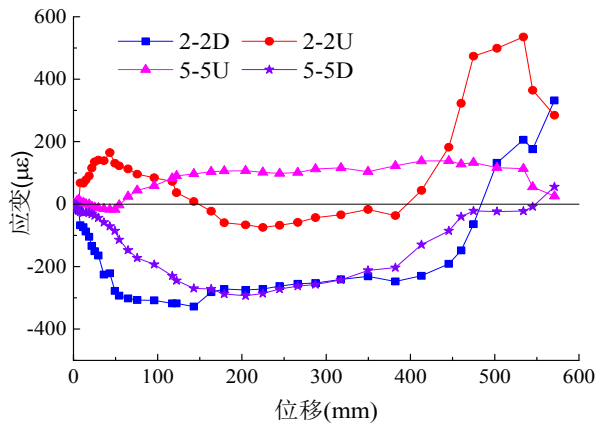
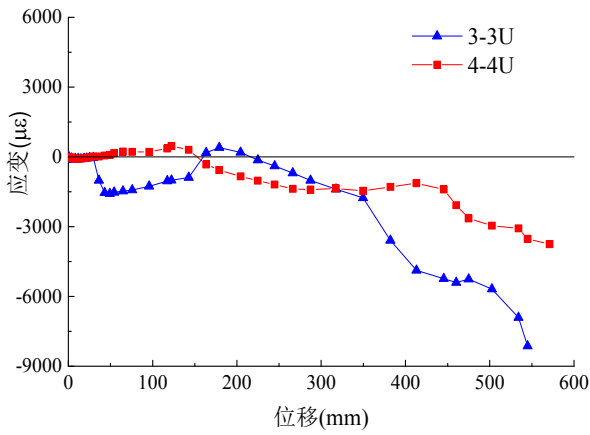


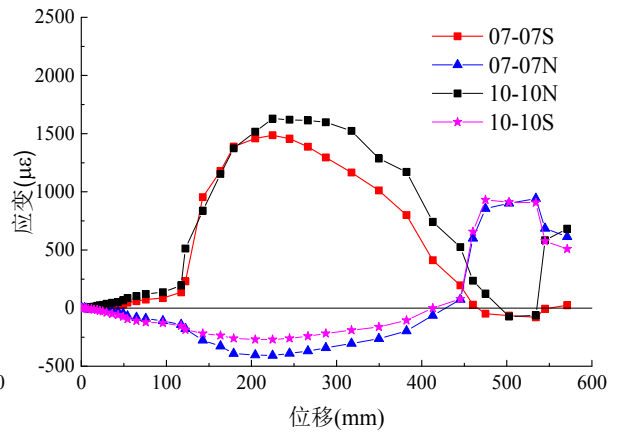
a) 边节点梁端截面



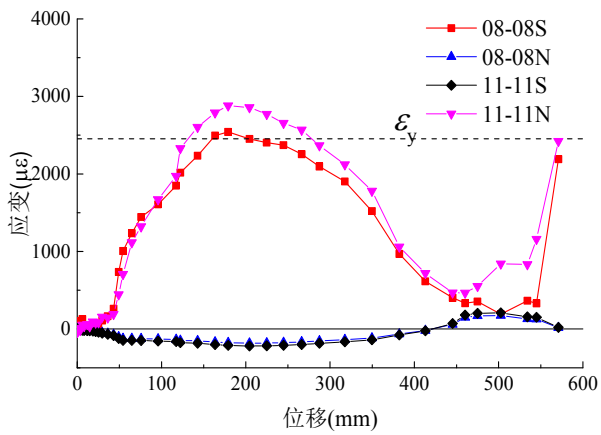
b) 框架梁跨中截面



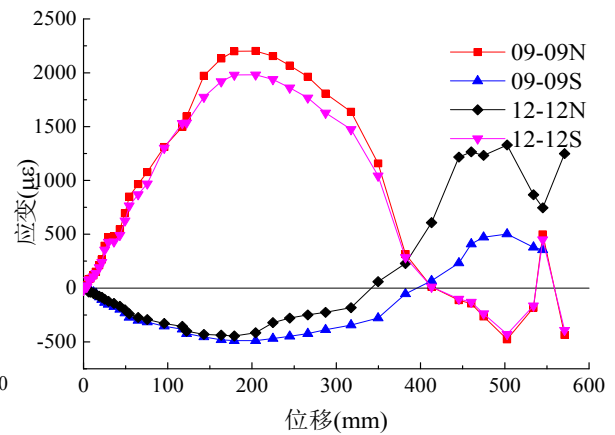
c) 中节点梁端截面



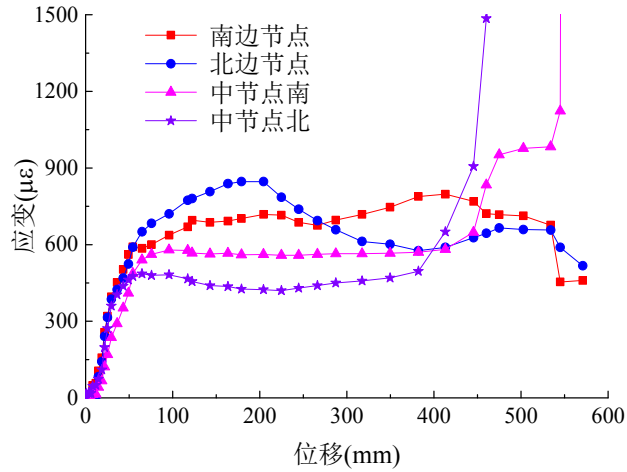
d) 边节点上柱端截面



e) 边节点下柱端截面

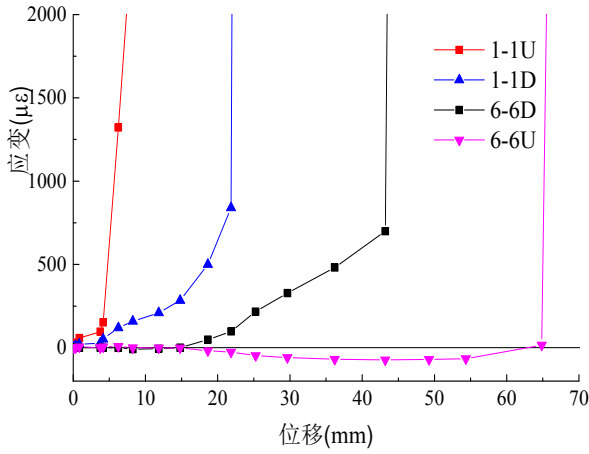


f) 边柱柱底截面

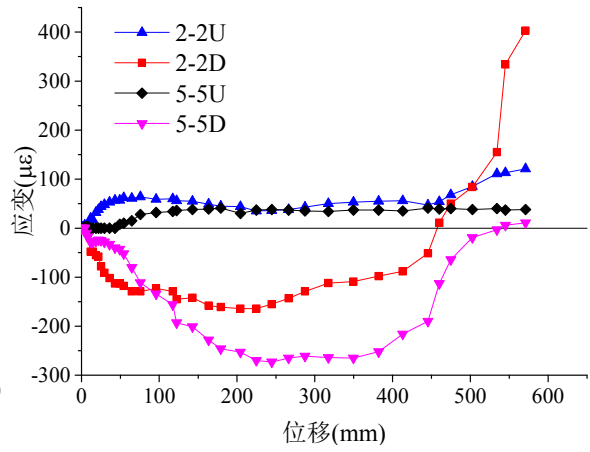


g) 牛腿截面

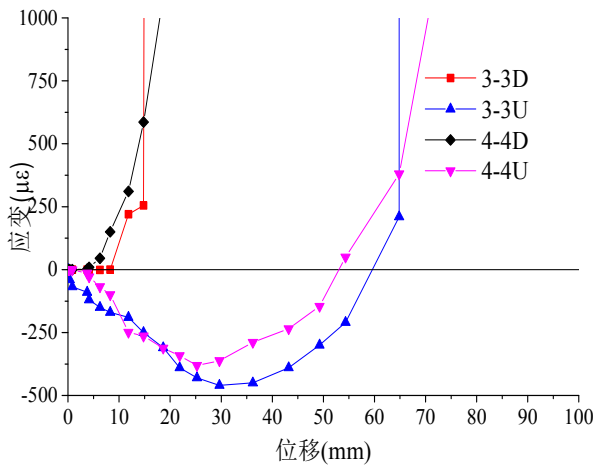
图 3.35 PC2 试件钢筋应变与中柱竖向位移的关系



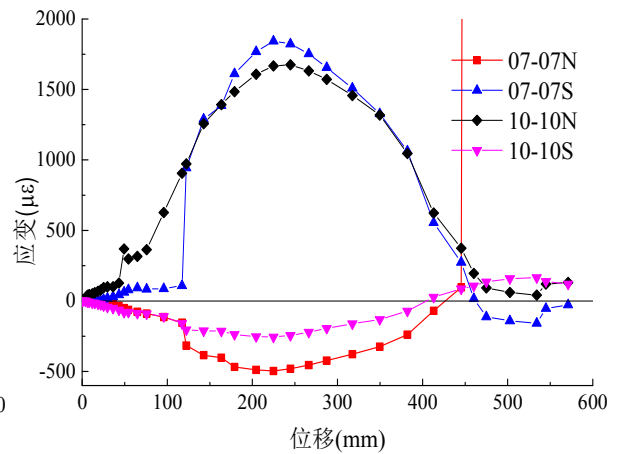
a) 边节点梁端截面



b) 框架梁跨中截面



c) 中节点梁端截面



d) 边节点上柱端截面

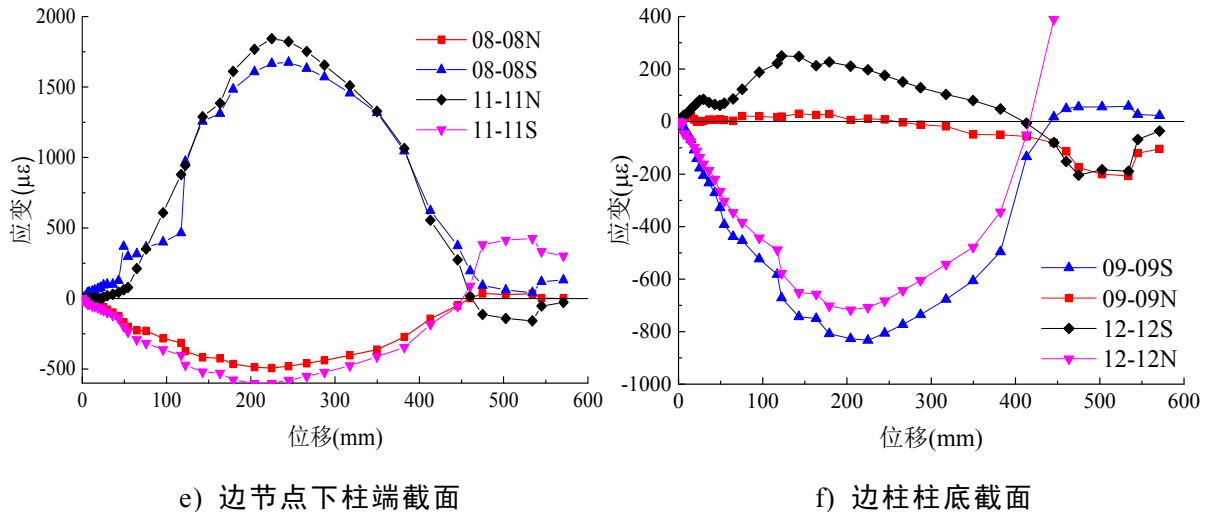


图 3.36 PC2 试件混凝土应变与中柱竖向位移的关系

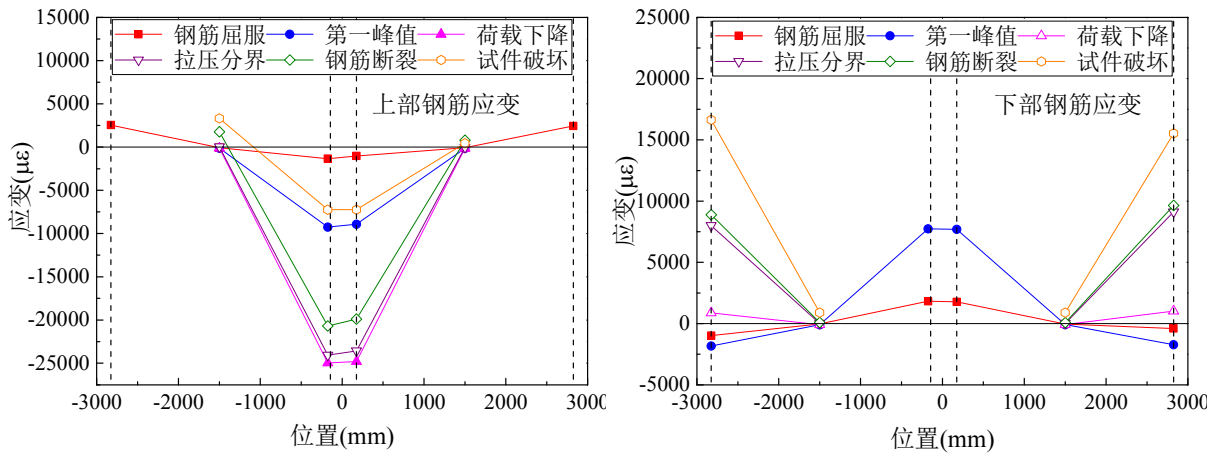
图 3.36 为试件 PC2 各截面混凝土应变随中柱竖向位移的变化趋势。a)~c)为框架梁截面应变，梁端截面混凝土应变变化较大，中柱位移 100mm 时梁端混凝土应变片就已失效，可能是裂缝穿过应变片造成的；梁跨中截面钢筋应变不大，整体来说呈受压状态。d)~f)为框架柱截面应变。节点上下截面混凝土应变变化趋势同钢筋应变变化相同，柱底内侧截面(9-9N,12-12S)拉应变较小，外侧截面(9-9S,12-12N) 压应变较大。

3.4.4 试件钢筋应变对比

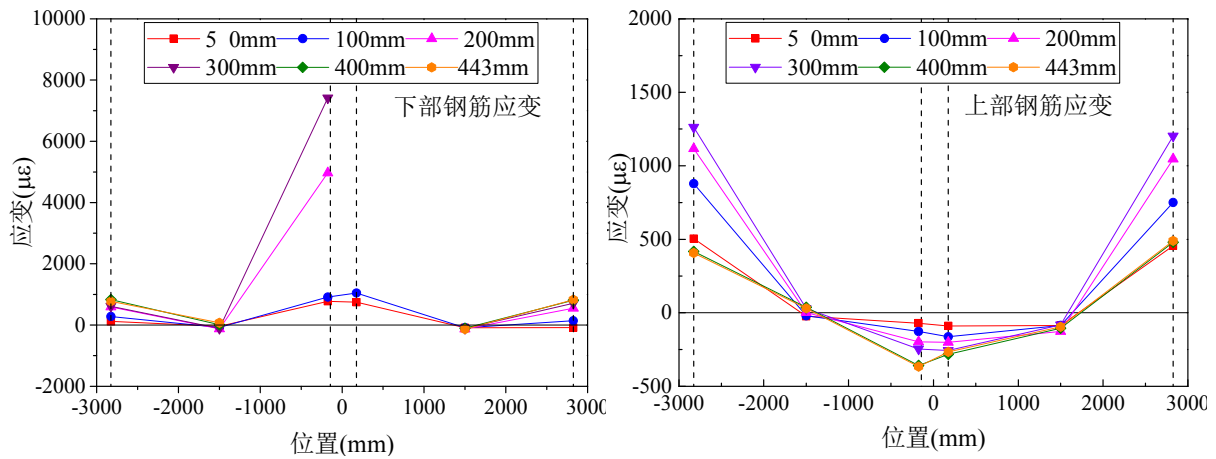
图 3.37 为试件框架梁各阶段应变变化图。图 3.37a)为 RC 试件框架梁上下部钢筋应变变形图，由图可以看出，试验开始前期，靠近边柱的梁端上部钢筋受拉，梁端下部钢筋受压，靠近中柱的梁端钢筋上部受压，梁端下部钢筋受拉。梁跨中截面钢筋变化很小，几乎为零。随着试验的推进，梁端应变变大，靠近边柱梁端上部钢筋应变在钢筋屈服过后增长迅速，应变片失效；靠近中柱梁端钢筋应变在第一峰值过后荷载下降至最低点时达到最大压应变，此后压应变逐渐变小。靠近边柱梁端下部钢筋在第一峰值荷载点达到最大压应变，近中柱梁端下部钢筋同样在第一峰值荷载点达到最大拉应变，峰值荷载之后，近中柱梁端下部钢筋应变发展过快，应变片失效；近边柱梁端下部钢筋应变逐渐减小，荷载下降至最低点时变成拉应变，在此之后拉应变逐渐变大，直至试件破坏。

图 3.37b)为 PC1 试件框架梁各截面在每个阶段的应变曲线。由图可以看出，试验开始前期，靠近边柱框架梁端上部和下部钢筋应变受拉；靠近中柱框架梁端钢筋上部钢筋受压，下部钢筋受拉。梁跨中钢筋应变在零点左右。随着试验的推移，梁端钢筋应变逐渐变大；靠近中柱框架梁端下部钢筋应变片在中柱位移为 100mm 之后就发生失效。图 3.37c)为 PC2 试件框架梁各位置各个阶段的应变曲线。由图可以看出，整个试验过程中，靠近边柱框架梁端钢筋受拉，靠近中柱框

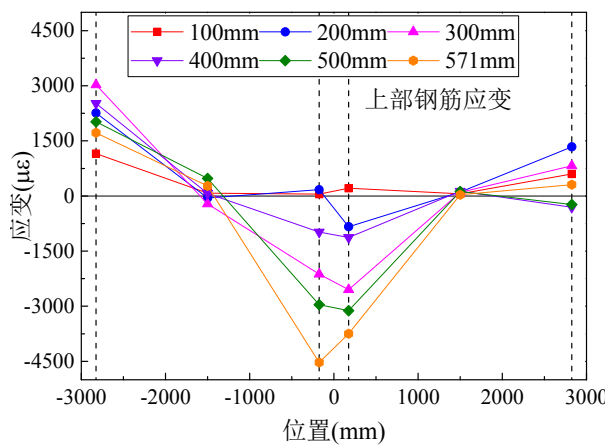
架梁端钢筋受压，并且随着试验的推进，梁端应变值逐渐变大；框架梁跨中应变基本在零点左右。可以看出，装配式 PC 试件与现浇 RC 试件应变有明显的不同，各位置的应变并没有随着试验的进行产生变号的现象。



a) RC 试件



b) PC1 试件



c) PC2 试件

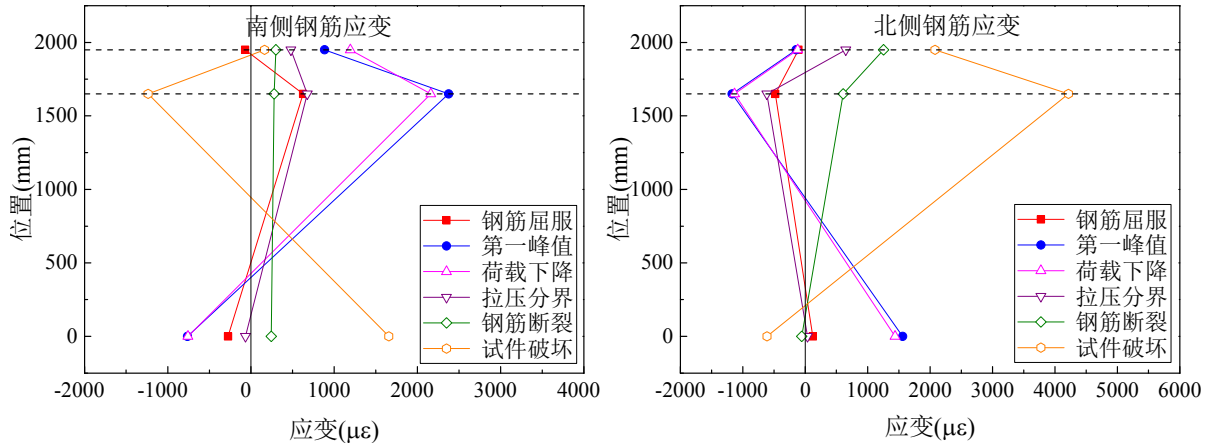
图 3.37 试件框架梁钢筋应变变化图

图 3.38 为 RC 试件框架边柱各截面各个阶段的钢筋应变曲线。a)为南侧框架

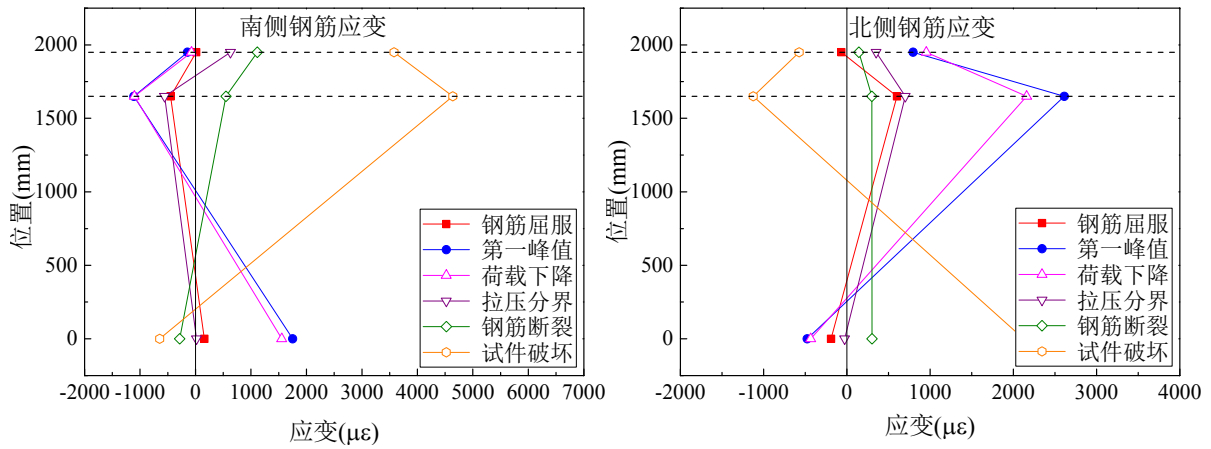
边柱应变曲线，其中，南侧钢筋在试验开始前期，节点上截面应变为负，节点下截面应变为正，柱底截面应变值为负。随着试验的推进，节点上截面钢筋应变变为正值，与节点下截面钢筋同向，拉应变逐渐增大，柱底截面钢筋受压，应变值逐渐变大。中柱施加荷载达到第一峰值荷载左右时，各位置的钢筋应变值达到最大值，随着中柱竖向位移的增加，各位置应变逐渐变小，首根钢筋断裂时应变值变号，柱底截面钢筋受拉，此后节点区域上下截面钢筋变为受压，并随着试验的进行，各位置应变逐渐变大，直至试件破坏。北侧钢筋各位置的应变变化则与南侧边钢筋应变的变化刚好相反，第一峰值荷载前，节点区域上下截面钢筋受压，柱底截面钢筋受拉，随着试验的进行，各位置钢筋应变号，节点上下截面钢筋变为受压，柱底截面钢筋变为受压，直至试验结束。b)为北侧框架边柱应变曲线。与南侧边柱应变所不同的是，北侧边柱应变与南侧同截面处钢筋应变符号相反，其余增长趋势相似，不再赘述。

图 3.39 为 PC1 试件南北两侧框架边柱各截面在试验各个阶段的应变曲线。a) 为 PC1 试件南侧边柱钢筋应变变化曲线，由图可以看出，整个试验阶段中，南侧节点上下截面钢筋受拉，柱底截面钢筋受压，北侧节点上下截面钢筋受压，柱底截面钢筋受拉，且随着试验的进行，各截面的应变逐渐增大，在中柱竖向位移为 200mm 时各截面应变均达到最大值，此后随着试验的推进，各截面应变逐渐变小，直至试验结束。b) 为北侧边柱各截面各个阶段钢筋应变变化曲线。与南侧边柱应变相比，北侧边柱各位置点的应变符号相反，增长趋势相似，最大的不同在于北柱南侧钢筋节点下截面钢筋在试验后期变为受拉。

