

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

有限元素模擬後拉式預力預鑄節塊橋樑

-以曼谷第二階段高速公路系統為例

Finite Element Analysis On Post-tensioned Precast Concrete Segmental Bridges

- A Case Of The Second Stage Expressway System (SES) In Bangkok

研 究 生：陳王文

指 導 教 授：袁宇秉 博士

中華民國一百零八年七月

有限元素模擬後拉式預力預鑄節塊橋樑

-以曼谷第二階段高速公路系統為例

Finite Element Analysis On Post-tensioned Precast Concrete Segmental Bridges  
- A Case Of The Second Stage Expressway System (SES) In Bangkok

研究生： 陳王文

Student： Wang-Wen Chen

指導教授： 袁宇秉

Advisor： Yu-Ping Yuen

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

A Thesis

Submitted to Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

in partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of

Master

in

Civil Engineering

July 2019

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一百零八年七月

# 有限元素模擬後拉式預力預鑄節塊橋樑-以曼谷第二階段高速公路系統為例

學生：陳王文

指導教授：袁宇秉 博士

國立交通大學土木工程學系（研究所）碩士班

## 摘要

由於後拉式預應力預鑄混凝土節塊橋樑越來越常被運用在現在的建造技術當中，載重之下，節塊接縫的開合、橋樑的變位、預力鋼腱的應力應變變化及混凝土應力變化顯得重要，此篇論文中會逐步說明橋樑模型的假設以及建立的方法，進行非線性分析，結果將與 T. Takebayashi (1994) 等人的實驗結果比較，並與 Edvis Sejkati (2016)、Jens Tandler (2001) 簡化斷面的模型討論，歸納出結果。

論文當中也簡介後拉式預力預鑄節塊橋樑，包含它的歷史與其優點，以及其建造方法。對於建模的軟體 (ABAQUS) 也有簡短的介紹及應用，使此篇論文更容易被讀者理解。分析過程涉及線性與非線性分析，並且加載到結構產生破壞，結果部份包含分析數據及數據比較、討論。

**關鍵字：**後拉式預力、預鑄節塊箱型橋樑、接縫、ABAQUS / Explicit、線性與非線性分析、剪力鍵

Finite Element Analysis On Post-tensioned Precast Concrete Segmental Bridges - A Case Of  
The Second Stage Expressway System (SES) In Bangkok

Student : Wang-Wen, Chen

Advisors : Dr. Yu-Ping ,Yuen

Department of Civil Engineering  
National Chiao Tung University

ABSTRACT

As the post-tensioned precast concrete segmental girder bridges are increasingly used in the current construction technology. Under the loading test, the opening and closing of the joints, the displacement of the bridge, the stress and strain of the prestressed tendon and the concrete stress seems important. In this paper, the assumptions and the analysis methods of the bridge model will be explained step by step. The analysis results are compared with the experimental results of T. Takebayashi et al. (1994) and other scholars, and compared with the model of Edvis Sejkati (2016), Jens Tandler (2001), which are simplified section models, and the results are summarized in the end of the dissertation.

This paper also introduces the post-tensioned precast segmental girder bridges, including its history and its advantages, as well as its construction method. There also has a brief introduction for the modelling software, ABAQUS, and its application of making this paper easier to understand by the reader. The analysis process involves linear and nonlinear analysis, and the loading will reach to the structure failure, and the results contain analytical data and the data comparisons.

**Keywords :** post-tensioned 、 precast segmental box bridge 、 joints 、 ABAQUS / Explicit 、 linear and nonlinear analysis 、 shear keys

## 誌謝

特別感謝指導教授袁宇秉老師的細心指導，並且在我遇到困難時都馬上處理回覆，讓此研究能夠順利進行。研究開始前，袁老師詢問我的興趣，考量興趣而給定研究方向。研究期間，袁老師多次詢問研究情形，並且督促進度，為我指點迷津。同時也在思想以及求學態度上給予我很大的啟發。在此謹向袁老師致以誠摯的謝意以及崇高的敬意。也感謝老師安排我於碩二的9月到英國倫敦-布魯內爾大學（Brunel University London）進行短期研究一個月，接觸了與此相關的研究，不僅增廣見聞，也啟發更大的興趣。同時也要感謝布魯內爾大學的兩位教授，Kai Tai Wan 教授以及 Xiangming Zhou 教授的安排與指導。

感謝楊子儀老師以及李東根老師的建議與提醒，讓此篇論文更為完整。

感謝408研究室的夥伴們，顧銘、承安、奕誠、June，以及學弟們，我們一起努力，不管在課業上還是休閒娛樂上都互相陪伴與扶持，讓我的研生活多采多姿。以及思妤、柏盛、啟聖、昶佑、京育、宜欣、達煜、慶宇、育慶。也感謝念祖、首豪、冠蓓，無形中擔任了我們的學長姊，給予我們建議與方向。

