

PC鋼棒による仮受工法の実証実験について —官庁建物の中間階免震レトロフィットの事例報告—

北海道開発局営繕部 建築課 ○上松 謙太
森 喜人

札幌開発総合庁舎（昭和40年竣工）は現在、地下1階柱頭部分に免震装置を設置し、既存建物
を免震化する、免震レトロフィットと呼ばれる耐震改修工事を施工中である。施工プロセスに
おいて、建物の柱軸力を仮受支柱で受替える必要があり、本工事では、補強した柱頭部をPC鋼
棒で水平方向に締め付けることで、柱軸力を仮受支柱に伝達する工法としている。

今回は大規模な居ながら改修となり高い安全性が求められることから、柱軸力の受替えを確
実なものとするために1/2実験体による実証実験を行った。本文では、この実験事例を報告する
とともに、今後の耐震改修の設計・施工の一助となるべくここに紹介する。

キーワード：レトロフィット、中間階免震、キャピタル、PC鋼棒、柱軸力受替え工法

1. はじめに

近年、建築物の耐震改修工事が数多く行われている。それらの耐震改修工法として、耐震壁の増設、ブレースによる補強等の改修工法が施工性及び予算面からも一般的である。しかし、執務空間の平面上の制約が多くなる場合や、外観や内部からの眺望を損なう等の問題が発生する場合が多い。

今回報告する札幌開発総合庁舎（図-1.1）は、1階から6階までに執務空間がある庁舎であり、防災拠点施設として庁舎機能を継続的に維持するとともに、改修中及び改修後の執務への影響を極力小さくするために、改修範囲を限定できる免震工法の採用に至った。

既存建物を免震化するレトロフィット工法は前例が少なく、さらに本建物では居ながら改修という大きな課題も抱えている。高い安全性が求められることは言うまでもなく、事前に性能確認実験を行う必要のある設計となったため、本報告ではその実験結果及び考察を紹介する。

トとしては、北海道内では初の試みであり、設計段階においては技術的な検討だけではなく、入居者への安全性の配慮、特に免震装置を挿入する柱を切断した際、上階の柱軸力を安全に受けるための地下1階柱頭部の補強が最重要課題となった。

(2) 補強計画

本建物の補強計画は、既存の地下1階柱頭部を切断後に免震装置を組み入れるというものであるが、その際に、



図-1.1 札幌開発総合庁舎全景

2. 概要

(1) 建物諸元及び工事の経緯

本建物（諸元を表-2.1に示す）は、耐震診断の結果、現行の耐震基準に対して耐震性能が著しく低いことが判明し、中間階免震工法による耐震改修工事を行うこととなった。

本工事は大規模な居ながらの中間階免震レトロフィッ

表-2.1 建物諸元

建物名称	札幌開発総合庁舎
所在地	札幌市中央区北2条西19丁目
建物規模	地上6階、塔屋2階、地下1階
延床面積	11,731㎡
建築面積	1,417.8㎡
耐震性能	Ⅱ類
構造形式	鉄筋コンクリート造
基礎形式	直接基礎
建物用途	庁舎
竣工時期	昭和40年

柱軸力を柱頭躯体補強部（以下キャピタルという）に伝達し、仮受支柱に受け替える必要がある。

キャピタルの補強方法として図-2.1のように、(a) 躯体増打ちのみの補強、(b) 躯体増打ち+PC鋼棒による補強がある。

(a) 躯体増打ちのみの補強ではキャピタルのせいが大きくなり、室としての利用は不可能となる。一方(b) 躯体増打ち+PC鋼棒による補強では、キャピタルをPC鋼棒で圧着することによりキャピタルせいを小さく抑えられ、(a) 躯体増打ちのみの補強より大きな利用空間を確保できる。

本建物の地下1階は、書庫・倉庫・ボイラー室等に利用される計画であり、書架及び設備等に干渉しないよう考慮する必要があったため、(b) 躯体増打ち+PC鋼棒による補強を採用するに至った。