图 3.40 为 PC2 试件南北两侧框架边柱各截面在试验各个阶段的应变曲线。a) 为南侧框架边柱应变曲线。南侧钢筋在试验开始前期，节点上截面应变为负，节点下截面应变为正，柱底截面钢筋应变值为负。随着试验的推进，节点上截面钢筋应变变为正值，与节点下截面钢筋同向，柱底截面钢筋受压，各截面应变值逐渐变大。中柱施加荷载达到第一峰值荷载时，各截面的钢筋应变值达到最大值，随着中柱竖向位移的增加，各截面应变逐渐变小，此后应变值变号，节点上下截面钢筋受压，柱底截面钢筋受拉，并随着试验的进行，应变逐渐变大，直至试件破坏。北侧钢筋各位置的应变变化则与南侧边钢筋应变的变化刚好相反，不同的是，南侧边柱北侧钢筋节点区域上部钢筋应变大于下部钢筋。b) 为北侧框架边柱应变曲线。与南侧边柱应变所不同的是，北侧边柱应变与南侧同位置处钢筋应变符号相反，其余增长趋势相似。

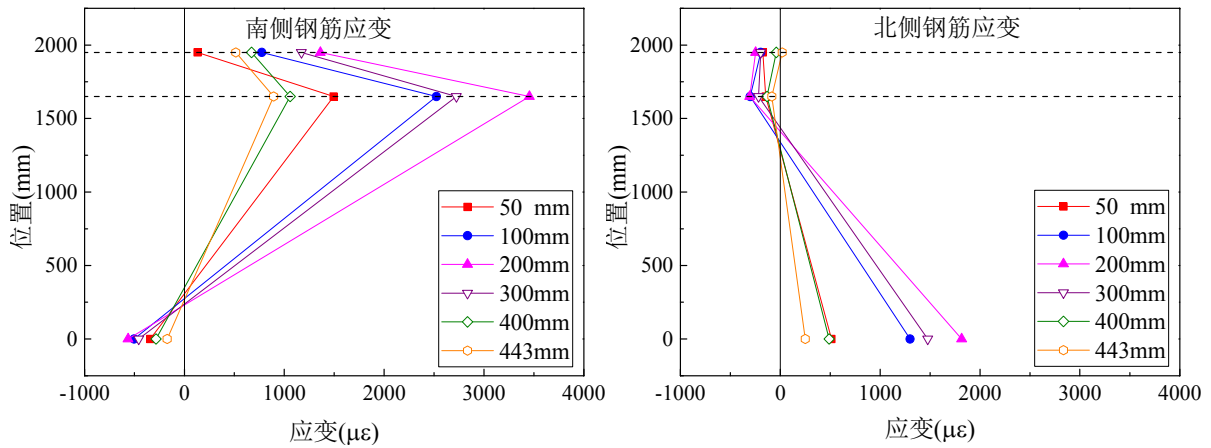


a) 南侧边柱



b) 北侧边柱

图 3.38 RC 试件框架边柱钢筋应变变化图



a) 南侧边柱

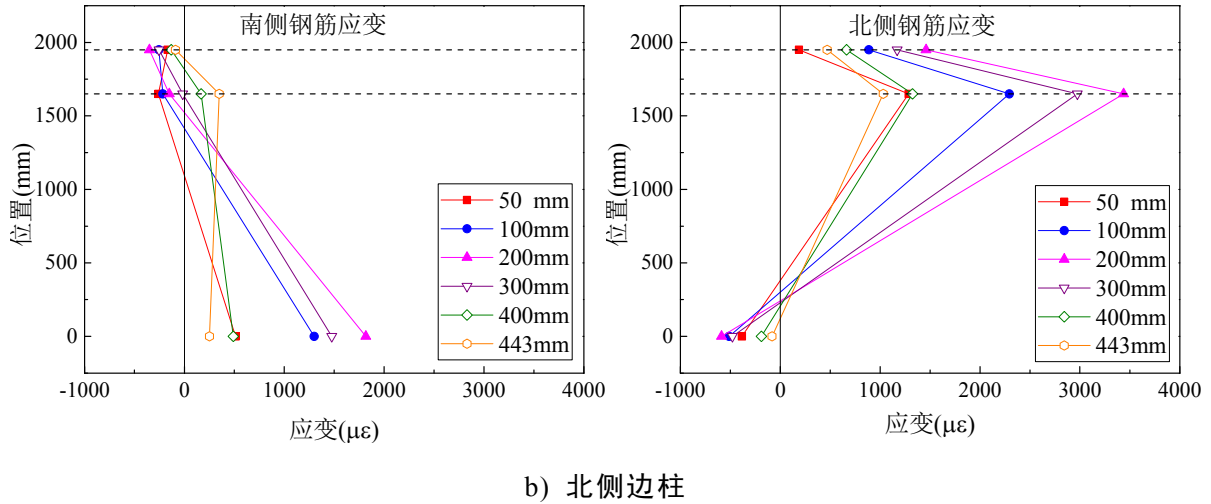


图 3.39 PC1 试件框架边柱钢筋应变变化图

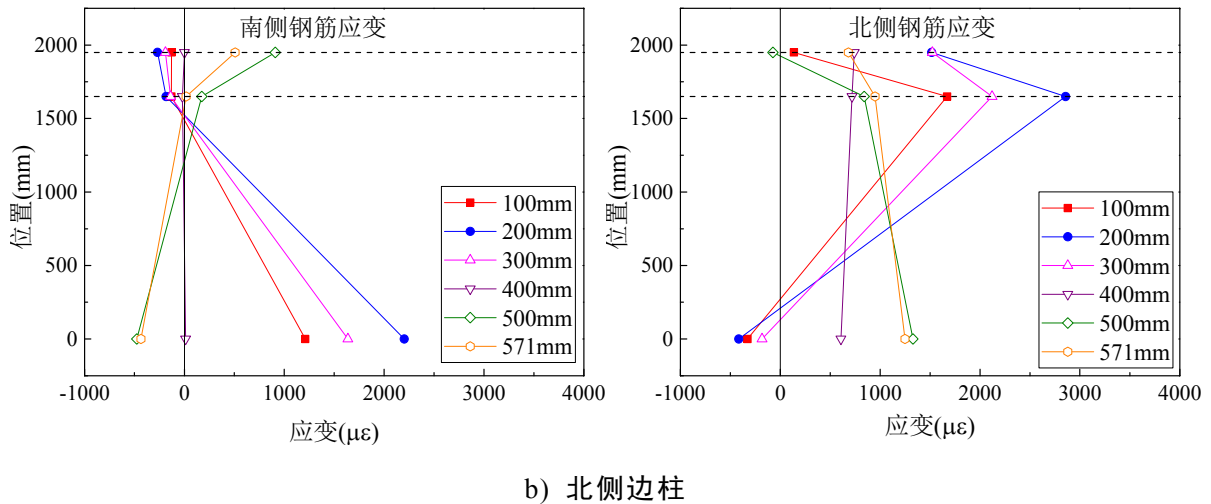
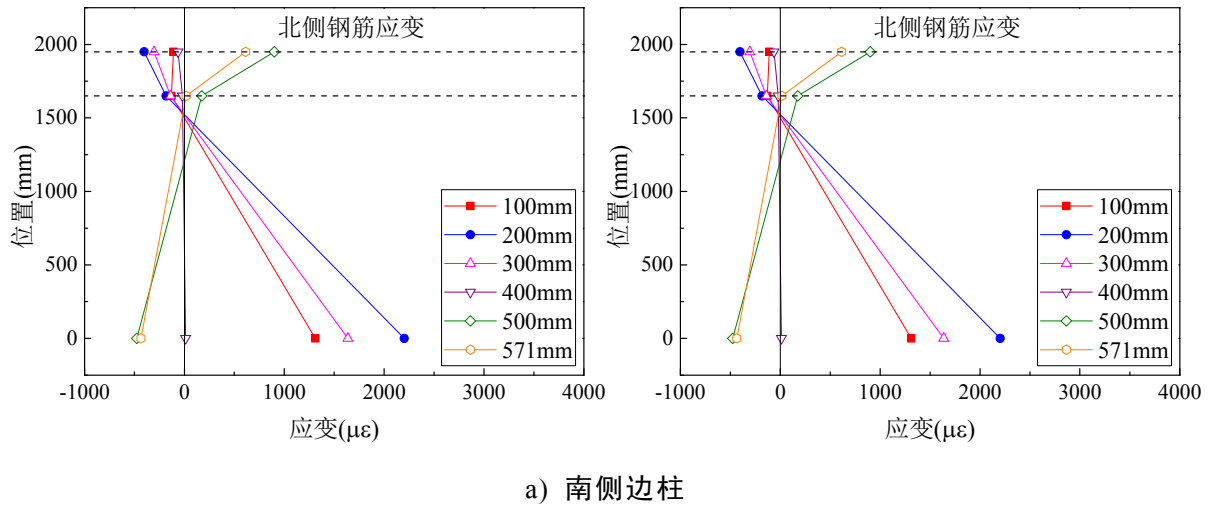


图 3.40 PC2 试件框架边柱钢筋应变变化图

图 3.38-3.40 中可以看到，试件 PC1 在整个试验阶段边柱各截面钢筋应变没有产生变号的现象，而 RC 试件和 PC2 试件在试验过程中各截面钢筋应变产生了变号现象。这是因为 PC1 只有压拱效应阶段，没有产生悬索效应阶段，所以边柱

只有向框架外的移动,没有产生向框架内部的位移。RC 试件框架边柱下节点内侧钢筋在悬索效应阶段受拉屈服,而 PC 试件框架柱下节点外侧钢筋在压拱效应阶段受拉屈服。

3.5 试件裂缝发展及破坏模式

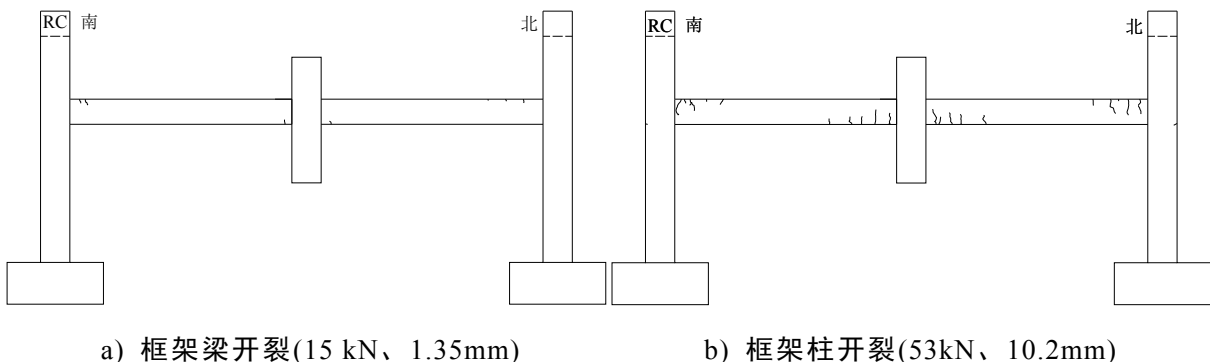
3.5.1 RC 试件裂缝发展及试验现象

3.5.1.1 压拱效应阶段裂缝图

图 3.41 为 RC 试件压拱效应阶段的裂缝发展图。RC 试件加载至 15kN 时,框架梁出现裂缝,如图 3.41a)所示,此时中柱竖向位移为 1.35mm。卸载达 18kN 时,1 号千斤顶(16t)与中柱下端面脱离,卸载完毕。接着采用 2 号千斤顶(30t)在中柱上端加载,加载荷载调整为每级 5kN。施加荷载至 53kN 时,南北两侧边柱靠框架外侧(南边柱南侧,北边柱北侧)出现裂缝,其位置在梁柱节点区域下部,如图 3.41b)所示,此时中柱竖向位移为 10.2mm。之后梁端出现新的裂缝,并逐渐发展,加宽延伸。当中柱竖向位移达到 18.85mm 时,梁端钢筋首次达到屈服,中柱施加荷载为 78kN。此时 RC 试件裂缝左右对称,裂缝集中在框架梁端和边柱节点外侧。梁端出现了多条裂缝,呈现垂直于框架梁轴线的裂缝,如图 3.41c)所示。

随着中柱施加荷载的增大,框架柱身裂缝继续延伸,施加荷载为 108kN 时北侧框架边柱柱底出现裂缝,如图 3.41d)所示,而南侧边柱相同位置处出现裂缝时中柱施加荷载为 113kN,边柱柱底裂缝出现在框架内侧(南边柱北侧,北边柱南侧)。当中柱竖向位移为 130.9mm 时,中柱施加荷载到达峰值 119kN,此时裂缝如图 3.41e)所示,框架梁身裂缝延伸,南北两侧框架梁裂缝对称发展。框架边柱裂缝增多,北侧边柱裂缝多于南侧边柱。

当中柱竖向位移为 290.4mm 时,中柱施加荷载由峰值降为 109.7kN,框架梁身裂缝继续发展,裂缝出现区域约为框架梁端 1/3 处,出现较宽的主裂缝,均为斜向裂缝。框架梁跨中 1/3 区域未出现裂缝,如图 3.41f)所示。框架边柱裂缝主要集中在梁柱节点及以下 1/2 柱高位置处,为边柱外侧受拉,边柱下端内侧同时出现了数条裂缝。



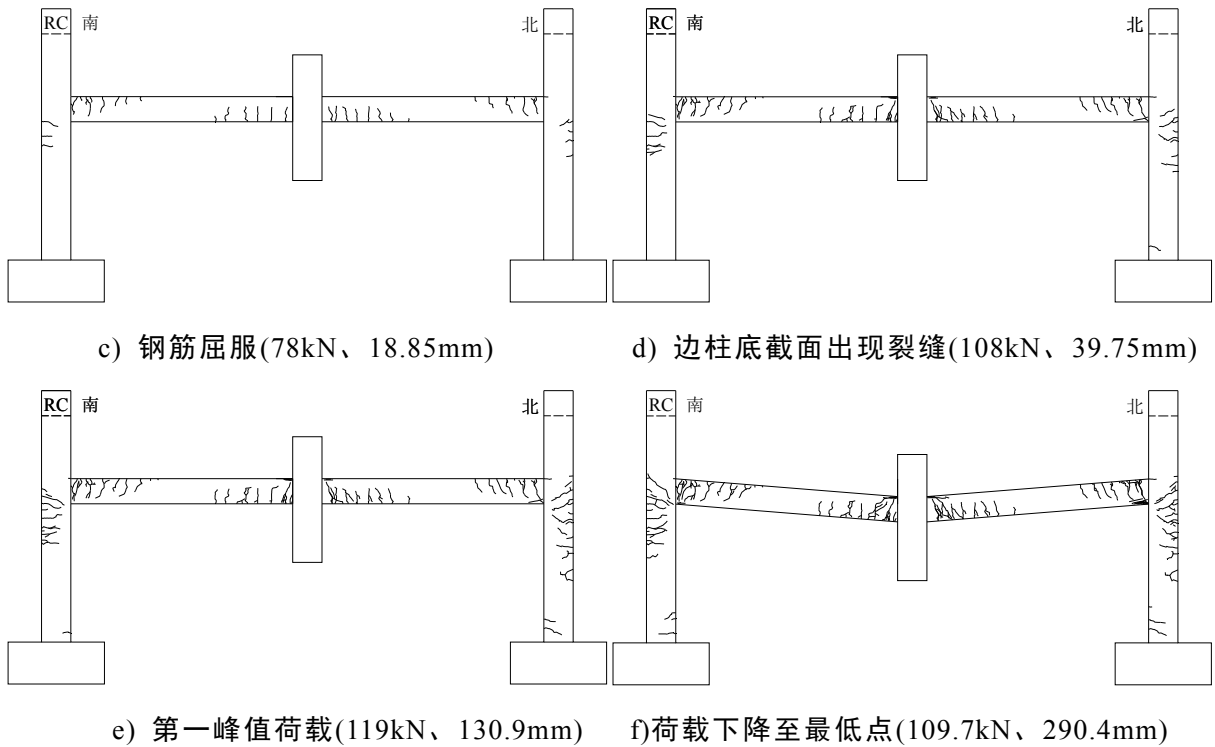


图 3.41 RC 试件拱效应阶段裂缝图

3.5.1.2 悬链线效应阶段裂缝图

图 3.42 为 RC 框架子结构悬链线效应阶段的裂缝发展图。图 3.42a)为边节点位移向框架外的移动转向框架内的移动的分界点，此时框架梁端裂缝沿梁高继续延伸，梁跨中截面没有出现明显的裂缝，梁端受压区混凝土表面出现起皮现象，南北框架梁裂缝图基本对称。框架边柱裂缝基本没有变化，这与框架边柱向外的位移减小有关。

中柱竖向位移到达 441.7mm 时，南侧框架梁靠近中柱处下部一根钢筋发生断裂，试件全身出现多条裂缝，南侧框架梁跨中出现数条沿梁高通长的裂缝，如图 3.42b)所示，北侧框架梁裂缝向跨中扩展，南北框架梁裂缝存在差异，不完全对称。框架边柱节点梁柱连接面处裂缝有所发展，南侧边柱柱底外侧出现一条裂缝，说明南侧边柱柱底由之前的受压变为受拉状态。图 3.42c)为北侧框架梁靠近中柱下部一根钢筋发生断裂时的裂缝图。钢筋断裂后，北侧框架梁跨中出现数条沿梁高通长的裂缝，南侧框架梁裂缝也有所发展。框架梁出现整体均匀受拉的裂缝图。框架边柱裂缝发展明显，边柱外侧裂缝向柱底方向扩展，南北两侧边柱柱底外侧出现多条受拉裂缝。中柱竖向位移为 507.6mm 时，靠近中柱处南侧框架梁下部第二根钢筋发生断裂，裂缝图如图 3.42d)所示。南北框架梁裂缝更加均匀，梁通长受拉，框架柱裂缝继续发展。

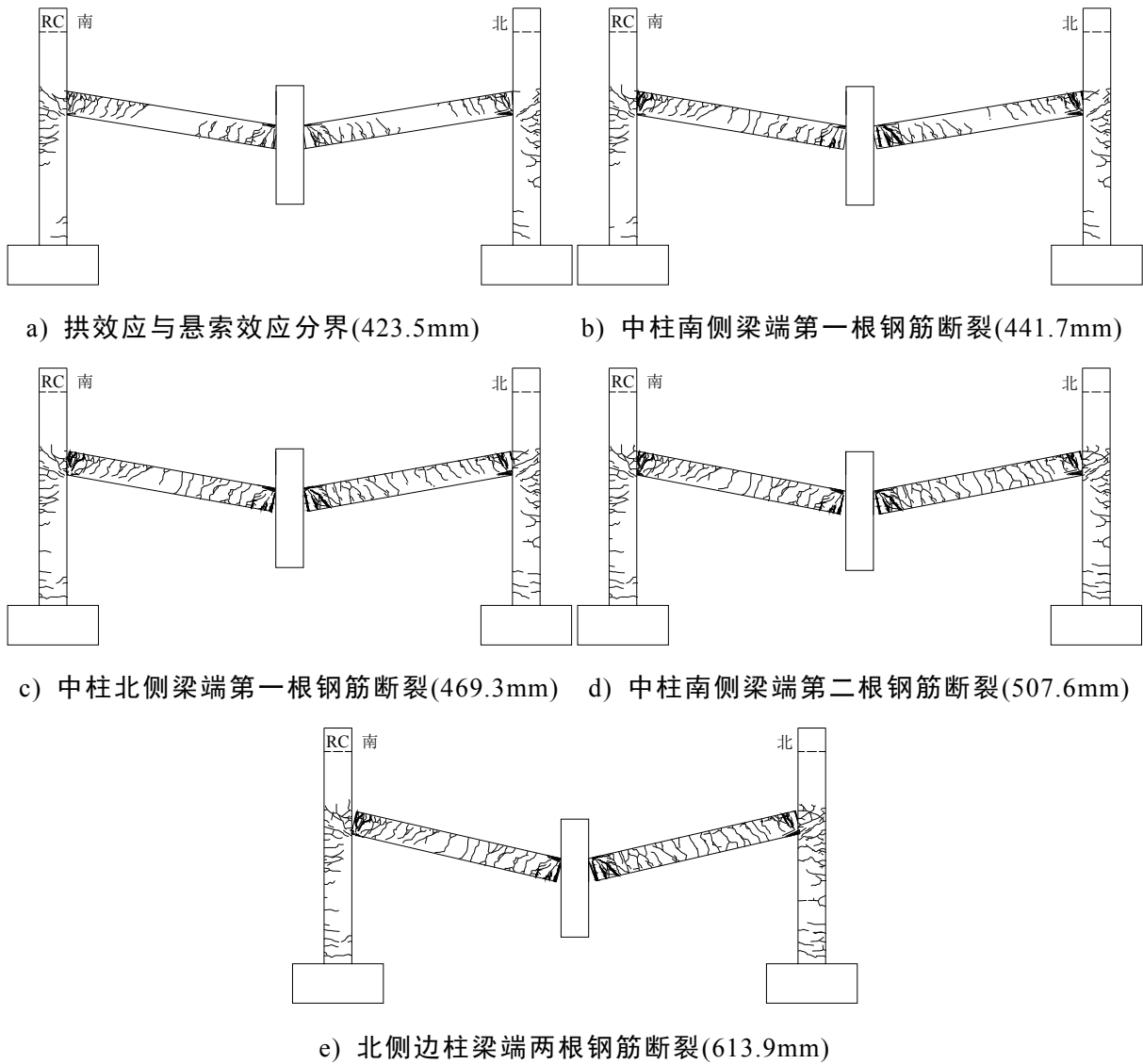


图 3.42 RC 试件悬索效应阶段裂缝图

图 3.42e)为 RC 试件破坏时裂缝图。可以看出，在整个框架梁身均出现了贯穿梁高的裂缝，尤其是在拱效应阶段没有出现裂缝的梁跨中 1/3 段也出现了裂缝，说明整根框架梁受到了沿梁轴的拉力。相比于南侧框架梁身裂缝，北侧梁身裂缝发展更加均匀、数目更多。在整个梁身区域出现比较均匀的裂缝，这种差异主要是中柱南北两侧梁钢筋断裂不对称造成的。南侧框架边柱的裂缝图中，与拱效应阶段裂缝所不同的是，梁柱节点区域出现了许多的交叉裂缝，并且柱身南侧又出现了多条裂缝，尤其是柱底截面处，由边柱北侧受拉变为南侧受拉，这是因为框架边柱节点向框架内部位移，试件由拱效应阶段转为悬链线阶段形成的。北侧边柱裂缝发展与南侧边柱有相同的规律，不同的是，北侧边柱梁柱节点下部区域有许多贯穿整根柱截面的裂缝。对比南北侧边柱裂缝图，可以看出，南北两侧边柱裂缝呈现对称性，说明在整个过程中，试件约束和受力均是对称的。

3.5.1.3 RC 试件破坏模式

图 3.43 为 RC 试件节点破坏模式。试件破坏时总共拉断 5 根钢筋，其中中节点南侧下端两根钢筋均被拉断，中节点北侧下端有一根钢筋拉断，北侧边节点上部两根钢筋断裂。梁端与框架柱的接触面处出现了很大的裂缝，尤其是靠近中柱处的梁柱接触面处，这是因为在此位置处梁钢筋被拉断后，混凝土迅速张开。靠近边柱梁端下部区域和靠近中柱梁端上部区域混凝土被压溃。

