

「高雄中钢总部大楼之外露巨型结构设计」

陈奕信

甘锡滢

永峻工程顾问股份有限公司协理

永峻工程顾问股份有限公司总工程师

Abstract

Architects usually use fabulous form to express their special concept. However, architects' special concept oftentimes plays an important role in the arrangement of structural system. The best one needs not only to convey architects' design conception, but also to satisfy the rationality and economy of structural system. The project of CSC Headquarter Building is used in this paper to show how to integrate the different design conception between architects and structural engineers. The final structural system is decided by evaluation and integration of some alternatives during the design procedure.

CSC Headquarter Building is a 29-floors office building (total building height is 126 m). This structure is composed of steel structure and the mega truss system is used to form the perimeter frame of entire structure. Internal frame uses the special moment resistant frame (SMRF). The columns of main building are box type steel column with Self-Compacting Concrete. The girders are made of steel as well and ductile reduced beam sections are completed in some girder to promote the capacity of plastic hinge rotation.

This paper illustrates design conception, advantages and disadvantages of each alternative to decide final structural system. Structural characteristics and design results of this final scheme are also introduced. At last, pushover analysis is also done to verify the ductility and earthquake-resistance capacity of this structure. And the design demand is confirmed as well in this structural system.

1 工程概况

中钢集团总部大楼为一地下 4 层、地上 29 层之办公大楼(图 1)，总层高 126m，基地位于台湾高雄，基地形状约呈长方形，长约 114 公尺、宽约 97 公尺，基地面积约 11037 平方公尺。本工程结构采钢骨造，结构系统之外周构架采用巨型桁架系统，桁架斜撑以 8 层为结构转折单元；内部构架采用韧性立体刚构架(SMRF)，内外构架组成二元系统，结构系统详图 2 所示。基础型式采用筏式基础与基桩共同承担建筑物之全部荷重及水浮力。

本案工址 475 年回归期之地表设计加速度为 0.24g；2500 年最大考量地震(罕遇地震) 回归期之地表设计加速度为 0.308g。用途系数采用 1.25 设计。



图 1 原始设计透视图(大元提供)

2 结构优化设计与方案比较

本案之建筑设计为大元联合建筑师事务所，初期规划阶段之原国外结构顾问采用之原结构系统初步方案为利用四个办公区块的外露面分别配置巨型桁架，初步分析之最大钢柱尺寸采用箱型 \square -1000 \times 1000 \times 125之钢骨断面，地上层之平均钢骨用量高达286 kg/m²。业主中钢公司认为原设计除用钢量偏高外，125mm厚之钢板在台湾之建筑构造纪录中亦从未使用过，其钢板之焊接品质并无绝对之把握，故改委由国内之永峻工程顾问公司进行本案结构系统之优化设计。

本案之优化设计分别由「施工面」与「设计面」两个层面进行。在施工面上，鉴于钢骨材料的韧性需求，本案梁、柱采用 SN490 B 级规格之钢材，柱板厚超过40mm者更采用 SN490 C 级规格之钢材。同时为兼顾施工性以及焊接品质，原设计方案之125mm板厚有必须予以适度降低。另一方面，本案为巨型桁架结构，无论柱或斜撑都会产生极大之轴力作用，随板厚之减少亦会产生柱断面增加及钢板挫屈两项问题。因此在构件层次之优化设计上，将钢柱及部分斜撑采用箱型钢骨柱内灌自充填混凝土之 CFT(Concrete Filled Tube)工法来提高构件之轴压强度，不仅能控制断面尺寸在合理范围且同时又可降低钢板厚度及兼顾钢骨焊接之品质。

在设计面上，原设计方案利用四个办公区块的外露面分别架构四组巨型斜撑桁架系统(图2,图3(a))，然此四组巨型桁架系统各自独立，形成四组独立之抗侧力单元，因此造成单元斜撑之左右边柱受力过大，且整体结构之层间位移角亦较大。为解决巨型桁架系统各自独立而降低抗震效益，其改善对策必须设法将四组单元巨型桁架系统整合串联为连续性之巨型斜撑桁架系统。

为避免妨碍建筑之空间运用以及提高结构之耐震性能，采取了三个不同之优化方案：

(一)、方案 A—内核框架加设斜撑(详图 3(b)):