図-2.2に免震化の一連の行程を示す。

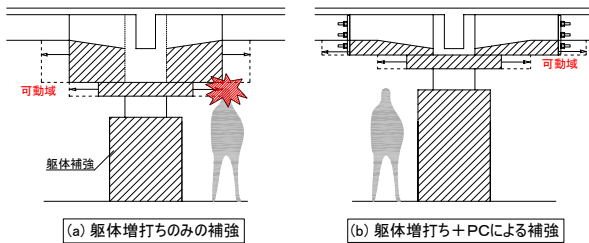


図-2.1 キャピタル補強方法

Step-1 柱・梁の補強をし、キャピタルはPC鋼棒で緊張力を導入する。

Step-2 キャピタルに仮受支柱を設置し、ジャッキでプレロードをかける。

Step-3 柱の切断を行う。

Step-4 柱切断部に免震装置を挿入し固定する。

Step-5 免震装置上下にグラウト材を注入する。

Step-6 免震装置上下のグラウト材が所定の強度発現後にジャッキを開放し、仮受支柱、ジャッキを開放する。

Step-7 柱拘束プレートを取り付ける。なお、柱拘束プレートは全柱免震化後、速やかに撤去する。

なお、柱全48箇所のうち天然ゴム積層ゴムアイソレーターを8基、鉛プラグ入り積層ゴムアイソレーターを40基設置する。

3. 実験の目的

本建物の地下1階柱頭部に構成されるキャピタルは、既存躯体と新設躯体とを一体にするべくPC鋼棒で圧着している（図-3.1）。本工事では、その圧着面の摩擦力が鉛直荷重を伝えるための摩擦係数として $\mu=1.0$ を採用したが、「プレストレストコンクリート設計施工規準・解説」では一般的に $\mu=0.5$ とされており、それ以上の値を採用するためには確認実験を行う必要があった¹⁾。

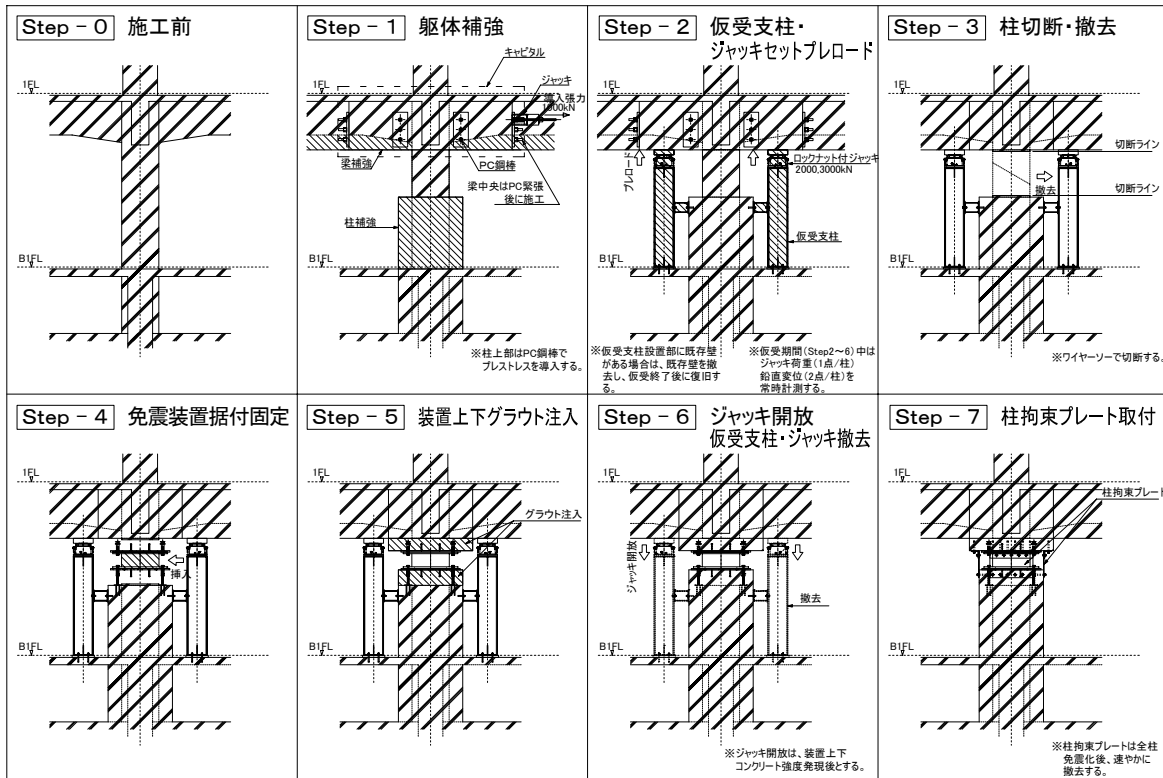


図-2.2 免震化ステップ図

今回の実験では、実躯体の1/2実験体を製作し、荷重により圧着面にすべり変位及びひび割れが生じないことで摩擦係数 $\mu=1.0$ として、軸力の受替えを確認するとともに、安全性を実証することを目的とする。