最後，感謝家人、愛人的陪伴與打氣，感謝對我的理解與支持，在論文完成之際，心中充滿萬分的感激。

# 目錄

摘 要 .....	I
ABSTRACT .....	II
誌謝 .....	III
目錄 .....	IV
表目錄 .....	VII
圖目錄 .....	VIII
符號說明 .....	XI
第 1 章 緒論 .....	1
1.1 研究背景 .....	1
1.2 研究動機 .....	1
1.3 研究目的 .....	2
1.4 研究步驟 .....	3
1.5 論文架構 .....	3
第 2 章 文獻回顧 .....	4
2.1 預鑄節塊箱型橋樑 .....	4
2.1.1 外置預力橋樑 .....	4
2.1.2 外置預力其它應用 .....	7
2.1.3 施工方法 .....	7
2.2 原型模型實驗 .....	9
2.3 簡化斷面模型 .....	12

2.4	ABAQUS 簡介	12
2.5	小結	15
第 3 章 數值模型		16
3.1	幾何形狀	16
3.2	材料性質	19
3.2.1	鋼筋	19
3.2.2	外置預力鋼腱	21
3.2.3	混凝土	23
3.3	元素類型	28
3.4	約束與邊界條件	29
3.5	外力	30
3.6	剪力鍵 (Shear keys) 模擬	32
3.7	分析步	34
第 4 章 模型結果與討論		35
4.1	分析結果	35
4.1.1	橋樑變位	35
4.1.2	接縫開合行為	40
4.1.3	預力鋼腱應力	43
4.1.4	預力鋼腱應變	45
4.1.5	混凝土應力	46
4.1.6	剪力鍵行為	48
4.1.7	鋼筋行為	50

4.2 與其他模型比較 .....	51
4.3 問題討論 .....	53
第 5 章 結論與建議 .....	55
5.1 結論 .....	55
5.2 建議 .....	56
參考文獻 .....	57
附件一、預力鋼腱錨定點與長度 .....	59
附件二、AutoCAD 橋樑透視圖 .....	61
附件三、ABAQUS 參考外力施加狀態 .....	62





## 表目錄

表 2.1 加載外力歷程 (T. Takebayashi et al. , 1994) .....	11
表 2.2 ABAQUS 分析主要過程 .....	13
表 2.3 材料數據 (T. Takebayashi et al. , 1994) .....	15
表 3.1 本篇論文使用之單位 .....	16
表 4.1 橋樑中心垂直變位實驗值與模擬值誤差 .....	39



## 圖目錄

圖 1.1 南非事件-Injaka bridge (J.SMALLWOOD, 2019) .....	2
圖 2.1 彰化二號高架橋 (劉達中, 2010) .....	4
圖 2.2 外置預力鋼腱鏽蝕 (G.M. Clark, 2012) .....	5
圖 2.3 Long key bridge 示意圖 (J.Muller, 1980) .....	6
圖 2.4 外置預力橋樑內部 (Hermann Weiher et al., 2006) .....	6
圖 2.5 礁溪老爺大酒店後拉預力示意圖 (張家禎等, 2011) .....	7
圖 2.6 場鑄地點示意圖 (Edvis Sejkati, 2016) .....	8
圖 2.7 國道五號五楊段拓寬工程 (技師報, 2012) .....	9
圖 2.8 斷面圖包含預力鋼腱位置 (T. Takebayashi et al., 1994) .....	10
圖 2.9 橋樑斷面圖 (T. Takebayashi et al., 1994) .....	10
圖 2.10 外置預力鋼腱設置位置側視及上視圖 (T. Takebayashi et al., 1994) .....	10
圖 2.11 原型模型外力加載位置圖 (T. Takebayashi et al., 1994) .....	11
圖 2.12 簡化斷面模型 (Edvis Sejkati, 2016) .....	12
圖 3.1 橋樑透視圖 .....	17
圖 3.2 邊界節塊透視圖 .....	17
圖 3.3 D2 轉向節塊透視圖 .....	17
圖 3.4 D1 轉向節塊透視圖 .....	17
圖 3.5 AutoCAD 繪製之斷面圖 (中間節塊) .....	18
圖 3.6 AutoCAD 繪製之斷面圖 (邊界節塊) .....	18
圖 3.7 AutoCAD 繪製之斷面圖 (轉向座 D2 節塊) .....	18
圖 3.8 AutoCAD 繪製之斷面圖 (轉向座 D1 節塊) .....	18
圖 3.9 鋼筋應力-應變圖 (EC2) .....	20
圖 3.10 ABAQUS 中鋼筋設置全圖 .....	20
圖 3.11 ABAQUS 中鋼筋設置斷面圖 (邊界節塊) .....	20