本方案在提高内核区构架之劲度，使内外构架形成双重耐震防线。此方案之优点为：

- (A)可降低外部巨型斜撑之受力。
- (B)可大幅降低侧力作用下之位移量。
- (C)对建筑使用之影响小。

(二)、方案 B—凹角部串联 X 向斜撑单元为整体(详图 3(c)):

本方案将原独立之四组单元巨型斜撑系统联结为两组抗横力系统。此方案之优缺点为：

- (A)可提高抗横力系统之整体性。
- (B)基于斜撑之连续性，对壹楼的使用略有影响。

(三)、方案 C—外部串联斜撑单元为整体(详图 3(d)):

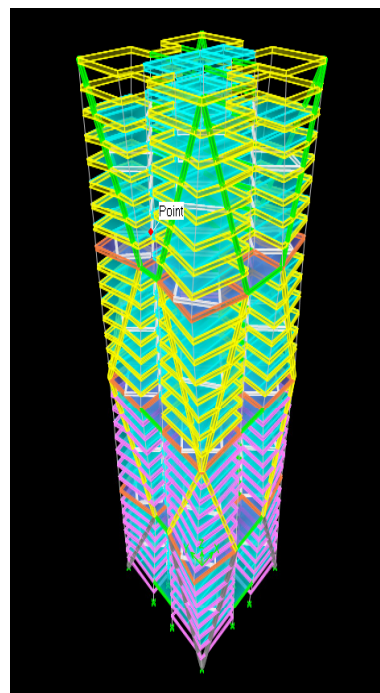


图2 原设计方案立体构架图

本方案配合斜撑转折楼层之平台处施作加强桁架带，使四组单元巨型斜撑系统完整联结为一整体耐震防线。此方案之优缺点为：

- (A)抗横力系统之整体性最佳。
- (B)可有效降低钢骨用量。
- (C)对建筑内部使用之影响小，但加强桁架带对建筑外观稍有影响。

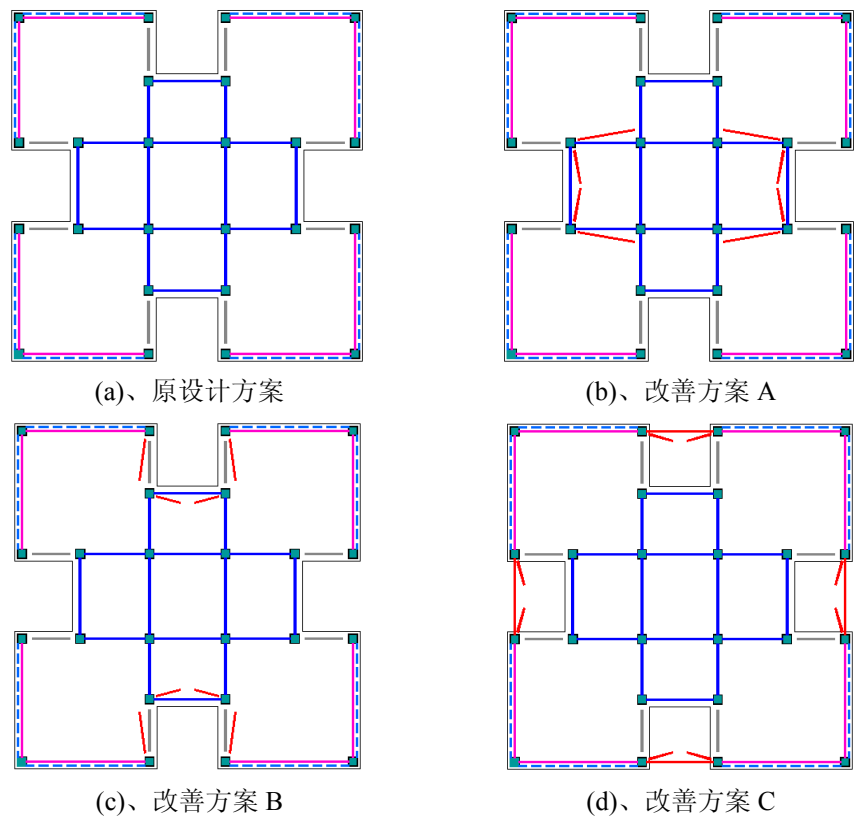


图 3 中钢集团总部大楼之原设计与改善方案平面示意图

各优化方案与原方案在 X 向地震力下之外框架柱底轴力变化如表 1 所示。原方案之柱轴力呈现两组单元巨型斜撑系统各自独立之行为；方案 A 以内核框架加设斜撑的方式可适度减轻外围结构之负担，但外围斜撑系统仍属各自独立之行为；方案 B 采用凹角部串联 X 向斜撑单元为整体的方式，可大量降低内柱的轴力，而逐渐显示两组单元巨型斜撑系统联结为整体之行为；方案 C 之外部串联斜撑单元为整体的方式则完整的将两组单元巨型斜撑系统结合为整体之构架行为，使四根柱子依中心轴之距离远近形成拉一拉一压一压之变化行为，显示此方案已彻底联结各单元巨型斜撑系统为一体的结构行为。而随着单元巨型斜撑系统的联结程度的不同，将优化方案之用钢量及钢骨断面之比较结果详表 2 所示，根据表二之比较可知随着四组单元巨型斜撑系统的联结程度提高及配合 CFT 工法，能有效降低钢骨用量。同时配合适度的断面增加及柱内灌浆所提供之轴向劲度，更可减少建筑之层间位移量，提高建筑使用性能。

表 1 优化方案之柱轴力比较(X 向地震，向右)

