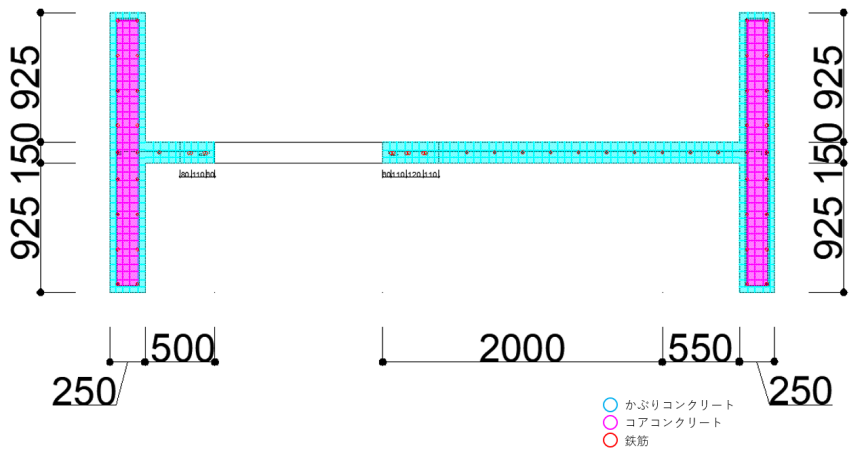
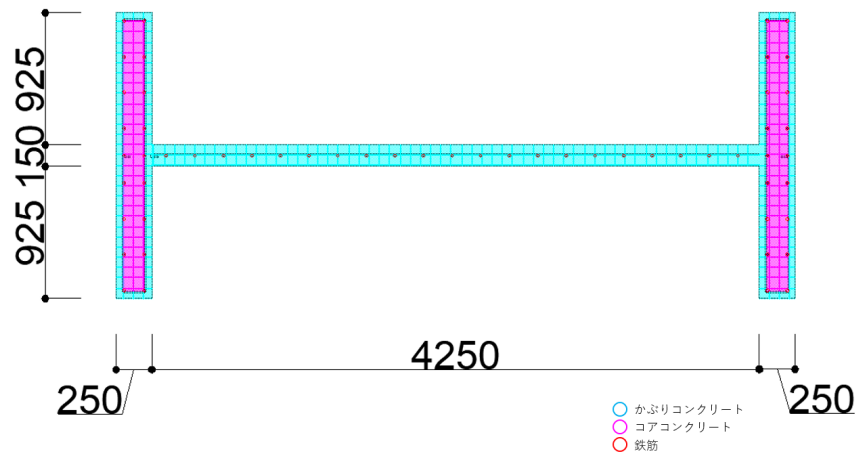


図 6.4.2-4 MS ファイバーモデル

表 6.4.2-4 塑性ヒンジ長さ

断面位置	塑性ヒンジ長さ(mm)
0'断面	192.6
0断面	192.6
2,6断面	466.2
3,7断面	403.5
6,10断面	479.5
7,11断面	418.3
10,13断面	223.7
11,16断面	205.2

6.4.3 部材のモデル化

6.4.3.1 単軸ばねモデル

各部材のモデル化を行った際のばねモデル図を図 6.4.3-1 に、曲げばね、せん断ばね、軸ばねの骨格曲線を図 6.4.3.2 に示す。なお、図 6.4.3-2 の骨格曲線の正負は表 6.4.3-1 のように定義する。

壁梁部材を 1 本の水平方向の線材としてモデル化する場合は梁の左右両端の危険断面位置に曲げばね、せん断ばねを有するモデルとしてモデル化を行う。

耐力壁は 1 本柱置換によりモデル化する。この場合は、耐力壁の長さを剛域とする梁を有し、耐力壁の中心部分上下端に曲げばね、中央部に軸ばね、およびせん断ばねを配したモデルとして扱う。

耐力壁を 3 本柱置換によりモデル化する場合は、耐力壁の長さを剛域とする梁、耐力壁両脇の両端ピンで接続される軸ばねのみを有する鉛直材、耐力壁中央の上下端に曲げばね、せん断ばね、軸ばねを有する鉛直材により構成される。耐力壁の 3 本の鉛直材への分割は図 6.4.2-3 のように行う。すなわち耐力壁の両脇の鉛直材としては端部曲げ補強筋の配されている断面、あるいは直交壁と交差する部分とし、それ以外の部分を中央の鉛直材に分割する。両脇の鉛直材の軸ばねの特性は図 6.4.2-3 のハッチ部分のコンクリート断面積と端部曲げ補強筋を有する柱として定義する。中央の鉛直材の曲げばねおよび軸ばねの特性は図 6.4.2-3 の中央部、すなわちハッチ部分以外のコンクリート断面積と中間部縦筋を有する壁板として定義する。ただし上端の曲げばねは十分大きくした強度を持つものとする。一方、せん断ばねに関しては両端部分及び直交壁も含めた耐力壁全体として定義される。

曲げばねおよびせん断ばねは、ひび割れと降伏を考慮したトリリニアモデルとし、軸ばねは、圧縮側は弾性とし引張側は降伏を考慮したバイリニアモデルとしている。

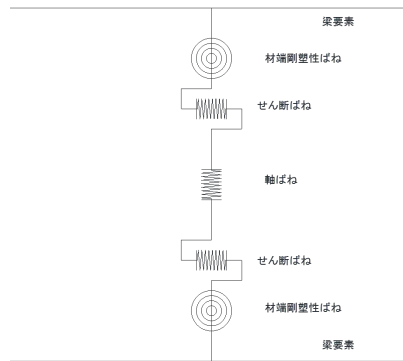
ここで、新設部が引張側となる部材の曲げばねにおいては、5.3 節にて精度の確認された 4 折れ線化による評価手法によりモデル化した結果も併せて示す。

また以下の方法に従って、部材のモデル化を行う。

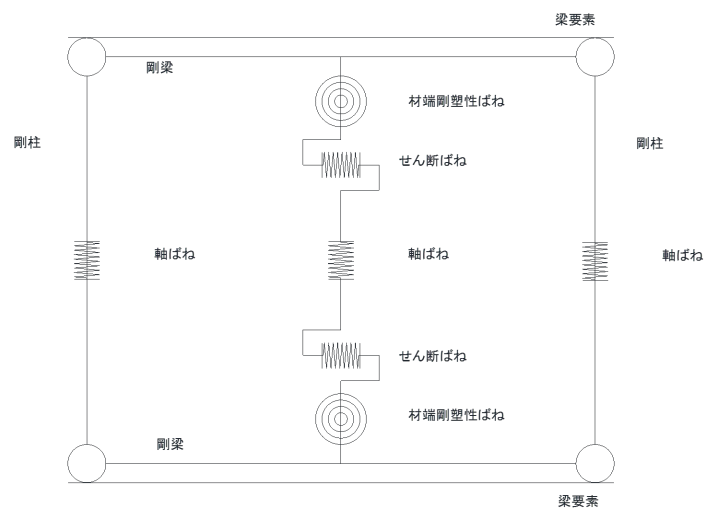
- ① 2.5 層耐力壁は、1,2 層耐力壁と同様の断面として剛性・耐力の算定を行う。
- ② 2.5 層の W1L と W1R 間にあるジャッキは、両端ピン接合の剛性としてモデル化する。
- ③ 最上階耐力壁の脚部の剛性・耐力算定時は、折り曲げ定着されている開口補強筋を無視して算定を行なう。



(a) 壁梁部材ばねモデル



(b) 耐力壁部材ばねモデル (1 本柱置換モデル)



(c) 耐力壁部材ばねモデル(3 本柱置換モデル)

図 6.4.3-1 各部材のばねモデル図

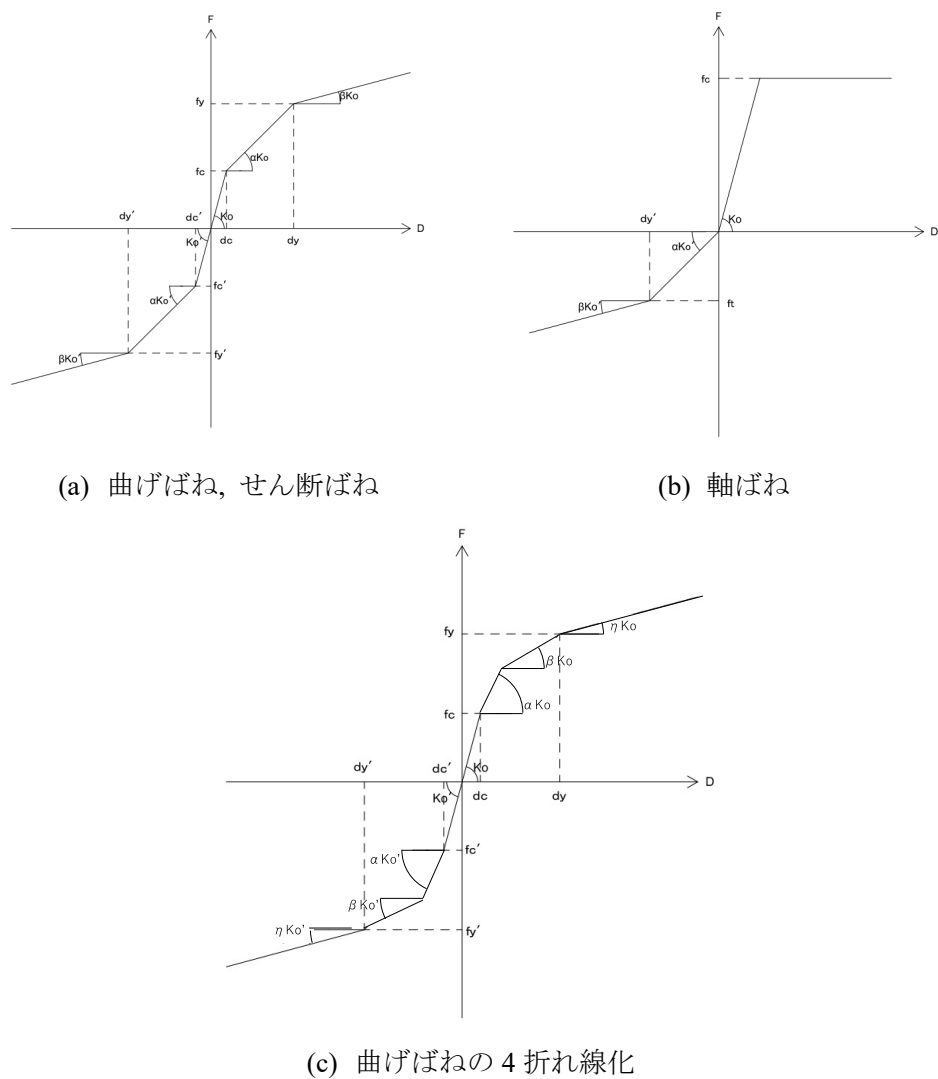


図 6.4.3-2 各ばねモデルの骨格曲線

表 6.4.3-1 各ばねモデルの骨格曲線の正負の定義		
ばねモデル	耐力壁部材(鉛直部材)	梁部材(水平部材)
曲げ	断面の左側が引張となる場合 を正	断面の上端が引張となる場合 を正
せん断		-
軸	圧縮時を正	-

6.4.3.2 MS モデルの材料特性

(1)鉄筋ばね

鉄筋ばねの骨格曲線を図 6.4.3-3(a)に示す。鉄筋ばねは鉄筋の引き抜きは考慮せず、折れ点は降伏点のみでバイリニアモデルとした。各鉄筋の降伏強度は材料試験結果によるものとし、ヤング係数は 205000N/mm^2 とする。また降伏歪は降伏強度をヤング係数で除したものとする。

(2)かぶりコンクリートばね

コンクリートの骨格曲線を図 6.4.3-3(b)に示す。かぶりコンクリートばねはトリリニア剛性低減型とした。コンクリートの圧縮強度は表 6.2.1-2 に示したものとし、引張強度は下式により算定する。

$$f_t = 0.33\sqrt{\sigma_B} \quad (6.4.3-1)$$

ここで、

f_t : コンクリート引張強度(N/mm^2)

f_c : コンクリート圧縮強度(N/mm^2)

ヤング係数は下式により算定する。

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right) \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (6.4.3-2)$$

ここで、

γ : コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m^3)

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

また第一折れ点時のひび割れ耐力は νf_c とする。

ここで、

ν : 剛性低下を決定するための係数で 0.3 とする。

またコンクリートの耐力劣化終了点の耐力を $\lambda \sigma_B$ 、耐力劣化終了点の変形を $\mu \varepsilon_0$ とする。

ここで、

λ : コンクリートの耐力劣化を決定する為の係数で

(「かぶりコンクリート : 0.7 コアコンクリート : 0.9」)

ε_0 : 降伏歪みで $\varepsilon_c = 0.93 \sigma_B^{\frac{1}{4}} \times 10^{-3}$ とする。

μ : コンクリートの耐力劣化終了点の変形を決定する為の係数で 3.0 とする

また引張側の耐力が0となる変形を τd_t とする。

ここで、

τ ：引張側の耐力が0となる点を決定する為の係数で3.0とする。

d_t ：引張降伏時の変形

(3)コアコンクリートばね

1) 圧縮側のモデル化

コアコンクリートばねはかぶりコンクリートばねと同様に図 6.4.3-3 のようなトリニア剛性低減型とした。コンクリートの圧縮強度は横補強筋の拘束による強度上昇を考慮し、靱性指針^{6.4.3-1)}に従い下式により算定する。なお、その他の骨格曲線化手法は(2)と同様である。

$$\sigma_B' = \sigma_B + x p_{wh} \sigma_{wh} \quad (6.4.3-3)$$

$$\varepsilon_B' = \begin{cases} \varepsilon_c(1+4.7(K-1)) & K \leq 1.5 \\ \varepsilon_c(3.35+20(K-1.5)) & K > 1.5 \end{cases} \quad (6.4.3-4)$$

$$x = 11.5 \left(\frac{d_w}{c} \right) \left(1 - 0.5 \frac{s}{j_e} \right) \quad (6.4.3-5)$$

$$\varepsilon_c = 0.93 \sigma_B^{\frac{1}{4}} 10^{-3} \quad (6.4.3-6)$$

$$K = \frac{\sigma_B'}{\sigma_B} \quad (6.4.3-7)$$

ここで、

d_w ：横補強筋の公称直径(mm)

c ：横補強筋の有効支持長さ(mm)

s ：横補強筋間隔(mm)

p_{wh} ：横補強筋のコア体積比

σ_{wh} ：横補強筋の信頼強度(N/mm²)