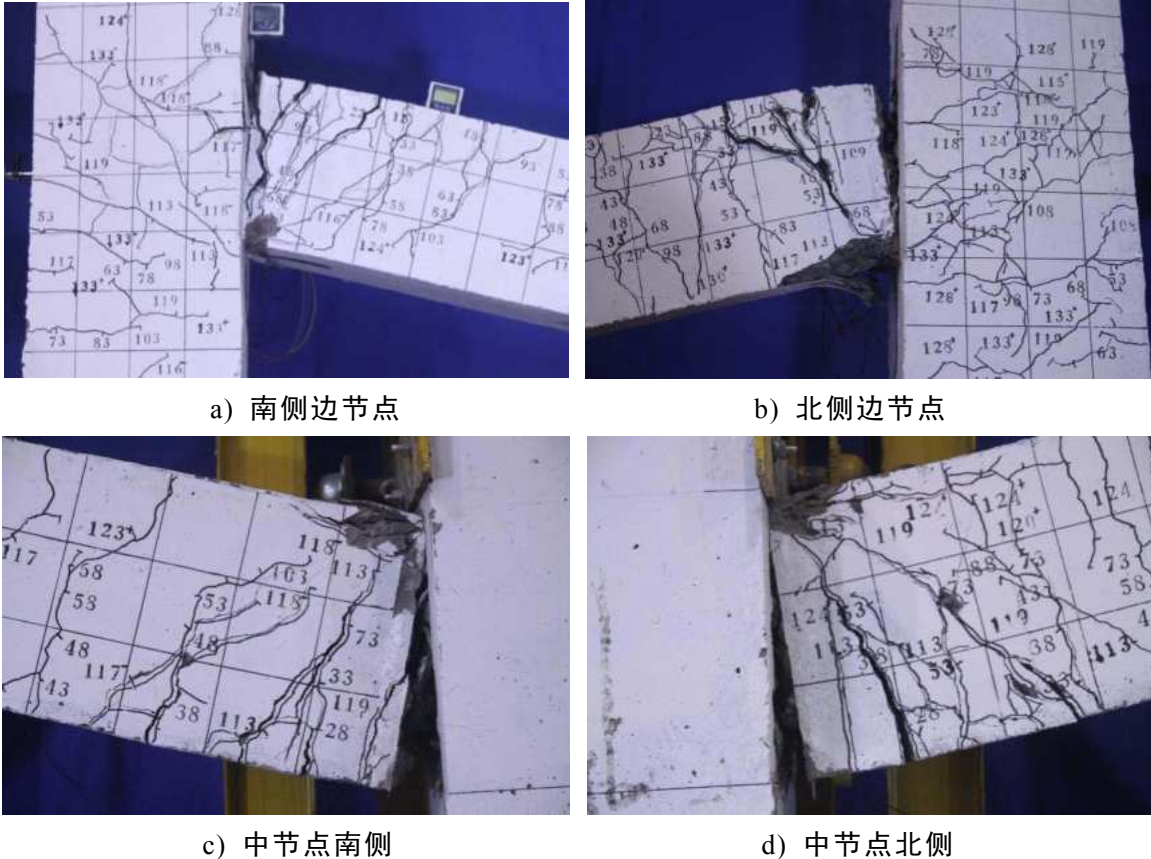


图 3.43 RC 试件破坏模式图

3.5.2 PC1 试件裂缝发展及试验现象

3.5.2.1 试件裂缝发展图

图 3.44 为 PC1 试件试验过程中的裂缝发展图。图 4.44a) 为试件各个位置开裂后的裂缝图。PC1 试件卸载至 18kN 时，试件南北两侧预制框架梁与中柱牛腿上表面的交接处出现了裂缝，此时中柱竖向位移为 2.9mm。在荷载为 22kN 时，靠近南侧边柱梁柱节点的框架梁上部出现裂缝，荷载为 26kN 时靠近北侧边柱梁柱节点的框架梁下部与牛腿连接面出现裂缝。荷载施加至 55kN 时，南北两侧边柱靠框架外侧（南边柱南侧，北边柱北侧）出现裂缝，其位置在梁柱节点区域下部，此时中柱竖向位移为 30.9mm。随着中柱施加荷载的继续增大，框架柱身裂缝继续延伸，施加荷载为 73kN 时北侧框架边柱靠近基础梁处出现裂缝，而南侧边柱相同位置处出现裂缝时中柱施加荷载为 83kN。其裂缝出现在靠近框架内侧(南边柱

北侧，北边柱南侧)。

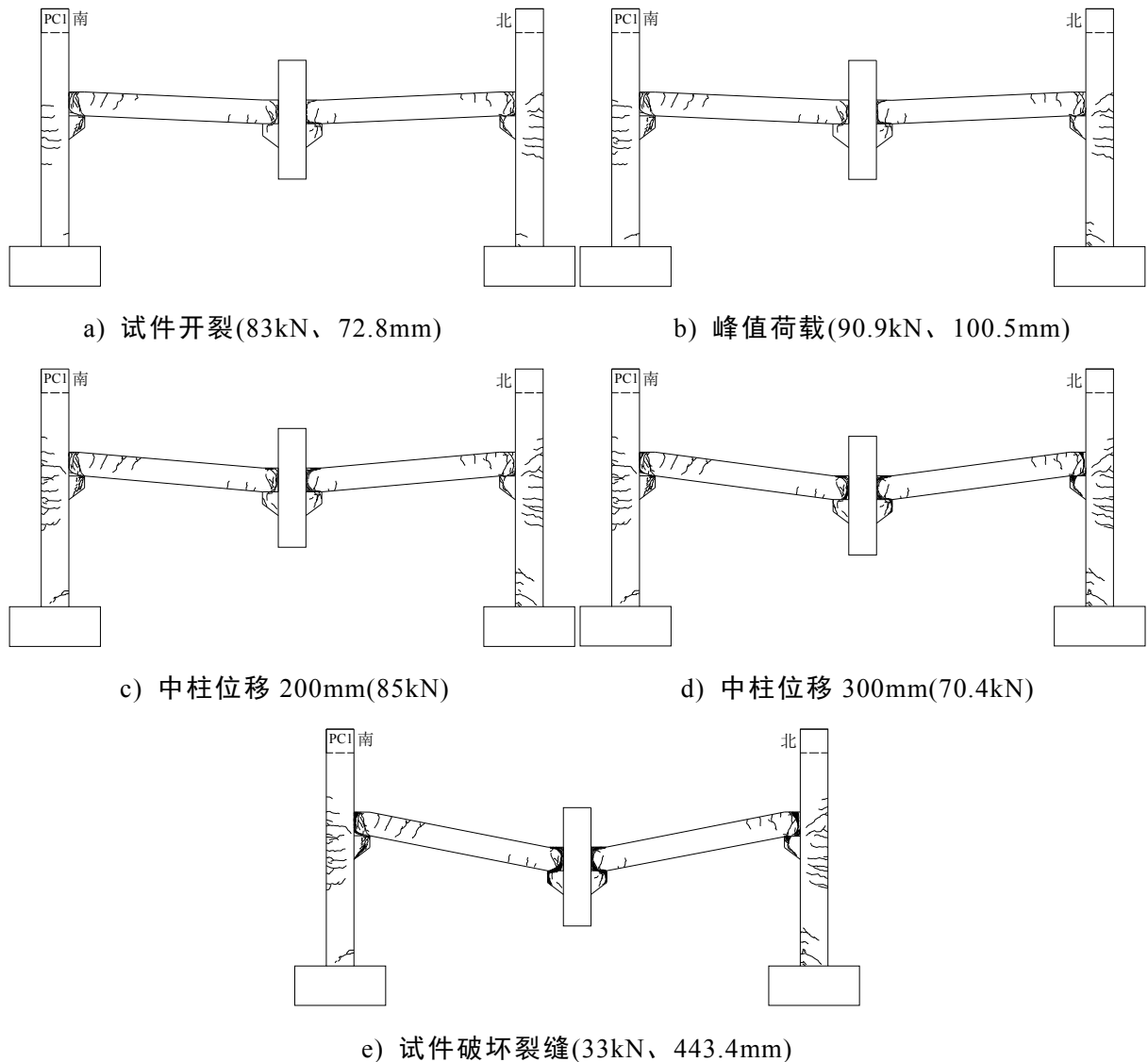


图 3.44 PC1 试件裂缝发展图

图 3.44b)为 PC1 试件峰值荷载点裂缝图。当中柱竖向位移为 100.5mm 时，中柱施加荷载到达峰值 90.9kN。预制梁柱交接面处梁端表面混凝土出现起皮现象，框架边柱裂缝延伸，南北两侧边柱柱底框架内侧裂缝数量变多、长度变长。图 3.44c)-d)分别为 PC1 试件中柱竖向位移为 200mm 和 300mm 时的裂缝图。在柱底截面位置处出现多条新的裂缝，且裂缝逐渐延伸。梁身没有出现太多新的裂缝，梁身变形主要集中的梁端节点，梁端主裂缝加宽。

图 3.44e)为 PC1 试件破坏裂缝图。中柱竖向位移 100.5mm 后，中柱施加荷载逐渐降低，梁柱连接节点弯矩传递能力降低，预制框架梁梁端混凝土逐渐被压溃，牛腿表面混凝土脱落。框架边柱外侧混凝土裂缝逐渐延伸，并有新的裂缝出现，而框架梁身的裂缝全部集中在梁端连接区。图中可以看出，整个框架梁身的裂缝并不多，没有贯穿于整个梁截面的裂缝，尤其是梁跨中 1/3 段，未出现裂缝，说明整根框架梁受力主要集中在梁端连接处，梁端与框架柱的接触面处的混凝土被完

全压溃，发生脱落。边柱外侧出现了多条裂缝，集中在牛腿上下位置处，说明边柱受到的框架梁的作用通过牛腿传递给边柱。牛腿外侧混凝土脱落。预制框架梁端混凝土被压溃，同中节点处梁端一样，边柱处梁端下部混凝土被压溃，并发生脱落。节点发生较大的转动，传递荷载的能力降低。

3.5.2.2 PC1 试件破坏模式

图 3.45 为 PC1 试件破坏模式图。中节点牛腿表面混凝土全部脱落，牛腿钢筋暴露。靠近中柱两侧的角型钢板被梁柱节点的转动挤压的发生翘起。边节点连接区混凝土完全破坏，发生脱落，整个框架梁端变成了可以发生转动的铰机构。除了梁端的混凝土破坏，其他位置处的混凝土裂缝没有发生很大的变化。在中柱竖向位移分别为 353.8mm、378.5mm、406mm 和 443.4mm 时南北两侧边柱与预制框架梁连接处，插梢钢筋被角型钢板陆续剪断，导致试件破坏。

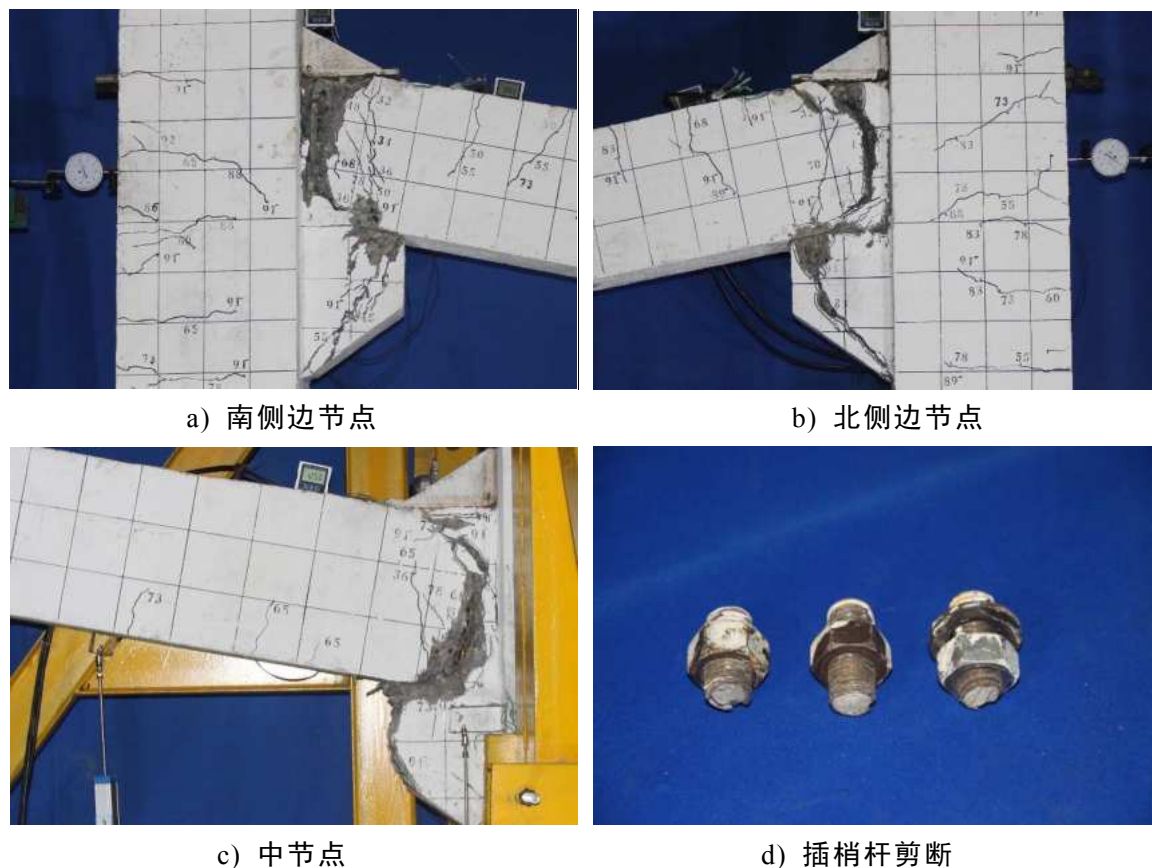


图 3.45 PC1 试件破坏模式图

3.5.3 PC2 试件裂缝发展及试验现象

3.5.3.1 压拱效应阶段裂缝图

图 3.46a)为 PC2 试件框架梁开裂图。PC2 试件卸载至 15kN 时，试件南北两侧预制框架梁与中柱牛腿外表面的交接处出现了裂缝，此时中柱竖向位移为 0.85mm。在荷载为 25kN 时，靠近南侧边柱节点的框架梁上部出现裂缝，靠近北

侧边柱节点的框架梁下部与牛腿上表面连接处出现裂缝。荷载加载至 30kN 时靠近北侧边柱节点的框架梁上部开裂。

荷载施加至 65kN 时，南北两侧边柱靠框架外侧对称开裂，其位置在边柱牛腿根部对应的截面处，此时中柱竖向位移为 25.25mm。牛腿为子结构压拱效应的拱脚位置，是荷载传递的路径。随着中柱施加荷载的继续增大，框架柱身裂缝继续延伸，施加荷载为 55kN 时北侧框架边柱柱底出现多条裂缝，而南侧边柱相同位置处出现裂缝时中柱施加荷载为 70kN，其裂缝出现在靠近框架内侧(南边柱北侧，北边柱南侧)，如图 3.46b)所示。

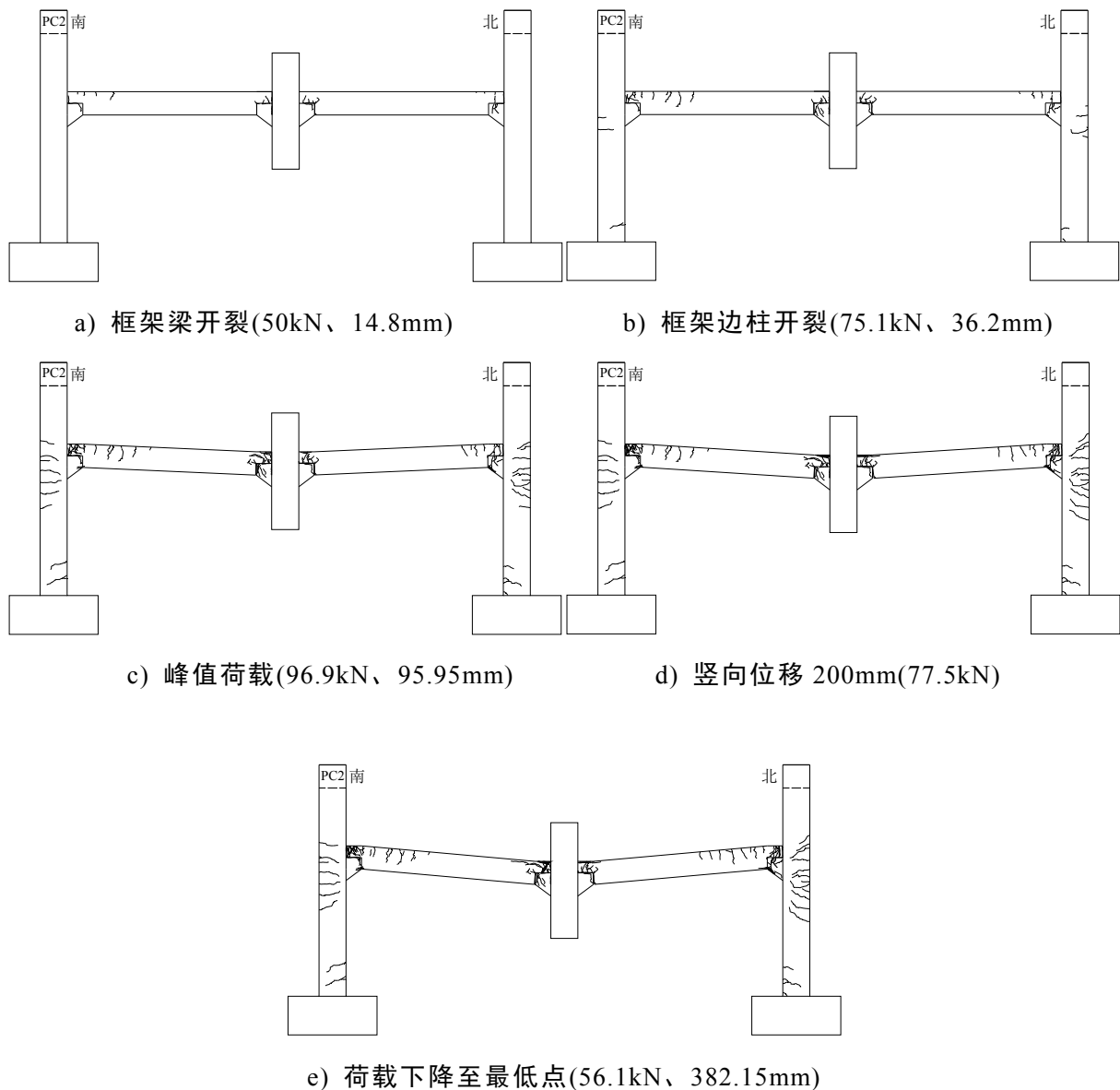


图 3.46 PC2 试件拱效应阶段裂缝图

当中柱竖向位移为 95.95mm 时，中柱施加荷载到达峰值 96.9kN，框架梁身裂缝继续延伸。如图 3.46c)所示，南侧框架梁梁端出现了多条裂缝，集中在梁端 300mm 范围内。牛腿出现斜向 45 度角裂缝，框架梁与牛腿连接面逐渐张开。北侧框架梁裂缝发展规律与南侧框架梁相同，但牛腿出现的裂缝明显少于中柱靠近

南侧的牛腿。南北两侧边柱的裂缝主要集中于牛腿及以下的位置，说明牛腿主要受压，是压力传递的主要路径；框架梁端裂缝集中在框架梁端上部受拉区域，相比较中节点梁端比较集中的裂缝，边节点梁端受拉区域范围更广，裂缝分布广。图 3.46d)为中柱竖向位移 200mm 时的裂缝图，北柱边节点梁端和柱端出现多条裂缝，南北框架梁梁端混凝土裂缝变多，靠近中柱梁端上部混凝土受压起皮。图 3.46e)，中柱位移为 382.15mm 时，中柱施加荷载降为最低点，边柱裂缝继续延伸，梁端混凝土裂缝相互交叉，企口处混凝土受压破坏，有混凝土渣掉落。梁身裂缝集中在梁端区域，梁跨中未出现任何裂缝；柱身裂缝主要集中于边柱节点外侧区域。

3.5.3.2 悬链线阶段裂缝图

当中柱竖向位移为 434.08mm 时，中柱施加荷载由峰值降为 63.3kN，框架梁身裂缝继续发展，裂缝出现区域约为框架梁端。牛腿与框架梁的连接面张开很大的间隙，角型钢板与牛腿之间的框架梁企口混凝土出现多条压溃裂缝。框架梁跨中 1/3 区域未出现裂缝，如图 3.47a)所示。框架边柱裂缝主要集中在梁柱节点及向下 1/2 柱高位置处，为边柱外侧受拉。边柱下端内侧同时出现了数条裂缝。

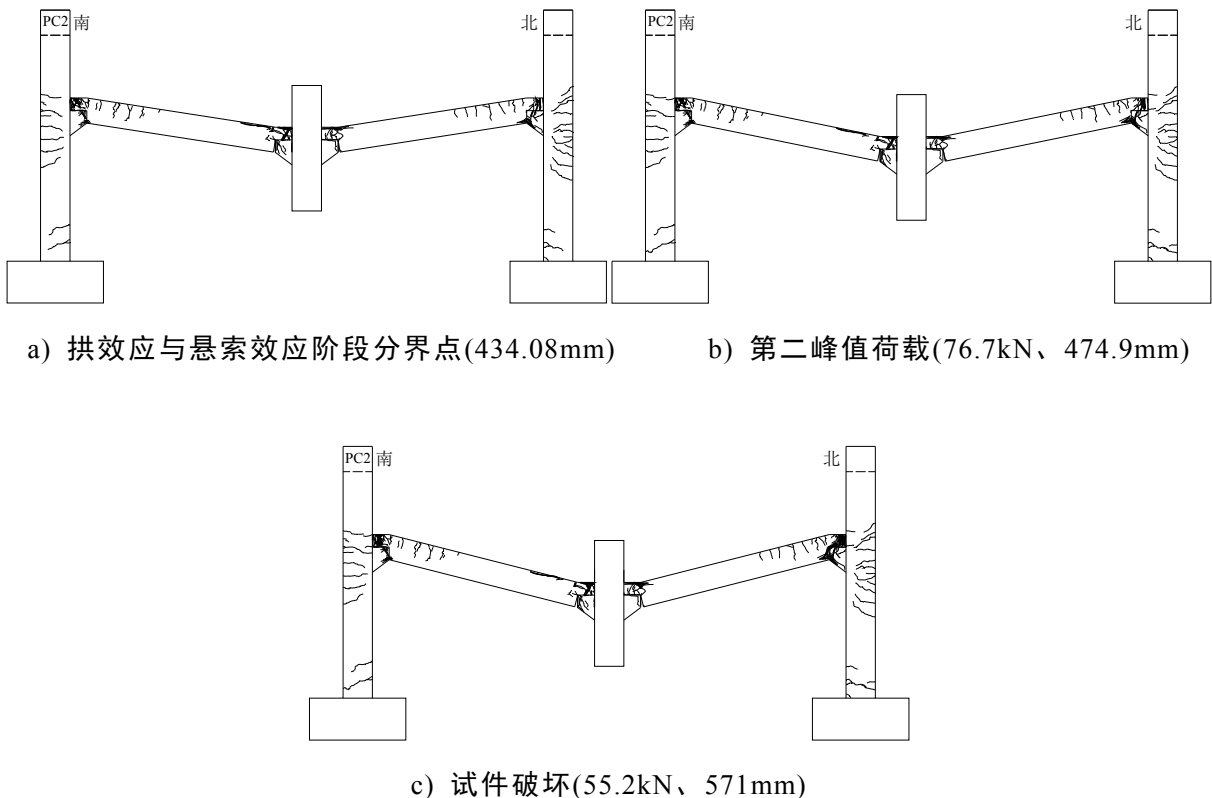


图 3.47 PC2 试件悬索效应阶段裂缝图

中柱竖向位移达到 474.9mm 时，施加荷载由最低点逐渐升高至第二峰值荷载 76.7kN。如图 3.47b)所示，子结构梁柱连接处发生破坏，预制框架梁端混凝土被压溃，牛腿外表面混凝土脱落。框架边柱外侧混凝土裂缝继续延伸，并有新的裂

缝出现，而框架梁身的裂缝全部集中在梁端连接处。随着中柱竖向位移的增加，牛腿表面混凝土全部脱落，牛腿钢筋暴露。靠近中柱两侧的角型钢板被梁柱节点的转动挤压发生翘起。

图 3.47c)为 PC2 试件最终破坏时的裂缝图，可以看出，整个框架梁身的跨中截面裂缝并不多，没有贯穿于整个梁截面的裂缝，尤其是梁身跨中 1/3 段，未出现任何裂缝，说明整根框架梁受力主要集中在梁端连接处。除了梁端的混凝土破坏，其他位置处的混凝土裂缝没有发生很大的变化。边柱外侧出现了多条裂缝，主要集中在牛腿上下位置处，说明边柱受到的框架梁的作用通过牛腿传递给边柱。

3.5.3.3 PC2 试件破坏模式

图 3.48 为 PC2 试件破坏时的裂缝图。牛腿外侧混凝土被压溃，有混凝土渣掉落。预制框架梁端混凝土被压溃，同中节点处梁端一样，边柱处梁端混凝土被压溃，发生脱落。中柱南北两侧框架梁下部企口与框架中柱牛腿的外接触面处的混凝土张开，只有牛腿与角型钢板之间的混凝土梁还有传递内力的能力。整个框架梁端变成了可以发生转动的铰机构。