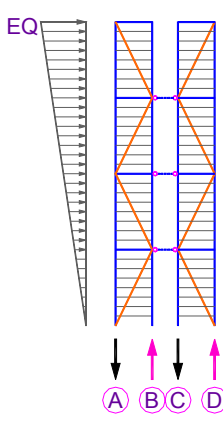
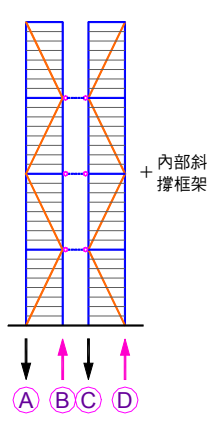
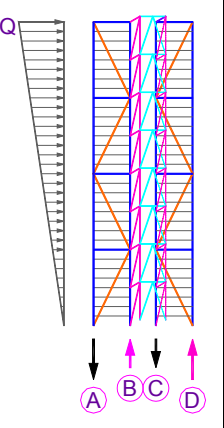
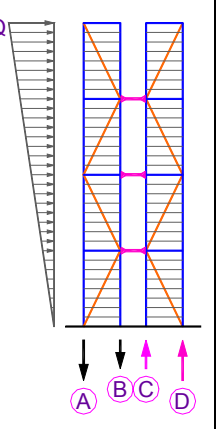
方案轴力比较	原方案	方案 A	方案 B	方案 C
立构示意图				
柱底轴力 差异比较	RA ≒ 3850 tf (拉) RB ≒ 4550 tf (压) RC ≒ 4550 tf (拉) RD ≒ 3850 tf (压)	RA ≒ 3200 tf (拉) RB ≒ 3700 tf (压) RC ≒ 3700 tf (拉) RD ≒ 3200 tf (压)	RA ≒ 3600 tf (拉) RB ≒ 1100 tf (压) RC ≒ 1100 tf (拉) RD ≒ 3600 tf (压)	RA ≒ 3800 tf (拉) RB ≒ 1300 tf (拉) RC ≒ 1300 tf (压) RD ≒ 3800 tf (压)

表 2 优化方案之用钢量及钢骨断面比较

方案效益比较	原方案	方案 A	方案 B	方案 C
钢骨用量 (kg/m ²)	286	219	207	191
钢骨用量比 (与原方案之比)	1.00	0.77	0.72	0.67
最大钢骨柱断面 (□-柱宽×板厚,mm)	□-1000×125	■-1500×40 (CFT)	■-1500×40 (CFT)	■-1200×40 (CFT)

经由建筑师评估各修正方案之影响后，决定采用「外部串联斜撑单元为整体」的 C 方案。惟该方案因加强桁架带连通三个楼层(两个层高，详图 4(a))，对建筑之造型仍有一定之影响。因此建筑师希望结构朝减少加强(桁架)带深度之结构规划方向做进一步发展。故配合建筑之造型要求再评估及拟定三种改善方案，由于再评估方案系由方案 C 做衍生，故分别以 C1、C2 及 C3 代表，再评估方案之特性如下：

(一)、方案 C1－整层桁架加劲：

本方案利用转折层之下方单一楼层配置桁架带(详图 4(b))。此方案能在减少桁架带总深度及结构效益性上取得适度之平衡，惟桁架带位于斜撑转折层之下方，与造型之配合性上较差。