2) 引張側のモデル化

コンクリートと鉄筋との間には付着が存在するために、コンクリートにひび割れが生じた後も、コンクリートは引張力の一部を負担するようにモデル化する。図 6.4.3-3(c)のように変位 dt で引張降伏したのちも変位 τd_t まで耐力を維持し、その後下降曲線が始まるモデルを用いた。

$$F = f_t \left(\frac{\tau d_t}{d} \right)^{a_r} \quad (6.4.3-8)$$

τ ：下降曲線が始まる点を決定する係数で3とした。

a_r ：下降曲線を決定する係数で0.4とした。

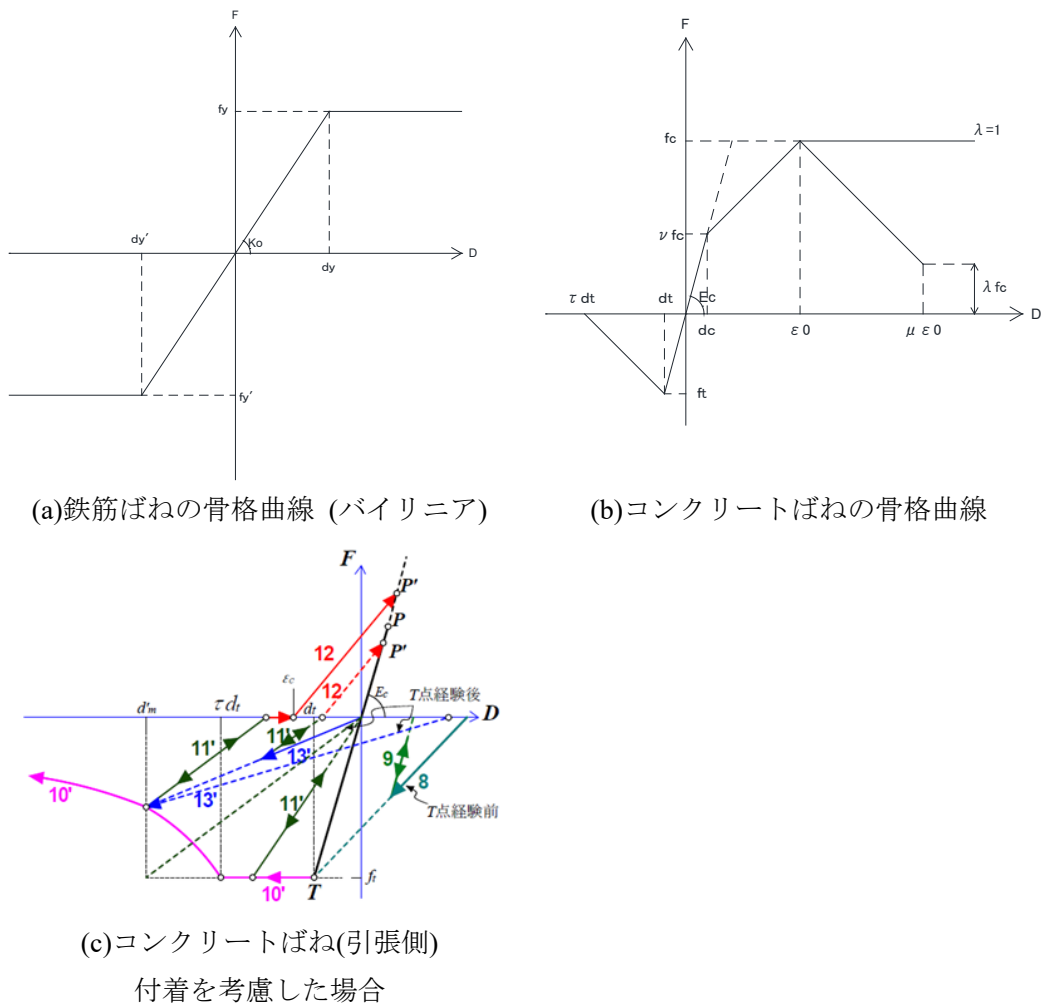


図 6.4.3-3 各ばねの骨格曲線

(5)塑性ヒンジ長さの算定と降伏断面率

部材が降伏と判断される断面積に対する比率の降伏断面率は 0.5 とした。

$$P_z = \frac{\sum E_i A_i Y_i^2}{K_f} \quad (6.4.3-9)$$

ここで,

K_f : 曲げ剛性(N・mm)

E_i : 断面を細分化した第 i 要素の材料のヤング係数(N/mm²)

A_i : 第 i 要素の面積(mm²)

P_z : 塑性ヒンジ長さ(mm)

Y_i : 中立軸位置からの第 i 要素までの距離

長さは初期剛性の理論値 $K_f = \frac{6EI}{L}$ と一致するように設定した。

6.4.3.3 部材の剛性・耐力算定方法

6.4.3.3.1 耐力壁および開口補強後の耐力壁の剛性・耐力評価式

初期剛性

曲げ初期剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \text{反曲点比 0.5(隣接する開口あり)の場合} \quad (6.4.3-10)$$

$$K_f = \frac{3E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \text{反曲点比 1.0(隣接する開口なし)の場合} \quad (6.4.3-11)$$

L : 部材長さ(mm)

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right) \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (6.4.3-12)$$

γ : 既存コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m³)で特に調査しない場合は 1.0 を減じたものとする。

I_e : 等価断面 2 次モーメント(mm⁴)

$$I_e = I_o + (n - 1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n - 1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (6.4.3-13)$$

I_o : 無筋の断面 2 次モーメント($= \frac{bD^3}{12}$)(mm⁴)

a_t : 引張鉄筋の断面積(mm²)であと施工アンカーの断面積を含む。

a_c : 圧縮筋の断面積(mm²)であと施工アンカーの断面積を含む。

y_s : 中立軸から鉄筋までの距離(mm)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

n : ヤング係数比($= \frac{E}{E_c}$)

断面 2 次モーメントを算定する際の直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は下式によるものとする。

$$b_a = \min \left(0.1l, \frac{a}{4} \right) \quad (6.4.3-14)$$

b_a : 直交壁の協力幅(mm)

l : 耐力壁と梁からなる耐力壁では階高, 独立耐力壁では階高の 2 倍(mm)

a : 協力幅を算定する部材と並列する隣接部材までの内法スパン(mm)

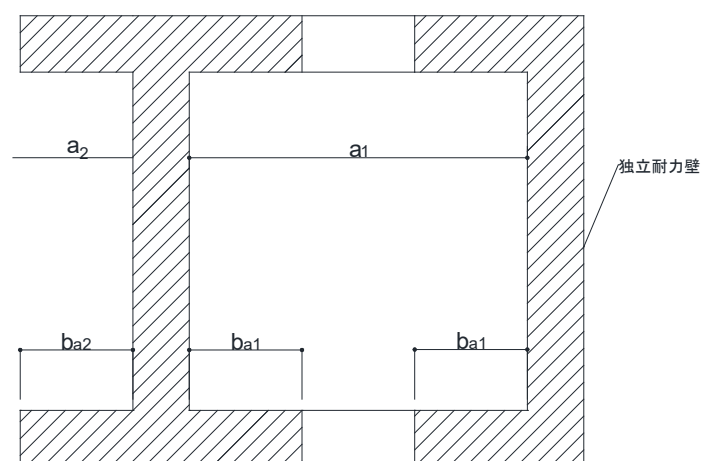


図 6.4.3-4 直交壁の協力幅

せん断初期剛性

$$K_s = \frac{GA}{\kappa L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-15)$$

L : クリアスパン(mm)

G : せん断弾性係数($= \frac{E_c}{2(1+\nu)}$)(N/mm²)

A : 部材断面積(mm²)

ν : ポアソン比で、 $\nu = 0.2$ とする。

κ : せん断形状係数で壁式規準では 1.2 とするが部材形状が複雑な場合、下記の算定方法において算定を行う。

せん断形状係数 κ

せん断形状係数 κ は下式により算定する。

両側直交壁付き耐力壁の場合

耐震性能評価指針^{6.4.3-2)}の両側柱付き耐震壁の形状係数の算出方法を準用し下式により算出する。

応力度法

$$\kappa = \frac{3(1+u)(1-u^2(1-v))}{4(1-u^3(1-v))} \quad (6.4.3-16)$$

エネルギー法

$$\kappa = \frac{72(1+2\alpha\beta)}{(1+2\alpha\beta^3+6\alpha\beta(1+\beta)^2)^2} \cdot \left(\frac{8}{15}\alpha\left(\beta+\frac{1}{2}\right)^5 - \frac{1}{2}\alpha(1-\alpha)\left(\beta+\frac{1}{2}\right)^4 + \frac{1}{4}\alpha(1-\alpha)\left(\beta+\frac{1}{2}\right)^2 + \frac{1}{4}(1-\alpha)\left(\frac{1}{15}-\frac{1}{8}\alpha\right) \right) \quad (6.4.3-17)$$

$$u : \frac{l_w}{l_w + \Sigma D}$$

$$v : \frac{t_w}{b}$$

$$\alpha : \frac{b}{t_w}$$

$$\beta : \frac{D}{l_w}$$

t_w : 耐力壁の壁厚(mm)

l_w : 壁板の内法長さ(mm)

D, b : それぞれ直交壁の幅と長さ(mm)(ΣD は耐力壁に取り付くすべての直交壁の幅の合計)

片側直交壁付き耐力壁の場合

腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究^{6.4.3-3)}の片側袖壁付柱の形状係数の算出方法を準用し下式により算出する。

応力度法

$$\kappa = \frac{6(1+\alpha\beta)^2\left(e_1+\frac{1}{2}\right)^2}{(1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2} \quad (e < D/2 \text{ の時}) \quad (6.4.3-18)$$

$$\kappa = \frac{6(1+\alpha\beta)^2\left(\frac{1}{2}+\beta-e_1\right)^2}{(1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2} \quad (e > D/2 \text{ の時}) \quad (6.4.3-19)$$

エネルギー法

$$\kappa = \frac{36(1+\alpha\beta)^3}{((1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2)^2} \cdot \left(\frac{1}{5}(1-\alpha)y_1^5 + \frac{8}{15}\alpha \cdot y_2^5 - \frac{8}{15}y_3^5 + y_1(y_3^4 - \alpha y_2^4) + \right. \\ \left. \frac{2}{3}y_1^3(\alpha y_2^2 - y_3^2) \right) \quad (6.4.3-20)$$

$\alpha : t/B$

$\beta : l_w/D$

t : 耐力壁の壁厚(mm)

l_w : 壁板の内法長さ(mm)

D, B : それぞれ直交壁の幅と長さ(mm)

$e_1 : \frac{e}{D} = \frac{\alpha\beta(1+\beta)}{2(1+\alpha\beta)}$

e : 直交壁と耐力壁全断面の図心の偏心距離(mm)

$y_1 : \frac{1}{2} - e_1$

$y_2 : \frac{1}{2} + \beta - e_1$

$y_3 : -(\frac{1}{2} + e_1)$

応力度法とエネルギー法によるせん断形状係数 κ の算定結果と α , β , ν , u の係数の関係を図 6.4.3-5, 6.4.3-6 に示す。

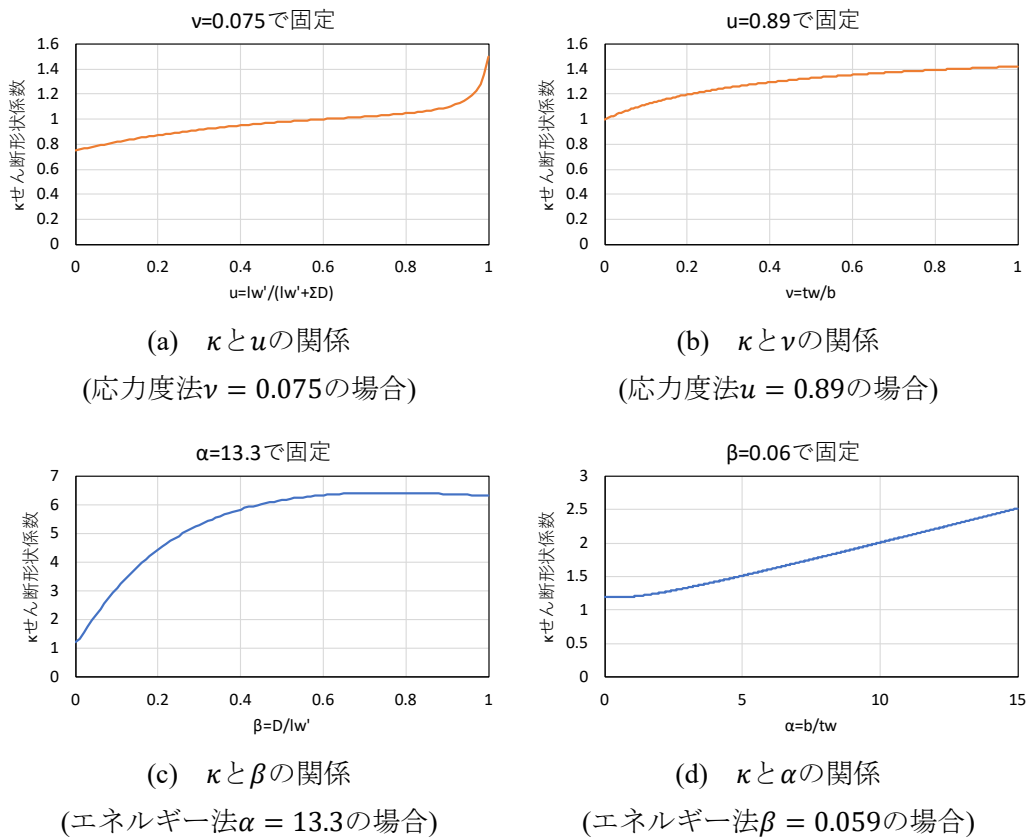


図 6.4.3-5 せん断形状係数 κ (両側直交壁付き耐力壁の場合)

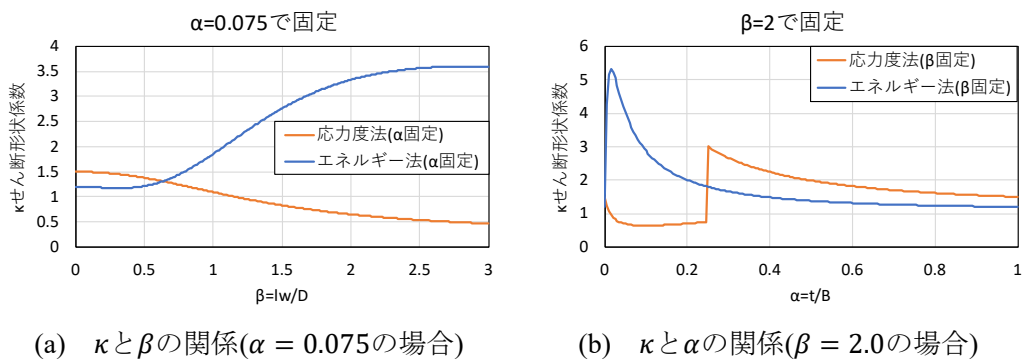


図 6.4.3-6 せん断形状係数 κ (片側直交壁付き耐力壁の場合)

軸剛性

軸引張剛性

$$K_c = \frac{E_s a_g}{L} \quad (\text{N/mm}) \quad (6.4.3-21)$$

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

a_g : 端部補強筋およびあと施工アンカーを含む縦筋の全断面積(mm²)

L : 部材長さ(mm)

軸圧縮剛性

$$K_c = \frac{E_c A_e}{L} \quad (\text{N/mm}) \quad (6.4.3-22)$$

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

A_e : 鉄筋を考慮した等価断面積で、下式による。

$$A_e = A_0 + (n - 1) \cdot (a_t + a_c) \quad (\text{mm}^2) \quad (6.4.3-23)$$

A_0 : 断面積(mm²)

n : ヤング係数比で、 $n = \frac{E_s}{E_c}$

a_t : 引張側主筋全断面積(mm²)であと施工アンカーを含む。

a_c : 圧縮側主筋全断面積(mm²)であと施工アンカーを含む。

L : クリアスパン(mm)

ひび割れ強度

曲げひび割れ強度

曲げひび割れ強度は壁式規準^{6.4.3-4)}に従い下式により算定する。

$$M = Z_e(\sigma_t + \sigma_o) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-24)$$

Z_e : 耐力壁の等価断面係数(mm^3)で直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。

σ_t : 既存コンクリートの曲げ引張強度($= 0.56\sqrt{\sigma_B}$)(N/mm^2)

σ_o : 既存コンクリートの軸圧縮応力度(N/mm^2)

せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度は壁式規準^{6.4.3-4)}に従い下式により算定する。

$$Q_c = \tau_{scr} t l / \kappa \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-25)$$

$$\tau_{scr} = \sqrt{(\sigma_t^2 + \sigma_T \cdot \sigma_o)} \quad (\text{N}/\text{mm}^2) \quad (6.4.3-26)$$

σ_t : 既存コンクリートの引張強度($= 0.33\sqrt{\sigma_B}$)(N/mm^2)

σ_B : 既存コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

σ_o : 鉛直荷重による壁板の圧縮強度(N/mm^2)

t : 耐力壁の壁厚(mm)

l : 耐力壁の長さ(mm)

κ : せん断形状係数で 1.2 とするが部材形状が複雑な場合、前述したせん断形状係数の算定方法に従って算定を行う。

剛性低下率

曲げ剛性低下率

曲げ剛性低下率は既往の研究^{6.4.3-5)}に従い下式により算定する。

$$\alpha = \frac{wM_y C_n}{El_e \varepsilon_y} \quad (6.4.3-27)$$

wM_y ：引張縁が開口補強端部の場合，補強端部から3列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とし，引張縁が直交壁側端部の場合，直交壁側端部から2列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とする。これは，5.3章にて曲げ剛性低下率算定の際に想定する応力状態は引張側から1，2，3本目のどの鉄筋が降伏する状態としても試験体の荷重変形関係を精度良く評価できると確認されたことによる。

C_n ：引張縁が開口補強端部の場合，補強端部から3列目縦筋降伏時の弾性中立軸から当該縦筋までの距離(mm)とし，引張縁が直交壁側端部の場合，直交壁側端部から2列目縦筋降伏時の弾性中立軸から当該縦筋までの距離(mm)とする。