4. 実験概要

(1) 実験対象及び設計荷重

図-4.1に示すように、実験対象は外柱1箇所、中柱1箇所、それぞれ最大長期軸力が作用する計2部材である。なお、本建物の最大長期軸力は中柱で4,606kN、外柱で2,019kNとなっている(表-4.1)。

(2) 試験体の設定

試験体は実躯体の1/2縮尺とし、その概要図を図-4.2に示す。試験体の部材断面及び使用する鉄筋、PC鋼棒は、表-4.2に示すとおり全て実躯体の1/2相当とする。

(3) 荷重方法

油圧サーボ試験機(鉛直方向静的荷重において約

3,000kNの荷重能力を有する)を使用して荷重実験を行った。加力概要図を図-4.2に示す。

a) 試験体1-C(外柱)

加力は鉛直方向の片振り繰り返し圧縮加力で行い、設計荷重 P_{L1} (505kN)、 $3P_{L1}$ (1,515kN)、試験機荷重能力(約3,000kN)を目標荷重として、荷重制御及び加力スピード制御により3サイクルの繰り返し加力を行った。加力スピードは約50kN/minとし、毎秒2回の自動計測を行った。

1サイクルピーク(505kN)において5分間荷重を維持した後、 $0.5P_{L1}$ まで除荷し、再度5分間の荷重維持後、2サイクルピーク(1,515kN)まで荷重を増加した。その後、5分間荷重を維持した後に完全に除荷した。この時点でひび割れ及び残留変形の観察を行った後、試験機の最大荷重に達するまで荷重した。

b) 試験体2-C(中柱)

外柱と同様に鉛直方向の片振り繰り返し圧縮加力で行い、設計荷重 P_{L2} (1,152kN)、 $2.4P_{L2}$ (2,765kN)を目標荷重として2サイクルの繰り返し加力を行った。初期の加力スピードは約30kN/minとし、2サイクル途中の $1.5P_{L2}$

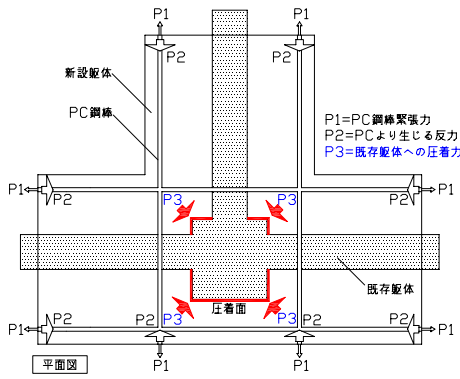


図-3.1 PC鋼棒による圧着状況

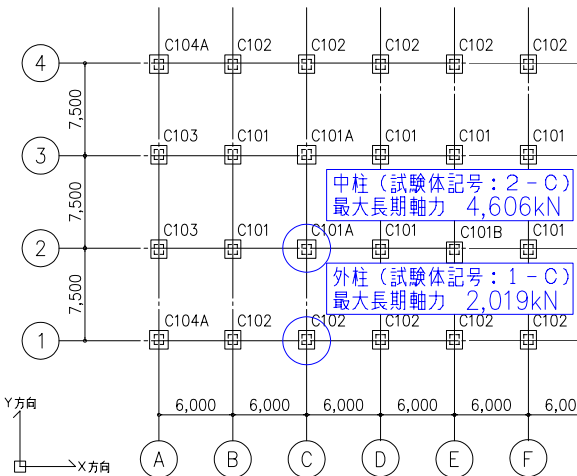


図-4.1 実験対象部材

表-4.1 実構造体及び試験体の設計荷重

柱区分	実構造体		試験体			
	長期(kN)	地震時(kN)	記号	荷重縮尺	長期(kN)	地震時(kN)
外柱	2,019	3,433	1-C	1/4	505	859
中柱	4,604	7,824	2-C	1/4	1,152	1,956