圖 3.12 預力鋼腱斷面圖 (TENSACCAI, 2013) .....	21
圖 3.13 ABAQUS 中預力鋼腱設置示意圖 .....	22
圖 3.14 錨定點、轉向座與預力鋼腱視圖 .....	22
圖 3.15 預力鋼腱應力-應變圖 (EC2) .....	22
圖 3.16 ABAQUS 中混凝土單軸力應力應變圖 (Abaqus Analysis User's Guide 6.14) ..	23
圖 3.17 Kratzig and Polling (2004) 混凝土壓力區模型 .....	24
圖 3.18 混凝土壓力區應力應變圖 .....	25
圖 3.19 應力-應變圖形與應力-開裂關係圖形 (CEB-FIP, 2010) .....	26
圖 3.20 混凝土拉力區應力應變圖 .....	27
圖 3.21 支承示意圖 .....	29
圖 3.22 施加外力下橋樑彎矩圖 .....	30
圖 3.23 SAP2000 之橋樑外力圖、剪力圖、彎矩圖 .....	31
圖 3.24 節塊斷面剪力鍵配置圖 (T. Takebayashi et al., 1994) .....	32
圖 3.25 剪力鍵詳圖 (T. Takebayashi et al., 1994) .....	32
圖 3.26 ABAQUS 中剪力鍵全圖 .....	33
圖 3.27 ABAQUS 中剪力鍵斷面圖 .....	33
圖 3.28 質量放大設定 .....	34
圖 4.1 模擬變位與實驗變位圖 .....	36
圖 4.2 Edvis Sejkati 模型之橋樑變位圖 (Edvis Sejkati, 2016) .....	36
圖 4.3 預力施加後橋樑上拱圖 .....	37
圖 4.4 透視橋樑變位圖 (Applied mid-span moment=0) .....	37
圖 4.5 透視橋樑變位圖 (Applied mid-span moment=39289.4kN·m) .....	37
圖 4.6 透視橋樑變位圖 (Applied mid-span moment=58206.5kN·m) .....	37
圖 4.7 全跨橋樑垂直變位圖 .....	39
圖 4.8 節塊 8-9 接縫打開示意圖 .....	40
圖 4.9 模擬接縫打開值與實驗接縫打開值圖 .....	41

圖 4.10 節塊 8-9 接縫打開值 (Edvis Sejkati, 2016) .....	41
圖 4.11 全跨橋樑接縫開合情形比較 .....	42
圖 4.12 未加測試力時預力鋼腱應力 (Applied mid-span moment=0) .....	44
圖 4.13 預力鋼腱之應力 (Applied mid-span moment=39289.4kN·m) .....	44
圖 4.14 破壞時預力鋼腱應力 (Applied mid-span moment=58206.5kN·m) .....	44
圖 4.15 短鋼腱應變 (鋼腱 6) .....	45
圖 4.16 設計使用荷載下混凝土應力 .....	46
圖 4.17 施加預力下混凝土應力 (Applied mid-span moment=0) .....	47
圖 4.18 測試外力下混凝土應力 (Applied mid-span moment=39289.4kN·m) .....	47
圖 4.19 測試外力下混凝土應力 (Applied mid-span moment=58206.5kN·m) .....	47
圖 4.20 破壞位置圖 (Applied mid-span moment=58206.5kN·m) .....	47
圖 4.21 接縫打開示意圖 .....	48
圖 4.22 剪力鍵應力圖 (Applied mid-span moment=0) .....	49
圖 4.23 剪力鍵應力圖 (Applied mid-span moment=39289.4kN·m) .....	49
圖 4.24 剪力鍵應力圖 (Applied mid-span moment=58206.5kN·m) .....	49
圖 4.25 鋼筋應力圖 (Applied mid-span moment=0) .....	50
圖 4.26 鋼筋應力圖 (Applied mid-span moment=39289.4kN·m) .....	50
圖 4.27 鋼筋應力圖 (Applied mid-span moment=58206.5kN·m) .....	50
圖 4.28 Jens Tandler 模型結果-垂直變位 (Jens Tandler, 2001) .....	51
圖 4.29 變位、接縫打開圖 (Jens Tandler, 2001) .....	52
圖 4.30 未考量剪力鍵變位圖 .....	53
圖 4.31 假設為連續樑變位示意圖 .....	53
圖 4.32 預力鋼腱滑移示意圖 .....	54