ε_y ：同上鉄筋の降伏ひずみ

E ：既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

I_e ：耐力壁の等価断面2次モーメント(mm⁴)で直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は式(6.4.5)によるものとする。

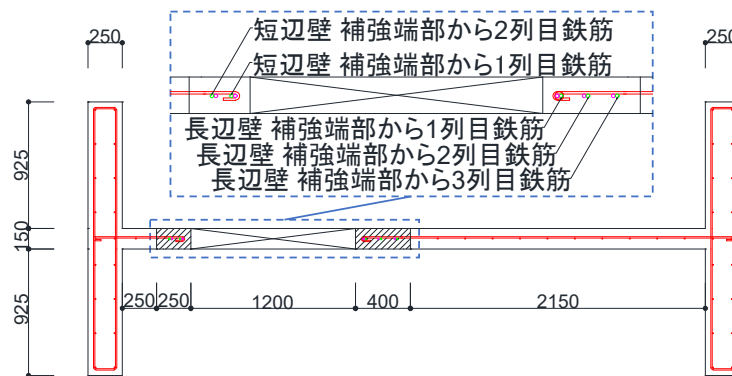


図 6.4.3-7 補強端部からの鉄筋列数

せん断剛性低下率

せん断剛性低下率は壁式規準^{6.4.3-4)}に従い下式により算定する。

$$\beta = 0.46p_w\sigma_y/F_c + 0.14 \quad (6.4.3-28)$$

p_w ：壁横筋比

σ_y ：壁横筋の降伏強度(N/mm²)

F_c ：既存コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

曲げ終局強度

靱性指針^{6.4.3-1)}に記載された精算法に従って算定する。注意として、鉄筋の断面積を使用する場合は、有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの6倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの1/4および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

曲げ終局モーメントは平面保持を仮定した断面解析により算定する。このとき、コンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下のA)~E)の条件をもとに、曲げ終局強度を算定する。

- A) 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- B) 耐力壁の曲げ強度の算定にあたっては、軸力を考慮する。
- C) 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- D) コンクリートと応力度とひずみ度との関係では、その非線形性を適切に考慮する。
- E) 曲げ終局強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートは応力度を負担しないものとする。

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = A_{st}\sigma_{st}(d - g) + A_{sc}\sigma_{sc}(g - d_c) + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b(g - x)dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-29)$$

A_{st} ：中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーの断面積を含む。

σ_{st} ：中立軸より引張側にある鉄筋の応力度(N/mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

A_{sc} ：中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーの断面積を含む。

σ_{sc} ：中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度(N/mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

d ：圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

d_c ：圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

g ：圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_n ：圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

x_n は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第2項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st}\sigma_{st} = \sum A_{sc}\sigma_{sc} + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-30)$$

非線形分布する圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 σ_{av} と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_n に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = A_{st}\sigma_{st}(d - g) + A_{sc}\sigma_{sc}(g - d_c) + \beta_1(g - \beta_1 x_n/2)\sigma_{av} b x_n \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-31)$$

曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度－ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318 規準では以前から圧縮側コンクリートの応力度分布を平均応力度 $\sigma_{av} = 0.85\sigma_B$ と係数 β_1 を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 β_1 として下記の値が推奨されている。

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 & (\sigma_B \leq 280 \text{ kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.85 - 0.05(\sigma_B - 280)/70 & (280 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560 \text{ kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.65 & (\sigma_B > 560 \text{ kgf/cm}^2) \end{aligned}$$

軸力 N が作用するので、せん断力及びモーメントの釣合条件に軸力の項を追加しなければならない。断面に作用する軸力とモーメントは、重心に作用するものとする。断面のつりあい条件式は次式で表される。

$$N = \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b dx + \sum A_{sc}\sigma_{sc} - \sum A_{st}\sigma_{st} \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-32)$$

圧縮縁に関するモーメントのつりあいは、次式で表される。

$$M - Ng = \sum A_{st}\sigma_{st} d - \sum A_{sc}\sigma_{sc} d_c - \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b (x_n - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-33)$$

g : 圧縮縁から軸力の作用位置までの距離(mm)

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_u$ とすると、

$$M_u = \sum A_{st}\sigma_{st} d - \sum A_{sc}\sigma_{sc} d_c - \frac{\sigma_{av} b (\beta_1 x_n)^2}{2} + Ng \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-34)$$

となり、抵抗モーメントは M_u によって計算することができる。

終局時には、圧縮縁のコンクリートひずみ度が、0.003 になるものと仮定して、その場合に算出される M_u を壁の終局モーメントとする。

また、耐力壁の構造芯を耐力壁の中心として解析を行う場合は、圧縮縁から軸力作用位置までの距離 g を耐力壁中心位置にして耐力計算を行う。

せん断終局強度

せん断終局強度は技術基準解説書^{6.4.3-6)}に従い下式により算定する。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot l) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wy} \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-35)$$

t_e ：耐力壁のせん断強度に有効な範囲内の直交壁の断面積を加算した全断面積を、耐力壁の長さを 1 とした長方形断面に置き換えたときの等価厚さ(mm)とし、耐力壁の厚さの 1.5 倍以下とする。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの 6 倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの 1/4 および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

j ：応力中心間距離(= $7d/8$)(mm)

p_{te} ：等価引張鉄筋比(= $100a_t/t_e d$)(%)

a_t ：引張側の端部筋の断面積であるが、終局曲げモーメントに有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。(mm²)

p_{wy} ： t_e を厚さと考えた場合の横補強筋(= $a_w/t_e s$)

a_w ：1 組の横補強筋の断面積(mm²)

s ：横補強筋の間隔(mm)

σ_{wh} ：横補強筋の降伏強度(N/mm²)

σ_0 ：全断面積に対する平均軸方向応力度(= $N/\Sigma A$)(N/mm²)

$\frac{M}{Q \cdot l}$ ：シアスパン比で部材のシアスパンを部材せいで除した値(1 未満の場合は 1 とし、

3 を超える場合は 3 とする。)

軸強度**軸引張強度**

$$N_{ut} = \sum(a_t \cdot \sigma_y) + \sum(a_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (6.4.3-36)$$

a_t : 耐力壁の引張鉄筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの6倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの1/4および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

σ_y : 耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm²)

a_w : 耐力壁の中間部縦補強筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

σ_{wy} : 耐力壁の中間部縦補強筋の材料強度(N/mm²)

軸圧縮強度

$$N_{uc} = A \cdot F_c + \sum(a_t \cdot \sigma_y) + \sum(a_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (6.4.3-37)$$

A : 有効な範囲内の直交壁を含む全断面積(mm²)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

a_t : 耐力壁の引張鉄筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

σ_y : 耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm²)

a_w : 耐力壁の中間部縦補強筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

σ_{wy} : 耐力壁の中間部縦補強筋の材料強度(N/mm²)

6.4.3.3.2 壁梁および開口補強後の壁梁の剛性・耐力評価式

初期剛性

初期曲げ剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-38)$$

L : 部材長さ(mm)

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right) \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (6.4.3-39)$$

γ : 既存コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m³)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

I_e : 等価断面 2 次モーメント(mm⁴)

$$I_e = I_o + (n - 1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n - 1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (6.4.3-40)$$

I_o : 無筋の断面 2 次モーメント(mm⁴)

a_t : 引張鉄筋の断面積(mm²)

a_c : 圧縮筋の断面積(mm²)

y_s : 図心から鉄筋までの距離(mm)

n : ヤング係数比($= \frac{E_s}{E_c}$)

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

断面 2 次モーメントを算定する際のスラブの考慮すべき断面は協力幅までとする。
協力幅は下式によるものとする。

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{ラーメン材および連続梁} & \left\{ \begin{array}{ll} b_a = \left(0.5 - 0.6 \frac{a}{l} \right) a & \frac{a}{l} < 0.5 \text{ の場合} \\ b_a = 0.1l & 0.5 \leq \frac{a}{l} \text{ の場合} \end{array} \right. \\ \text{単純梁} & \left\{ \begin{array}{ll} b_a = \left(0.5 - 0.3 \frac{a}{l} \right) a & \frac{a}{l} < 1 \text{ の場合} \\ b_a = 0.1l_0 & 1 \leq \frac{a}{l_0} \text{ の場合} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (6.4.3-41)$$

a : $\left\{ \begin{array}{l} \text{並列 T 形部材では材の側面までの距離} \\ \text{単独 T 形部材ではその片面フランジ幅の 2 倍の長さ} \end{array} \right.$

l : ラーメン材または連続梁のスパンの長さ(mm)

l_0 : 単純梁のスパンの長さ(mm)

初期せん断剛性

$$K_S = \frac{GA}{\kappa L} \quad (\text{N/mm}) \quad (6.4.3-42)$$

G : せん断弾圧性係数(N/mm^2)で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ とする。

A : 壁梁のせん断剛性検討用断面積(mm^2)で $A = b \cdot D$ とする。

b : 壁梁等の幅(mm)

D : 壁梁等のせい(mm)

ν : ポアソン比で、 $\nu=0.2$ とする。

κ : せん断形状係数で、T 型断面の場合は 1.2, 長方形断面の場合は 1.5 とする。

ひび割れ強度**曲げひび割れ強度**

曲げひび割れ強度は壁式規準^{6.4.3-4)}に従い下式により算定する。

$$M = (0.56\sqrt{\sigma_B}) \cdot Z_e \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-43)$$

Z_e : 壁梁の等価断面係数(mm^3)で等価断面係数を算定する際のスラブの考慮すべき断面は協力幅までとし、協力幅内のスラブ鉄筋も考慮する。協力幅は式(6.4.4)によるものとする。

σ_B : 既存コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度は壁式規準^{6.4.3-4)}に従い下式により算定する。

$$Q_c = \tau_{scr} \cdot b \cdot D / \kappa \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-44)$$

τ_{scr} : 既存コンクリートのせん断ひび割れ強度($= 0.31\sqrt{F_c}$) (N/mm^2)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

b : 梁幅(mm)

D : 壁梁のせい(mm)

κ : 断面形状係数(長方形の場合 1.5, T 形の場合 1.2)

剛性低下率

曲げ剛性低下率

曲げ剛性低下率は技術規準解説書^{6.4.3-6)}に従い下式により算定する。

(a)スラブが圧縮側の場合

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{b}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{b}\right)^2 \quad (6.4.3-45)$$

n : ヤング係数比

p_t : 引張鉄筋比($= \frac{a_t}{bD}$)

$\frac{a}{b}$: シアスパン比

η : 軸力比($= \frac{N}{\sigma_b b D}$)

b : 梁幅(mm)

d : 有効せい(mm)

D : 部材せい(mm)

B : 有効幅で両側スラブ付きの場合 $B = b + 2b_a$, 片側スラブ付きの場合 $B = b + b_a$ で b_a は式(6.4.4)による。

スラブが圧縮となる下端引張時には, RC 規準^{6.3.3-1)}に従い, スラブ協力幅を考慮した有効幅 B と梁せい D とからなる仮想の長方形梁を想定し式(6.4.8)より算定して良い。スラブ協力幅は式(6.4.4)によるものとする。

(b)スラブが引張側の場合

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{b}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{b}\right)^2 \cdot \frac{I_0}{I_t} \quad (6.4.3-46)$$

$$p_t = \frac{a_t + a_s}{bD} \quad (6.4.3-47)$$

a_s : 協力幅内のスラブ筋の全断面積 (mm²)

a_t : 引張主筋断面積 (mm²)

I_0 : 矩形梁(bD)の断面二次モーメント (mm⁴)

I_t : T 形梁の断面二次モーメント (mm⁴)

n : ヤング係数比($= \frac{E_s}{E_c}$)

$\frac{a}{b}$: シアスパン比

η : 軸力比($= \frac{N}{\sigma_b b D}$)

b : 梁幅(mm)

d : 有効せい(mm)

D : 部材せい(mm)

スラブが引張側となる上端引張時には引張鉄筋として協力幅内のスラブ筋も考慮し、梁幅 b 、梁せい D とする長方形梁として算定した降伏点剛性低下率を、T型梁に対する長方形梁の断面二次モーメントの比で低減することにより算定してよい。スラブ協力幅は式(6.4.4)による。

せん断剛性低下率

せん断剛性低下率は壁式規準^{6.4.3-4)}に従い下式により算定する。

$$\beta = 0.46p_w\sigma_y/F_c + 0.14 \quad (6.4.3-48)$$

p_w : 耐力壁の横補強筋比

σ_y : 耐力壁の横補強筋比の降伏強度 (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

終局強度

曲げ終局強度

靱性指針^{6.4.3-1)}に記載された精算法に従って計算した。曲げ終局モーメントは、平面保持を仮定した断面解析により算定する。なお、補強後の壁梁の曲げ終局強度は、既存壁梁と補強部壁梁の曲げ終局強度をそれぞれ算定し、足し合わせることで算定する。この算定方法を用いることで既往の研究^{6.4.3-7)}において精度良く荷重変形関係を評価できることが確認されている。図 6.4.2-3 中のハッチング部を補強部壁梁、その他を既存壁梁として分割する。また図 6.4.2-3 中の赤色の鉄筋を既存鉄筋、緑色の鉄筋を新設鉄筋として分割する。補強を行っていない壁梁に関しては既存部壁梁の算定方法を用いることとする。このときコンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下の条件をもとに曲げ終局強度を算出する。

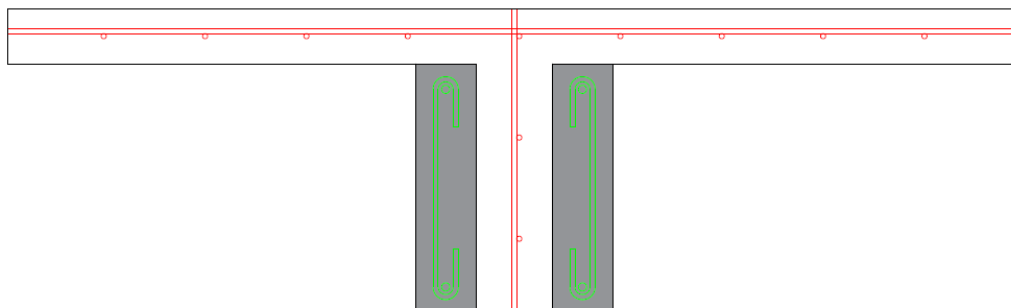


図 6.4.3-8 分割方法

- A) 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。（断面の平面保持の仮定）
- B) 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- C) コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。
- D) 曲げ終局強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートは応力度を負担しないものとする。

(a)既存部壁梁の曲げ終局強度 M_{u1}

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。断面力による抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = A_{st1}\sigma_{st1}(d_1 - g_1) + A_{sc1}\sigma_{sc1}(g_1 - d_{c1}) + \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b(g_1 - x)dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-49)$$

A_{st1} ：中立軸より引張側にある既存鉄筋の各断面積(mm²)で有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を含む。

σ_{st1} ：中立軸より引張側にある既存鉄筋の応力度(N/mm²)で有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を含む。

A_{sc1} ：中立軸より圧縮側にある既存鉄筋の各断面積(mm²)で有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を含む。

σ_{sc1} ：中立軸より圧縮側にある既存鉄筋の応力度(N/mm²)で有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を含む。

d_1 ：既存部壁梁の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

d_{c1} ：既存部壁梁の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

g_1 ：既存部壁梁の圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_{n1} ：既存部壁梁の圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

x_{n1} は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第 2 項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st1}\sigma_{st1} = \sum A_{sc1}\sigma_{sc1} + \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-50)$$

非線形分布する既存部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 σ_{av1} と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_{n1} に関する 2 次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = A_{st1}\sigma_{st1}(d_1 - g_1) + A_{sc1}\sigma_{sc1}(g_1 - d_{c1}) + \beta_1(g_1 - \beta_1 x_{n1}/2)\sigma_{av1} b x_{n1} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-51)$$

曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度－ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318 規準では以前から圧縮側コンクリートの応力

度分布を平均応力度 $\sigma_{av1} = 0.85\sigma_{B1}$ と係数 β_1 を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 β_1 として下記の値が推奨されている。

σ_{B1} : 既存部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度(N/mm²)

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0.85 & (\sigma_B \leq 280 \text{ kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.85 - 0.05(\sigma_B - 280)/70 & (280 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560 \text{ kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.65 & (\sigma_B > 560 \text{ kgf/cm}^2)\end{aligned}$$