(二)、方案 C2－单层梁加劲：

本方案利用转折层之单层连杆梁(Link Girder)予以加强(详图 4(c))。此种方式最符合建筑师之设计概念，但单层梁之结构必须具有足够之劲度方可发挥整体联结之功能，同时单层梁亦须具备足够之塑性转角能力，方可发挥整体建筑结构之韧性发展。

(三)、方案 C3—半层桁架加劲：

本方案利用转折层之上下各半层配置桁架带(详图 4(d))。此方案之桁架带能配合斜撑转折之变化，惟桁架带之上下弦接于楼层柱之中央，故须于做接合部之转换加强构架。

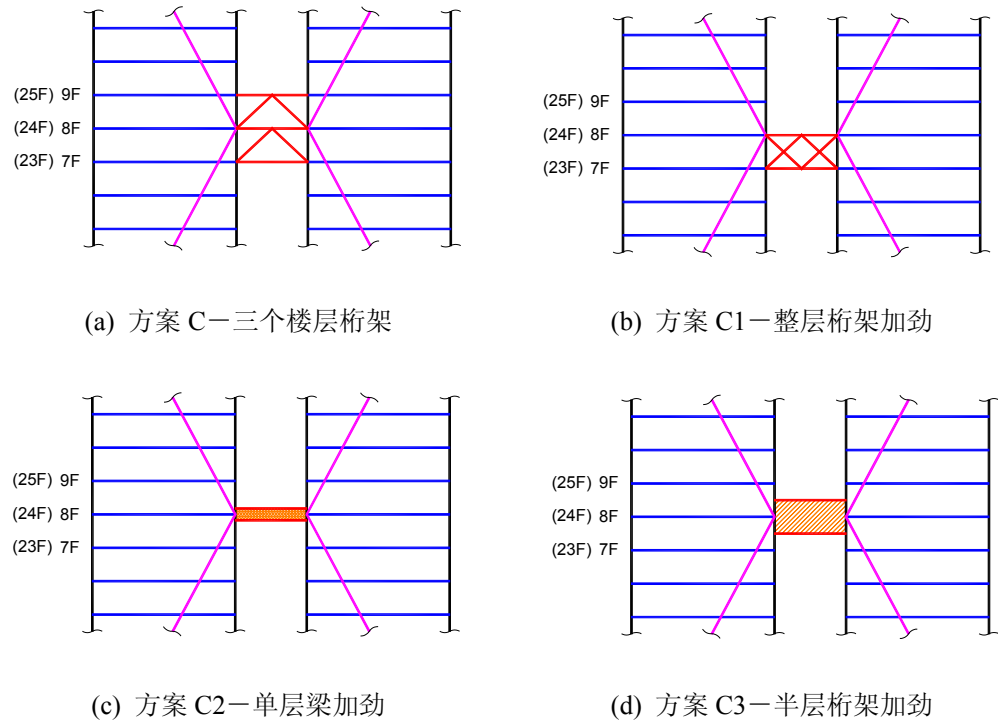


图 4 加强(桁架)带方案示意图

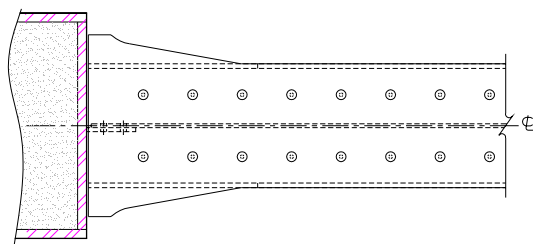
加强桁架带再评估方案与方案 C 之比较详表 3。

表 3 加强桁架带再评估方案之比较

方案方式	方案 C (三层桁架)	方案 C1 (整层桁架)	方案 C2 (单层梁)	方案 C3 (半层桁架)
钢骨用量 (kg/m^2)	191	≈ 191	196	(?)
结构性能	原方案	最佳	可接受	不可行