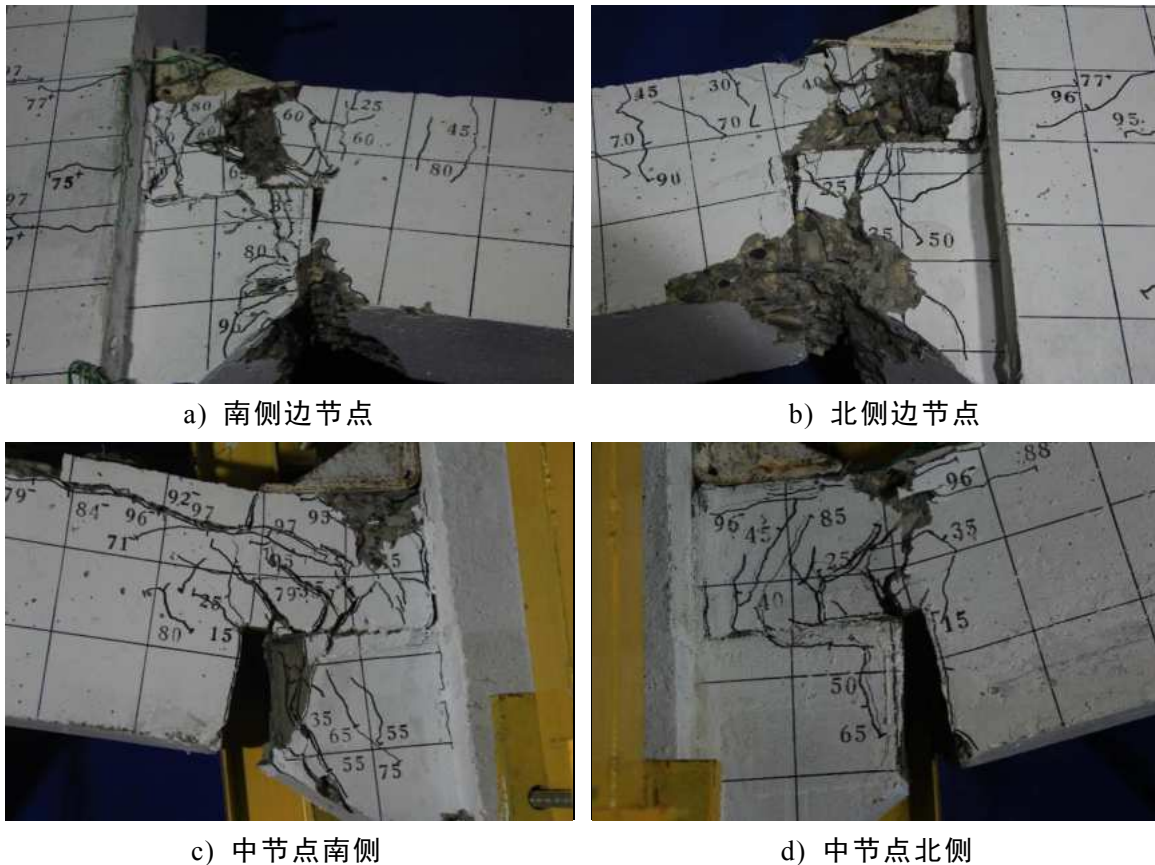


图 3.48 PC2 试件破坏模式图

3.6 梁柱构件局部转动

图 3.49 为框架子结构预制梁、柱端部局部转角测试示意图。

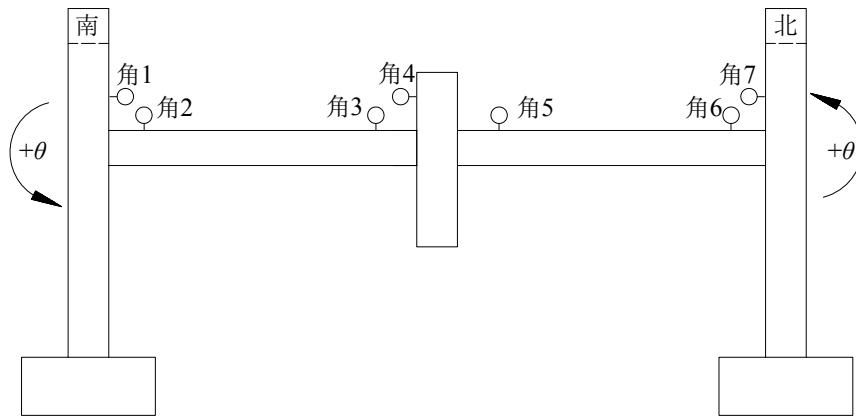


图 3.49 梁柱端局部转角测量示意图

试验过程中对框架柱端和框架梁端等关键点的局部转角进行了测量。图 3.50-图 3.52 分别为 RC 试件、PC1 试件和 PC2 试件的梁柱局部转角，其中梁端转角取绝对值，均为正，柱端转角逆时针方向为正，顺时针方向为负。由图 3.51 可以看出近中柱梁端和近边柱梁端转角相差不大，呈现沿中柱竖向位移的线性变化，最大极限转角为 12.7° 。框架柱在试验过程前中期转角很小，但在 430mm 之后，也就是进入悬索效应阶段，逐渐变大，尤其是框架中柱发生很大转动，并出现跳动现象，主要是因为近中柱框架梁端钢筋被拉断造成的。中柱最大倾斜角度为 1.85° 。

图 3.51 和图 3.52 为装配式试件的梁柱端部局部转角图。梁端转角均为沿中柱竖向位移的线性关系，柱端转角整个试验过程中变化很小。PC1 梁端极限转角为 9.25° ，PC2 梁端极限转角为 12.13° ，柱端转角均小于 0.6° ，中柱最大倾斜 0.5° 。比较三个试件的梁端转角大小，RC 试件最大，PC2 次之，PC1 最小，这与试件最终的竖向位移大小有关。从梁端转角刚度来看，现浇试件 RC 最小，明牛腿试件 PC1 最大。

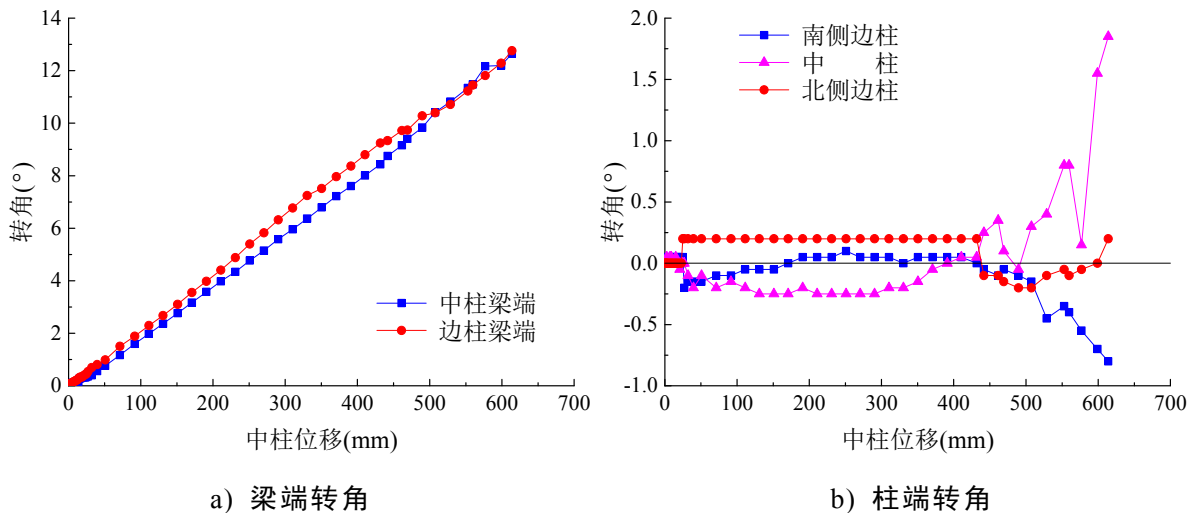


图 3.50 RC 试件梁柱端部局部转角图

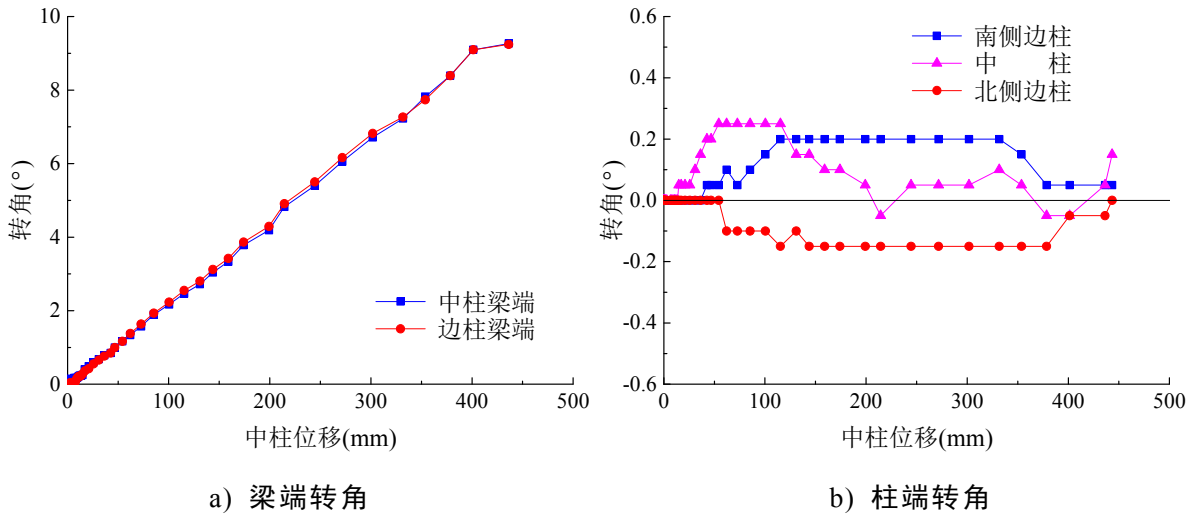


图 3.51 PC1 试件梁柱端部局部转角图

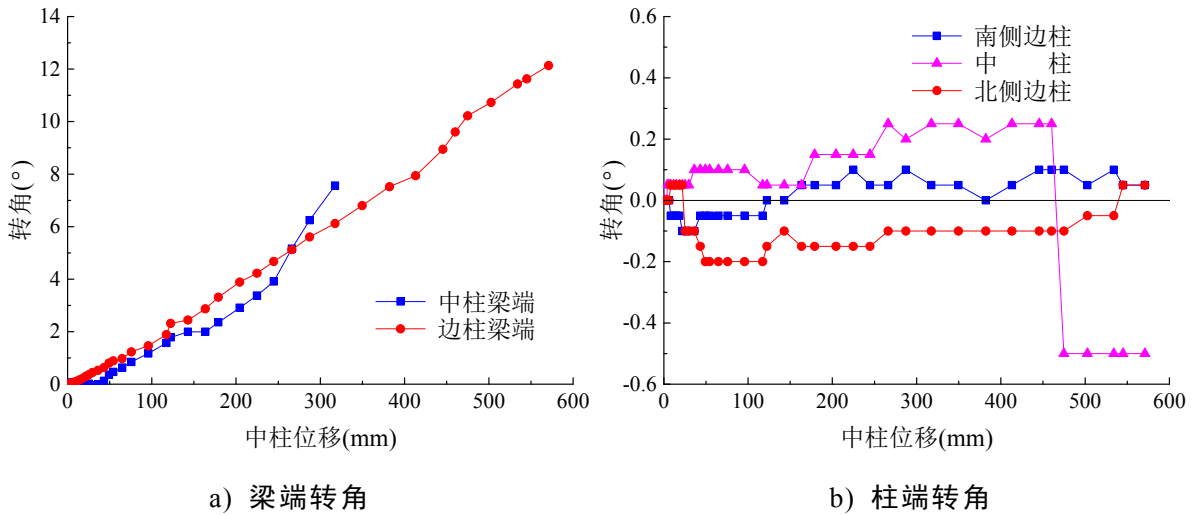


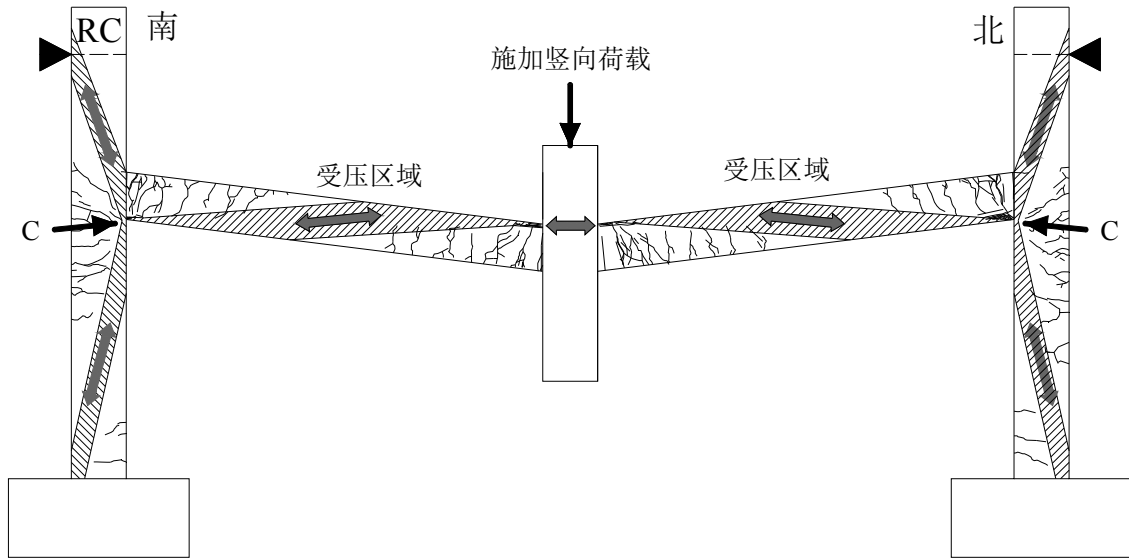
图 3.52 PC2 试件梁柱端部局部转角图

3.7 试验结果讨论

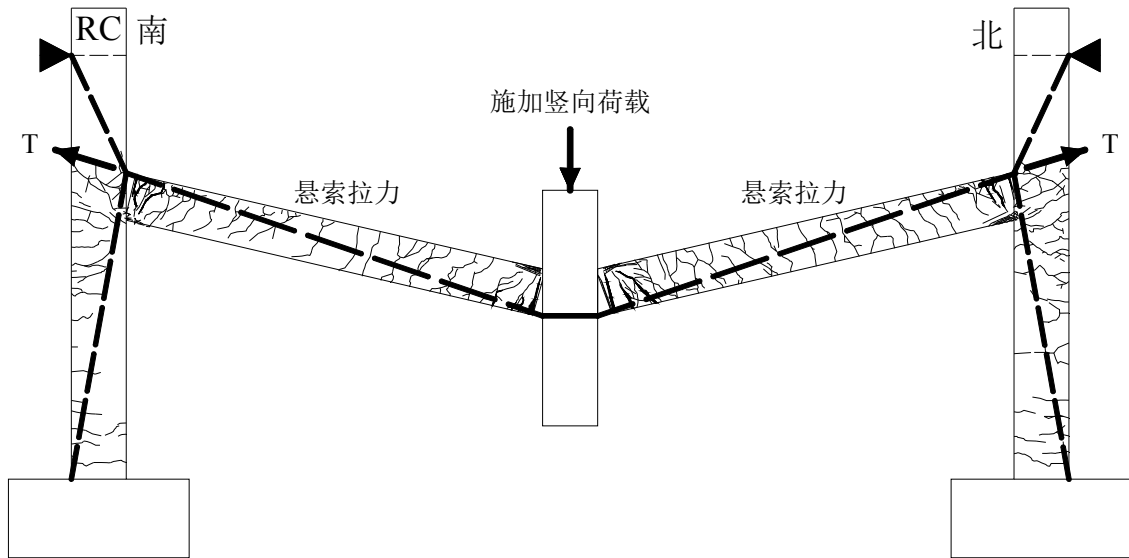
经过对三个中柱顶端竖向加载模拟中柱移除过程的拟静力试验结果包括荷载位移曲线、边柱位移曲线、局部应变和梁柱端部转动等的分析，荷载转换机制和传力路径已基本明确，这里将进一步阐述这种机制。

对于现浇 RC 试件，加载初期，框架梁身产生少数的受弯裂缝，但是这些裂缝并没有对试件总体刚度产生很大的影响，刚度没有明显的下降。由于试件南北框架边柱对框架梁的水平位移进行了约束，使得框架梁的刚度没有明显地减小，也正是这种约束才使得框架梁中产生了压拱效应，相似的结论在许多学者的研究中都有体现。框架梁刚度的下降主要开始于近中柱梁端下部钢筋和近边柱梁端上部钢筋发生屈服，即在中柱竖向位移增长速度保持在一个稳定值时，中柱承受荷载的增长速度变缓。RC 试件在中柱竖向位移 130.9mm 时达到第一次峰值荷载 119.2kN，在达到第一次峰值荷载之后随着中柱竖向位移的增加，中柱施加荷载逐

步减小。中柱竖向位移达 290.4mm，相当于一个梁高的位移时施加荷载降为最低点 109.7kN，此后荷载又逐步上升。当边柱节点水平位移回到初始位置时，悬索拉力开始发展，沿梁高的通长裂缝出现，框架梁跨中上下钢筋应变从受压变为受拉也可以证明这点。试件的破坏是由于近中柱梁端下部钢筋和近边柱上部钢筋被拉断，第二次峰值荷载为 145.3kN，出现在中柱竖向位移为 610mm。第二次峰值荷载大于第一次峰值荷载，荷载增大系数为 1.22。



a) 压拱机制传力图



b) 悬索机制传力图

图 3.53 RC 试件荷载转换机制图

以上描述的试件受力过程可以分为两个主要阶段，如图 3.53 所示，a)压拱效应阶段和 b)悬索效应阶段。压拱效应阶段主要是由于框架边柱对框架梁的水平受压约束，提高了框架梁刚度和荷载承受能力，其中钢筋屈服之前通常被称为弯曲作用，钢筋屈服至梁端混凝土被压溃称之为塑性铰阶段。悬索效应阶段主要由边

柱对框架梁轴向的受拉约束使得梁纵向受力钢筋全截面受拉，提高了试件承载能力。正如上面的描述，试件的极限破坏是梁端钢筋被拉断，但钢筋应变显示，梁跨中钢筋并没有发生屈服，这些破坏主要是梁端局部转动造成的，这说明框架的悬链线承载能力主要由梁端的转动控制。

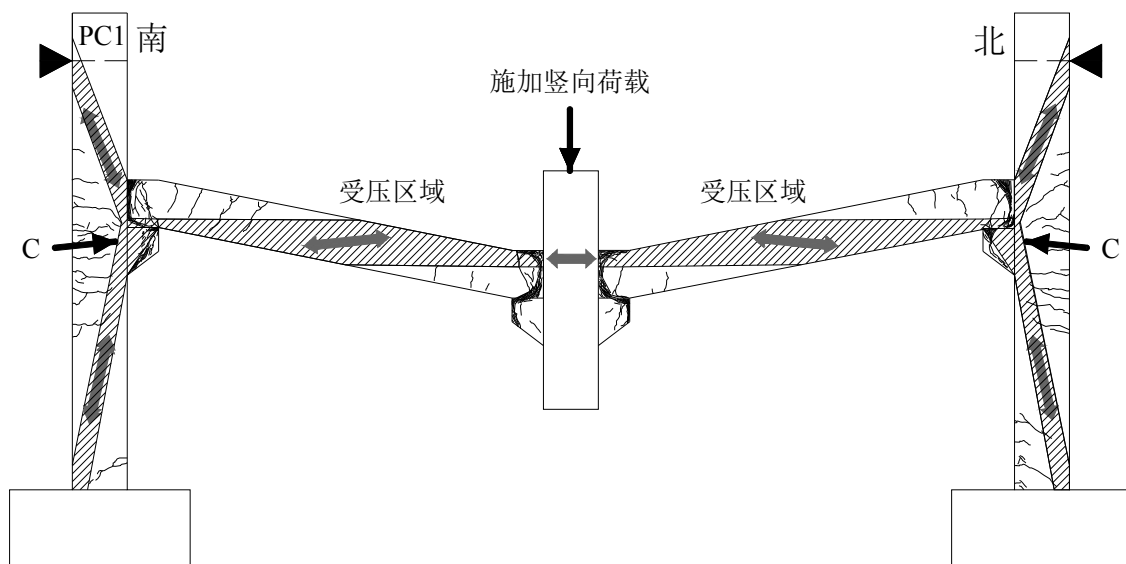
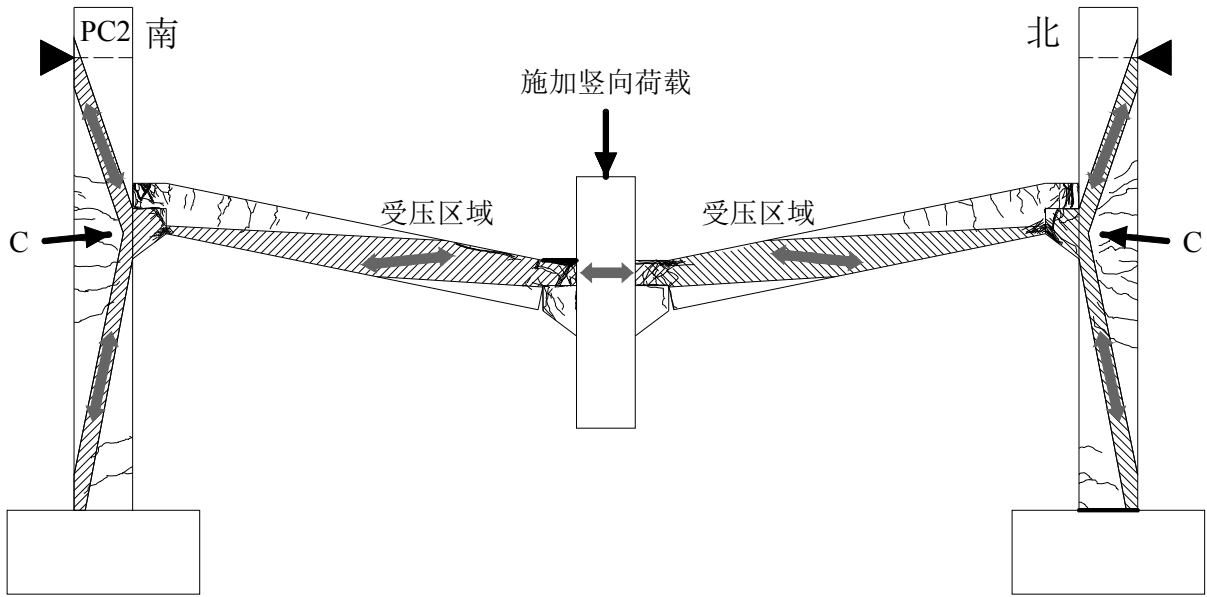
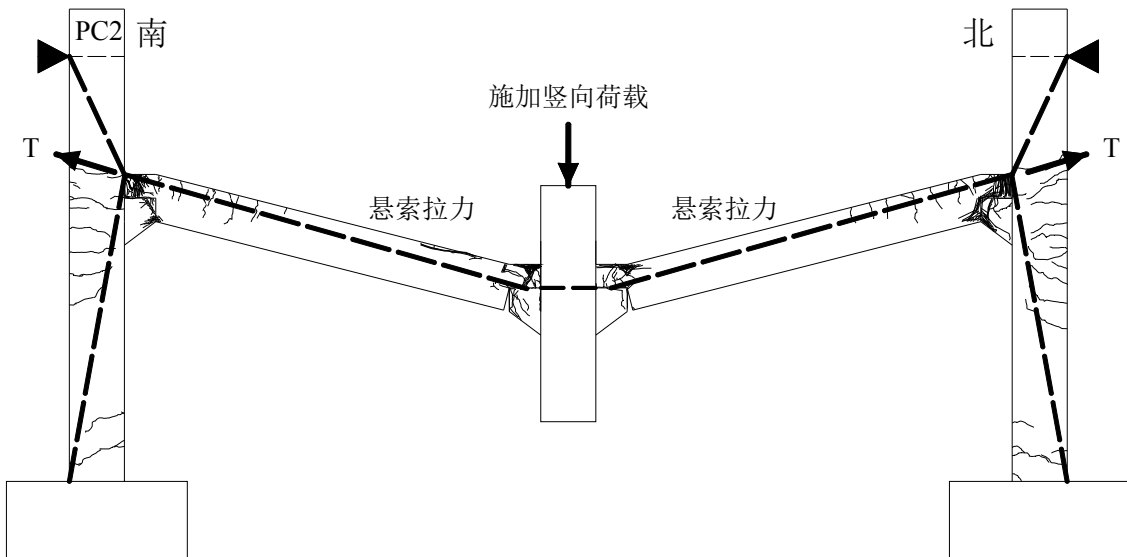