圧縮縁に関するモーメントのつり合い式は次式となる。

$$M = \sum A_{st1} \sigma_{st1} d_1 - \sum A_{sc1} \sigma_{sc1} d_{c1} - \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b (x_{n1} - x) dx \quad (6.4.3-52)$$

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_{u1}$ とすると上式は、

$$M_{u1} = A_{st1} \sigma_{st1} d_1 + A_{sc1} \sigma_{sc1} d_{c1} + \sigma_{av1} b (\beta_1 x_{n1})^2 / 2 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-53)$$

となり抵抗モーメントは M_{u1} によって計算することが出来る。終局時には圧縮縁のコンクリートひずみ度が 0.003 になるものと仮定し、その場合に算出される M_{u1} を既存部壁梁の曲げモーメントとする。

(b)補強部壁梁の曲げ終局強度 M_{u2}

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。断面力による抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = A_{st2} \sigma_{st2} (d_2 - g_2) + A_{sc2} \sigma_{sc2} (g_2 - d_{c2}) + \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b (g_2 - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-54)$$

A_{st2} : 中立軸より引張側にある新設鉄筋の各断面積 (mm²)

σ_{st2} : 中立軸より引張側にある新設鉄筋の応力度 (N/mm²)

A_{sc2} : 中立軸より圧縮側にある新設鉄筋の各断面積 (mm²)

σ_{sc2} : 中立軸より圧縮側にある新設鉄筋の応力度 (N/mm²)

d_2 : 補強部壁梁の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

d_{c2} : 補強部壁梁の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

g_2 : 補強部壁梁の圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_{n2} : 補強部壁梁の圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

x_{n2} は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第2項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st2} \sigma_{st2} = \sum A_{sc2} \sigma_{sc2} + \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-55)$$

非線形分布する補強部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 $\sigma_{av2} = 0.85\sigma_{B2}$ と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_{n2} に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

σ_{B2} : 補強部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度(N/mm²)

$$M = A_{st2} \sigma_{st2} (d_2 - g_2) + A_{sc2} \sigma_{sc2} (g_2 - d_{c2}) + \beta_1 (g_2 - \beta_1 x_{n2} / 2) \sigma_{av2} b x_{n2} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-56)$$

圧縮縁に関するモーメントの釣り合い式は次式となる。

$$M = \sum A_{st2} \sigma_{st2} d_2 - \sum A_{sc2} \sigma_{sc2} d_{c2} - \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b (x_{n2} - x) dx \quad (6.4.3-57)$$

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_{u2}$ とすると上式は、

$$M_{u2} = A_{st2} \sigma_{st2} d_2 + A_{sc2} \sigma_{sc2} d_{c2} + \sigma_{av2} b (\beta_1 x_{n2})^2 / 2 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-58)$$

となり抵抗モーメントは M_{u2} によって計算することが出来る。終局時には圧縮縁のコンクリートひずみ度が 0.003 になるものと仮定し、その場合に算出される M_{u2} を既存部壁梁の曲げモーメントとする。

補強後の壁梁の曲げ終局強度は、既存壁梁の曲げ終局強度 M_{u1} と補強部壁梁の曲げ終局強度 M_{u2} をそれぞれ算定し、たしあわせることで下式により算定する。

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-59)$$

せん断終局強度

せん断終局強度は技術基準解説書^{6.4.3-6)}に従い下式により算定する。

(a)スラブが圧縮側の場合

大野荒川 mean 式に対して、スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいの等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$)および p_{te} を用いる。この時、スラブ内の鉄筋は考慮しない。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-60)$$

b_e : 等価長方形幅(mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比 $\left(= \frac{a_t}{b_e d} \cdot 100 \right) (\%)$

p_{we} : 等価せん断補強筋比(小数を用いる) $\left(= \frac{a_w}{b_e s} \right)$

d : 有効せい(梁主筋のみ)(mm)

$\frac{M}{Qd}$: シアスパン比(ただし $\frac{M}{Qd} < 1$ のとき 1 とし、 $\frac{M}{Qd} > 3$ のとき 3 とする。)

j : 応力中心間距離 $\left(= \frac{7}{8}d \right)$ (mm)

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度(N/mm²)

(b)スラブが引張側の場合

大野荒川 mean 式に対して、スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいとの等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$)および p_{te} を用いる。この時、スラブ内の鉄筋は 1m 幅のスラブの範囲内を考慮することとする。

$$Q_{su} = \frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_c+18)}{\frac{M}{Qd}+0.12} + 0.85\sqrt{p_{we}\sigma_{wy}}\}b_ej \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-61)$$

b_e : 等価長方形幅(mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比 $\left(= \frac{a_t+a_s}{b_e d} \cdot 100\right)(\%)$

p_{we} : 等価せん断補強筋比(小数を用いる) $\left(= \frac{a_w}{b_e s}\right)$

d : 有効せい(スラブ筋を考慮)(mm)

$\frac{M}{Qd}$: シアスパン比(ただし $\frac{M}{Qd} < 1$ のとき 1 とし、 $\frac{M}{Qd} > 3$ のとき 3 とする。)

j : 応力中心間距離 $\left(= \frac{7}{8}d\right)(\text{mm})$

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度(N/mm²)

6.4.4 各部材の骨格曲線

(1) 1 本柱置換モデル

1) 耐力壁部材

(a) 曲げばねを 3 折れ線とした場合

引張側の 1 本目鉄筋があと施工アンカーである耐力壁の曲げばねについてはひび割れ点と終局点を有した 3 折れ線化により線材置換した。

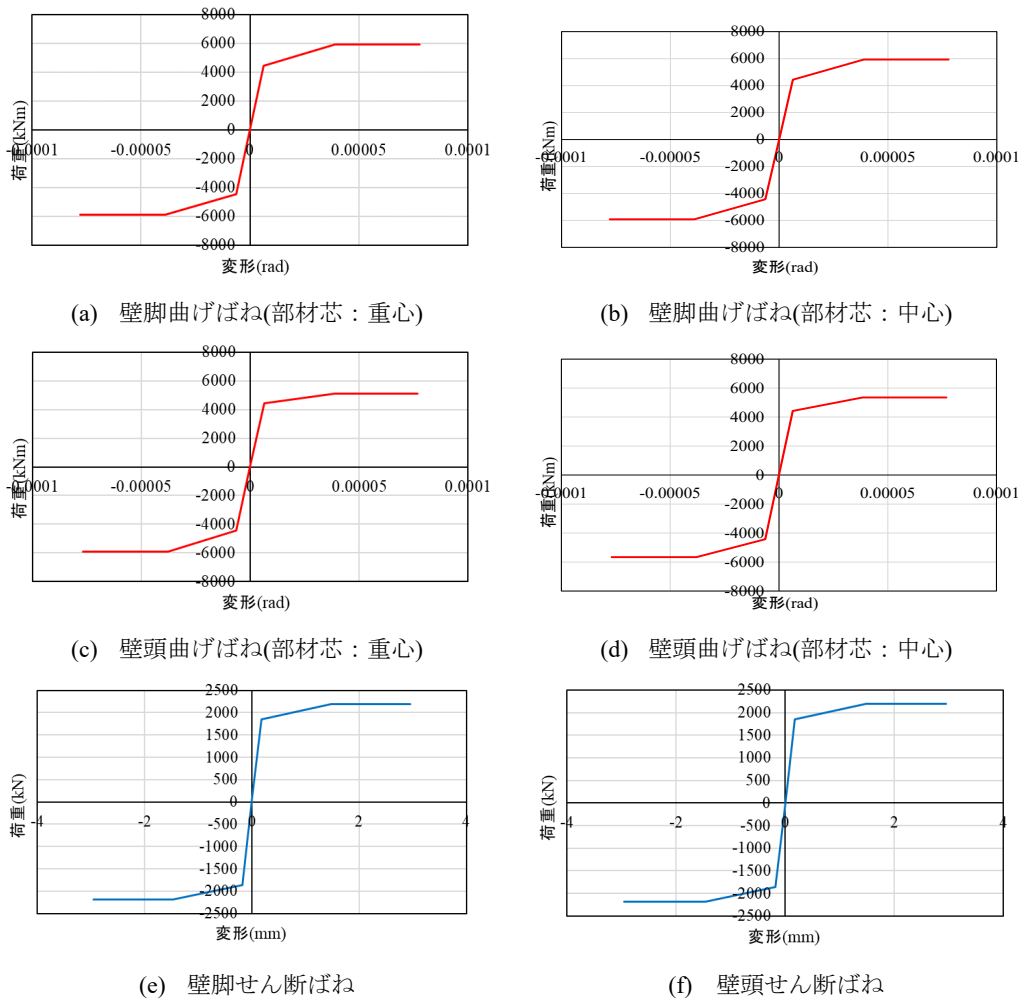
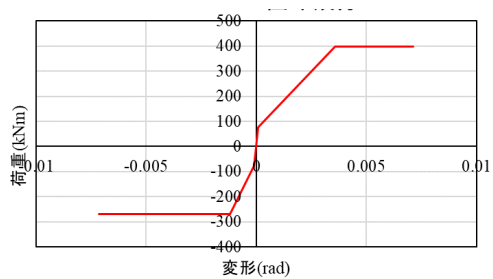
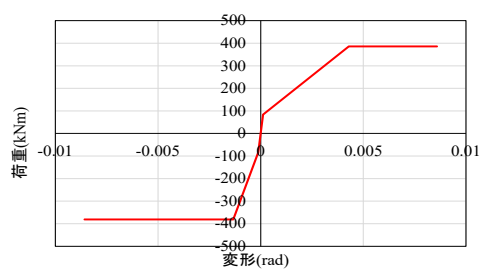


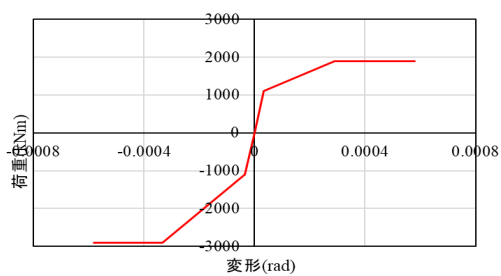
図 6.4.4-1 1F 1W 骨格曲線



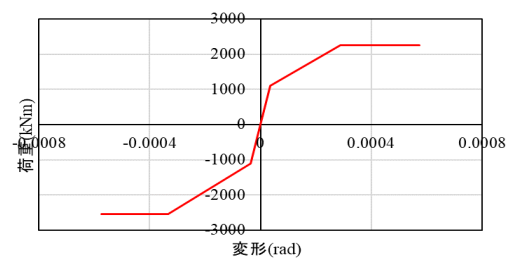
(a) W2L 曲げばね(部材芯：重心)



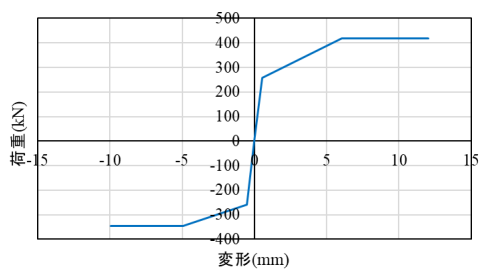
(b) W2L 曲げばね(部材芯：中心)



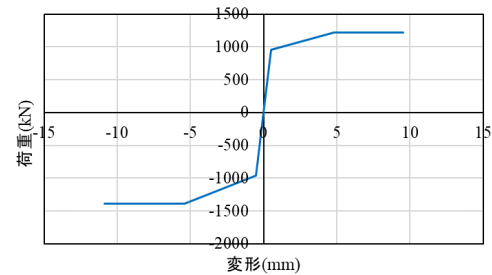
(c) W2R 曲げばね(部材芯：重心)



(d) W2R 曲げばね(部材芯：中心)

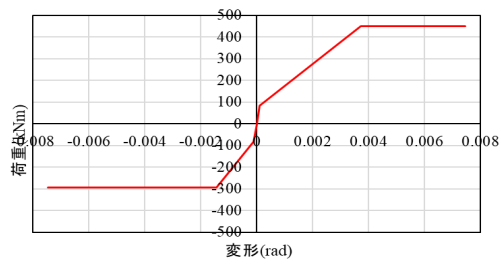


(e) W2L セン断ばね

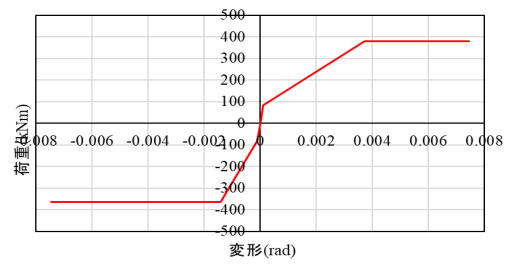


(f) W2R セン断ばね

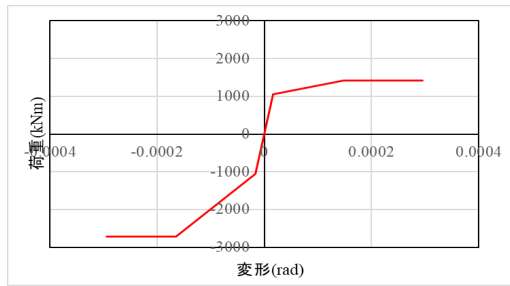
図 6.4.4-2 2F 骨格曲線



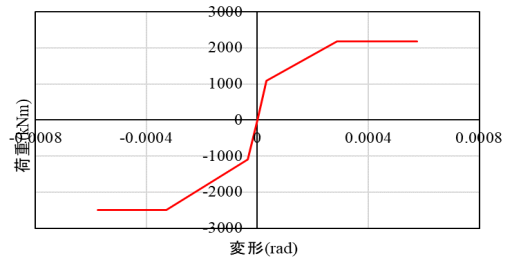
(a) W3L 曲げばね(部材芯：重心)



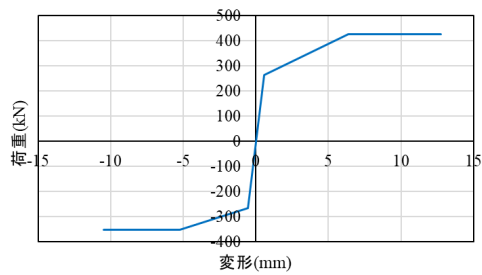
(b) W3L 曲げばね(部材芯：中心)



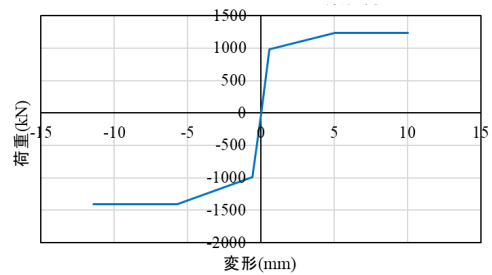
(c) W3R 曲げばね(部材芯：重心)



(d) W3R 曲げばね(部材芯：中心)

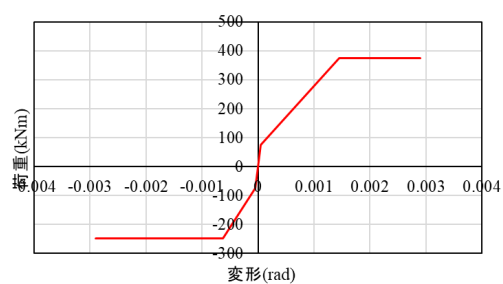


(e) W3L せん断ばね

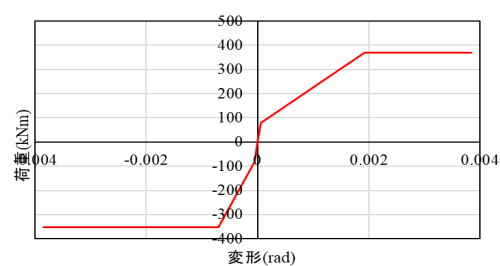


(f) W3R せん断ばね

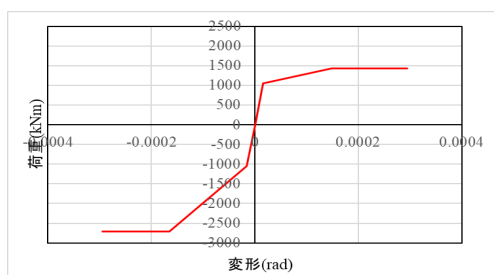
図 6.4.4-3 3F 骨格曲線



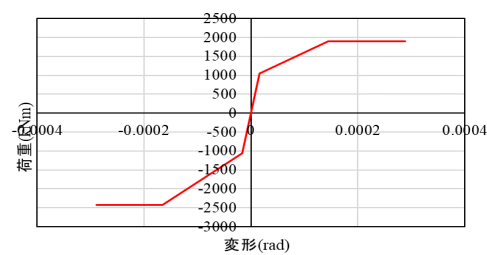
(a) W4L 曲げばね(部材芯：重心)