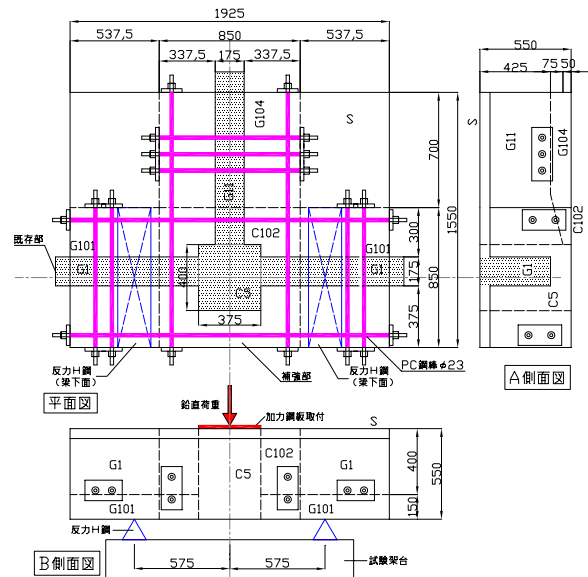


図-4.2 1/2 試験体概要図(外柱)

表-4.2 実躯体と試験体の比較例

	コンクリート強度(F_c)		断面形状		鉄筋			PC鋼棒
	既存部(N/mm ²)	補強部(N/mm ²)	B(mm)	D(mm)	主筋径	本数	せん断筋径・ピッチ	径
実躯体(梁)	15	36	350	800	$\phi 25$	上3、下3	$\phi 9@300$	$\phi 40$
試験体(梁)	15	36	175	400	$\phi 13$	上3、下3	$\phi 5@150$	$\phi 23$

(1, 728kN)以降50kN/minとした。自動計測は毎秒2回とした。

1サイクルピーク (1, 152kN) において5分間荷重を維持した後0.5 P_{12} まで除荷し、再び5分間荷重を維持した後、2サイクルピーク (2, 765kN) を経て試験機載荷能力まで載荷した。

(4) 計測項目

実験時の計測項目は以下のとおりとし、計測値の整理及び考察を行う。

- ・ 載荷重
- ・ 鉛直載荷変位
- ・ 圧着部のすべり変位
- ・ ひび割れ観察

鉛直変位の計測位置を図-4.3に示す。計測位置は柱芯(CDP-C)および既存部(CDP-Ee, We)と補強部(CDP-Er, Wr)の境界部である。

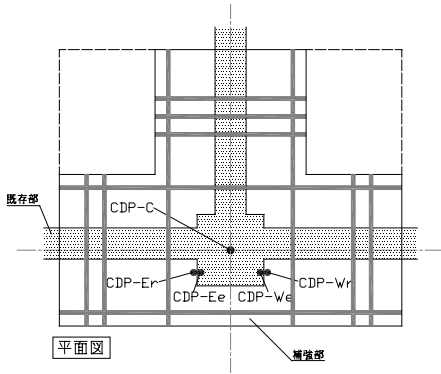


図-4.3 鉛直変位の計測位置 (外柱)

5. 実験結果

(1) 載荷荷重と鉛直変位

各試験体の最大荷重時までの剛性の変化、および鉛直変位について述べる。図-5.1において、縦軸は既存部柱位置に加力した鉛直方向荷重であり、試験体設計荷重を試験体1-C (外柱) P_{11} 、試験体2-C (中柱) P_{12} とする。横軸は既存柱の下面中央部 (CDP-C) において計測した鉛直方向変位とし、下方向への変位を正とする。

a) 試験体1-C (外柱)

図-5.1 において、地面を不動点とした鉛直変位を実線で表す。また、試験体 1-C については支点 (反力H鋼) を不動点とした鉛直変位 (支点と柱中央部の相対変位) を破線で示す。

設計荷重 (P_{11}) および地震時設計荷重 (P_{S1}) において剛性低下はみられない。荷重1, 890kN ($3.7P_{11}$) で、X方向キャビ