## 符號說明

$\Delta t$	穩定時間增量
$L^e$	元素特徵長度
$C_d$	疏密波波速
$E_a$	楊氏模數
$\rho$	密度
$E_{st}$	鋼筋楊氏模數
$f_{yd}$	鋼筋設計屈服強度
$f_{yk}$	鋼筋屈服強度
$\gamma_s$	鋼筋、鋼腱部分因子 (partial factor)，一般 $\gamma_s = 1.15$
$E_p$	鋼腱楊氏模數
$f_{pd}$	鋼腱設計拉伸強度
$f_{pk}$	鋼腱拉伸強度
$f_{p0,1k}$	鋼腱0.1% 應變之應力強度
$E_c$	混凝土楊氏模數
$f_c$	破壞壓應力
$\varepsilon_c$	破壞拉應變
$\gamma_c$	自由參數 (free parameter)
$G_{cl}$	破裂能
$l_{eq}$	元素大小 (element size)
$b$	塑性應變與非彈性應變比值，即 $\varepsilon_{plastic} = b \cdot \varepsilon_{inelastic}$ ，取 0.5
$E_{ci}$	切線楊氏模數
$\varepsilon_{ct}$	破壞拉應變

$\sigma_{ct}$	破壞拉應力 ( $Mpa$ )
$f_{ctm}$	抗拉強度 ( $Mpa$ )
$G_F$	斷裂能 ( $N/mm$ )
$S$	接觸剛性
$E^*$	有效楊氏模數
$A_c$	投影面積，取 0.6
$\nu_s$	節塊 s 柏松比
$\nu_i$	節塊 i 柏松比
$E_s$	節塊 s 楊氏模數
$E_i$	節塊 i 楊氏模數
$\Delta T_l$	長鋼腱溫度變化量
$\Delta T_s$	短鋼腱溫度變化量
$P$	預力值 ( $N$ )
$c$	熱膨脹係數，此處取鋼筋為 12
$E$	預力鋼腱楊氏模數 ( $Pa$ )
$A$	預力鋼腱斷面積 ( $m^2$ )

# 第 1 章 緒論

## 1.1 研究背景

橋樑是一個國家重要的建設，不管在公路、城市道路、或是鐵路，都可以見到，甚至有些被視為生命線工程。隨著科技的進步，土木工程建造的方法也不斷地在精進、改變，其中預鑄混凝土節塊橋樑（precast concrete segmental bridges）在近幾十年來常常被使用。它被認為有很多優點，包括其耐用性、低生命週期成本，以及比起其他橋樑有較好的維護品質。因此具有經濟及安全的後拉式預力預鑄節塊箱型橋樑（post-tensioned precast concrete segmental girder bridges）越來越受歡迎，它建造相對快速，並且有出色的可維護性。安全可以分成兩個方面，第一，要保證橋樑在建造過程中、使用年限內安全，第二，要確保橋上、橋下人員車輛在施工與營運過程中的安全。前者是橋樑設計之中最重要的項目之一，且為後者的必要條件及保障。經濟方面，在適用、安全的前提下，經濟因素往往是做出方案選擇的主要因素。然而要全面而精確的計算、顧及到所有經濟因素往往是很困難的，在方案的比較之中，通常充分考慮橋樑在使用期間的營運條件以及維修、加固、養護等...[1]。另一方面，外置預力鋼腱（external prestressed tendon）有易檢查、易更換，或是易在損壞後加強的特點，所以被廣泛使用在預鑄節塊橋樑當中。因此，現在具有美觀的箱型預鑄節塊橋樑，結合易維護的外置預力鋼腱，廣泛應用於橋樑建造之中。

## 1.2 研究動機

由於後拉式預力預鑄節塊橋樑的應用越來越多，載重下橋樑的反應顯得重要，關係到使用者的安全。曾經有事故發生在 1998 年的南非與 1996 年的關島。第一個事件發生在啟動過程中，此事件造成工人及參觀者從 30 公尺高墜落，總共有 14 位人員死亡，包含此橋的設計者，另外也有 13 位人員嚴重受傷。而關島的事件，則是發生在曾經是最長後拉式懸臂橋樑，跨徑為 241m，在利用外置鋼腱進行橋樑強化的過程中造成災難[2]。由此可見，橋樑的行為分析相當重要，在設計階段就必須多方面的考量。在近幾年，也

越來越多學者對於外置預力鋼腱橋樑進行分析，包含對橋樑延展性（ductility）、鋼腱應力增加量（tendon stress increase）等項目的分析。B.G.Rabbat 跟 K. Slowat（1987）[3]、J. Muller 跟 Y. Gauthier（1989）、MacGregor R.J.G et al.（1989）[4] 對這個範圍做了基本的研究，目前許多法規參考了這些研究而制定。T. Takebayashi et al.（1994）曾經對泰國第二階段高速公路系統做原型模型的實驗，先後 Jens Tandler（2001）、Edvis Sejkati（2016）也針對其原型模型利用有限元素軟體-ABAQUS 建立模型分析其行為，其兩者的模型皆為簡化斷面後的模型，故本篇欲建立斷面更符合原型模型的 ABAQUS 模型進行結果的討論，使我們更為了解後拉式預力預鑄節塊箱型橋樑的行為。