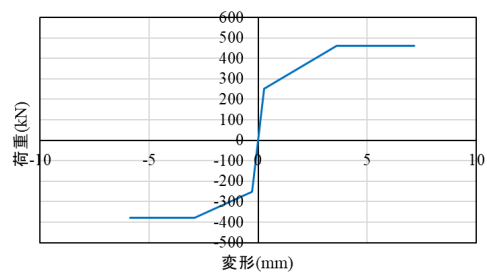
(b) W4L 曲げばね(部材芯：中心)



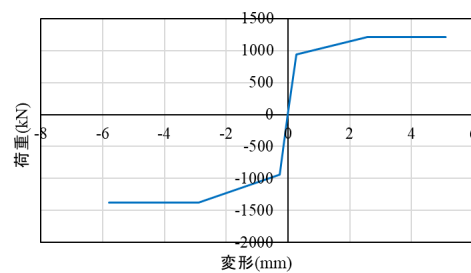
(c) W4R 曲げばね(部材芯：重心)



(d) W4R 曲げばね(部材芯：中心)

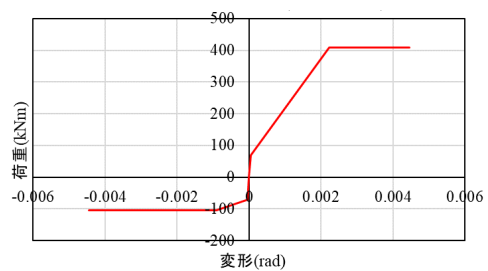


(e) W4L せん断ばね

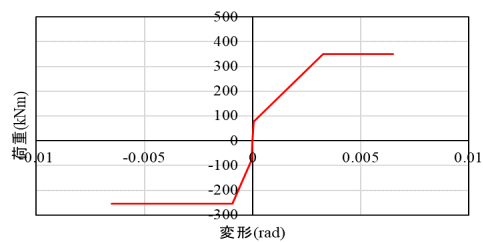


(f) W4R せん断ばね

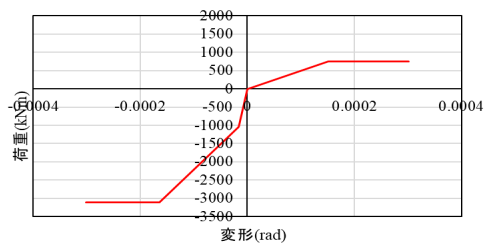
図 6.4.4-4 4F 骨格曲線



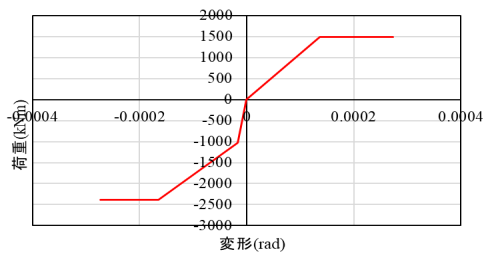
(a) W4L 曲げばね(部材芯：重心)



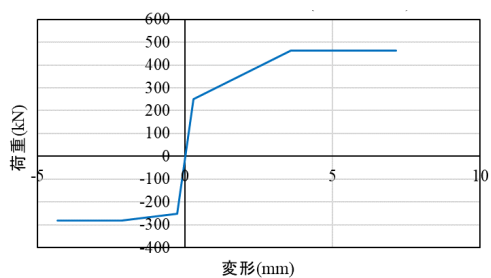
(b) W4R 曲げばね(部材芯：中心)



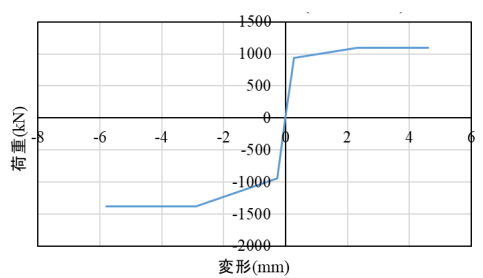
(c) W4L 曲げばね(部材芯：重心)



(d) W4R 曲げばね(部材芯：中心)



(e) W4R せん断ばね

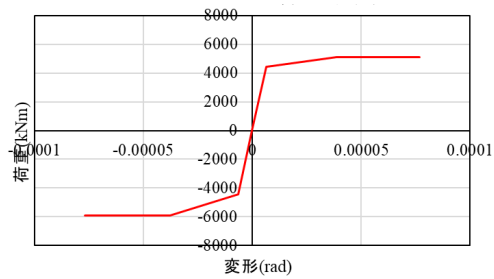


(f) W4R せん断ばね

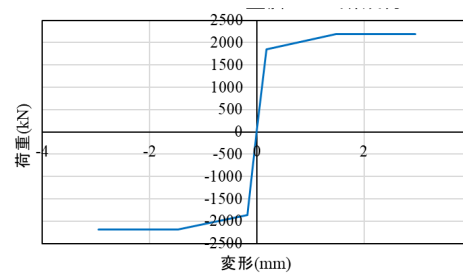
図 6.4.4-5 4F（端部除く）骨格曲線

(b) 曲げばねを4折れ線とした場合

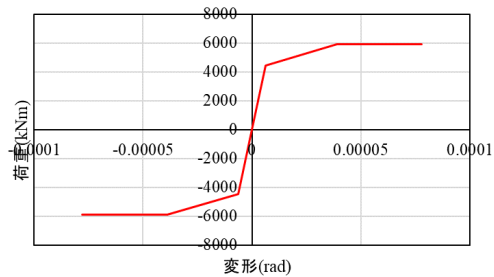
引張側の1本目鉄筋があと施工アンカーである耐力壁の曲げばねについてはひび割れ点・あと施工アンカー降伏点・終局点からなる4折れ線化により線材置換した。当該試験体においては試験体の形状上既往の3本折れ線評価手法による結果と大差ないことを確認した。なお、4折れ線化した部材の骨格曲線については折れ点をプロットしている。