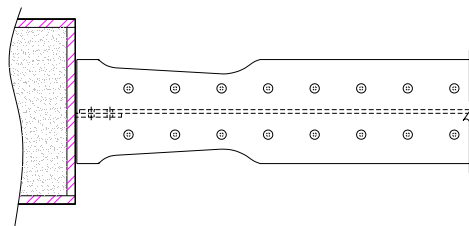
方案 C2 就结构性能而言虽非最佳之结构方案，但在钢骨用量尚可接受且与建筑造型之协调性最佳，故最后以 C2 方案为选定之结构系统方案。而为了解决单层连杆梁(Link Girder)所需之高劲度、高韧性需求，连杆梁采用箱型断面之翼板加强型韧性接头(图 5(a))。内部 SMRF 之梁端具有较高之塑性转角需求者，则采用图 5(b)之韧性切削接头。

经由一连串之结构系统优化设计后，无论就结构性能与建筑设计的完整性而言都已达到理想的目标。但就施工性而言，所有外围柱为配合造型而采用双向转折变化，对于接头节点的施工处理与品质控制仍有其复杂性，故经由优化设计阶段建筑师与结构顾问双方面持续不断的整合建筑设计、施工品质及结构性能，最终将结构系统调整外柱之变化型态如图 6 之造



翼板加强型韧性接头平面圖

(a) 连杆梁韧性接头



韧性接头梁端切割平面示意图

(b) 一般梁韧性接头

图 5 韧性切削接头

型。此造型将 4 根外角柱改以 45 度向外倾斜变化，其余外边柱则改以单向倾斜变化，最终方案不仅可大幅降低施工之复杂度外，且对结构系统之耐震性能提升亦有助益。

3 结构性能分析

随着产业的发展及进步，建筑设计已不仅要求主结构体在强震下对居者生命安全之确保，而要更进一步提升在不同地震强度下，避免结构与非结构物的过度损坏并达到适当的设备防护，因而要求在一定地震强度下不得超过某一规定的层间变位，来防止因为结构体的不当损害造成不预期的生命财产损失。就防灾体系与整体经济的考虑上，建筑物之耐震需求不仅须顾及结构之稳定性，亦须考虑避难、防灾、功(机)能之维持，方能满足建筑功能的全面考量，因此各国规范逐渐朝性能设计之目标发展。性能目标之拟定主要系要求结构物在不同震度下都能达到一定的性能要求，简言之就是要达成「小震不坏、中震可修、大震不倒」的抗震目标。对建筑主体结构而言通常是以层间位移角为控制对象。国际间关于性能设计标准之拟定通常以 SEAOC VISION 2000 [1]、ATC 40 [2]及 FEMA 273/FEMA 356 [3,5]为主要参考依据。

本案除依据台湾耐震规范对建筑物结构体在弹性范围内检核其层间位移角不得超过 0.005(其对应之地震回归期约在 30 年左右)，另以非线性分析检讨 475 年及 2500 年回归期之地震水准下，检核建筑物之层间位移角是否符合性能设计之目标要求。



图 6 定案之设计透视图(大元提供)