図-4.4 載荷実験状況

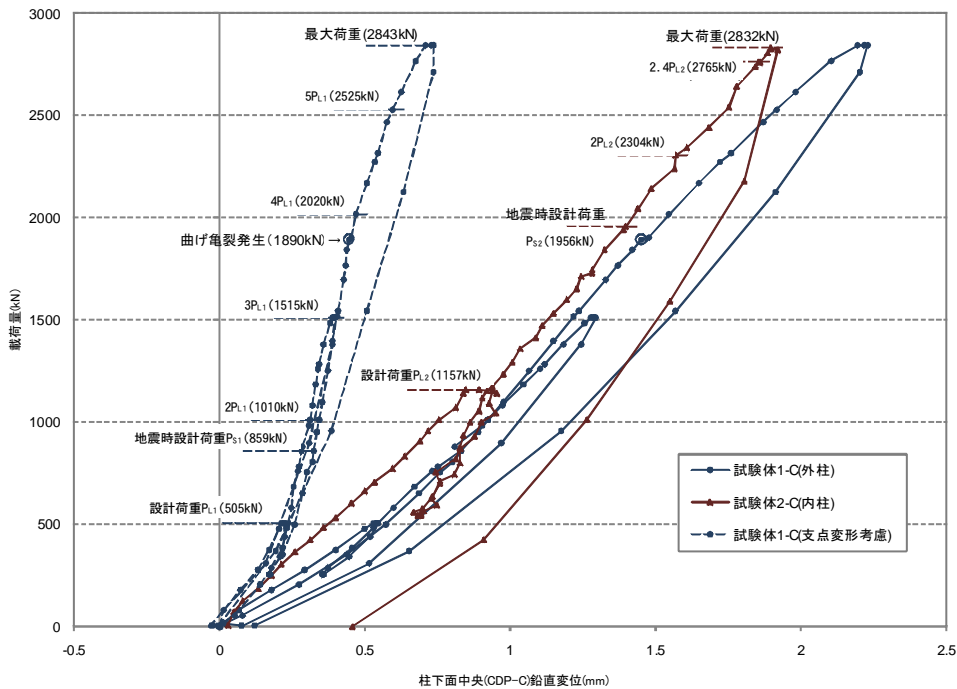


図-5.1 荷重—変位図

タル中央下端から縦方向の曲げひび割れが数本発生し、わずかに剛性が低下する。その後も荷重2,525kN ($5P_{L1}$) 近傍で再び剛性低下がみられるが、耐力は $5.6P_{L1}$ (試験機載荷能力)まで増大した。最大荷重時の鉛直変位2.19mm(実線グラフ)、相対変位0.71mm(破線グラフ)である。また、除荷後の残留変形は0.12mm(実線グラフ)であり、支点を基準とした場合にはほぼ0mm(破線グラフ)となる。最大荷重時の変形および除荷後の残留変形は微小であり、かつ剛性低下も小さいことから、実耐力はさらに上昇するものと予想される。

b) 試験体2-C (中柱)

設計荷重(P_{D2})および地震時設計荷重(P_{E2})において、剛性は低下しない。その後も剛性は低下することなく耐力は増大し、約 $2.4P_{D2}$ (試験機載荷能力)に至る。また、ひび割れの発生は確認されなかった。最大荷重における鉛直変位は1.95mm、残留変形は0.46mmである。これら変位の計測値には支点及び試験架台の変形が含まれているため、実際の鉛直変位および残留変形はより小さな値になると思われる。

(2) 圧着部における鉛直変位 (外柱)

図-5.2 に載荷重と CDP-Er, Ee 側及び CDP-C における鉛直変位の関係を示す。なお、鉛直変位は地面を不動点とする変位であり、支点及び試験架台の変形を含む計測値である。

図-5.2において、曲げひび割れ発生(荷重1,890kN)後から境界部での変位差は増大している。なお、CDP-Wr, We側では大きな変位差は生じなかった。

図-5.3 に荷重と圧着部におけるすべり変位(既存部と補強部の相対変位)の関係を示す。図中には、既存部と柱芯との相対変位も併せて示す。

CDP-Er, Ee 側では、荷重 1,500kN 近傍からすべり変位が増加し、曲げひび割れ発生(荷重 1,890kN)以降に顕著に増大する。ただし、既存部と柱芯との相対変位がすべり変位と同様な傾向を示していることから、これらの変