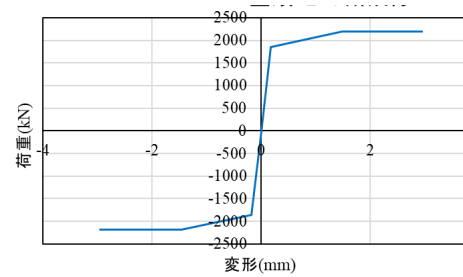
(a) 壁脚曲げばね



(b) 壁脚せん断ばね

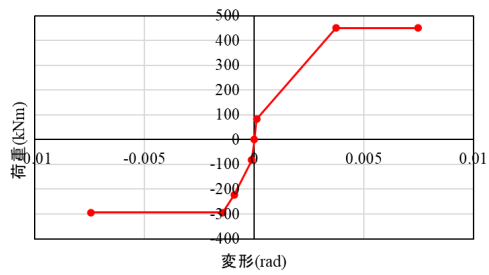


(c) 壁頭曲げばね

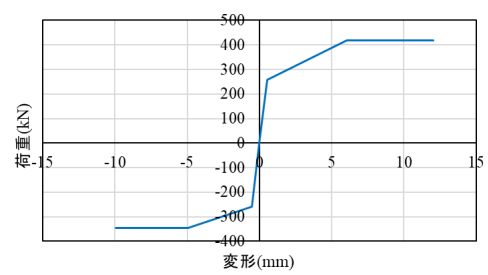


(d) 壁頭せん断ばね

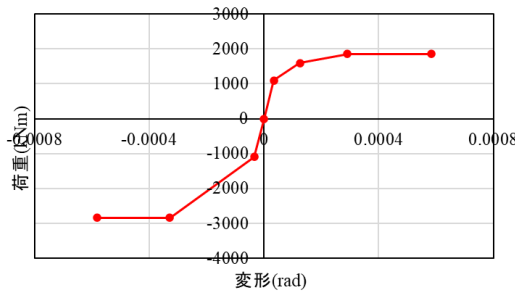
図 6.4.4-6 1F W1 骨格曲線



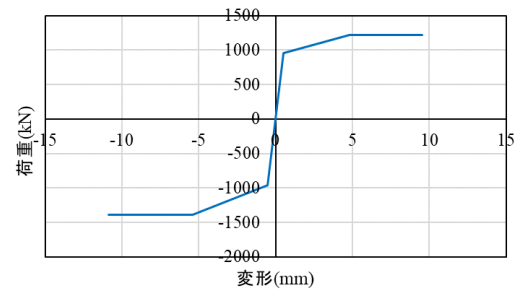
(a) W2L 曲げばね



(b) W2L せん断ばね

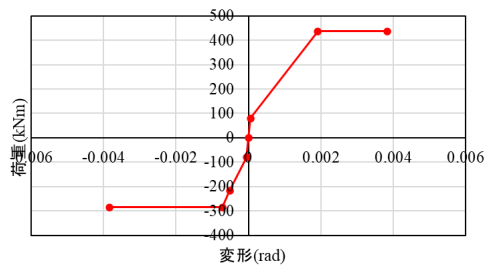


(c) W2R 曲げばね

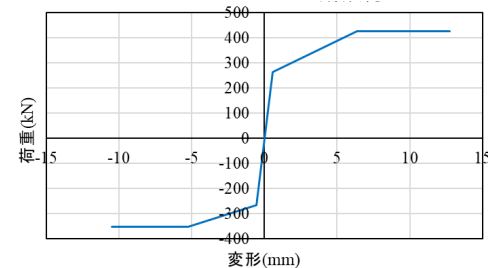


(d) W2R せん断ばね

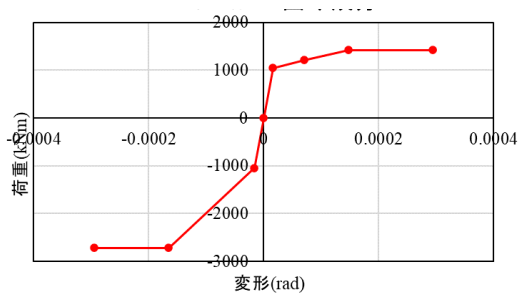
図 6.4.4-7 2F 骨格曲線



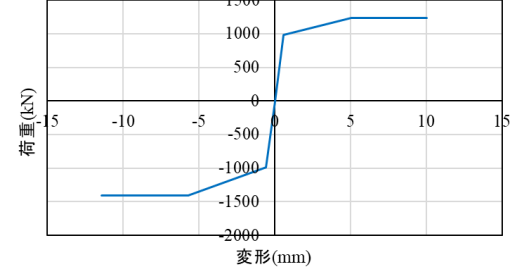
(a) W3L 曲げばね



(b) W3L せん断ばね

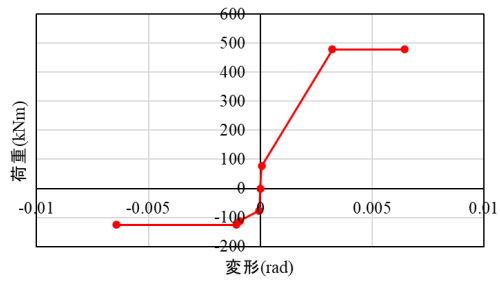


(c) W3R 曲げばね

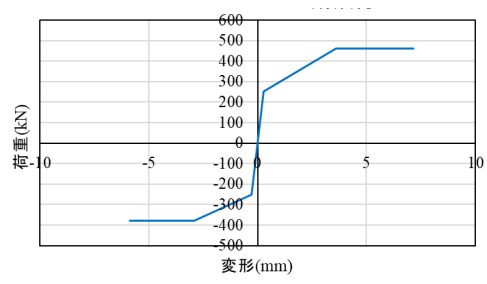


(d) W3R せん断ばね

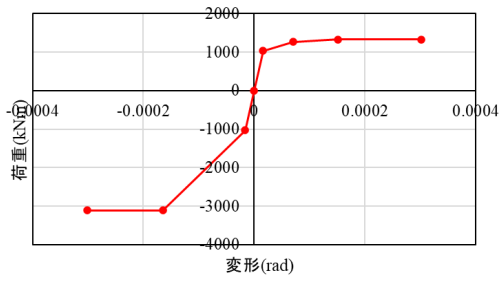
図 6.4.4-8 3F 骨格曲線



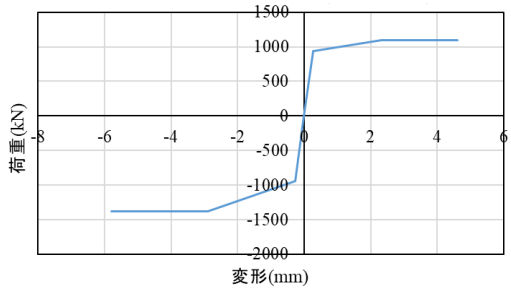
(a) W4L 曲げばね



(b) W4L せん断ばね



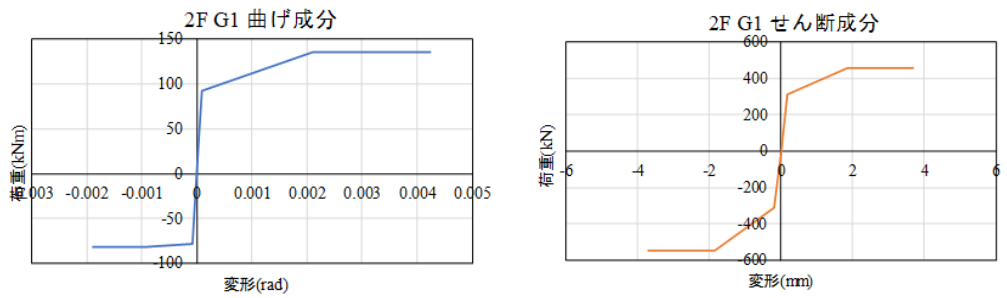
(c) W4R 曲げばね



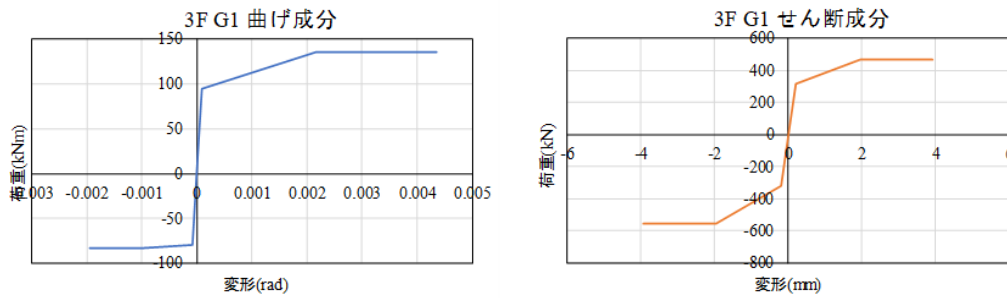
(d) W4R せん断ばね

図 6.4.4-9 4F 骨格曲線

2) 壁梁部材



(a) 2F G1

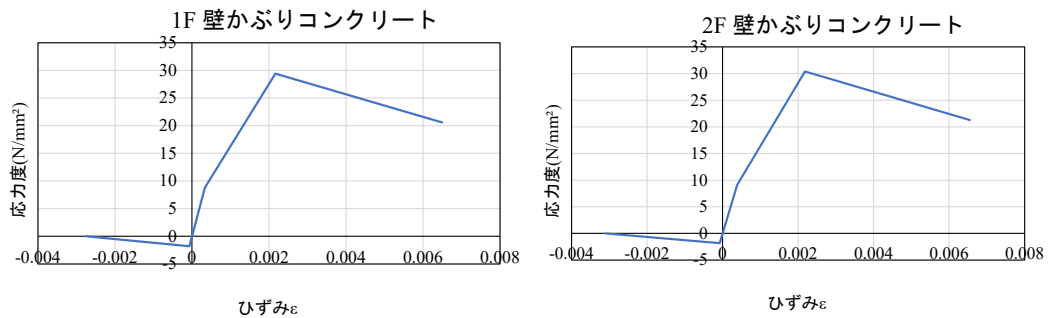


(b) 3F G1

図 6.4.4-10 壁梁各部材骨格曲線

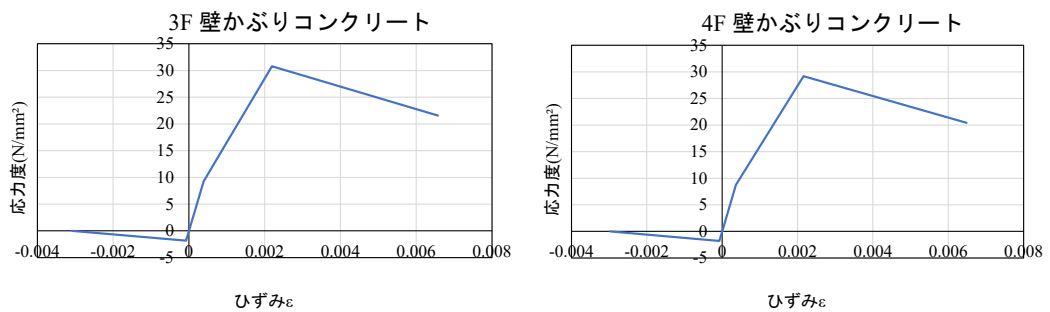
(2) MS モデル

1) 壁かぶりコンクリート



(a)1F 壁かぶりコンクリート

(b)2F 壁かぶりコンクリート



(c)3F 壁かぶりコンクリート

(d)4F 壁かぶりコンクリート

図 6.4.4-11 壁かぶりコンクリート骨格曲線

2) 壁コアコンクリート

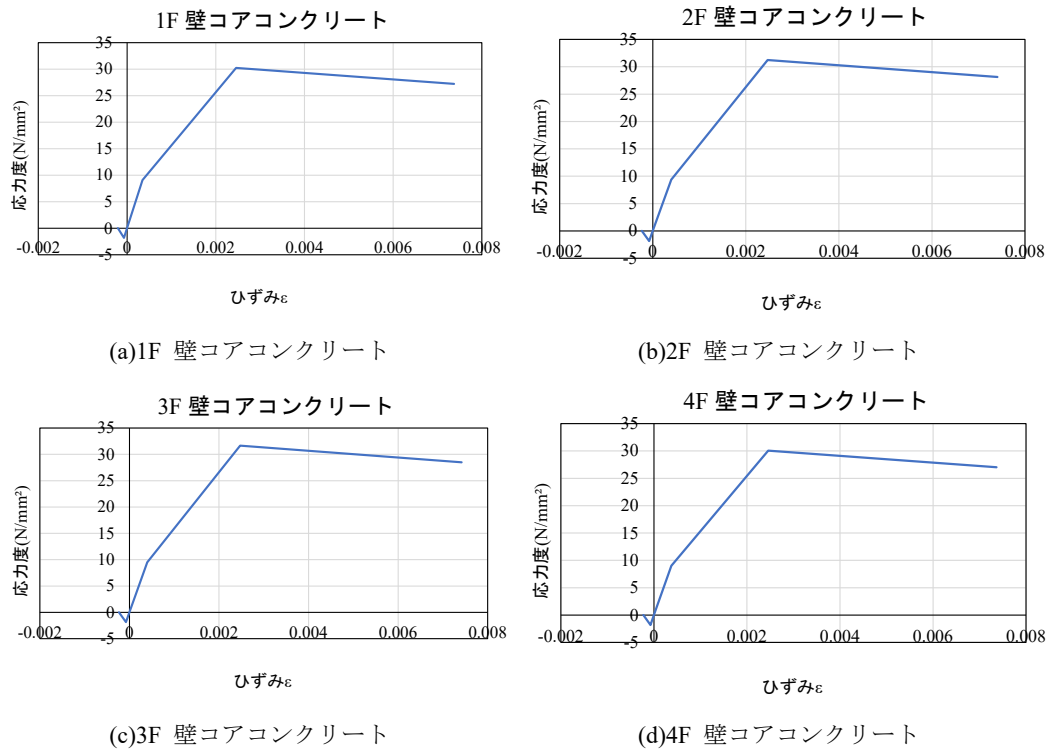


図 6.4.4-12 壁コアコンクリート骨格曲線

3) 鉄筋

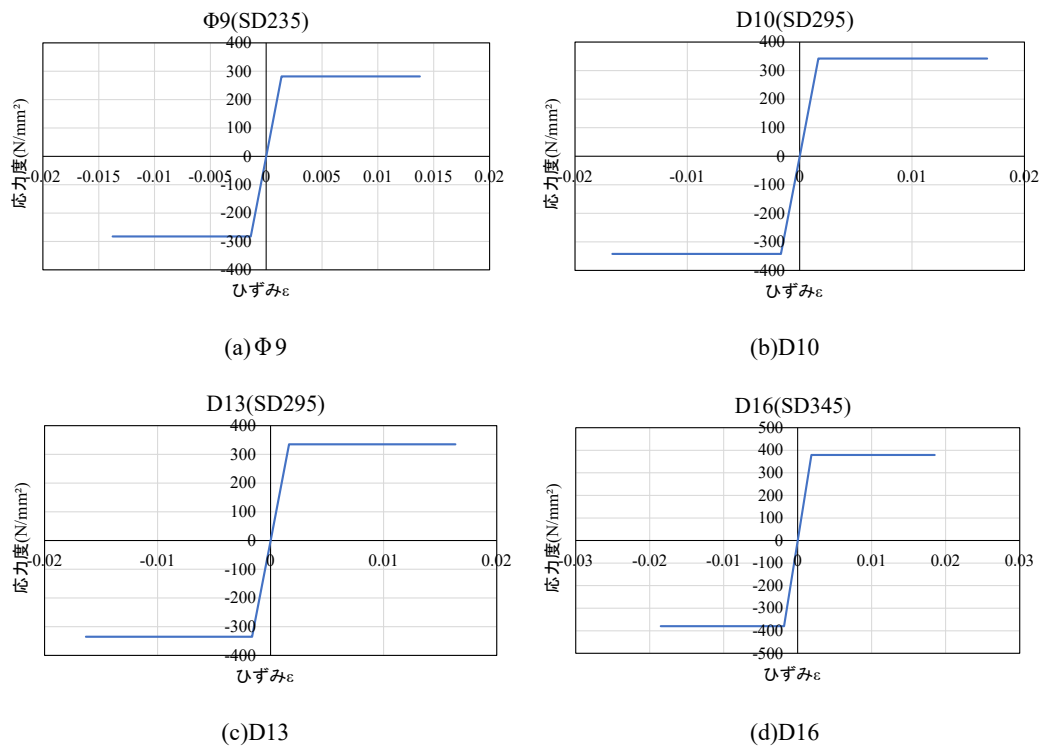


図 6.4.4-13 鉄筋骨格曲線

6.4.5 解析結果

6.4.5.1 変動軸力の算定

変動軸力(水平荷重による軸力を考慮したもの)を算定した結果を表 6.4.5-1 に示す。

表 6.4.5-1 変動軸力算定結果

(a) 1 本柱置換モデル

耐力壁 構造芯	階	耐力壁	変動軸力Ne(kN)	
			正載荷	負載荷
重心	2F	短辺壁	-568.1	567.1
		長辺壁	568.1	-567.1
	3F	短辺壁	-302.4	267.7
		長辺壁	302.4	-267.7
	4F	短辺壁	0.0	0.0
		長辺壁	0.0	0.0
中心	2F	短辺壁	-498.2	530.1
		長辺壁	498.2	-530.0
	3F	短辺壁	-262.6	253.6
		長辺壁	262.6	-253.6
	4F	短辺壁	0.0	0.0
		長辺壁	0.0	0.0

(b) 3 本柱置換モデル

(kN)		正載荷		負載荷	
		耐力壁	直交壁	耐力壁	直交壁
2F	短辺壁	540.9	86.4	675.1	533.4
	長辺壁	1221.5	643.9	775.9	352.6
3F	短辺壁	530.0	167.9	597.3	392.4
	長辺壁	1047.7	541.3	824.0	395.1

6.4.5.2 実験結果と解析結果の比較

6.4.5.2.1 1本柱置換モデルにおける耐力壁の構造芯・せん断形状係数の比較

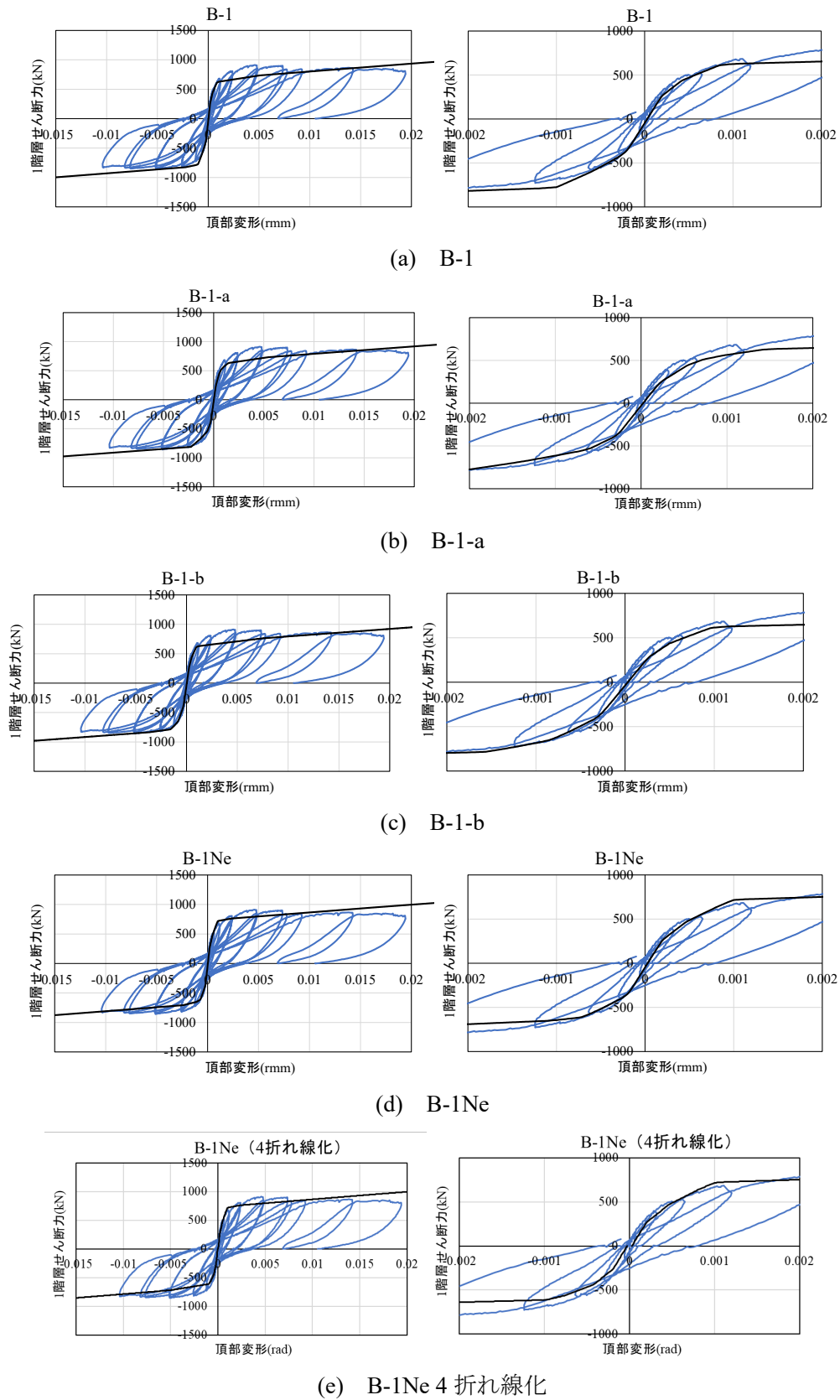
解析結果から得られた1階層せん断力-頂部変形角関係の実験値との比較を図6.4.5-1に、各層水平変位分布を図6.4.5-2に示す。なお建物の頂部変形を算出する際は実際の頂部変形の値から0F-1Fの層間変位を引いた値とする。

1F層せん断力-全体変形角関係から耐力壁の構造芯を壁せいの中心とするB-2モデルより重心としたB-1モデルのほうが剛性・耐力ともに大きい結果となった。これは耐力壁の構造芯を壁せいの中心とする場合、重心とした場合より梁の剛域長さが短く、節点モーメントに対して梁の危険断面位置に作用するモーメントが大きくなるためである。またせん断形状係数を1.2とするB-1モデルと比較してせん断形状係数を応力度法およびエネルギー法により算定したB-1-a, B-1-bモデルは初期剛性がやや低くなる結果となったが損傷個所や耐力に関してほとんど違いは見られなかった。

実験値と比較したところ壁部材の重心を構造芯としたB-1モデルでは、正載荷時において変形角1/1000rad程度までは剛性・耐力ともに精度良く評価できているが、それ以降の変形角における耐力に関して、解析値が実験値をやや下回る結果となった。

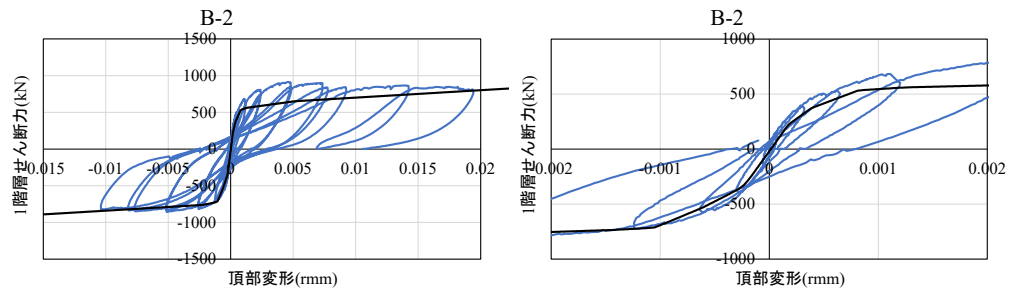
変動軸力を考慮したB-1Neモデルでは、長辺耐力壁に圧縮の変動軸力が加わる正載荷時は耐力が上昇し、長辺耐力壁に引張の変動軸力が加わる負載荷時は耐力が減少した。これを実験値と比較すると、正載荷時において変動軸力を考慮しないB-1モデルと比較し剛性・耐力ともにより精度良く評価できる結果となった。よって壁構造芯を重心とし、変動軸力を考慮するB-1Neモデルが実験値と比較した際、最も精度良く評価できる結果となった。

各層水平変位は耐力壁の構造芯の違い、変動軸力の考慮の有無で大きな差はなく、いずれも実験値に近い値が得られた。

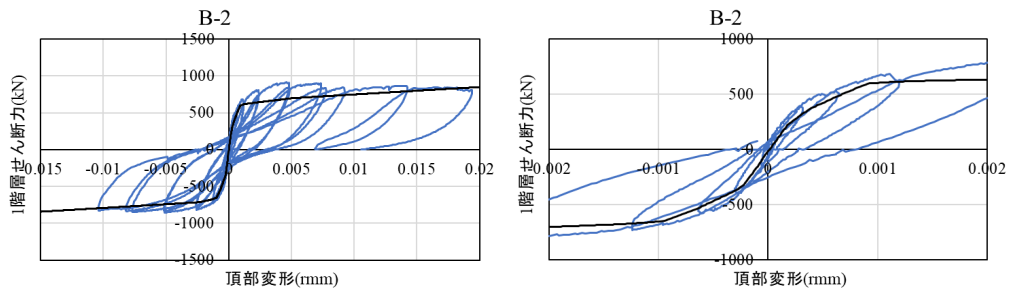


(引張側にあと施工アンカーのある部材についてはアンカー筋の降伏を考慮)

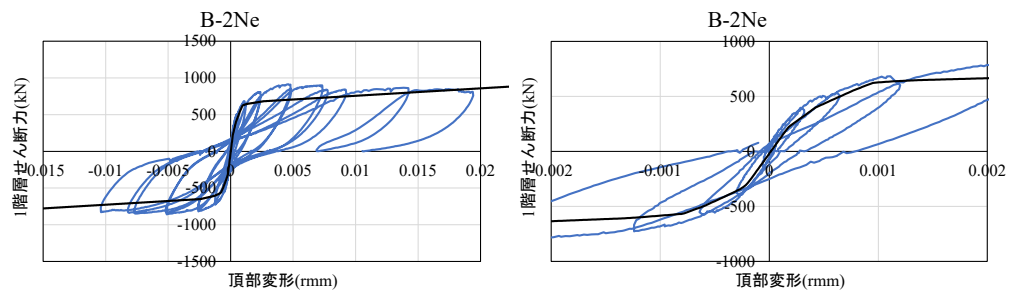
図 6.4.5-1 1 階層せん断力－頂部変形関係 (B-1 系列)