图 3.54 PC1 试件荷载转换机制图

对于装配式试件，受力过程明显不同于现浇试件，PC1 为明牛腿连接，PC2 为暗牛腿连接。试验前期，框架梁裂缝发展很少，主要集中在拼接面周围，包括梁柱交接面和牛腿与框架梁的交接面。随着中柱竖向位移的增加，靠近中柱梁端下部混凝土受拉上部混凝土受压，框架梁与中柱的连接面处上部由插梢杆抗剪和混凝土受压提供水平压力，下部有插梢杆与混凝土的作用传递拉力；靠近边柱梁端上部混凝土受拉下部混凝土受压，在框架梁与边柱的连接面处，梁端上部主要由插梢杆的抗剪传递纵向钢筋拉力，下部有牛腿提供支撑力。由于南北两侧框架边柱的约束，使预制框架梁不能轴向伸缩，提高了试件的承载能力。试件 PC1 在中柱竖向位移为 100.5mm 时达到峰值荷载 90.9kN，而试件 PC2 则在中柱竖向位移为 95.95mm 时达到第一峰值荷载 96.9kN。峰值荷载之后随着中柱竖向位移的增加中柱施加荷载逐渐降低。PC1 试件在中柱位移为 350mm-443mm 之间边柱连接处陆续有四根插梢杆被剪断，试件破坏。相比于 PC1 的插梢杆剪断破坏，PC2 在整个过程中插梢杆都没有被剪坏。PC2 在荷载降为最小值之后又有一个上升期，在中柱位移为 474.9mm 时达到第二峰值荷载 76.2kN，为第一峰值荷载的 0.77 倍。整个试验过程中，装配式试件的裂缝发展与 RC 不同。框架梁的裂缝主要集中在梁端区域，梁跨中区域没有出现裂缝，没有出现沿梁高通长的裂缝，所有的变形都集中在梁端区域，框架梁如刚体转动。边柱裂缝在试验前期与 RC 试件相似，试验后期的破坏裂缝少于 RC 试件，主要是装配式试件悬索效应发展不明显，框架梁对框架边柱的拉力不够大，边柱的变形不够明显。



a) 压拱机制传力图



b) 悬索机制传力图

图 3.55 PC2 试件荷载转换机制图

图 3.54 和图 3.55 分别为装配式试件 PC1 和 PC2 受力过程荷载转换示意图。装配式试件梁柱连接像铰接。但是框架梁的变形使得框架边柱向框架外移动，产生了压拱效应，由于梁纵向钢筋没有通长有效的连接，钢筋强度发展有限，受力集中在插梢杆本身。PC1 在拱效应之后承载能力迅速降低，发生破坏。而 PC2 在拱效应阶段之后南北边框架柱产生了向框架内部的移动，进入悬索效应阶段，承载能力再次升高，出现第二次峰值荷载，PC2 最终破坏是由于框架梁企口混凝土被压溃。装配式试件的破坏集中在梁柱连接处，插梢杆的强度与混凝土抗压强度是直接影响装配式试件承载能力的关键因素。

3.8 本章小结

本章对三个混凝土框架子结构抗连续倒塌试验的结果进行了整理分析，对包括极限荷载、极限位移、破坏模式等结果进行了探讨研究，可以得到以下结论：

(1) 通过对三个试件结果的分析，揭示了子结构在移除中柱过程中的受力性能和荷载转换机理。现浇试件整个受力过程包括压拱效应阶段和悬索效应阶段，尤其是悬索效应阶段的发展，为结构提供第二次防倒塌保障；而装配式试件 PC1 在中柱移除过程中主要经历了压拱效应一个阶段，虽然 PC2 有短暂的悬索效应发展，但其承载力不及现浇试件。

(2) 现浇试件承载能力高于装配式试件，尤其是悬索效应峰值较拱效应峰值提高 22%，大大增强了结构防连续倒塌能力。装配式试件 PC1 和 PC2 承载力分别为 RC 试件拱效应峰值的 76%和 81%。相比极限位移，装配式试件的极限位移仅为现浇试件极限位移的 72%和 77%，装配式试件延性不足。

(3) 现浇试件最终的破坏模式是梁端钢筋被拉断，不能继续承载，钢筋性能得到充分的发挥。PC1 试件最终破坏是由于梁端连接区插梢杆被剪断，失去承载能力，PC2 则是由于梁端连接区混凝土被压溃脱落，无法承载。装配式试件的受力和变形主要集中在连接节点，框架梁跨中裂缝和变形较少。

第4章 全装配式框架结构试件有限元模拟分析

数值模拟是结合有限元概念，通过数值计算和图像显示的方法，达到对工程问题和物理问题乃至自然界各类问题研究的目的。数值模拟可以理解为在计算机上做试验，省去现实实验室模型制作的过程，效率更高，适用范围广。ABAQUS 是一款分析能力强、应用范围广的有限元软件，不仅可以高效地处理静态和准静态的分析，对于模态分析、瞬态分析、高度接触分析和冲击撞击分析都能简便精确的分析。

ABAQUS/Explicit 的显示分析求解器，适用于分析短暂的、瞬态的动力事件以及冲击和其他高度不连续问题。除此之外，对于处理复杂接触条件的高度非线性问题非常有效，能够自动找出模型中各部件之间的接触对，高效地模拟复杂接触。与 Standard 分析求解器最大不同在于其无需在每个增量步求解耦合方程和生成结构总刚，它的求解方法是在短暂的时间增量内逐步推出结果。在求解复杂的接触问题时，显示过程相对于隐式过程的优势是不存在收敛问题。

4.1 非线性有限元模型的建立

为了研究装配式梁柱连接节点的受力性能和框架结构防连续倒塌的受力性能，基于前述静力试验结果，利用 ABAQUS/Explicit 软件，本文建立了精细化有限元显示分析模型，对试验过程进行了准静态分析，包括试件的裂缝开展、承载能力和极限位移等。以此分析装配式框架结构在框架中柱失效过程中荷载转化路径的变化和抵抗连续倒塌的机理，并通过有限元模型模拟分析对梁柱节点连接进行优化设计，使其在抗连续倒塌方面有很好的受力性能。

4.1.1 材料本构的选取

4.1.1.1 混凝土本构模型

ABAQUS 模型中有三种混凝土本构模型，分别为弥散裂缝模型、脆性破裂模型和塑性损伤模型。塑性损伤模型，又称 CDP(concrete damaged plasticity)材料模型，该模型是连续的、基于塑性的混凝土损伤模型，采用各向同性弹性损伤及各向拉伸和压缩塑性理论来表征混凝土的非线性行为^[84]。混凝土的损伤包括受拉开裂和受压压溃两种主要的破坏模式，分别由受拉和受压的等效塑性应变控制。

CDP 模型的基本理论如下：

(1) 应力-应变关系

CDP 模型应力应变关系为有效应力和弹性应变之间的关系，表达式如下：

$$\sigma = (1-d)D_0^{el} \cdot (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el} \cdot (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (1)$$

式中： D_0^{el} -材料的初始无损刚度；

D^{el} -材料有损刚度；

d -材料刚度损伤变量，其值在 0（无损）到 1（全完损伤）之间变化。

(2) 屈服面函数

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} [\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \times \langle \bar{\sigma}_{\max} \rangle - \gamma \langle -\tilde{\sigma}_{\max} \rangle] \sigma_c(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \leq 0 \quad (2)$$

式中： $\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c-1}$ 和 $\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}$ 为无量纲材料常数；

\bar{p} -有效静水压力， $\bar{p} = -\frac{1}{3}\bar{\sigma} : I, I$ 为应力不变量；

\bar{q} -mises 等效应力， $\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}\bar{S} : \bar{S}}$, \bar{S} 为有效应力张量的偏量部分；

$\tilde{\sigma}_{\max}$ - $\bar{\sigma}$ 的代数最大主值；

$\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}^{pl})} (1-\alpha) - (1+\alpha)$, $\bar{\sigma}_c$ 和 $\bar{\sigma}_t$ 分别为有效拉、压内聚力。

(3) 流动法则。本模型采用基于 Drucker-Prager 流动面的非关联流动法则：

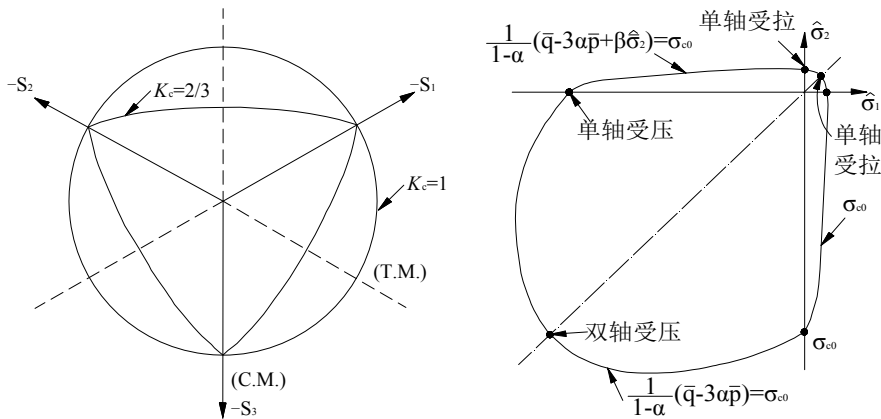
$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \lambda \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (3)$$

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{t0} \tan \varphi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \varphi \quad (4)$$

式中， φ - p - q 面内高围压时的膨胀角；

$\bar{\sigma}_{t0}$ -单轴抗拉强度；

ϵ -势函数偏心率，描述势函数向其渐近线逼近的速度。



a) 偏平面上屈服面形状与 K_c 的关系

b) 平面应力屈服面

图 4.1 混凝土塑性损伤模型图

表 4.1 列出了定义 CDP 模型的五个参数的取值。

表 4.1 CDP 模型基本参数^[84]

参数名称	取值
膨胀角 Ψ	30
流动势偏移量 ϵ	0.1
双轴极限抗压强度与单轴极限抗压强度之比 σ_{b0}/σ_{c0}	1.16
拉伸子午面上与压缩子午面上的第二应力不变量之比 K_c	0.6667
粘性系数 μ	0.0005

本文采用图 4.1 所示的单轴应力-应变关系曲线为混凝土本构模型，这是我国规范《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)^[79]推荐的本构曲线，包括混凝土单轴受压和单轴受拉应力应变曲线。混凝土抗压强度按照试验实际测试取值，泊松比取为 0.2，密度取为 $2.4 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ 。

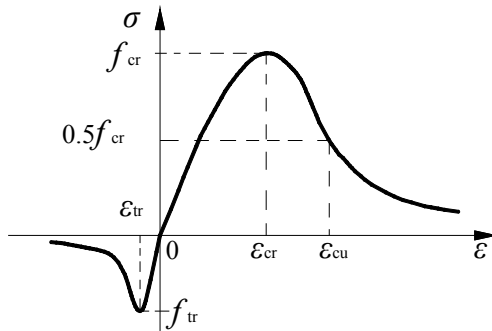


图 4.1 混凝土应力应变曲线

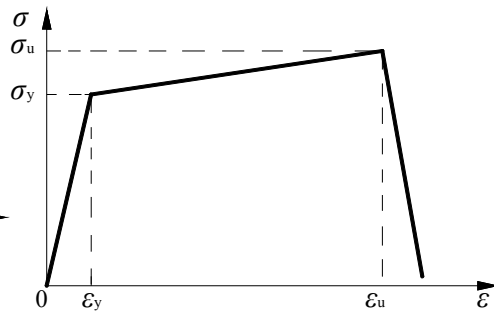


图 4.2 钢筋应力应变曲线

4.1.1.2 钢筋本构模型

钢筋采用 ABAQUS 自带的等向弹塑性线性模型，选取三折线线性强化本构模型，考虑钢筋屈服后的强化段和钢筋拉断后的下降段，如图 4.2 所示。试件箍筋本构采用理想弹塑性模型。钢筋弹性模量取为 $2 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ ，泊松比取为 0.3，密度取为 $7.8 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ ，屈服应力和极限强度均按照实际测试结果选取，见表 2.2。

4.1.1.3 其他材料本构模型

建模过程中除了最为重要的混凝土和钢筋外，还有用于连接的高强螺杆和锚固钢板。为了简化计算，二者均采用二折线线性强化模型。弹性模量和泊松比分别取为 $2 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 和 0.3，密度取为 $7.8 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ 。

4.1.2 建模过程

4.1.2.1 模型单元介绍

本文采用 ABAQUS/Explicit 建立显示分析模型，模型中混凝土采用的三维六面体减缩实体单元 C3D8R 是一种常用的能较好模拟混凝土三维受力实体单元，钢筋采用三维二节点桁架单元 T3D2，这种单元只能承受拉力，不能承受弯矩，用

它来模拟受拉为主钢筋比较合适。连接梁柱的插梢杆实为钢筋，但是为了考察其在受力过程中的应力等的变化，将其设置为实体单元。所有连接所用的锚固钢板均采用实体单元。试验过程中得知，边柱上端反弯点处的弹性约束根据试验测得的水平反力和水平位移之间关系，在模型中采用弹簧单元模拟这种约束机构。

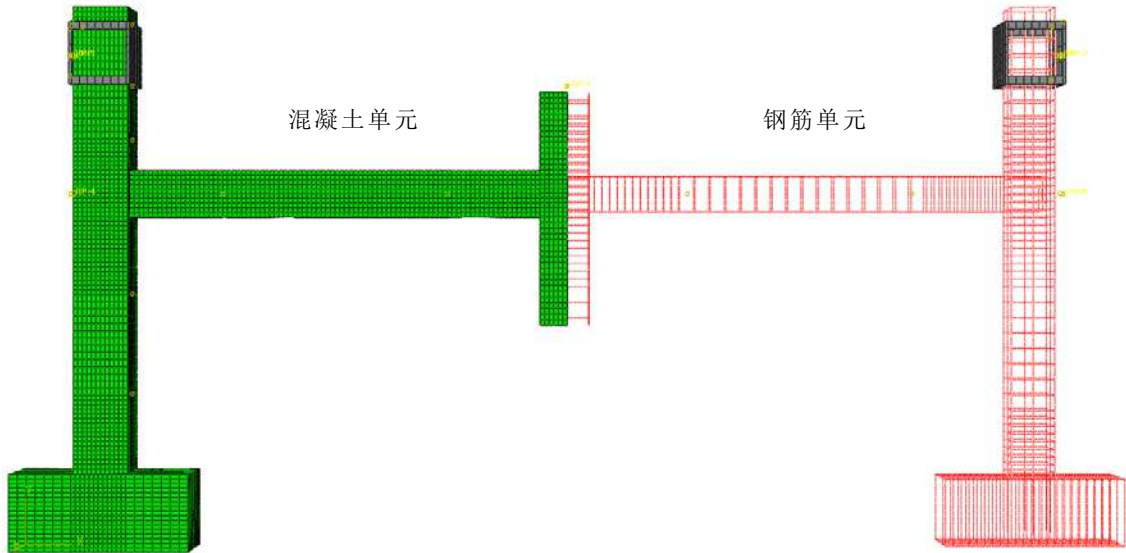
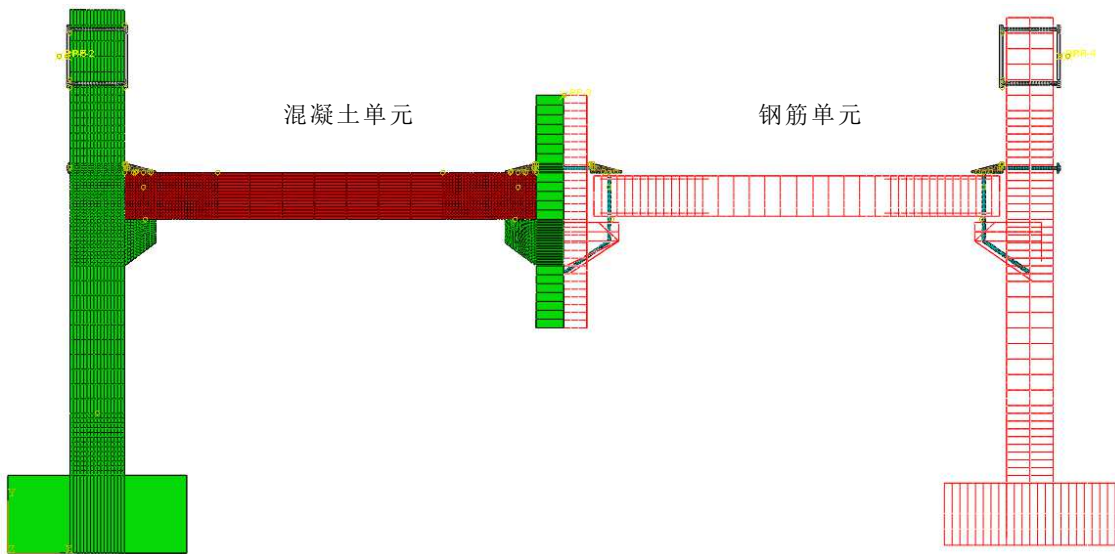
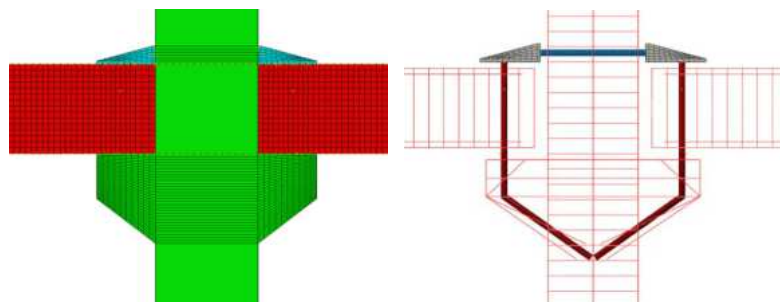
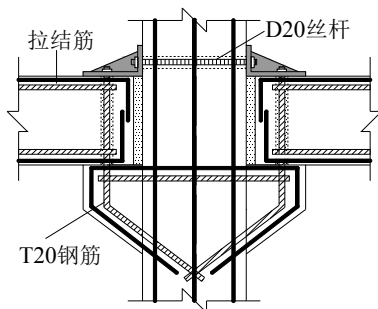


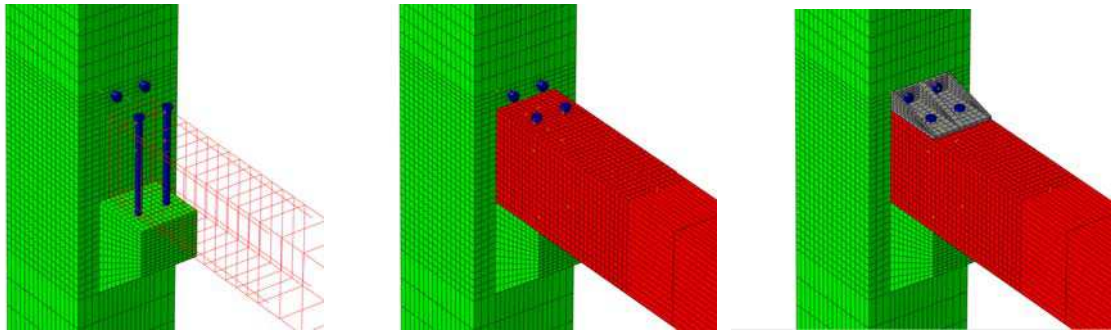
图 4.3 RC 试件有限元模型图



a) 混凝土和钢筋单元网格

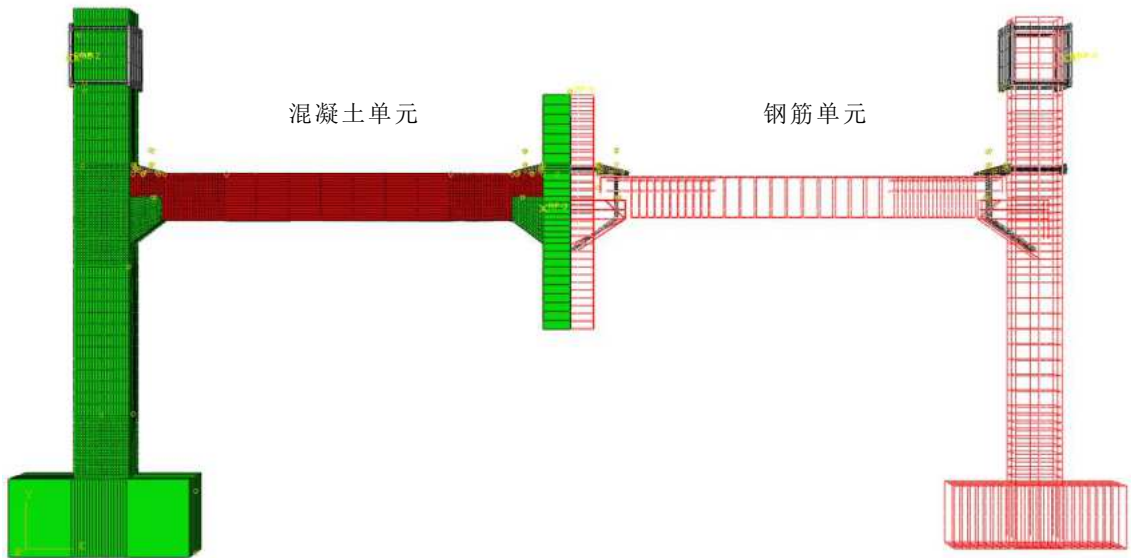


b) 明牛腿节点模型

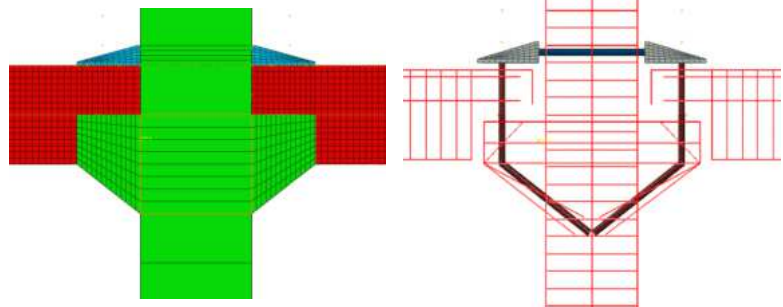
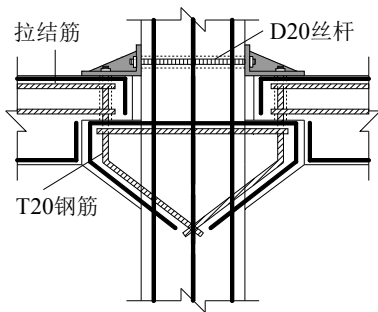


c) 明牛腿节点安装图

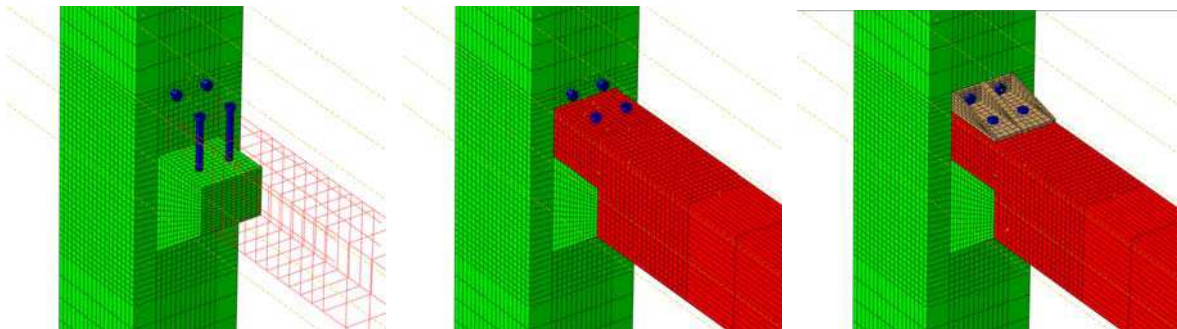
图 4.4 PC1 试件有限元模型图



a) 混凝土和钢筋单元网格



b) 暗牛腿节点模型



c) 暗牛腿节点安装图

图 4.5 PC2 试件有限元模型图

图 4.3 为作为对比的 RC 试件有限元模型图，框架梁和框架柱节点区域混凝土单元网格取为 30mm，框架柱中部位置混凝土单元网格取为 50mm；钢筋单元网格取为 50mm。为了简化计算，节约计算成本，装配式试件 PC1 和 PC2 混凝土单元网格在梁柱节点区域采用 20mm，而在梁跨中和柱中部区域为 200mm；钢筋单元网格大小均为 50mm，网格采用结构化网格划分技术。图 4.4-4.5 分别为试件 PC1 和 PC2 试件的有限元模型图，包括整体模型、节点模型和节点安装图。钢筋骨架通过 EMBED 命令嵌入到混凝土中，这种方式能够很好地模拟钢筋与混凝土一起受力的性能。