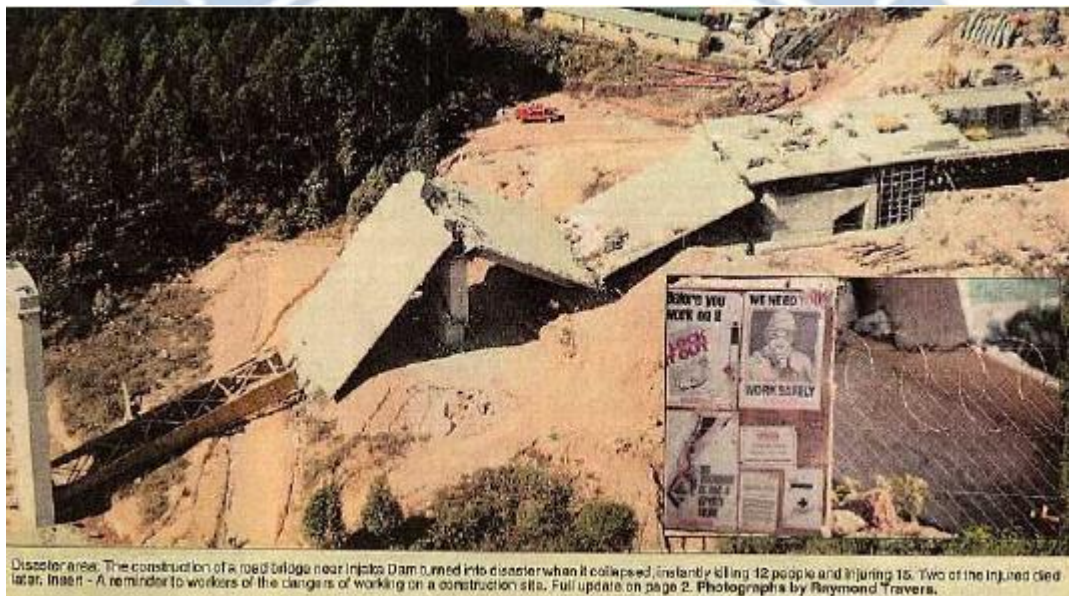


圖 1.1 南非事件-Injaka bridge（J.SMALLWOOD，2019）[5]

### 1.3 研究目的

利用 ABAQUS 建立預力預鑄混凝土節塊橋樑的模型，討論各個外置預力鋼腱與混凝土節塊的行為，包含混凝土應力變化、預力鋼腱應力應變變化，橋樑荷載-撓度關係，橋樑接縫開和行為等...，進而整理出利用有限元素軟體所分析的模型，行為是否接近原型模型實驗結果，以及是否有需要注意的地方，從比較中得到結論，得到分析結果與實驗結果的差異，以利在設計時可以列入參考，提升用路人的安全。並且以利後續加入更多不同的外力情形進行討論，分析橋樑的反應，以便提供更多資訊以利設計。



## 1.4 研究步驟

利用有限元素軟體 ABAQUS 建立模型，輸入各個參數，包含材料性質、外置鋼腱預力、混凝土自重、外加的測試載重等...，並且設定邊界條件及接觸面性質。模型的數據來自曼谷第二階段高速公路，T. Takebayashi et al. (1994) 對其的原型模型實驗數據。模型建立好以後針對各個節塊的變位、接縫的開合行為進行討論，並且持加載到結構產生破壞，得到最後的結果，最後與 T. Takebayashi et al. (1994) 進行的原型實驗結果比較，及 Jens Tandler (2001)、Edvis Sejkati (2016) 所建立的簡化斷面模型比較，最終整理出對於利用有限元素軟體建模分析時需要注意的地方，以及分析後拉式預力預鑄節塊箱型橋樑該注意的事項。

## 1.5 論文架構

本論文共分成五個章節，其內容如下：

第一章、研究背景、研究動機、研究目的、研究步驟等介紹。

第二章、文獻回顧，介紹預鑄節塊箱型橋樑的施工方法以及外置預力的應用。並且回顧 T. Takebayashi et al. (1994) 的原型模型，及 Jens Tandler (2001)、Edvis Sejkati (2016) 模型的假設。並且簡單介紹本論文所運用的有限元素分析軟體 ABAQUS。