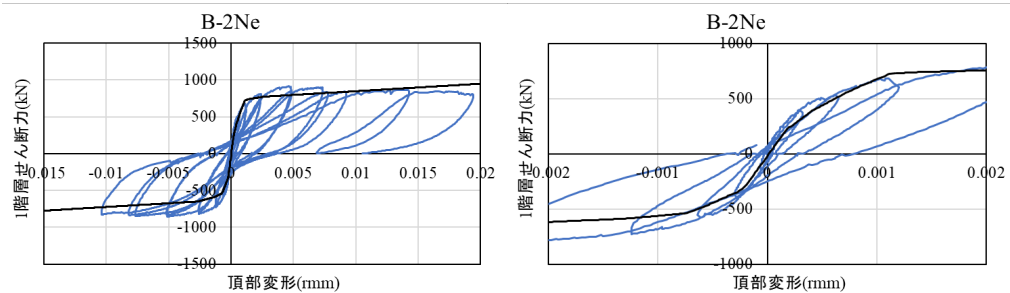
(a) B-2(軸力作用位置 g:中心, 長期軸力による節点質量: 重心)



(b) B-2(軸力作用位置 g:重心, 長期軸力による節点質量: 中心)

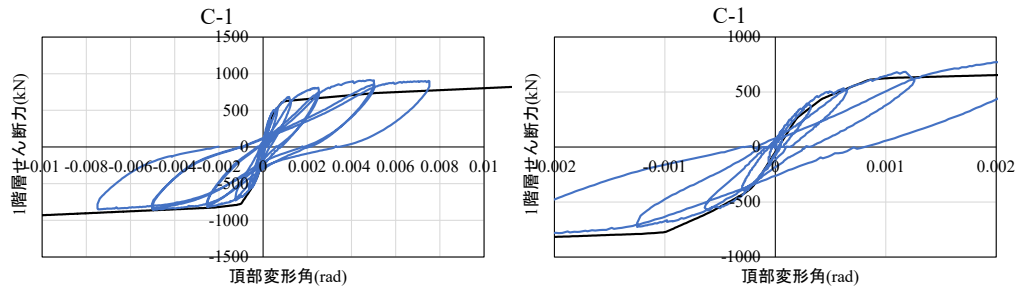


(c) B-2Ne(軸力作用位置 g:中心, 長期軸力による節点質量: 重心)

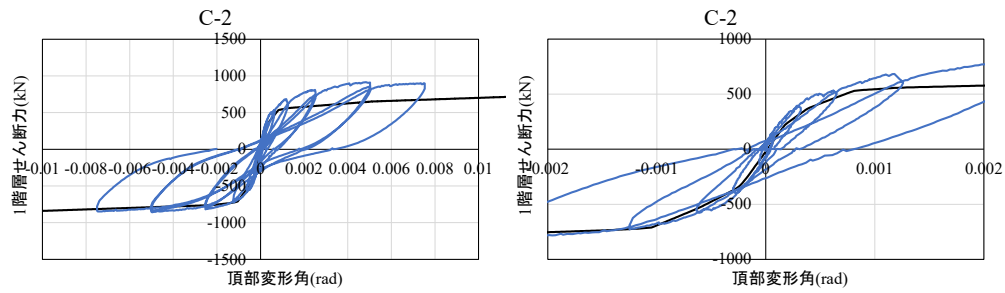


(d) B-2Ne(軸力作用位置 g:重心, 長期軸力による節点質量: 中心)

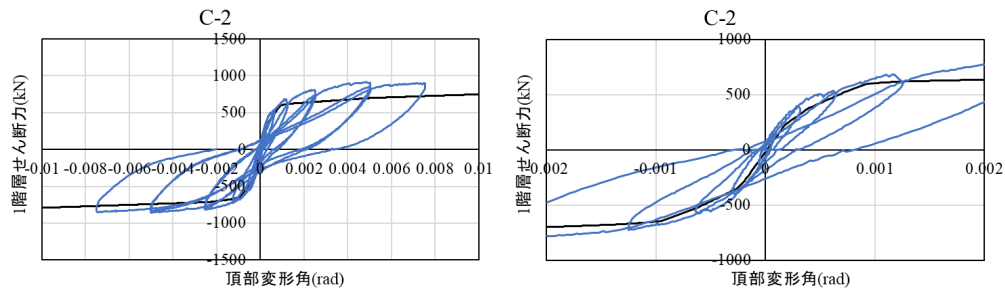
図 6.4.5-2 1 階層せん断力－頂部変形関係 (B-2 系列)



(a) C-1



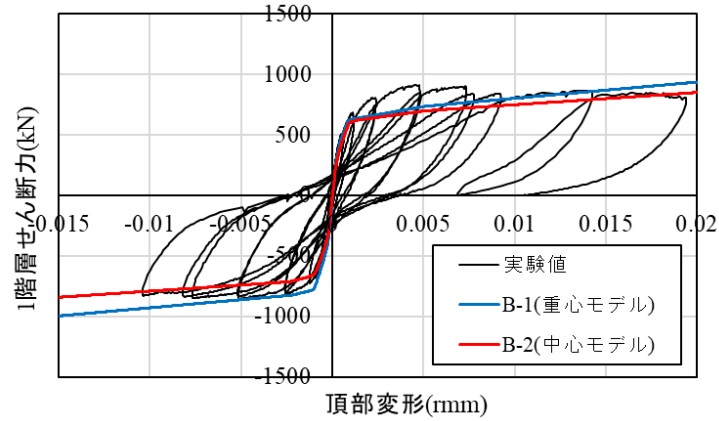
(b) C-2(軸力作用位置 g:中心, 長期軸力による節点質量: 重心)



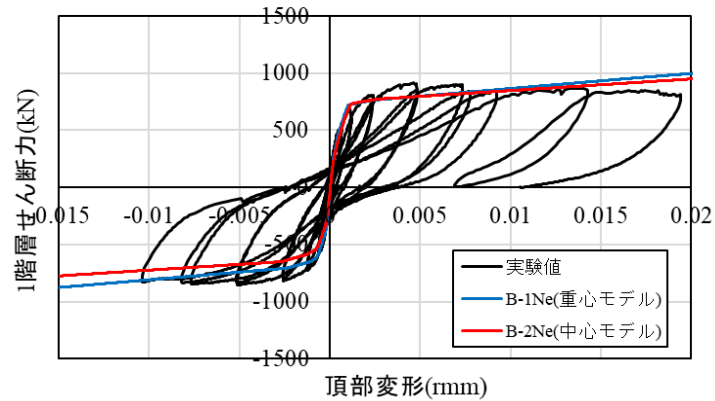
(c) C-2(軸力作用位置 g:重心, 長期軸力による節点質量: 中心)

図 6.4.5-3 1 階層せん断力－頂部変形関係 (C 系列)

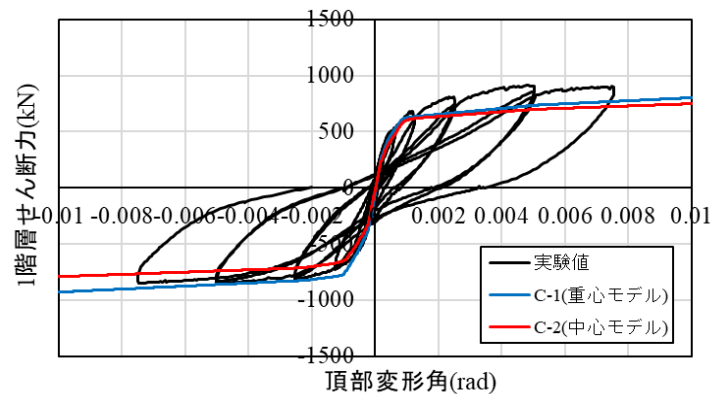
耐力壁構造芯を重心とした場合と中心とした場合の比較を行う。解析結果の比較を図 6.4.5-4 に示す。下記のいずれのモデルにおいても、正載荷においては重心モデルと中心モデルの耐力はほぼ同程度であるが、負載荷においては正載荷のそれが大きい。



(a) B-1, B-2 比較



(b) B-1Ne, B-2Ne 比較



(c) C-1, C-2 比較

図 6.4.5-4 重心モデルと中心モデルの比較

ここで両モデルの1層部分長辺部材であるW2Rの骨格曲線を比較したものを図6.4.5-5に示す。正載荷では、重心モデルは圧縮縁から軸力作用位置までの距離 g が1020mmで中心モデルよりも小さいため、曲げ終局強度は小さい(図6.4.5-6参照)。一方、負載荷では上記 g が重心モデルでは1780mm、中心モデルでは1400mmであり、重心モデルの曲げ終局強度が大きい。

全体の荷重変形関係は、正載荷でほとんど差はなく、負載荷では重心モデルのほうが大きい耐力を示した。負載荷において全体の荷重が大きくなるのは前述の曲げ終局強度の増加によるものと考えられるため、正載荷において両者の差がほとんどないことについて検討する。図6.4.5-7に1層長辺部材壁脚が終局曲げ耐力に到達した付近の応力図を示す。まず中心モデルにおいてダミー節点にかけた長期軸力の影響は43.89kNmと小さい。梁の節点曲げモーメントは、重心モデルが中心モデルよりも約150kNm大きい、1階壁頭のそれは約350kNm小さい。このことは前述の通り、重心モデルの壁の終局曲げモーメントが小さいことによるものと思われる。結果として層せん断力は両モデルで変化がなかったものと思われる。

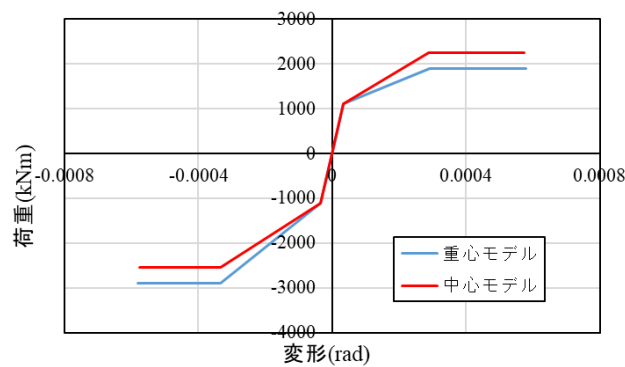


図 6.4.5-5 重心モデルと中心モデルの比較 (W2R)

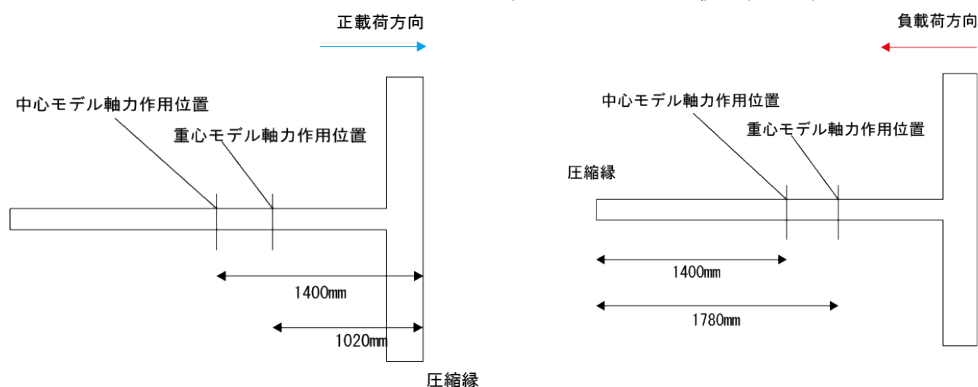
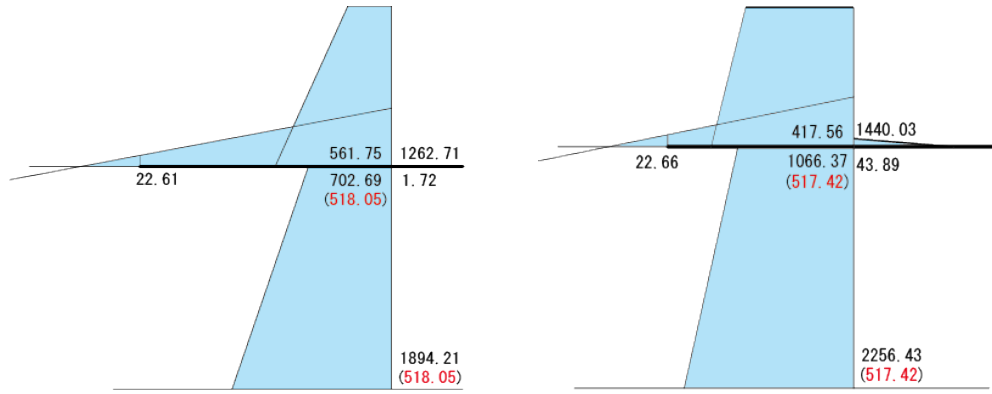
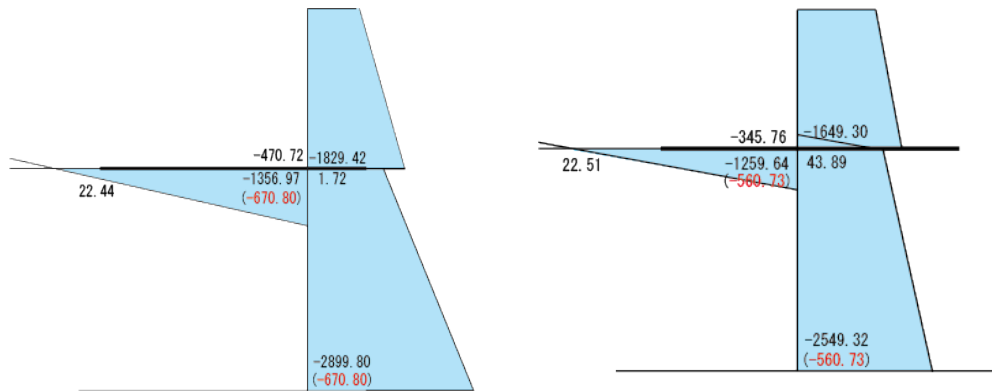