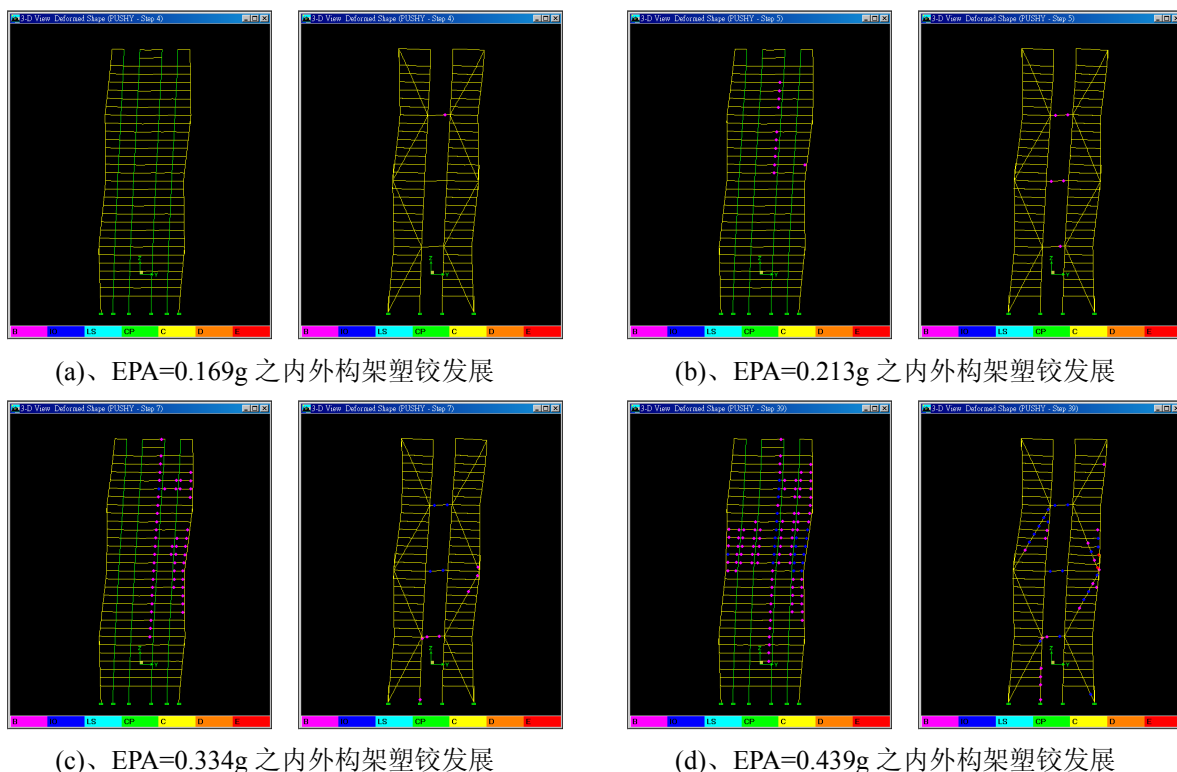


图 7 侧推分析之耗能机制时序变化

根据 ETABS 之侧推分析结果(图 7)，并根据相关之研究[6]可求得侧推历程中各位移点可承受之地表加速度 EPA (Effective Peak Acceleration)值。本案在地表加速度达 0.169g 时连杆梁开始产生塑铰；EPA=0.213g 时连杆梁进入全面降伏阶段，抗弯矩构架亦开始伴随产生塑铰；而当连杆梁进入 IO (Immediate Occupancy)阶段后抗弯矩构架之塑铰逐渐增加，显示耗能机制由第一道的连杆梁转移至第二道的构架系统；而在 EPA=0.334g 时，巨型斜撑开始产生拉力降伏，部分梁端产生塑铰进入 IO 阶段，此时 EPA 已大于最大考量地震(罕遇地震)之 0.308g；而当 EPA=0.393g 时，巨型斜撑之压力杆件产生压力挫屈，此时 EPA 更已大于最大考量地震之 1.25 倍；而 EPA=0.439g 时，巨型斜撑之压力杆件达 CP (Collapse Prevention, 避免崩塌)阶段，主要之抗横力系统转由内部之抗弯矩构架承担。

而由侧推分析之各阶段的层间位移来观察(图 8)，本案的层间位移角因结构系统的特性而随巨型斜撑的转折变化呈现四个波形变化，在 EPA=0.393g 之前，层间位移角之控制相当优异且稳定，0.393g 之最大层间位移角仅 1.15%；而 EPA 超过 0.393g 后，层间位移方才开始呈现较为剧烈

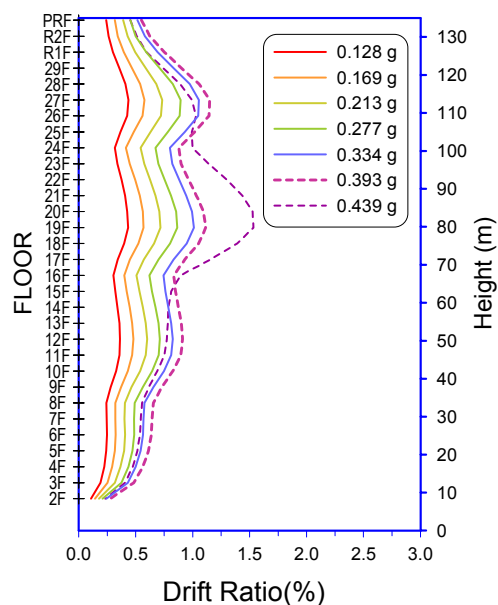


图 8 侧推分析之重要阶段层间位移角

之变化。

由侧推分析的过程中，耗能机制的时序变化以及位移的控制来观察，本案之塑铰发展程序符合结构设计之要求，不仅层间位移的控制符合结构性能设计之要求，同时亦展现极优异的结构行为与耐震特性。