第三章、本文建立的模型介紹，包含斷面性質、材料性質、外力的佈置、預力的設置與邊界條件的設定等等。

第四章、模型結果分析與比較，本章節進行本篇建立之模型與 T. Takebayashi et al. (1994) 原型模型數據的比較，以及討論與 Jens Tandler (2001)、Edvis Sejkati (2016) 結果之差異性。

第五章、本研究之結論及建議。

## 第 2 章 文獻回顧

### 2.1 預鑄節塊箱型橋樑

如同先前提到，預鑄節塊箱型橋樑在近幾十年越來越被廣泛運用在各個國家。其主要的優點有建設速度較為快速，以及建造過程中，可以減少中斷交通的需求。箱型形狀具有高剛度、高抗扭強度，為其優點[6]。台灣也有許多預鑄節塊箱型橋樑，例如：彰化二號及四號高架橋[7]、五楊高架等...。而單跨式（monolithic constructions）橋樑與預鑄混凝土節塊（precast segmental constructions）橋樑之間存在著許多差異，像是預鑄混凝土節塊橋樑在節塊與節塊之間，並沒有連接起來的鋼筋，而在單跨式橋樑中，則在整跨之中有鋼筋。節塊橋樑也存在著較複雜的接觸行為。



圖 2.1 彰化二號高架橋（劉達中，2010）[8]

#### 2.1.1 外置預力橋樑

回顧早期橋樑，最早的預應力混凝土橋樑是外置應力的橋樑，此橋樑位於德國，由 Franz Dischinger 所設計，建造於 1935 年，並且於 1937 年完工。使用抗拉強度為  $500\text{MPa}$  的鋼筋，但由於其抗拉強度不高，考量到預力的損失，曾重新拉應力 2 次，分別在 1962

年及 1980 年進行[2]。然而，該橋樑在 1994 年被拆除。雖然鋼筋的抗拉強度不高，但是這個缺點可以被外置預力鋼腱克服，因其可以較方便的重新拉預力及更換。更換鋼筋的過程中，甚至可以不用中斷交通。1980 年英國的 Bradley Road Bridge 就曾經在未中斷交通的情況下更換預力鋼腱。這些鋼筋需要更換的理由往往是鏽蝕，許多早期的橋樑都有這樣的問題發生。由於這些鏽蝕原因，導致內預力鋼腱在當時教受到喜愛。但是同時，可靠的防鏽蝕系統被開發出來，鋼筋可以被包覆在高密度聚乙烯（HDPE）的管子中，這些管子內部會被油（grease）及水泥（cement）填滿，改善了鋼筋鏽蝕問題。



圖 2.2 外置預力鋼腱鏽蝕（G.M. Clark，2012）[9]

在這幾十年來，外置預力已經被廣泛應用在各個國家。以美國來來說，由於其經濟效益，大量的橋樑利用此法建造，像是有 101 跨，每跨 36m 的 Long Key Bridge 就是以此法建造而成，其總長為 3701m[10]。另外當時法國政府也相信，若鏽蝕的鋼筋可以被更換，將可以提高橋樑的壽命。並且可以更容易觀察這些鋼腱的外觀，讓這類的橋樑更容易預測而變得更安全。Virlogeux（1989）曾經提到：我們對這項技術已經掌握，不再是實驗，而是建造橋樑正常常見的方式[11]。以上種種都顯示外置預力對於橋樑有很重要的地位及發展。這樣的橋樑對於很長的高架橋來說，有很好的經濟效益，例如本篇的參考模型-曼谷第二階段高速公路。