図 6.4.5-6 圧縮縁から重心までの距離



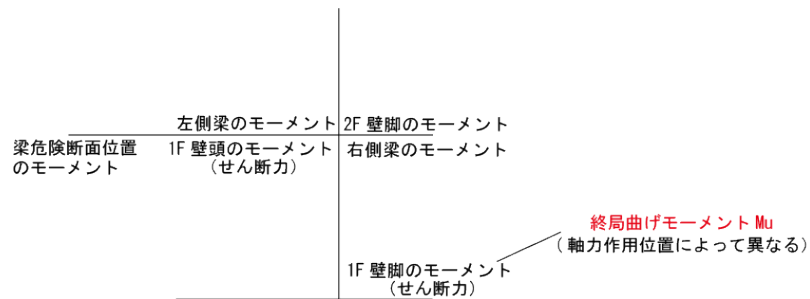
(a) 重心モデル（正載荷）

(b) 中心モデル（正載荷）



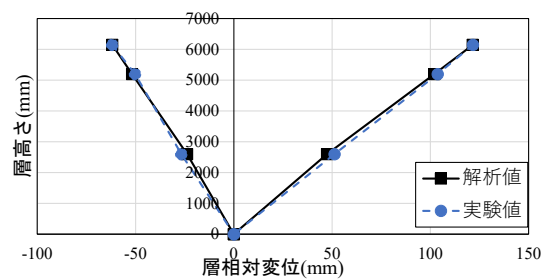
(c) 重心モデル（負載荷）

(d) 中心モデル（負載荷）

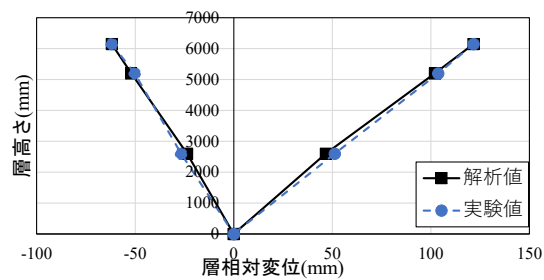


(e) 応力図凡例

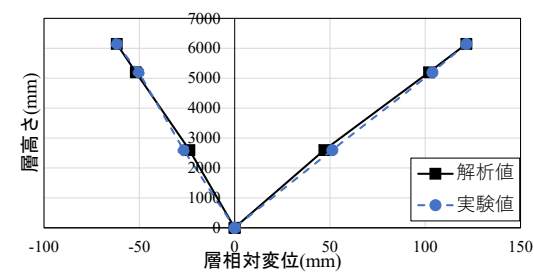
図 6. 4. 5-7 応力図



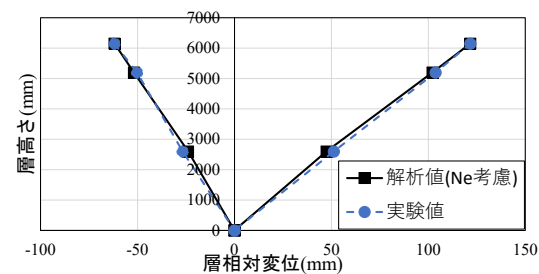
(a) B-1



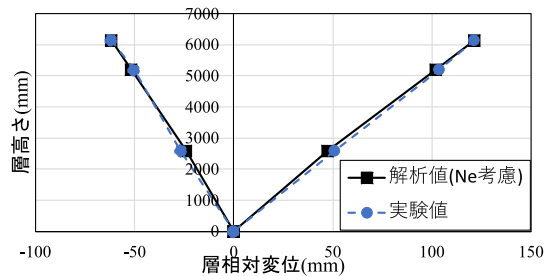
(b) B-1-a



(c) B-1-b



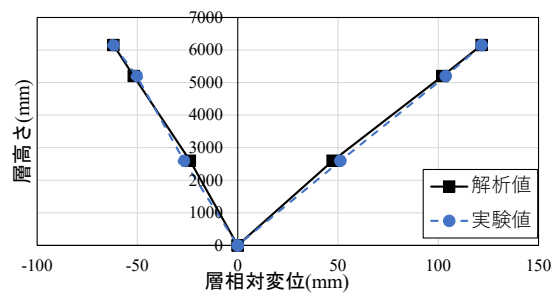
(d) B-1Ne



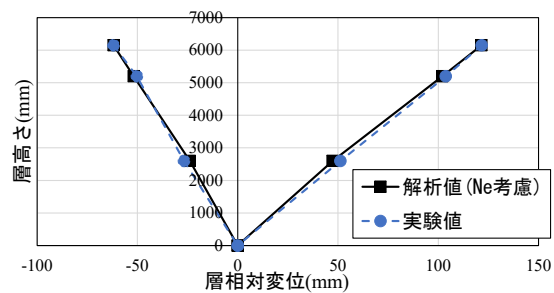
(e) B-1Ne テトラリニア化

(引張側にあと施工アンカーのある部材についてはアンカー筋の降伏を考慮)

図 6.4.5-7 層相対変位分布 (B-1 系列)

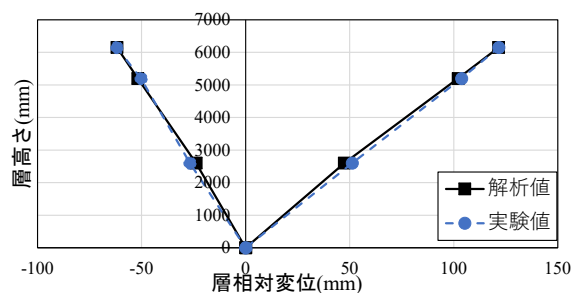


(a) B-2

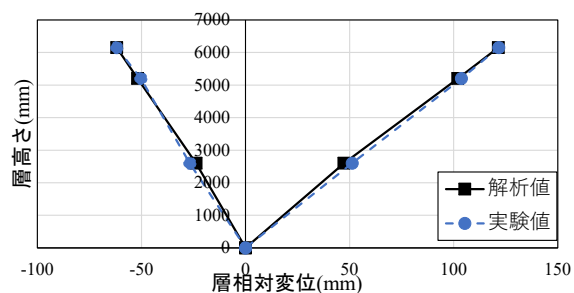


(b) B-2Ne

図 6.4.5-8 層相対変位分布 (B-2 系列)



(a) C-1



(b) C-2

図 6.4.5-9 層相対変位分布 (C 系列)

6.4.5.2.2 1本・3本柱置換モデルおよびMSモデルの比較

1階層せん断力-頂部変形関係の実験値と1本・3本柱置換モデルおよびMSモデルを用いた解析値の比較を図6.4.5-10に、各階における相対変位の実験値と解析値の比較を図6.4.5-11に示す。図中の1本柱置換モデルの解析結果は6.4.5.2.1で最も精度が良かったB-1Neモデルである。結果として1階層せん断力-頂部変形関係においては、剛性・耐力ともに最も精度の良いのは1本柱単軸モデルである。また各階における相対変位においては、概ねすべての解析モデルで精度が良い。

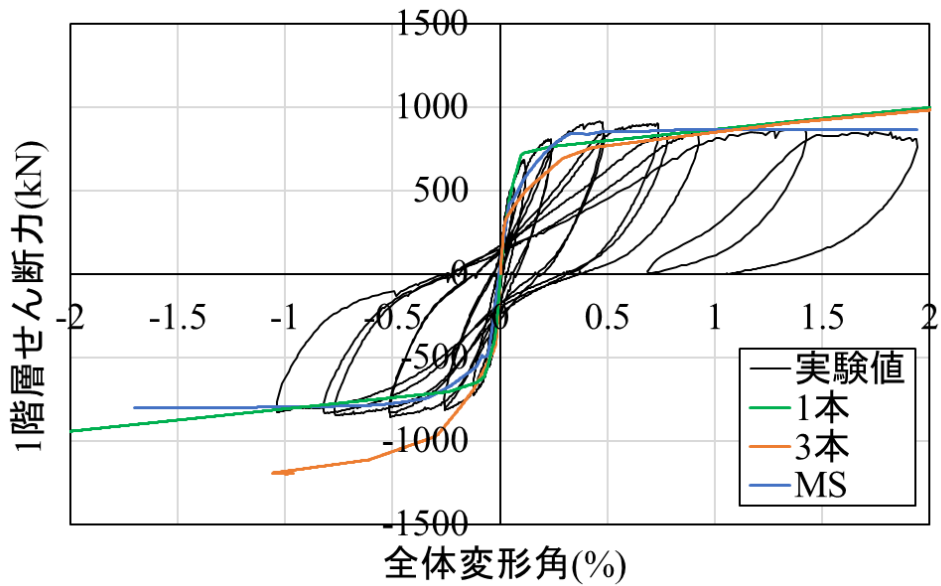


図 6. 4. 5-10 1階層せん断力-頂部変形角関係

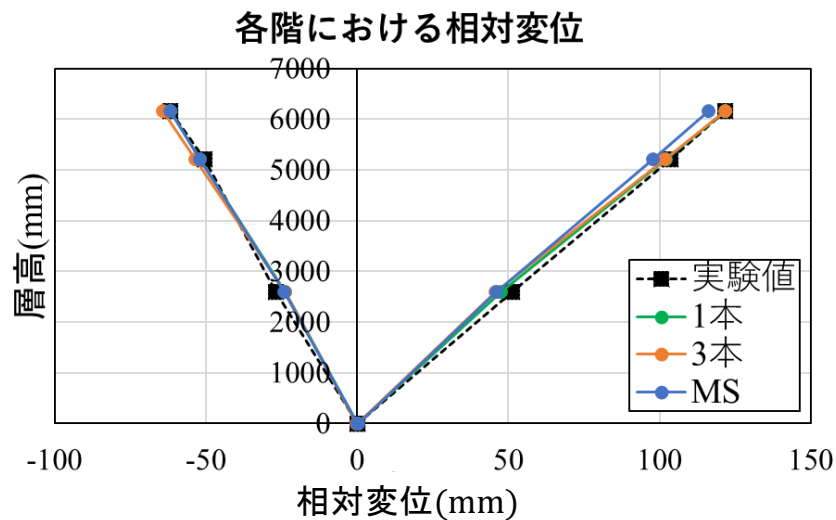
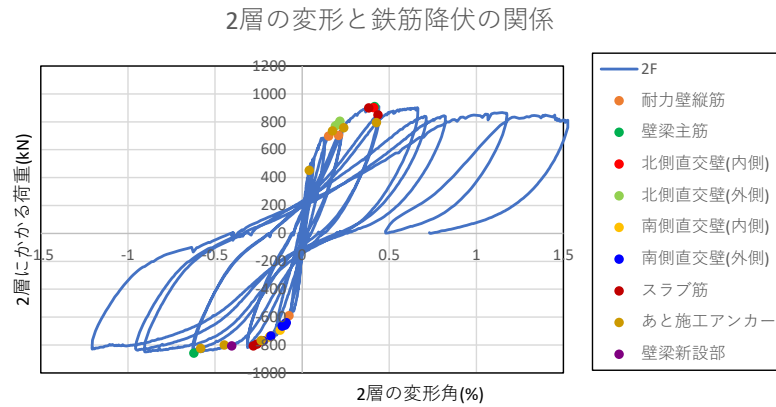


図 6. 4. 5-11 各階における相対変位

試験体の鉄筋降伏状況と解析結果より得られた応力図の比較を図6.4.5-12, 13に示す。曲げモーメントが大きく生じている箇所と鉄筋降伏箇所が概ね一致していることを確認した。



(a) 変形と鉄筋降伏の関係

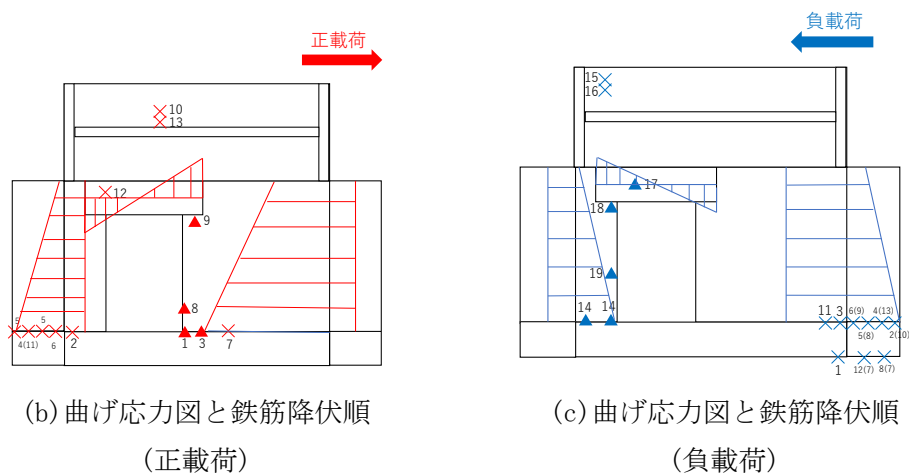
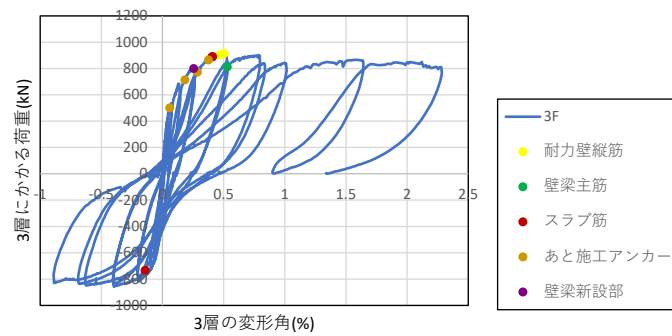
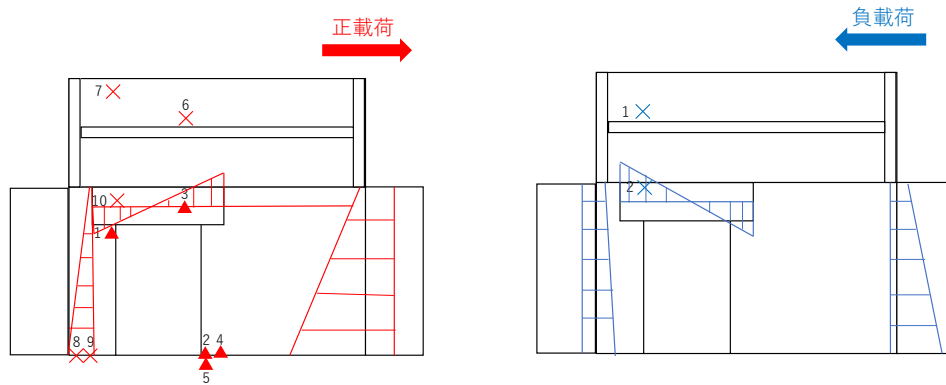


図 6.4.5-12 変形角 0.5%までの2層の鉄筋降伏状況

3層の変形と鉄筋降伏の関係



(a) 変形と鉄筋降伏の関係



(b) 応力図と鉄筋降伏順
(正載荷)

(c) 応力図と鉄筋降伏順
(負載荷)

× 既存部鉄筋降伏 ▲ 新設部鉄筋降伏
直交壁について、()内は内側、()外は外側の鉄筋降伏を示す。

図 6.4.5-13 3層の変形角 0.5%までの鉄筋降伏状況

6.5 まとめ

本章では新設開口設置に伴い補強を行った壁式連層耐力壁架構に対し、増分解析による検討を行い以下の知見を得た。

- ・正載荷では変形角 $R=+0.462\%$ 、最大耐力 $Q=+914\text{kN}$ であり、負載荷では変形角 $R=-0.511\%$ 、最大耐力 $Q=-858.54\text{kN}$ であった。急激な耐力低下が確認されていないことやひび割れの状況から全体崩壊形（曲げ破壊型）を形成した。
- ・耐力壁に付帯する直交壁および壁梁に付帯するスラブについて最外端の鉄筋の降伏が確認され、耐力壁及び壁梁の曲げ耐力に見込む直交部材は全幅有効であった。
- ・架構の最大せん断力近傍で開口補強に用いたあと施工アンカーの引張り降伏が確認され、当該試験体のあと施工アンカーは十分な埋め込み長さを確保することで補強筋として有効であったことを確認した。
- ・1F 層せん断力-全体変形角関係から耐力壁の構造芯を壁せいの中心とする B-2 モデルは実験値を安全に評価し、重心とする B-1 モデルは実験値を精度よく評価することがわかった。
- ・せん断形状係数を 1.2 とする B-1 モデルと比較してせん断形状係数を応力度法およびエネルギー法により算定した B-1-a, B-1-b モデルは初期剛性がやや低くなる結果となったが損傷個所や耐力に関してほとんど違いは見られなかった。
- ・変動軸力を考慮した B-1Ne モデルでは、長辺耐力壁に圧縮の変動軸力が加わる正載荷時は耐力が上昇し、長辺耐力壁に引張の変動軸力が加わる負載荷時は耐力が減少した。これを実験値と比較すると、正載荷時において変動軸力を考慮しない B-1 モデルと比較し剛性・耐力ともにより精度良く評価できる結果となった。
- ・壁構造芯を重心とした場合と中心とした場合に関して、両者の曲げ終局強度に差がみられ、結果として重心モデルの方が実験値を精度よく評価できることを確認した。
- ・1 本柱単軸ばねモデルおよび MS モデルを用いた擬似立体解析、3 本柱単軸ばねモデルを用いた立体解析を比較した結果、1 本柱単軸ばねモデルを用いた擬似立体解析が実験値を最も精度良く評価できる結果となった。

参考文献

- 6.3.3-1 日本建築防災協会：接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン，2022.3
- 6.3.3-2 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010.11
- 6.4.3-1 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 6.4.3-2 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004.1
- 6.4.3-3 大久保全陸：腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究(その 2.剛性および終局曲げ強度に関する考察)，日本建築学会論文報告集，No.207，pp.9～17，1973.5
- 6.4.3-4 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015
- 6.4.3-5 毎田悠承ほか：躯体改造後の既存壁式鉄筋コンクリート造建物の構造性能評価 その3～その6，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.159-166，2019
- 6.4.3-6 国土政策技術総合研究所：国立研究開発法人建築研究所監修：2015年版構造物の構造関係技術基準解説書，2015
- 6.4.3-7 高橋良輔ほか：新設開口設置に伴い補強を行った RC 造壁梁の構造特性評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.42，No2，pp.205-210，2020