4 角柱接头节点处理

由于本案工程之主要横力抵抗系统由巨型斜撑构架所承担，所以巨型斜撑构架的柱弦材或斜撑都承受着极大之轴向力，因此接头节点必须尽可能的满足力学传递流畅而直接、接合处理简单及能兼顾施工质量等各项要求。然而巨型斜撑构架的外角柱具双向倾斜的特性，且于 16F 转折层处又与两面之斜撑交会于同一节点，基于外角柱于平面 45 度方向朝外倾斜且转折，故 16F 转折层节点将有三个不同平面之柱—斜撑构件汇入交会点的特性(两向之斜撑平面加上 45 度之角柱平面)，若将梁之交会角度一并考虑，则交会之构件平面将更多。另一方面，考虑节点处构件汇入角度及断面经济性等因素，斜撑与外角柱之尺寸亦有所不同，因此也增加了接头节点处理的复杂度。

基于箱型柱及箱型斜撑内部横隔板之施作性，斜撑之扩头起始转折线以及斜撑与柱接合处之转折线两者并非共一平面(图 9(a)中之(A),(B))，因此为了扩头区之转折衔接，钢板须进行两道转折，两道转折处理可如图 9(a)采用双三角形之转折处理；亦可采用图 9(b)型式之扩头转折。基于后者之施作较符合传统之施工作业，且柱内转折处之补强横隔板亦较易施作，对于力学传递性及施工质量等皆较理想，因此最后采用图 9(b)之接头处理型式。另为减少焊道数量以及避免焊道重叠，亦将部分与斜撑接合之柱板向斜撑接合侧延伸，以提高焊接施工品质。因此，16F 转折层节点接合之处处理如图 10 所示。