位差は曲げ変形に伴って増大したと考えられる。載荷実験後に実施したひび割れ観察において、圧着面にひび割れは確認されなかったことから、圧着部でのすべり変位は生じていないと考えられる。一方、CDP-Wr, We 側では、変位差に大きな変動はみられなかった。

どちらの計測点においても、荷重2,000kN近傍までのすべり変位は増減を繰り返しながらわずかに増大するのみであることから、設計荷重 P_{L1} (505kN)および地震時設計荷重 P_{S1} (859kN)に対して、圧着面でのすべり変形は生じないものと考えられる。

なお、試験体2-C(中柱)についても、圧着部の変位差に大きな変動が確認できなかった。

(4) ひび割れ発生状況

試験体 1-C(外柱)のひび割れ図を図-5.4 に示す。試験体表面にはひび割れ位置を正確に把握できるように 100mm 角のメッシュを描いてひび割れ観察を実施した。

荷重 1,890kN において、B 側面図に示すようにキャピタル中央下端から鉛直上向きに曲げひび割れが生じた。このひび割れは荷重 2,600kN までに約 300mm 伸展した。特に、荷重 2,200kN から 2,400kN までの伸展が大きく、約 150mm であった。

荷重 2,600kN 時には、第一発生のひび割れの両側にそれぞれ長さ 200mm 前後の曲げひび割れが発生し、加力点

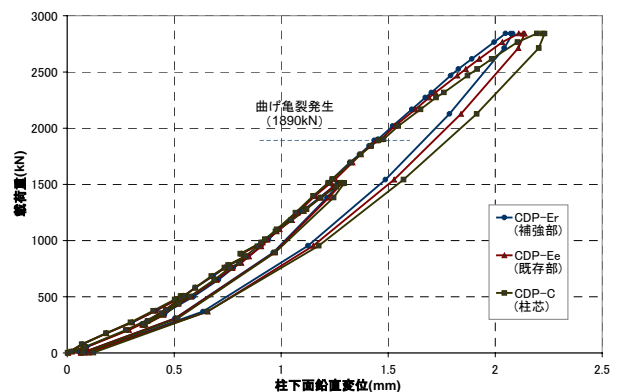


図-5.2 圧着部の鉛直変位(CDP-Er, Ee 側) (外柱)

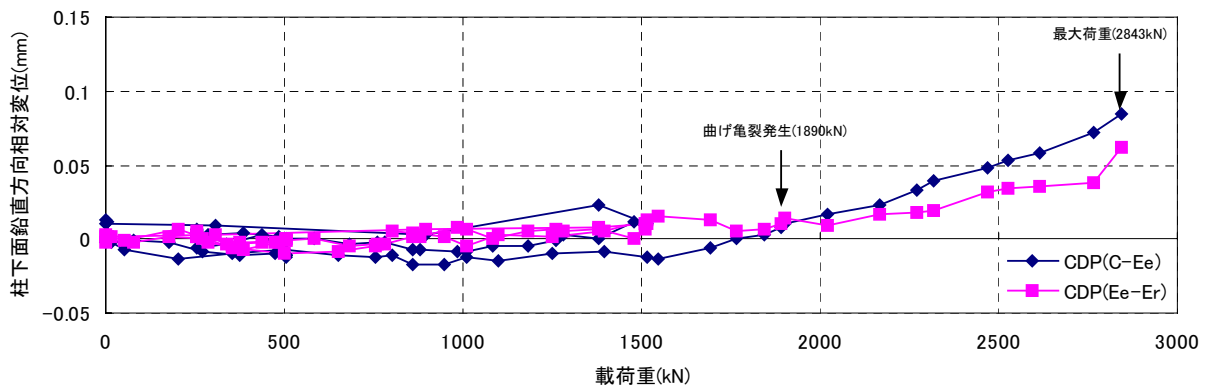


図-5.3 圧着部のすべり変位(CDP-Er, Ee 側) (外柱)