4.1.2.2 边界条件介绍

试验过程中，边柱柱底设置了用于固定试件的地梁，地梁通过上面压梁的作用保持其竖向的约束，又通过水平钢梁和填充混凝土的作用保持其水平的约束。试验结果显示，地梁水平与竖向的位移很小，可以忽略，故在有限元模型中地梁采用完全固支约束。

节点连接形式中，高强螺杆和角型钢板的连接、插梢杆上端与角型钢板的连接均采用高强螺栓连接，没有滑移和错动，在有限元模型中采用 Tie 绑定约束来模拟这种螺栓连接。

边柱上端反弯点处钢板对混凝土柱的约束采用刚体约束。钢架对反弯点约束采用弹簧约束，根据试验测得的水平反力和水平位移之间关系确定弹簧的刚度。PC1 试件、PC2 试件和 RC 试件分别采用 11.5kN/mm、11.1kN/mm 和 9.1kN/mm。

模型中所有接触切向均采用罚函数，罚函数系数为 0.4^[85]，法向采用硬接触。

4.1.2.3 加载过程介绍

对于准确和高效的准静态分析，加载曲线要求尽可能的光滑。采用 ABAQUS 中 Smooth Amplitude 加载表，自动地创建一条光滑的载荷幅值。其一阶和二阶导数是光滑的，在每一组数据点上，它的斜率都为零，可以采用此曲线进行位移加载，加载曲线如图 4.6 所示。模型中在与模型中柱上端面耦合在一起的参考点上施加竖直向下的位移，模拟拟静力中柱移除试验的加载过程。

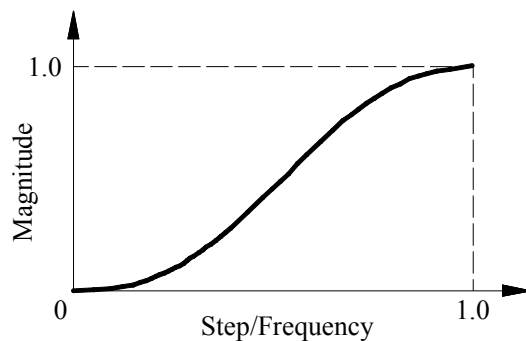


图 4.6 模型加载曲线

4.2 模拟结果

本文共对三个试验试件进行了有限元精细化模拟，包括现浇试件 RC 和装配式试件 PC1 和 PC2。通过对试验试件的有限元模拟，对装配式连接形式进行优化设计，使其受力更为合理、可靠。本文将对试验过程和模拟过程的承载能力、变形能力和破坏形式进行比较。

4.2.1 RC 试件模拟结果

ABAQUS/Explicit 显示分析最重要的是判断数值结果的稳定，能量平衡是评估其结果是否合理可靠的重要参考。总能量是指全过程中能量的总和，包括内能、动能等。内能包含可恢复的弹性应变能，非弹性耗散能等，动能则是由于动力效应产生的能量。在 ABAQUS 中，为了保证数值结果的有效应，通常要求动能与内能的比值不超过 5%。

RC 试件在整个模拟过程中总能量维持在零点左右，模拟过程中动能和内能的变化趋势见图 4.7，由图可见，动能远远小于内能，动能最大时与内能的比值为 0.032，说明模拟过程中产生的动能较小，惯性力的影响可以忽略，认为此过程达到准静态过程，模拟过程可靠。

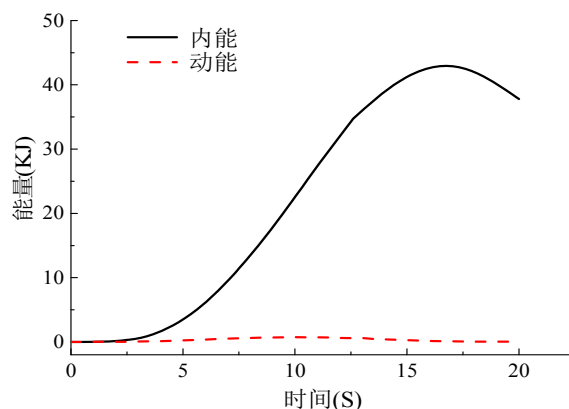


图 4.7 RC 试件能量变化图

图 4.8 为 RC 试件模拟曲线对比，本文共提取了两条曲线进行对比结果，分别为荷载位移曲线和边柱梁柱节点水平位移曲线。a) 为 RC 试验和模拟荷载位移曲线对比，由曲线可知，模拟曲线与试验曲线吻合良好，曲线趋势和关键点的荷载位移值均相差很小，基本重合。b) 为 RC 试验和模拟边节点水平位移曲线对比，由图可知，模拟的边节点水平位移与试验曲线趋势相同，模拟曲线在向外的位移略小于试验结果，向内的位移略大于试验结果。

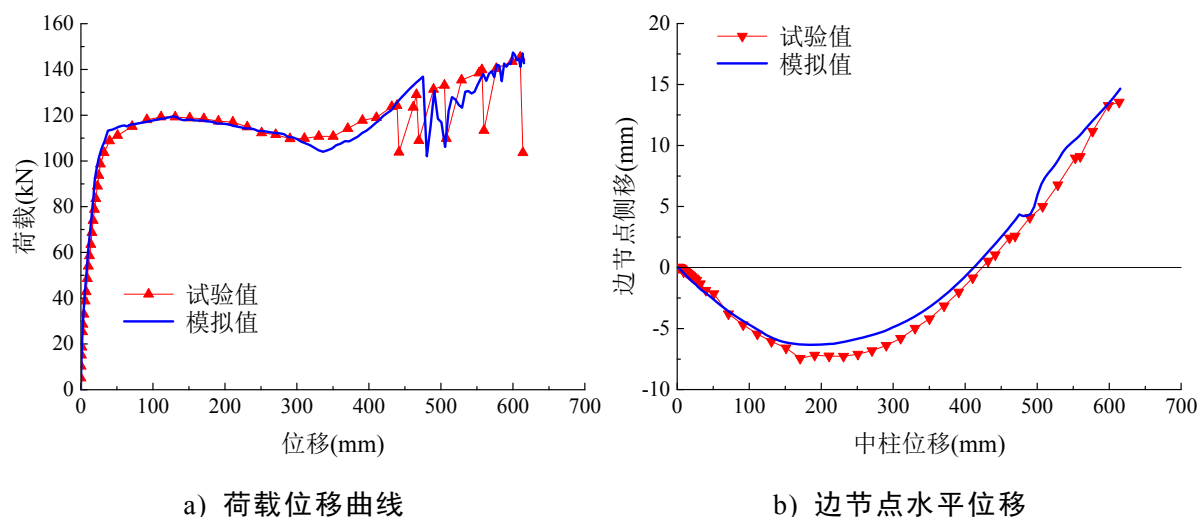


图 4.8 RC 模拟结果图

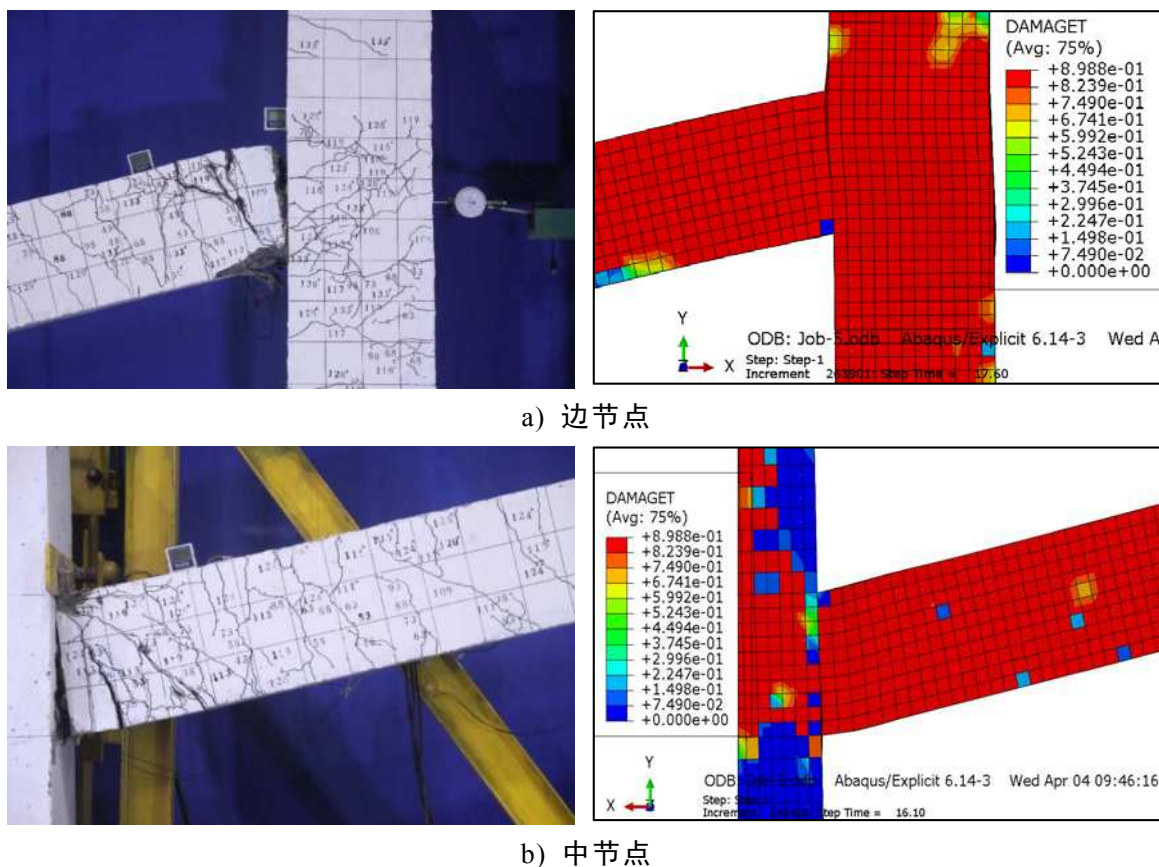


图 4.9 RC 破坏对比图

图 4.9 为 RC 试件试验与模拟破坏模式对比图。可以看出，梁端区域混凝土出现大量裂缝，裂缝较密集，由于网格划分较粗的原因，整个梁端混凝土呈现全部受拉损伤。

4.2.2 PC1 试件模拟结果

PC1 试件在整个模拟过程中总能量维持在零点左右，动能最大时与内能的比值为 0.05，惯性力的影响可以忽略，认为此过程达到准静态过程，模拟过程可靠。

图 4.10 为 PC1 试件模拟曲线对比，a)为 PC1 试验和模拟荷载位移曲线对比，由曲线可知，模拟曲线与试验曲线吻合良好，峰值荷载点荷载位移值相差很小，钢筋发生断裂的点也相差不大。曲线上升段和下降段略有差异，主要为模型中灌浆和梁柱空隙的处理造成。b)为 PC1 试验和模拟边节点水平位移曲线对比，由图可知，模拟的边节点水平位移与试验曲线趋势相同，所不同的是试验开始边节点有向框架内的微小移动而后迅速向框架外移动，而模拟开始边节点边向框架外移动，造成模拟的边节点位移曲线整体左移。

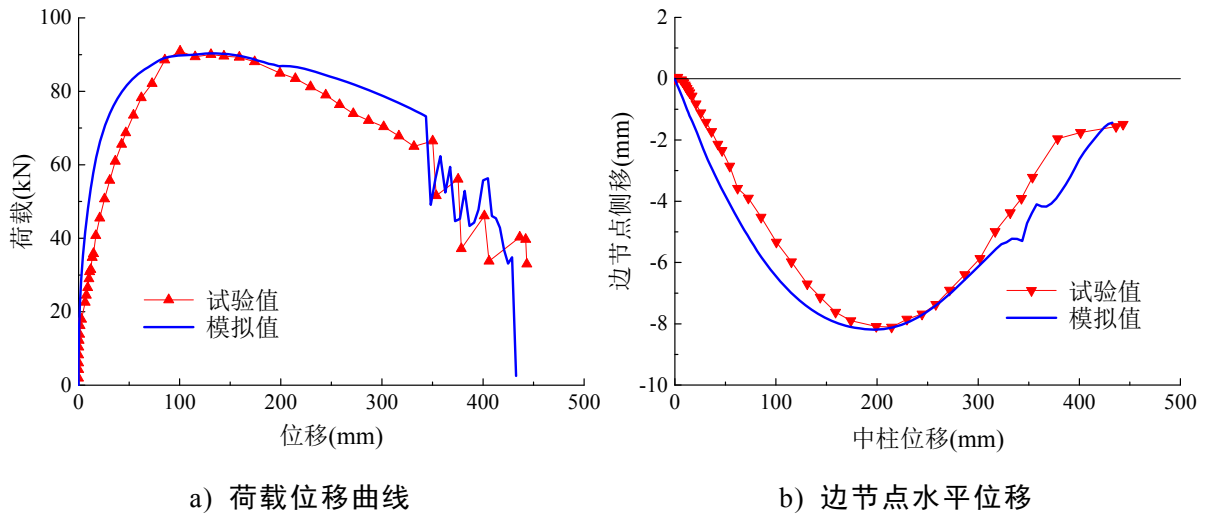


图 4.10 PC1 模拟结果图

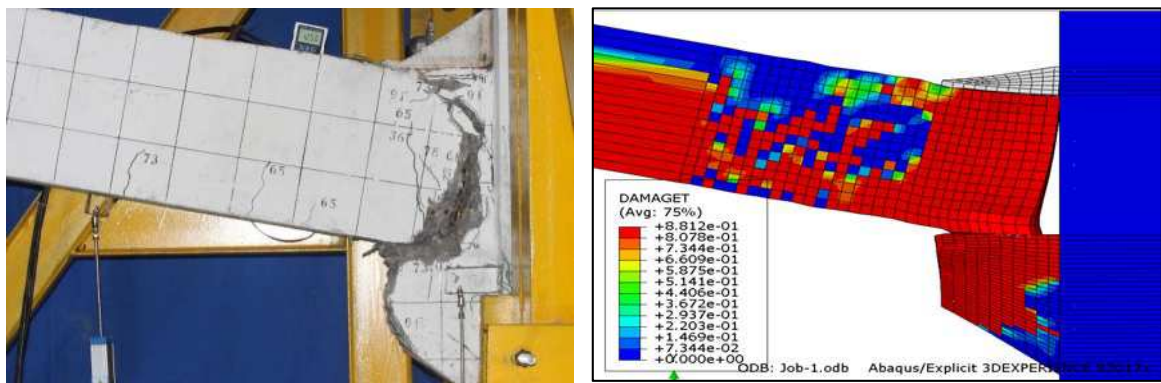
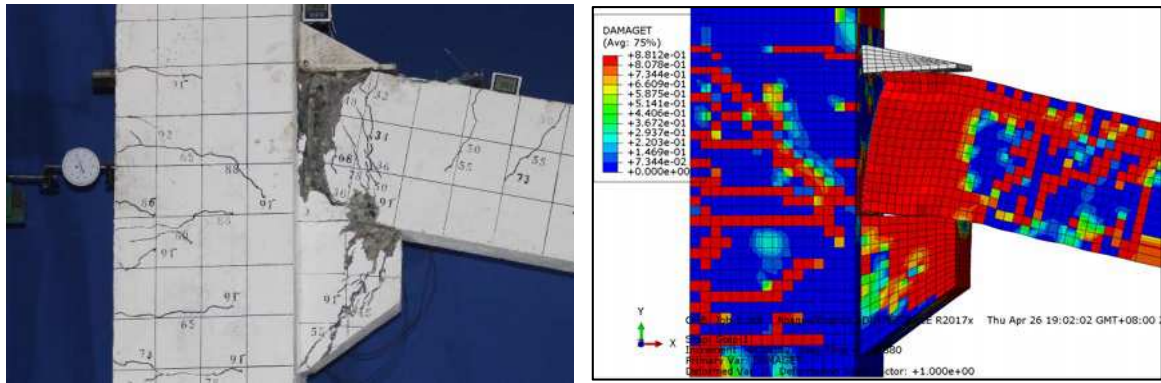


图 4.11 PC1 破坏对比图

图 4.11 为 PC1 试件破坏模式对比图。可以看出，试验破坏模式与模拟破坏模式基本相同，边节点处框架柱外侧和梁端上部出现大量裂缝，梁端混凝土全部发生破坏。中节点梁端混凝土发生破坏，牛腿外侧发生损伤。从裂缝的发展来看，二者破坏模式比较相似，所不同的是模型中梁柱接触面没有考虑接触时灌浆料的受拉，出现了张开的间隙。

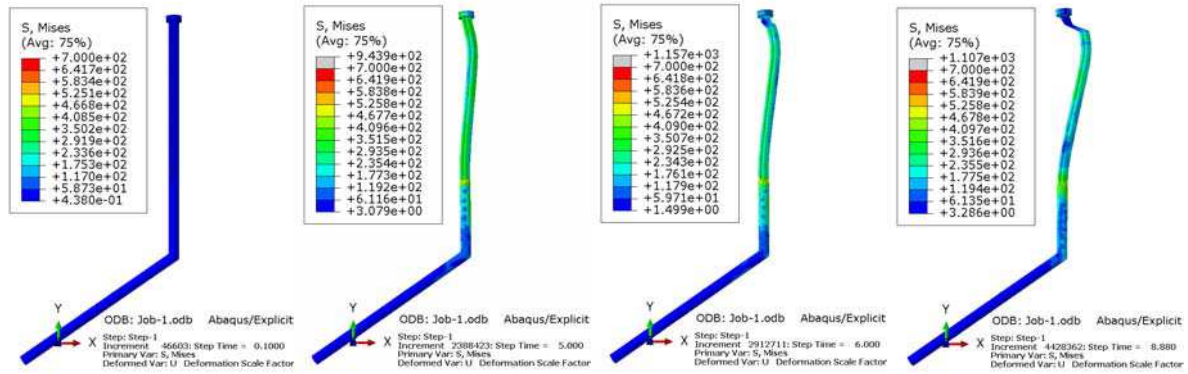


图 4.12 PC1 边柱插梢杆应力变化图

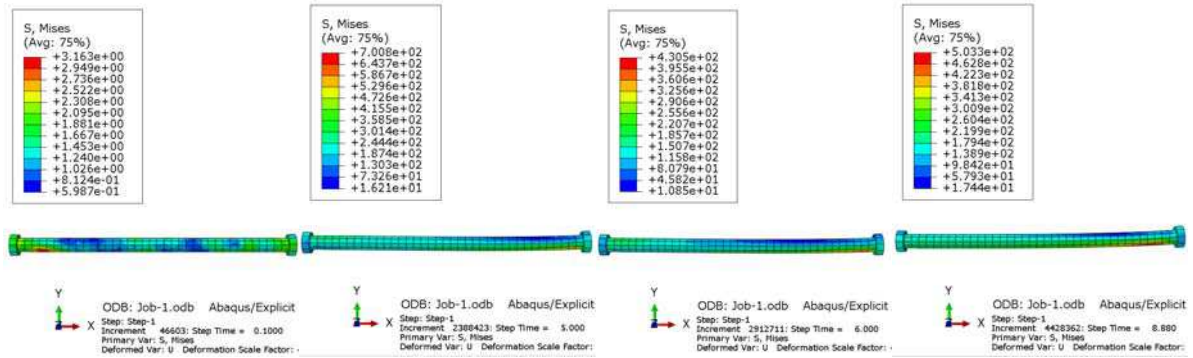


图 4.13 PC1 高强杆应力变化图

图 4.12 为 PC1 试件边柱牛腿位置上插梢杆在整个模拟过程中的应力变化云图。图中可以看出，插梢杆的受力主要集中在与框架柱接触的范围内，预埋在框架柱中部分受力较小，牛腿内部部分发生微弱变形。插梢杆与角型钢板连接处受力最大，插梢杆在此被剪断。图 4.13 为 PC1 节点连接高强螺杆应力变化云图，图中可见，随着模拟的进行，螺杆应力逐渐变大，但最终未超过螺杆屈服应力。

4.2.3 PC2 试件模拟结果

PC2 试件在整个模拟过程中总能量维持在零点左右，模拟过程中动能最大时和内能的比值为 0.042，惯性力的影响可以忽略，认为此过程达到准静态过程，模拟过程可靠。

图 4.14 为 PC2 试件模拟曲线对比，a)和 b)分别为 PC2 荷载位移曲线和边节点水平位移的试验与有限元模拟对比图，由曲线可知，模拟曲线与试验曲线在受力前期吻合良好，峰值荷载点荷载位移值相差很小。模拟的边节点水平位移与试验曲线趋势相同。但是在荷载下降至最低点位置处，插梢钢筋已经发生断裂，荷

载下降明显，虽模拟后期荷载有所上升，但跟试验曲线还是有所差距。这种差距主要是模拟过程中混凝土材料并未发生压溃脱落现象，与试验现象不同。

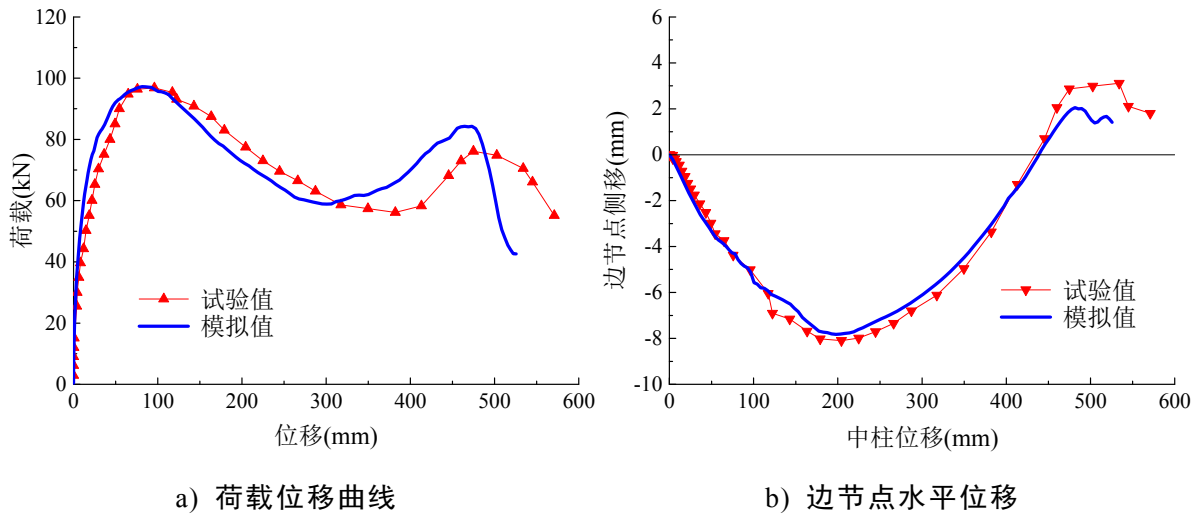


图 4.14 PC2 模拟结果图

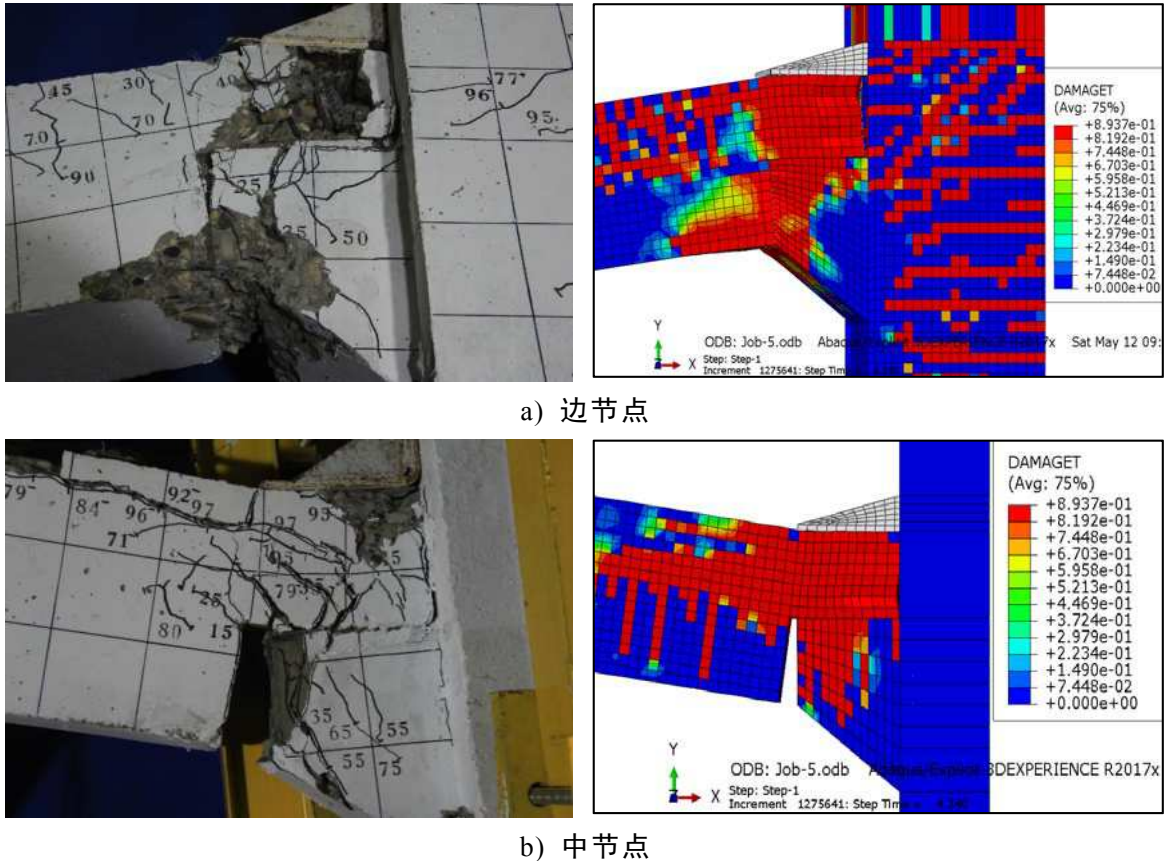


图 4.15 PC2 破坏对比图

图 4.15 为 PC2 试件破坏模式对比图。可以看出，试验破坏模式与模拟破坏模式基本相同，边节点处框架柱外侧和梁端上部出现大量裂缝，梁端混凝土与牛腿交接处挤压破坏，角钢与牛腿之间混凝土全部发生破坏。中节点梁端企口混凝土发生破坏，中柱牛腿损伤不明显。