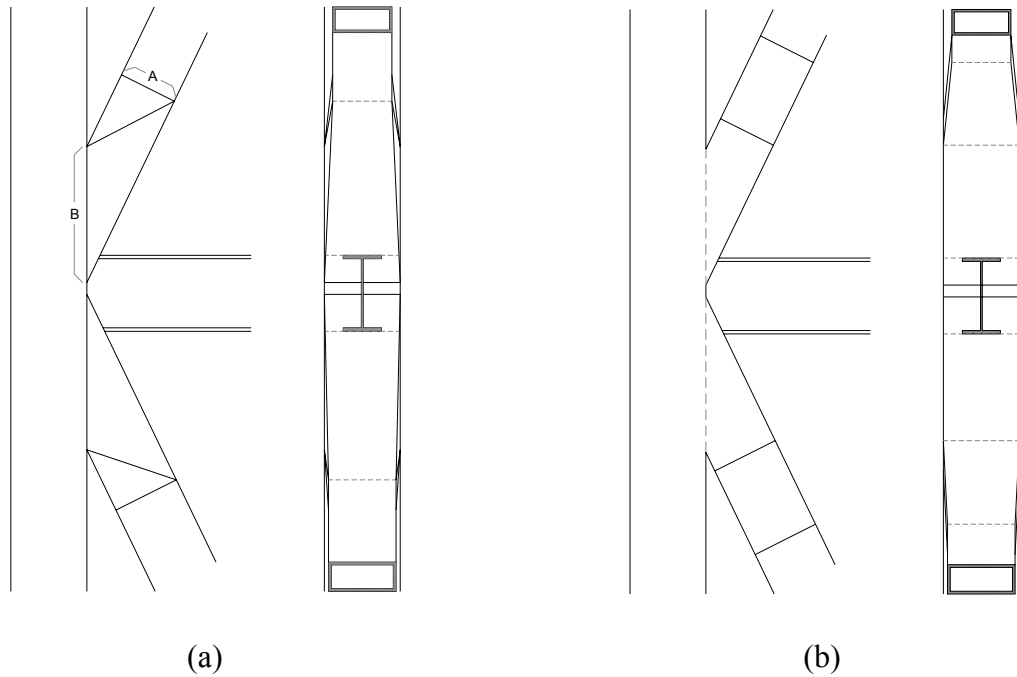


图 9 斜撑与柱之接合转折处理方案示意图

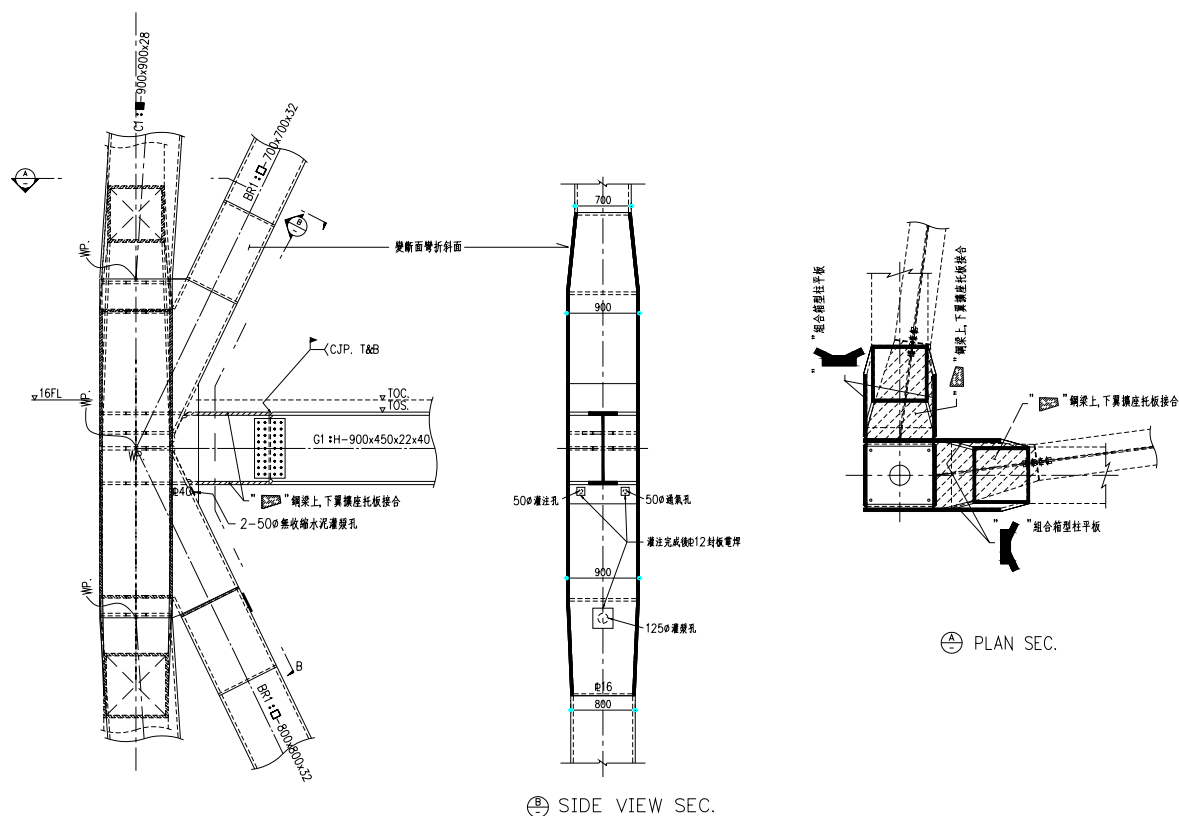


图 10 斜柱与斜撑及梁之接合详细图(16F)

5 结论

建筑常藉由造型来传达特殊的建筑意象，而此种意象往往影响结构的系统规划方式，既要符合建筑师原有的设计概念，同时也要满足结构系统的合理性与经济性。尤其类似本案之外露巨型结构而言，更必须整合建筑设计理念与结构系统两者。以往，建筑设计者往往认为建筑规划与结构设计之整合工作往往如拔河运动之两端形成个自本位意见之坚持与拉锯。而实际上，建筑规划与结构设计之整合更应视为一种协调与融合，透过彼此意见之整合产生最理想之设计方案。

本文藉由高雄中钢集团总部大楼的案例说明如何整合建筑师与结构工程师的观念异同，藉由设计过程中，各种替选方案的评估及整合，来完成最后之结构系统方案。

参考文献

- [1] SEAOC, Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Prepared by Structural Engineers Association of California, California Office of Emergency Services, Sacramento, California (1995)。
- [2] ATC-40, 「Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings」, Applied Technology Council, Redwood City, California (1996)。
- [3] FEMA 273, 「NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings」, Federal Emergency Management Agency, Washington (1997)。

- [4] FEMA 274, 「NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings」, Federal Emergency Management Agency, Washington (1997)。
- [5] FEMA 356, 「Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings」, Federal Emergency Management Agency, Washington (2000)。
- [6] 陈奕信, 「含砖墙 RC 建筑结构之耐震诊断」, 成功大学建筑研究所博士论文, 许茂雄教授指导 (2003)。