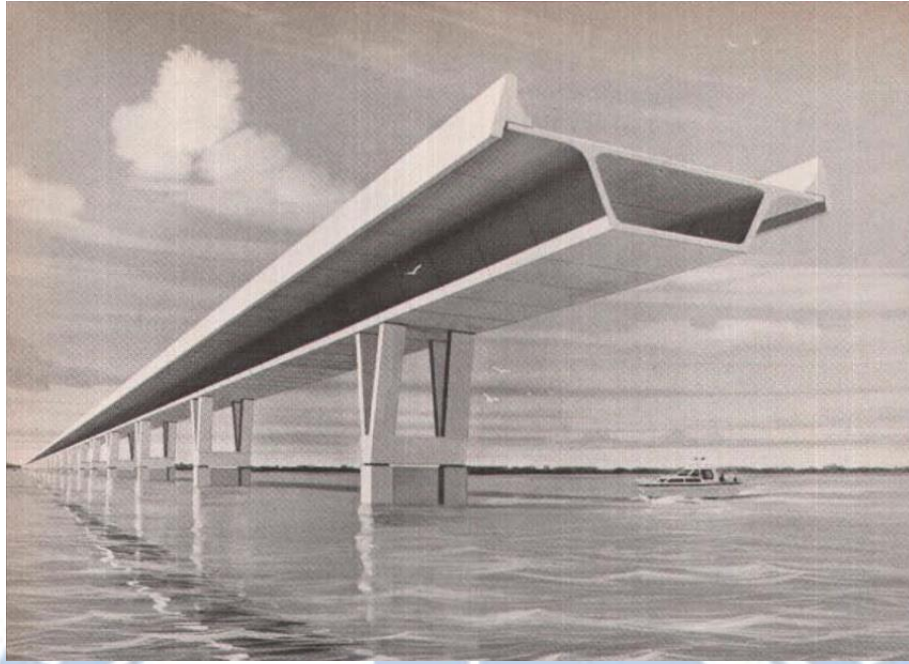


圖 2.3 Long key bridge 示意圖 (J.Muller, 1980) [12]

然而有別於一般單跨式橋樑在長向連續加勁，預鑄節塊橋樑時常運用外預力鋼腱使其節塊與節塊互相連結在一起。外置預力是一種特殊的後張 (post-tensioned) 技術，而後張技術是在混凝土硬化之後所施加的。外預力鋼腱被設置在一般斷面之外，與橋樑間力的傳遞只在錨定區及轉向座之間。其施作方法會在 2.1.3 介紹。



圖 2.4 外置預力橋樑內部 (Hermann Weiher et al, 2006) [13]

## 2.1.2 外置預力其它應用

外置預力並不只應用在橋樑，在其他的方面也可以看到它的應用。像是建築物當中，位於宜蘭縣知名風景區的礁溪，於 2005 年開幕的礁溪老爺大酒店，樓高六樓。讓旅客印象深刻的是其典雅的外觀及氣派的大廳。

五星級飯店常常講究的是大廳空間的氣派寬敞，可以塑造大方的形象。一樓大廳挑高 5.5m，跨度約為 14.9m。大廳沒有柱子的妨礙，讓空間的規劃更為靈活。然而其考慮到鋼構造較昂貴，所以一開始就朝向鋼筋混凝土結構設計規劃。為了增加二樓混凝土樑與樓板的跨度，並節省鋼筋混凝土成本，此項工程利用後拉式預力系統。減輕了建築物自重，同時也減輕了地震力[14]。

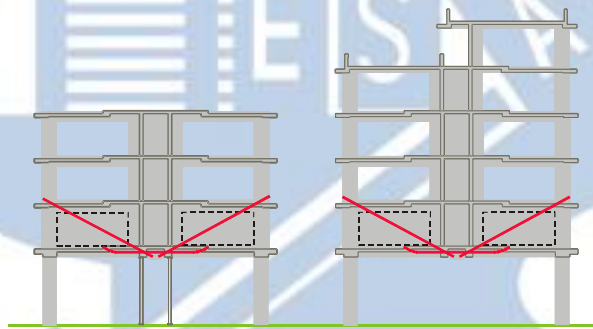


圖 2.5 礁溪老爺大酒店後拉預力示意圖（張家禎等，2011）

## 2.1.3 施工方法

預鑄節塊工法會在橋樑選址的附近尋找適合場鑄的地點，預鑄場的規畫與設置非常重要，要有足夠的場地面積，以利預鑄節塊儲存，並進行養護，使預鑄混凝土達到 100% 的強度，再運送至橋樑地址進行吊裝，運輸的動線也非常重要。其中，高密度聚乙烯（HDPE）導管會安置在轉向座（deviator）節塊與邊界（diaphragm）節塊預力鋼腱會通過的地方。



圖 2.6 場鑄地點示意圖 (Edvis Sejkati, 2016) [6]

接著，預鑄節塊將藉由桁架樑進行定位吊裝，另一個方式是藉由起重機進行吊裝，並且施加暫時預力，在接縫當中有剪力鍵 (Shear keys) 對抗剪力及扭轉，一凹一凸的鍵有助於節塊的連結與對齊。當節塊都對齊並且在其位時，外預力鋼腱會被安置在預留的導管中，並且施加預力，最後將暫時預力移除，並且使用水泥灌入導管之中。與先拉式預力不同的是，後拉式預力可以在混凝土鑄造完成後，再安裝至其中，而不用先拉應力，再澆灌混凝土，如此一來，就有較好維護的特點。預力藉由鋼筋直接加載在節塊之中，使節塊產生微小彈性變形。而外置鋼腱呈現線性的形狀在兩個轉向座之間，當施加外力時，混凝土與鋼腱的相互作用發生在這個地方，因為整個結構它們接觸的地方只有這裡。然而，雖然後拉式結構花費比較貴，但是因為它可以在當地直接施工，減少運輸的成本，所以總體上來說，還是具經濟效益。



圖 2.7 國道五號五楊段拓寬工程（技師報，2012）[15]