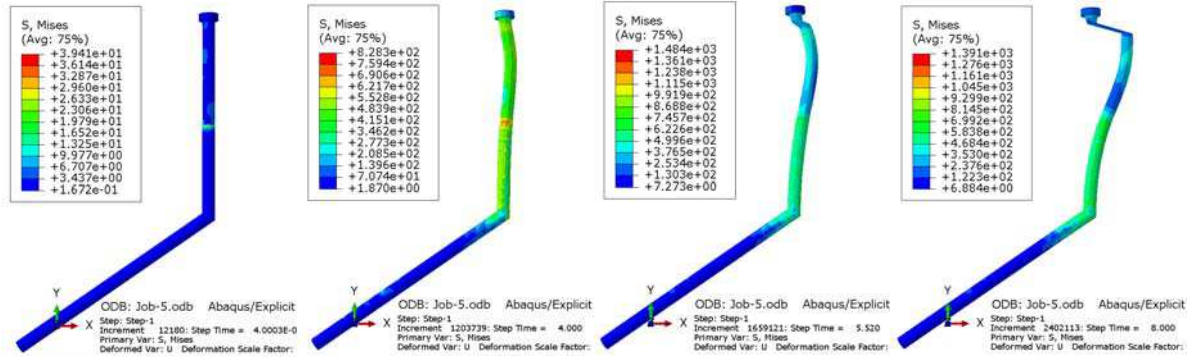


图 4.16 PC2 边柱插梢杆应力变化图

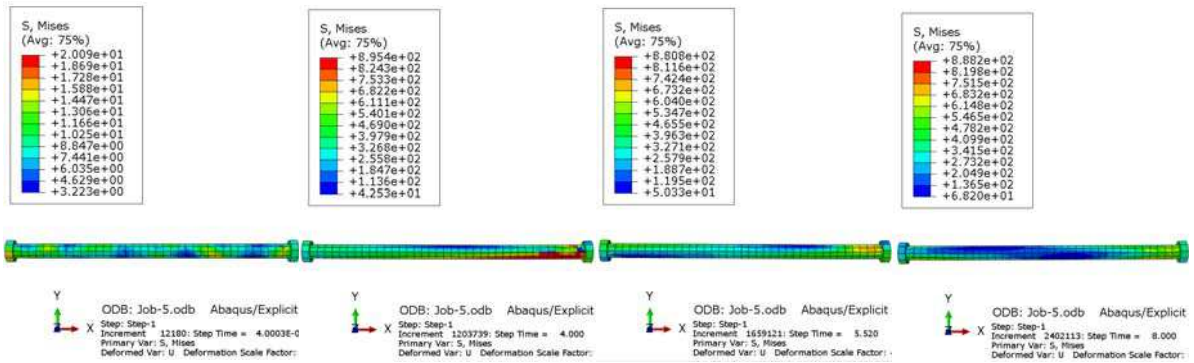


图 4.17 PC2 高强螺杆应力变化图

图 4.16 为 PC2 试件边柱牛腿位置上插梢杆在整个模拟过程中的应力云图变化。图中可以看出，插梢杆的受力主要集中在与框架柱接触的范围内，牛腿内部部分发生变形。插梢杆与角型钢板连接处受力最大，插梢杆在此被剪断。插梢杆被剪断发生在中柱竖向位移为 515mm，在悬索机制发展阶段，插梢杆被剪断后荷载迅速降低。虽然 PC2 模拟最终的破坏模式与试验不同，但在承载能力和极限位移方面是相差不大的。图 4.17 为 PC2 试件节点连接高强螺杆的应力变化云图，相比于 PC1 试件高强螺杆应力，PC2 螺杆应力较大。

表 4.2 模拟结果汇总表

试件编号		第一峰值		回原点 /mm	第二峰值		边节点最大 侧移/mm	破坏形式
		荷载 /kN	位移 /mm		荷载 /kN	位移 /mm		
RC	试验值	119.2	130.9	423.5	145.3	613.9	7.44/13.56	梁钢筋拉断
	模拟值	119.5	128.2	413.97	147.08	613.1	6.33/14.47	钢筋断裂
PC1	试验值	90.9	100.5	-	-	-	8.11/-	插梢杆剪断
	模拟值	89.76	98.77	-	-	-	8.18/-	插梢杆剪断
PC2	试验值	96.9	95.95	434.08	76.2	474.9	8.09/3.12	混凝土脱落
	模拟值	97.3	92.6	438.5	84.3	464.4	7.82/1.67	插梢杆剪断

表 4.2 为试件模拟值与试验值的对比图。除 PC2 试件第二峰值荷载、位移有所差异外，其余结果吻合良好。RC 和 PC1 试件承载能力与极限位移的模拟误差

均不超过 5%，PC2 试件第一峰值荷载值与位移值误差也在 5% 以内。

4.3 参数分析

4.3.1 插梢杆的影响

根据试验结果，装配式试件的破坏主要发生在连接区域的梁端，为了增强连接的可靠性，尤其是移除中柱后连接的延性，需要对连接进行优化设计。PC1 试件的破坏是由于插梢杆被剪断，PC2 试件破坏则是因为梁端区域混凝土压溃发生脱落。根据两者破坏的模式，连接优化分析将重点改进插梢钢筋的性能，通过改变插梢杆的性能来增强连接强度于延性。

试验中所用的插梢杆为普通钢筋所加工的，受剪强度较小，可以通过利用高强螺杆和增大钢筋直径来提供更高强度的剪力保证插梢杆在受力过程中发挥其高强度的受力性能。表 4.3 为研究插梢杆对试件承载力影响的工况。

表 4.3 插梢杆分析工况表

模型编号	分析工况	备注
PC1-1	插梢杆采用 10.9 高强螺杆	优化 PC1
PC1-2	插梢杆采用直径为 25mm 的钢筋	
PC2-1	插梢杆采用 10.9 高强螺杆	优化 PC2
PC2-2	插梢杆采用直径为 25mm 的钢筋	

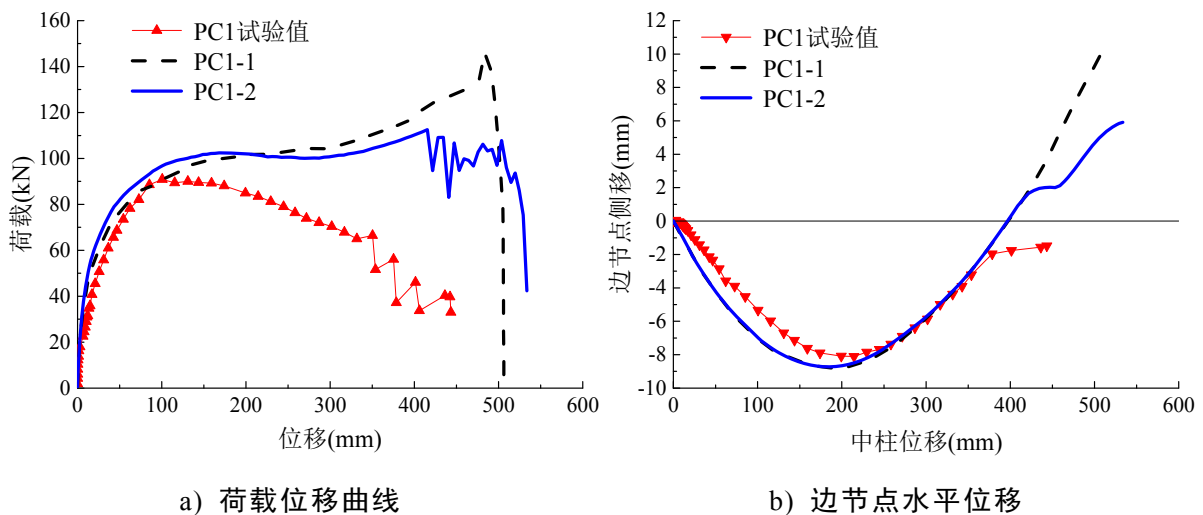


图 4.18 PC1 试件连接优化设计结果

图 4.18 为 PC1 参数分析结果图，图 4.18a) 为荷载位移关系曲线，图中可以看出，优化后的梁柱连接节点性能明显提高，PC1-1 和 PC1-2 分析曲线一直在试验曲线上方，而且分析曲线存在两个上升段，第二峰值荷载高于第一峰值荷载，抗连续倒塌二测防御性能好。图 4.18b) 为边节点水平位移曲线，图中可以看出，PC1-1 和 PC1-2 模型边节点向框架外的位移与试验值相差不大，产生向框架内的位移，说明子结构受力进入悬索效应阶段。荷载能力与极限位移见表 4.4。

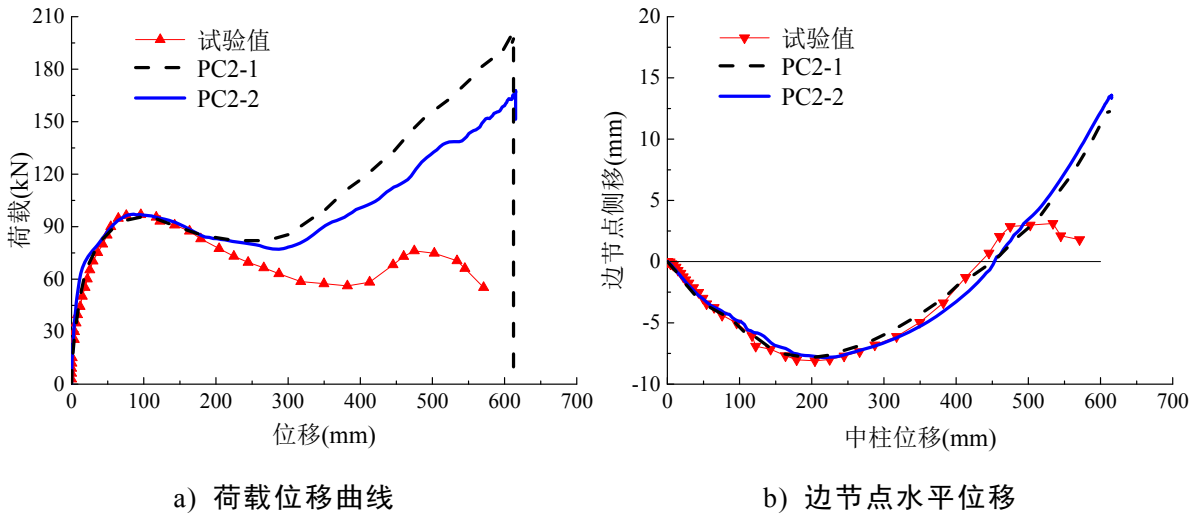


图 4.19 PC2 试件连接优化设计结果

图 4.19 为 PC2 参数分析结果图，图 4.19a)为荷载位移关系曲线，图中可以看出，PC2-1 和 PC2-2 分析曲线一直在试验曲线上方，第二峰值荷载高于第一峰值荷载，抗连续倒塌二测防御性能好。图 4.19b)为边节点水平位移曲线，图中可以看出，PC2-1 和 PC2-2 模型边节点向框架外的位移与试验值相差不大，向框架内的位移则明显大于试验值。荷载能力与极限位移见表 4.4。

表 4.4 为节点优化模型分析结果汇总表。PC1-1 和 PC1-2 压拱效应阶段承载能力较试验值分别提高 31%和 13%；PC1-1 拱效应与现浇试件拱效应承载力相当，PC1-2 拱效应峰值为现浇试件的 86%，PC1-1 和 PC1-2 悬索效应阶段承载力分别为现浇试件悬索效应承载力的 98%和 77%。虽然没有达到现浇试件的承载能力，但相比于 PC1，在抗连续倒塌二次防御能力方面有了很大的提高。

表 4.4 插梢杆分析结果汇总表

试件 编号	第一峰值		回原点 /mm	第二峰值		边节点最大 侧移/mm	破坏形式
	荷载 /kN	位移 /mm		荷载 /kN	位移 /mm		
RC	119.2	130.9	423.5	145.3	613.9	7.44/13.56	梁钢筋拉断
PC1	90.9	100.5	-	-	-	8.11/-	插梢杆剪断
PC1-1	119.4	399.2	399.24	141.8	459.2	8.73/5.92	梁钢筋拉断
PC1-2	102.4	173.2	395.35	112.5	415.2	8.80/9.89	插梢杆剪断
PC2	96.9	95.95	434.08	76.2	474.9	8.09/3.12	混凝土脱落
PC2-1	95.6	95.72	449.65	198.7	608.85	7.82/12.28	梁钢筋拉断
PC2-2	97.1	97.47	453.63	167.6	615.24	7.83/13.42	梁钢筋拉断

PC2-1 和 PC2-2 压拱效应阶段承载能力与试验值相当，悬索效应承载力较试验值提高 161%和 120%；PC2-1 和 PC1-2 拱效应分别为现浇试件的 80%和 81.5%，

悬索效应阶段承载力较现浇试件承载力提高 37%和 15%。由此可见,优化后的 PC2 试件抗连续倒塌受力性能变好,二次防御能力优于现浇试件。

4.3.2 角型钢板的影响

角型钢板是连接预制混凝土梁、柱的关键构件,是为间接连通框架梁上部钢筋设置的。为了研究角型钢板对全装配式混凝土试件承载能力的影响,设置了如表 4.5 所示的工况,分析不同角型钢板类型对试件抗连续倒塌性能的作用,PC1-3~PC1-6 研究不等肢角型钢板加劲钢肋的作用,PC1-7 和 PC1-8 研究等肢角型钢板与不等值角型钢板的区别。试验试件 PC1 所用角型钢板带有三根钢肋,作为 PC1-3~PC1-8 模型的对比模型。

表 4.5 角型钢板分析工况表

模型编号	分析工况	备注
PC1-3	无角型钢板作用	
PC1-4	无钢肋的角型钢板	基于 PC1 试件
PC1-5	带有一个钢肋的角型钢板	试验结果
PC1-6	带有两根钢肋的角型钢板	
PC1-7	无钢肋的角型钢板	等肢角型钢板
PC1-8	带有一个钢肋的角型钢板	

图 4.20 为不同模型的角型钢板示意图。钢板厚度均采用 10mm 厚钢板,变量为钢板焊接的钢肋数目。

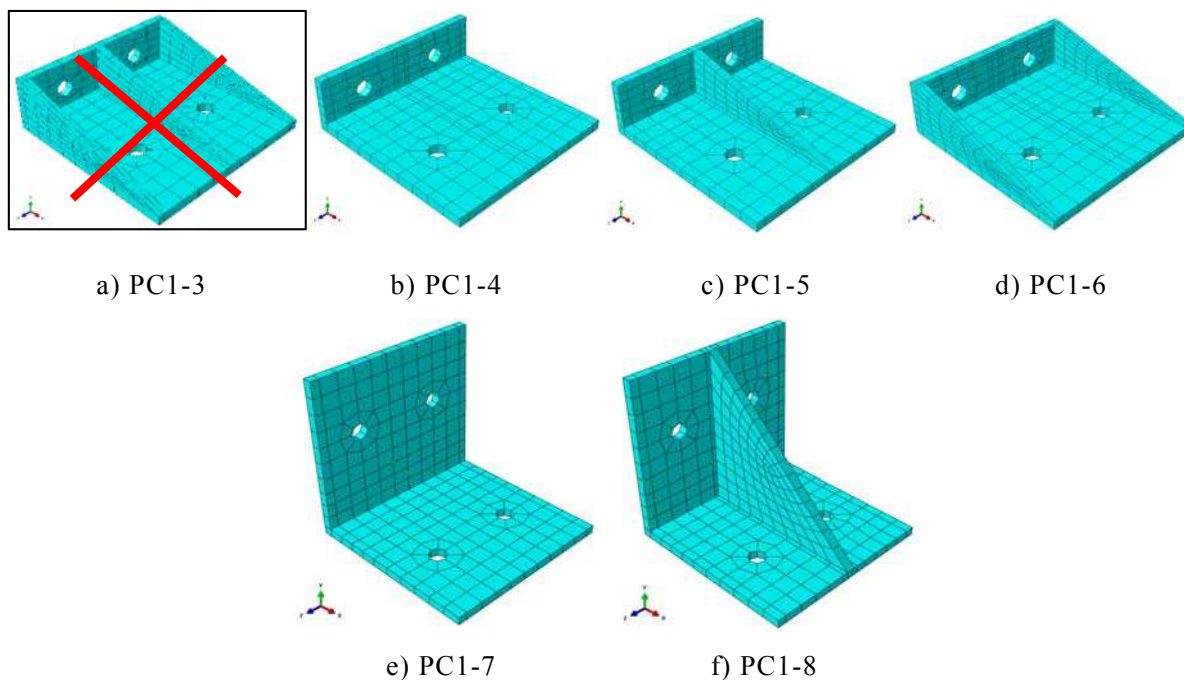


图 4.20 不同模型的角型钢板网格图

图 4.21 为角型钢板 Mises 应力云图,图中可以看出,没有焊接钢肋的角型钢板应力最大部位在短肢螺栓孔周围,焊接钢肋后短肢螺栓孔周围应力有所降低;

相比焊有带钢肋角型钢板，有一根钢肋的角型钢板的钢肋中部产生较大的应力，有 2 根钢肋和 3 根钢肋的角型钢板应力云图较为相似，各部位应力相差不大；与不等肢角型钢板应力云图不同，等肢角型钢板螺栓孔处应力较大，整个钢板的变形也较大。

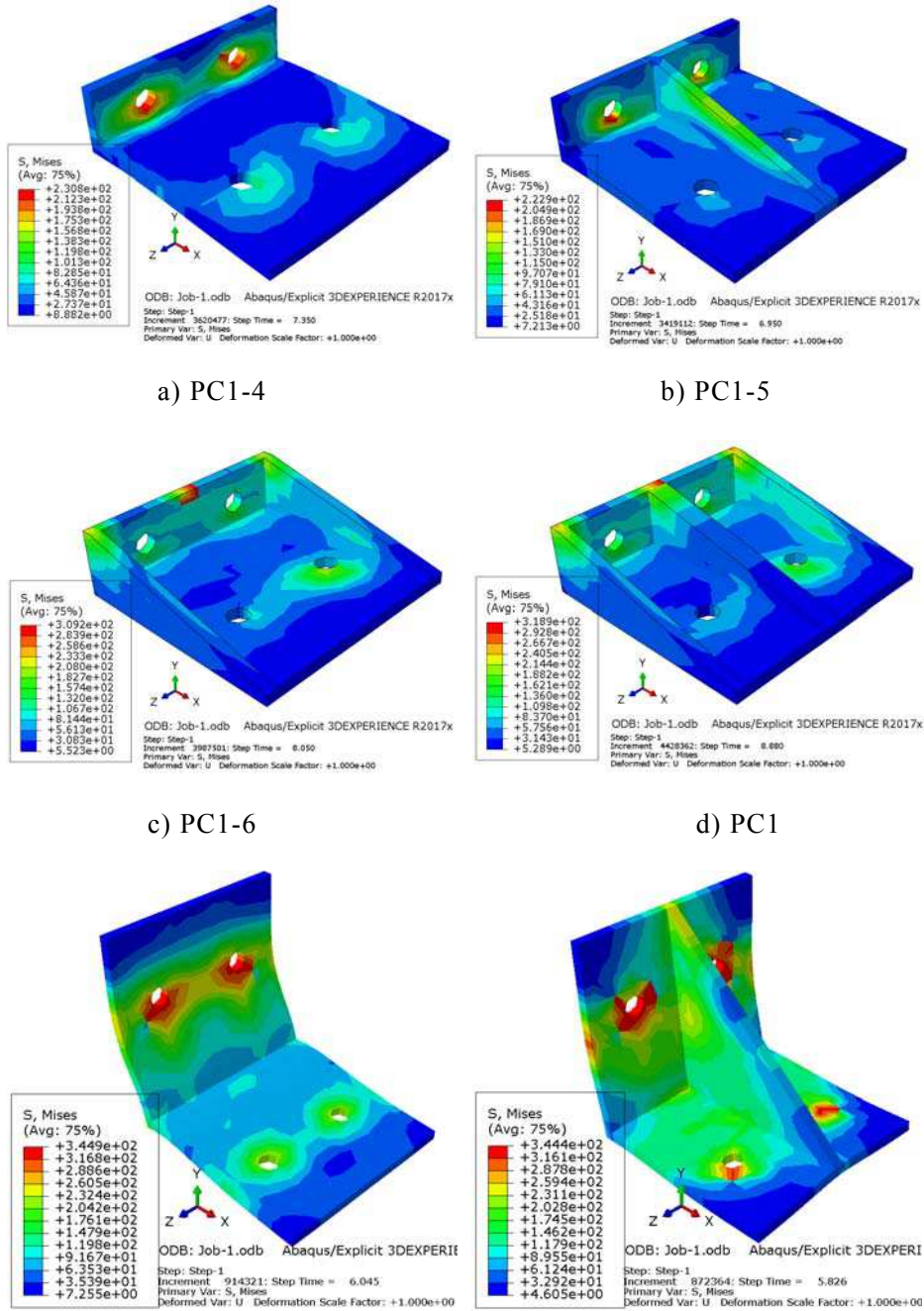
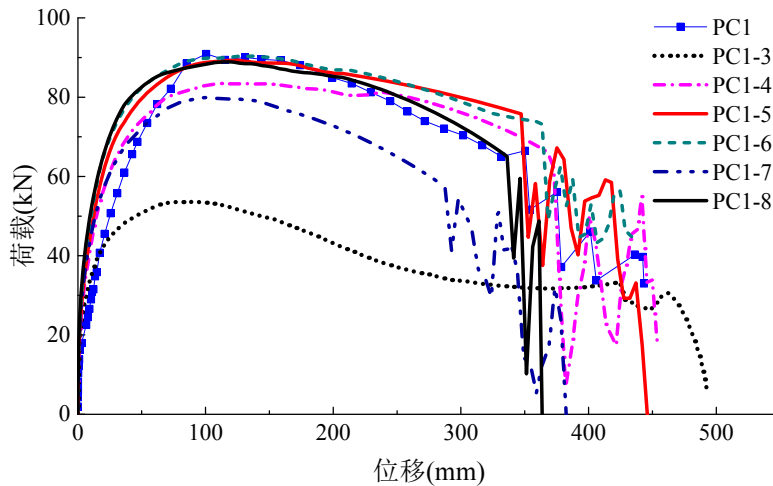