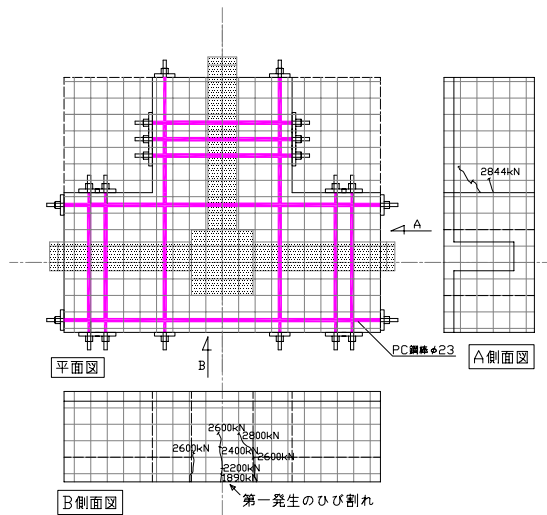


図-5.4 ひび割れ発生状況 (外柱)

方向へやや斜め上向きに伸展した。このひび割れは傾きを増しながら加力点方向へ進行し、荷重 2,800kN 時にはキャピタルせいの中央付近に達した。

第一発生のひび割れは、荷重 2,400kN 時点で幅 0.1mm (梁下端から上方に 20mm の位置) であり、それ以降にひび割れ幅は拡大しなかった。この現象は、第二の曲げひび割れが荷重 2,600kN で発生したためと考えられる。

除荷後のひび割れ観察において、A 側面図に示すひび割れが確認された。ひび割れは斜め方向に並行して 3 本発生しており、長さはそれぞれ 100mm 程度、ひび割れ幅は 0.04mm 未満であった。

なお、載荷実験後に実施したひび割れ観察において、試験体上面および下面にはひび割れは確認されなかった。試験体 2-C (中柱) においては、設計荷重の約 2.4 倍に相当する最大荷重 (2,832kN) に対しても、ひび割れが発生しなかった。

6. まとめ

試験体 1-C (外柱) と試験体 2-C (中柱) を対象とした載荷実験から以下の結果が得られた。

- 載荷重と既存柱の底面中央部における鉛直変位の関係は、試験体 1-C で長期設計荷重の 3.7 倍、試験体 2-C で長期設計荷重の 2.4 倍まで剛性が低下することなく増大する。
- 試験体 1-C では、長期設計荷重の 3.7 倍 (1,890kN) で曲げひび割れが発生してわずかに剛性が低下するが、長期設計荷重の 5.6 倍 (試験機最大荷重) まで荷重は上昇する。

Kenta Uematsu, Yoshito Mori

- 試験体 2-C では、長期設計荷重の 2.4 倍 (試験機最大荷重) に対してひび割れは発生しない。
- 各試験体において、最大荷重時における鉛直変位および除荷後の残留変形は微小な範囲である。
- 各試験体の圧着面 (既存部と補強部の境界面) でのすべり変位は微小な範囲で変動し、荷重の増加に伴ってすべり変位が増加する傾向はみられない。また、圧着部でのひび割れも生じない。

以上から、本工事で計画された「柱軸力受替え工法」は、1/2実験において圧着面のすべり変位が微小であり、圧着部でのひび割れが生じないことから、摩擦係数 $\mu = 1.0$ を有すると判断し、既存躯体と新設躯体が一体化したキャピタルの形成を確認できた。

また、同様の検証をしている「免震改修工事の柱軸力受替え工法に関する実験的研究」²⁾における、ひび割れ発生荷重が長期軸力の約 1.3 倍、すべり出し荷重が長期軸力の約 2.5 倍という結果と比較して、同等以上の耐力であることも確認できた。

この結果から、PC鋼棒による補強の構造安全性が十分に確保されていることを確認できたため、キャピタルせいを抑え、地下1階の空間利用上の制約を極力少なくすることとした。

この結果を用い、実際の施工においても柱軸力を仮受支柱に受替え、柱の免震化を順次行った。

今回行われた免震レトロフィットは、今後既存建物のストックという観点からも耐震改修の一工法として採用されることが多くなるであろう。その際に本報告が参考になれば幸いである。



図-6.1 免震装置設置完了

参考文献

- 1) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説 (1998 改訂)
- 2) 江頭ほか：免震改修工事の柱軸力受替え工法に関する実験的研究、三井住友建設技術研究報告 第3号