图 4.20 不同类型角型钢板应力云图(边节点)

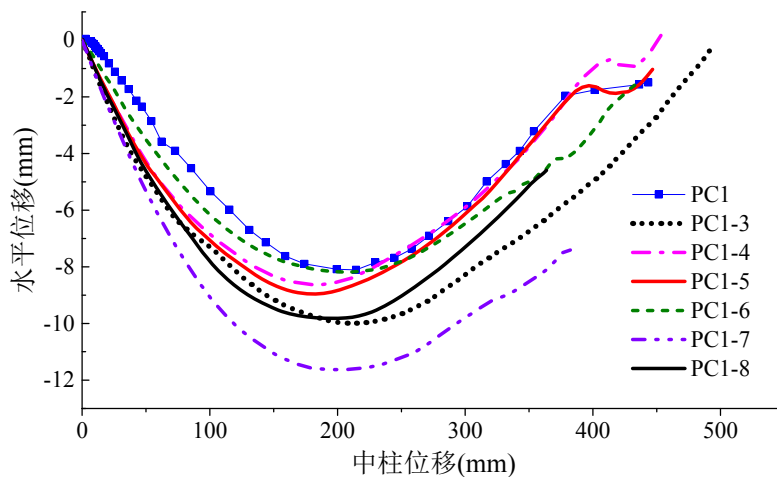
图 4.22 为不同类型的角型钢板对试件承载力影响的分析结果。图 4.22a)为荷载位移曲线，由图可以看出，PC1-3 模型荷载位移曲线在其他曲线下方，承载能力仅为 PC1 试件承载力的 58.9%，说明角型钢板对试件承载能力影响很大；PC1-4 模型荷载位移曲线略低于 PC1 试件曲线，但明显高于 PC1-3 模型曲线，其承载力约为 PC1 试件的 91.88%。焊接一个钢肋的模型 PC1-5 稍低于焊接有两个钢肋

的模型 PC1-6, 但 PC1-5 和 PC1-6 荷载位移曲线与 PC1 都相差不大, 说明焊接有多个钢肋的角型钢板均相当于刚体, 受力性能相当。

并且, PC1-7 模型承载力为 PC1-4 模型承载力的 95.67%, 二者相差不大, PC1-7 模型先于 PC1-4 模型破坏, PC1-4 模型的延性好于 PC1-7, 整体受力性能 PC1-4 要好; PC1-5 模型与 PC1-8 模型加载前期受力基本相同, 荷载位移曲线重合, 加载后期 PC1-5 模型比 PC1-8 模型受力好。



a) 荷载位移曲线



b) 边节点水平位移

图 4.22 角型钢板对试件承载力影响分析结果

图 4.22b)边节点水平侧移曲线。可以看出, 角型钢板对模型边节点的水平侧移影响明显。PC1-3 模型边节点向框架外的位移最大, 安装角型钢板的模型的几个模型边节点的水平位移相差不大, PC1 模型侧移最小。这说明角型钢板在节点处对预制梁和预制柱的拉结作用明显, 压拱效应阶段对边节点上截面的拉力使其向外的位移减小。等肢角型钢板模型的边节点水平位移要大于不等肢角型钢板模型。

表 4.6 为角型钢板分析结果。PC1-3 承载能力最低，为 PC1-4 试件的 64%，说明角型钢板在梁柱节点的连接中作用明显；考虑钢肋的作用时，带有钢肋的 PC1-5 和 PC1-6 较 PC1-4 承载力分别提高 6.96%和 8.24%，PC1 较 PC1-4 承载力提高 8.84%，钢肋越多，模型承载力越大，从 PC1 和 PC1-6 承载力对比来看，二者均可看成是刚体，对模型承载力影响相差不大；有钢肋的等肢角型钢板模型承载力与不等肢基本相同，没有焊接钢肋的等肢角型钢板模型承载力小于不等肢角型钢板模型。

边节点水平位移中，等肢角型钢板模型向框架外的位移较大，PC1-7 模型边节点向框架外最大的 11.6mm 位移，其余模型向框架外的位移均在 8~10mm 之间。模型破坏模式中，PC1-3、PC1-7 和 PC1-8 模型为中节点牛腿和框架梁接触面处的插梢杆被剪断；其余模型破坏则是由于边节点梁端上部插梢杆被剪断。

表 4.6 角型钢板分析结果汇总表

试件 编号	第一峰值		边节点最大向	破坏形式
	荷载/kN	位移/mm	外侧移/mm	
PC1	90.9	100.5	8.11	边节点上部插梢杆剪断
PC1-3	53.58	88.1	10.0	中节点下部插梢杆剪断
PC1-4	83.52	113.7	8.64	边节点上部插梢杆剪断
PC1-5	89.33	125.1	8.96	边节点上部插梢杆剪断
PC1-6	90.4	137.4	8.18	边节点上部插梢杆剪断
PC1-7	79.9	99.8	11.6	中节点下部插梢杆剪断
PC1-8	88.9	114.1	9.82	中节点下部插梢杆剪断

4.4 本章小结

本章利用 ABAQUS 软件建立了三个框架子结构试件的精细化有限元模型，对试验过程中子结构移除中柱受力性能全过程进行了模拟，并对梁柱连接进行了优化设计，加强了连接节点，可以得到以下结论：

(1) 本章详细介绍了有限元模型的建立过程，包括采用的单元、网格划分方法、边界约束条件模拟和加载方式等。对比了模拟结果与试验结果，荷载位移曲线和破坏模式等结果吻合良好，模型能够正确模拟试验的整个过程，能反应试件在各个加载阶段的受力性能。

(2) 在模拟验证的基础上，针对节点的试验破坏模式，对梁柱连接方式进行了优化设计，采取高强螺杆替代插梢钢筋、增大插梢钢筋直径等方式加强了插梢杆的性能。分别对明牛腿和暗牛腿两种连接方式进行了加强分析，分析表明，PC1-1 和 PC1-2 拱效应承载能力较试验值分别提高了 31%和 13%，且出现了悬索效应，

悬索效应承载力均高于拱效应承载力，二次防御能力得以提升。PC2-1 和 PC2-2 拱效应承载力与试验值相当，悬索效应承载力得到明显提高，分别提高 121%和 120%，二次防御性能优于现浇试验。

(3) 装配式梁柱连接的破坏模式主要取决于插梢杆的性能。通过优化，增强了插梢杆连接的性能，仅 PC1-2 模型最终破坏是由于插梢杆被剪断，其余模型破坏方式均为试件框架梁纵向受力钢筋被拉断，破坏方式与现浇试件相同。优化后的模型延性增大，PC1-1 和 PC1-2 模型破坏时的极限位移都在 500mm 以上，PC2-1 和 PC2-2 模型破坏时的极限位移都在 600mm 以上。

(4) 在模型验证的基础上，分析了角型钢板在预制梁、柱连接中的重要作用，分析了角型钢板焊接钢肋数目对模型承载力的影响。相比没有角型钢板的模型，安装角型钢板的模型可以大幅度地提高承载力；焊接有钢肋的角型钢板可有效提高模型的承载能力；焊接有两个钢肋和三个钢肋的角型钢板对模型承载力的提高相差不大；安装有等肢角型钢板的模型承载能力略小于不等肢角型钢板模型。

第5章 周边结构约束对框架结构抗连续倒塌的影响

基于前述研究成果表明,对于 RC 框架结构,典型的替代路径法(ALP)包括弯曲作用、压拱作用和悬链线作用^[49]。压拱作用和悬链线作用承载力将会超过常规抗弯设计承载力,尤其是悬链线作用,在结构大变形下形成并且充分利用了钢筋的抗拉强度,被认为是结构抵抗连续性倒塌的最后一道防线。压拱作用和悬链线作用的发挥与周边约束密切相关,因此研究周围框架对研究子结构约束的强弱及承载力的影响很有必要。另外,楼板作为框架结构的组成构件,在框架结构防连续倒塌中常常被忽略,板在结构受力中形成压膜作用和拉膜作用,有利于结构防连续性倒塌。进一步地,研究符合实际结构的多层空间框架结构防连续倒塌承载能力很有必要。

本文利用有限元软件 ABAQUS 强大的非线性分析功能,建立了精细的有限元模型,对 Qian K 等^[55]做的试件进行模拟分析,模拟过程中考虑了材料非线性、边界条件非线性以及结构大变形的影响。在校准有限元计算模型的基础上,为了进一步研究框架边跨对研究子结构性能的影响,对平面框架设置了不同的边跨约束工况,分析了静力荷载下框架子结构防连续性倒塌性能的承载能力;另外建立单层空间框架模型,研究静力荷载作用下考虑楼板的 RC 框架结构在框架柱失效时的防连续倒塌的能力,分析楼板在整体结构防连续性倒塌受力过程中的作用;进一步地,建立多层空间框架模型,研究其在底层不同位置处框架柱移除过程中的承载能力,分析楼层对结构防连续倒塌性能的影响。

5.1 混凝土框架结构的建立

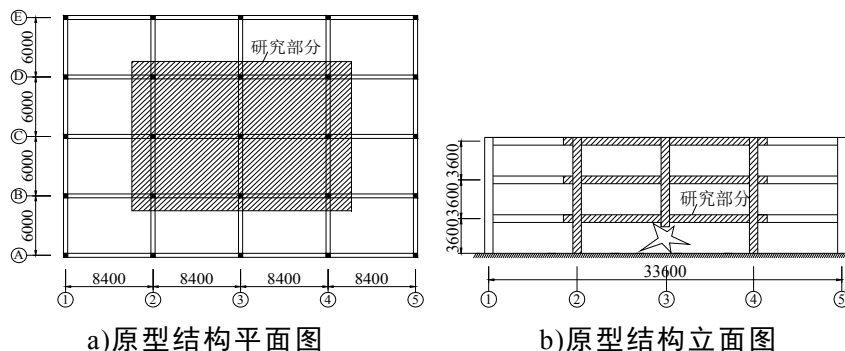


图 5.1 RC 研究原型结构图

本章研究的原型结构为 1 栋纵横向均为四跨层高为 3.6m 的三层框架结构,如图 5.1 所示。柱截面是边长为 800mm 的正方形截面,纵横向框架梁截面分别为 400mm×720mm 和 320mm×560mm,楼板厚度为 220mm。本文按照 1/4 缩尺建立 RC 框架结构防连续倒塌有限元分析模型,见表 5.1。利用南洋理工大学 Qian K 等

⁵⁵ 的框架子结构拟静力试验结果校验分析模型的正确性，并分别利用平面框架和空间框架模型研究其在静力荷载下防连续倒塌的承载能力。

表 5.1 分析模型表

模型编号	尺寸规格	模型信息
PF1	1/4 缩尺	平面框架结构，两侧无边跨约束作用
PF2	1/4 缩尺	平面框架结构，右侧有边跨约束作用
PF3	1/4 缩尺	平面框架结构，两侧有边跨约束作用
SF4	1/4 缩尺	单层空间框架，不考虑楼板作用
SF5	1/4 缩尺	单层空间框架，考虑楼板作用
SF6	1/4 缩尺	一层空间框架结构
SF7	1/4 缩尺	二层空间框架结构
SF8	1/4 缩尺	三层空间框架结构

5.1.1 Qian 等试验的简介

Qian K 等^[55]进行了 1 批 1/4 缩尺框架子结构试验，试件参数见表 5.2，包括 P、T 和 S 三个系列，每个系列包括 2 个试件。P 系列试件为平面框架，包括三根柱两根梁，T 系列为十字型交叉空间框架，包括五根柱四根梁，S 系列试件为考虑楼板作用的田字形空间框架，包括九根柱十二根梁。这批试件均为短柱头，且边柱柱头配筋局部加强。图 5.2 给出了试件 S1 的规格尺寸和钢筋布置图。试件 P1 和 P2 参数分别同 S1 试件 B-B 和 A-A 剖面的平面框架，试件 T1 参数同 S1 试件中十字型交叉空间框架。表 5.3 为试验材料力学性能表。

表 5.2 试验构件信息表

构件 编号	试件规格				纵向钢筋			横向箍筋	
	柱截面	梁截面	梁轴跨	板厚	柱纵筋	梁纵筋	板配筋	节点	梁截面
P1	200×200	100×180	2100	-	4T13	4T10	-	0.8	0.5
P2	200×200	80×140	1500	-	4T13	4T10	-	0.8	0.6
T1	200×200	100×180/ 80×140	2100/ 1500	-	4T13	4T10	-	0.8	0.5/0.6
T2	200×200	80×140	1500	-	4T13	4T10	-	0.8	0.6
S1	200×200	100×180/ 80×140	2100/ 1500	55	4T13	4T10	R6@250	0.8	0.5/0.6
S2	200×200	80×140	1500	55	4T13	4T10	R6@250	0.8	0.6

表 5.3 材料性能参数

项目	钢筋类型	屈服强度 f_y	屈服应变 ϵ_y	极限强度 f_u	伸长率 δ
		/MPa	/ $\mu\epsilon$	/MPa	/%
钢筋	R6	355	1910	465	17.5
	T10	437	2273	568	13.1
	T13	535	2605	611	11.6
	T16	529	2663	608	14.3
混凝土	圆柱体抗压强度分别为 P1: 19.9MPa P2: 20.8MPa T1: 21.5MPa S1: 21.4MPa				

试验过程通过位移控制在 S1 试件中柱 Z2 上表面按比例线性施加向下的集中位移来模拟中柱移除过程, 试验加载直至试件破坏失效。其余试件加载与其相同, 在边柱头固定情况下, 中柱上表面逐渐施加静力荷载。得到了试件的荷载位移曲线与承载能力。

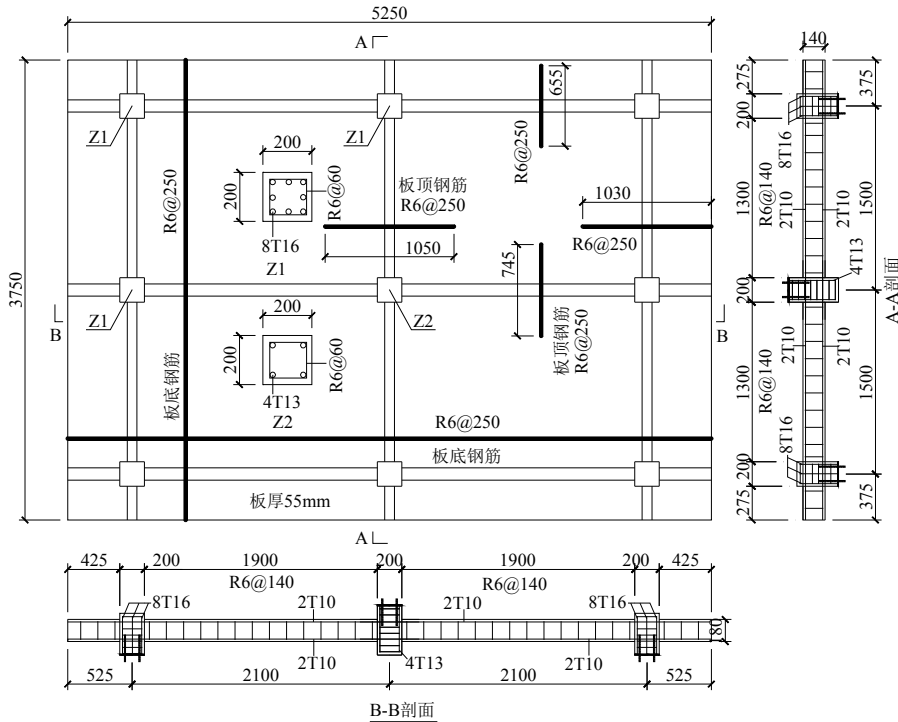


图 5.2 试件 S1 尺寸与配筋图

5.1.2 混凝土和钢筋的本构关系

5.1.2.1 混凝土本构

本文利用有限元软件 ABAQUS 模拟 Qian K 等^[55]所做的框架结构试验的力学性能, 利用损伤塑性 CDP 模型模拟混凝土的非线性行为。混凝土的损伤包括受拉开裂和受压压溃两种主要的破坏模式, 分别由受拉和受压的等效塑性应变控制。表 5.4 列出了定义 CDP 模型的五个参数。

表 5.4 CDP 模型参数

参数名称	膨胀角	流动势偏移量	双单轴抗压强度比	屈服面形状参数	粘性系数
	ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	K_c	μ
数值	30	0.1	1.16	0.6667	0.0005

本文采用图 4.1 所示的混凝土单轴应力-应变关系曲线，是我国《混凝土结构设计规范》(GB50010)推荐的曲线，包括混凝土单轴受压和受拉应力应变曲线，分别模拟混凝土受拉开裂和受压压溃过程的受力性能。

5.1.2.2 钢筋本构

根据表 5.3 的试验结果，纵向受力钢筋采用线性强化模型，考虑到连续倒塌过程中钢筋会发生断裂，钢筋单轴应力应变曲线采用如图 4.2 所示的本构，钢筋应力达到极限值后会降为一个很小的应力值，并保持稳定，模拟中以此下降点作为钢筋断裂的依据。用理想弹塑性模型来模拟箍筋。在 ABAQUS 软件中用传统的金属塑性来模拟钢材的性能。

5.1.3 建模过程

模型中混凝土采用三维六面体减缩实体单元 C3D8R，钢筋采用三维二节点桁架单元 T3D2，钢筋骨架通过 EMBED 命令嵌入到混凝土中，这种方式能够很好的模拟钢筋与混凝土一起受力的性能。混凝土单元网格大小为 30mm，钢筋单元大小为 50mm，网格划分采用结构化网格划分技术。图 5.3 给出了试件 S1 的有限元模型图。

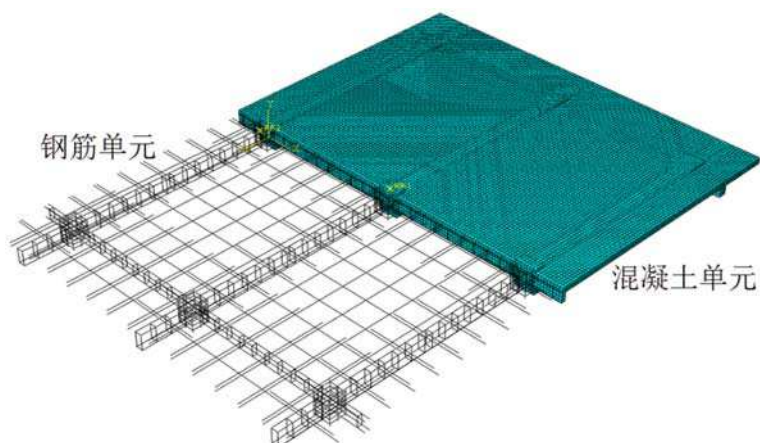


图 5.3 试件 S1 有限元模型图

为了简化计算，提高运算速度，本模型对 Qian K 等系列试验的边界条件进行了简化模拟，忽略了固定用的螺栓和钢板的影响，两个边柱头上下表面均采用完全固定约束。根据试验过程荷载的施加方式，模型采用位移控制施加集中荷载，施加点为与中柱上表面耦合在一起的参考点，约束中柱的转动，使其竖直向下运动。利用 ABAQUS/Standard 通用分析模块求解。

5.1.4 模拟结果

图 5.4 为四个试件的模拟结果，a)为 P1 模拟结果，从图中可以看出模拟曲线和试验曲线吻合较好，变化趋势相同。在压拱机制峰值荷载之前，试验值和模拟值基本重合，在压拱机制峰值荷载到悬链线机制峰值荷载之间，模拟曲线稍高于试验曲线。b)为试件 P2 的模拟结果，同 P1 的模拟结果一样，P2 试验曲线和模拟曲线吻合良好，尤其是悬链线机制的上升段，模拟曲线与试验曲线基本重合。关键节点的荷载和位移值见表 5.5。c)为试件 T1 的模拟结果，从图中可以看出模拟曲线和试验曲线吻合较好。在压拱机制峰值荷载之前，试验曲线和模拟曲线完全重合，在压拱机制荷载后下降段有所差异，悬链线机制上升阶段试验曲线和模拟曲线吻合良好。压拱机制峰值荷载的模拟值和试验值相差很小，悬链线机制荷载的模拟值和试验值也较为吻合。d)为试件 S1 的模拟结果。压拱机制峰值荷载前试验曲线和模拟曲线有所差异，悬链线机制上升段试验曲线和模拟曲线吻合很好。所不同的是试验曲线在压拱机制峰值荷载之后有所降低，而模拟曲线则没有明显下降阶段，相对变得平缓，然后继续上升。关键节点的荷载和位移值见表 5.5。

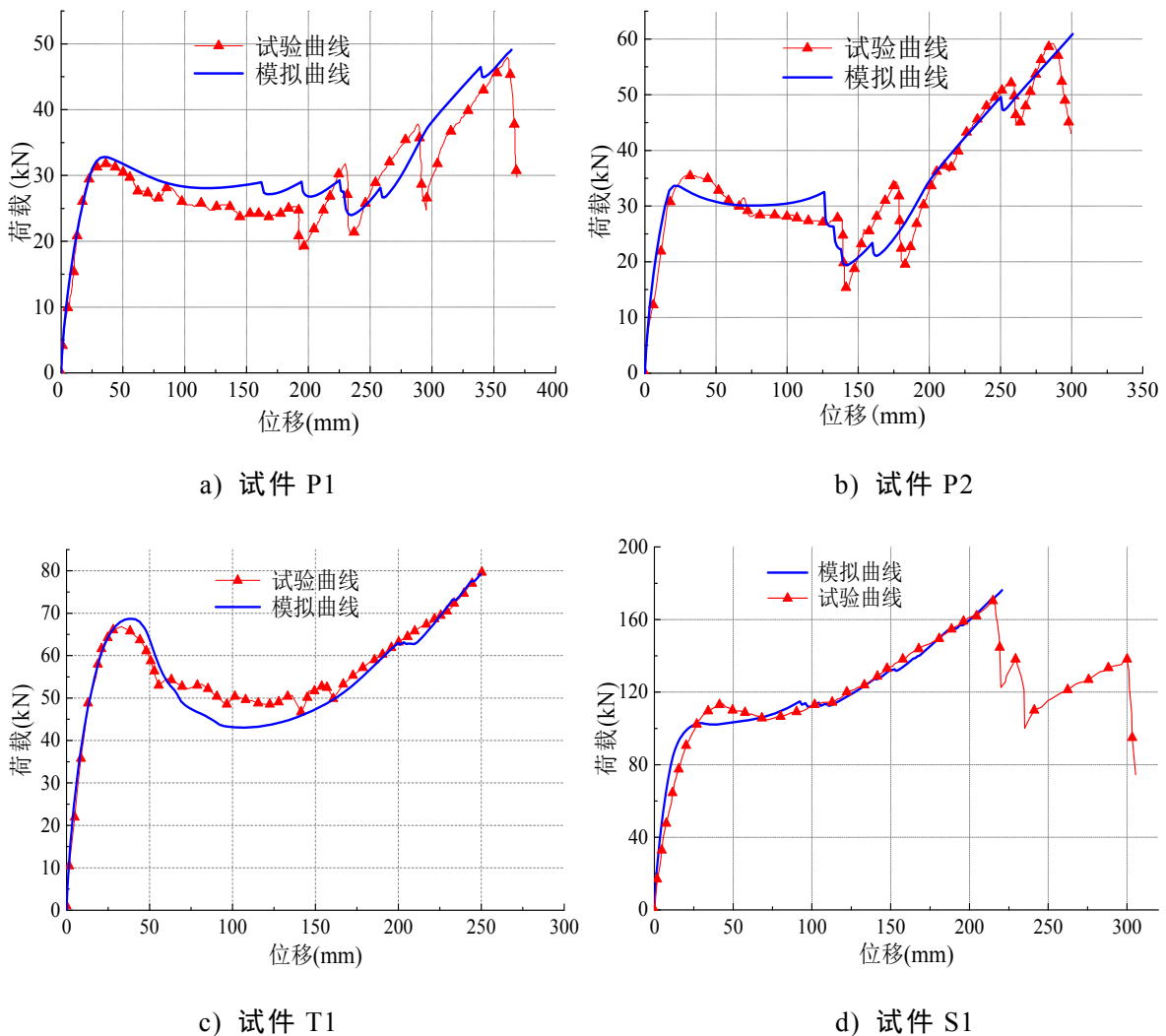


图 5.4 试验与模拟荷载位移曲线对比