## 2.2 原型模型實驗

T. Takebayashi et al. (1994) 根據曼谷第二階段高速公路系統 (SES) 原型模型進行實驗，曼谷第二階段高速公路系統是第一階段系統的延伸，在 1988 年 12 月由 Expressway and Rapid Transit Authority of Thailand (ETA) 委託建造，其目的在於促進曼谷的交通動線，它包含了 32 公里的高架道路，總共大約有 14500 塊節塊[16]。T. Takebayashi et al. (1994) 的原型模型橋樑長 44.25m，為後拉式預力預鑄混凝土節塊橋樑，節塊與節塊之間採用的是乾接縫 (dry joints) 連結，在原型模型上架設儀器，測量橋樑變位、接縫開合、混凝土及預力鋼腱的應變等...。此原型模型是根據 AASHTO "Standard specification for highway bridges" (1983) 與 "Guide specification for design and construction of segmental bridges" (1989) 設計，材料性質如表 2.3 所示。預力鋼腱由 12 個鋼腱組成，其中 10 個鋼腱由 19K15 組成，其餘 2 個鋼腱由 12K15 組成。其配置如圖 2.8 與圖 2.10 所示。預力鋼腱的配置於橋樑長軸對稱，但是對於橋樑中點不對稱。鋼腱 1-5 (19K15) 設置在整個原型橋樑，並且在 3 個轉向座處轉向，而鋼腱 6 (12K15) 只設置在 2 個 D2 轉向座之間，並且只在 D1 轉向座處轉向。支承的選用也是類似於曼谷第二階段高速公路系統中所使用之彈性支承。根據 T. Takebayashi et al. (1994) 反算鋼腱預力為 38443kN。

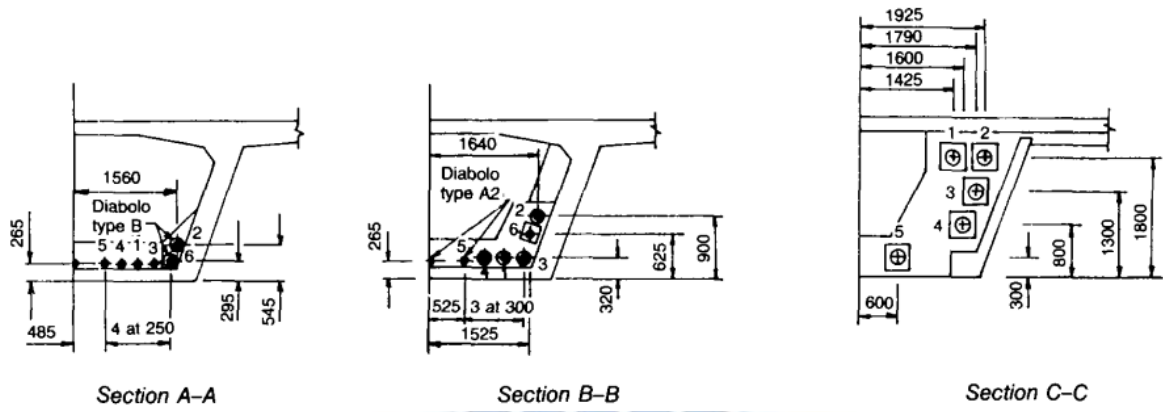


圖 2.8 斷面圖包含預力鋼腱位置 (T. Takebayashi et al., 1994)

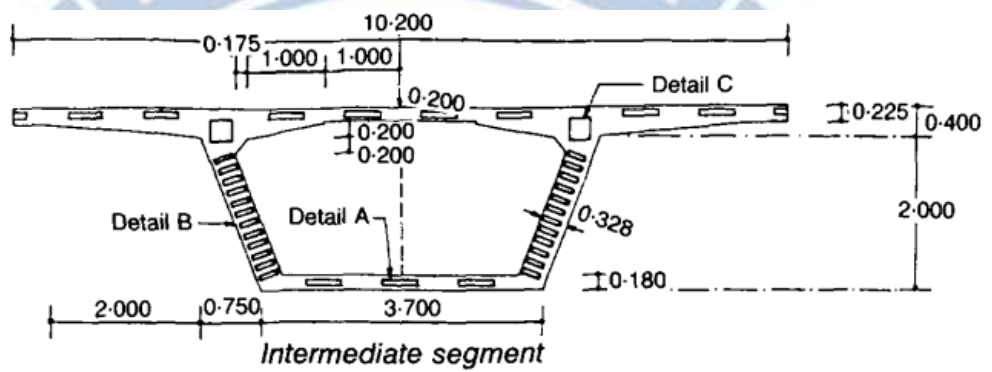


圖 2.9 橋樑斷面圖 (T. Takebayashi et al., 1994)

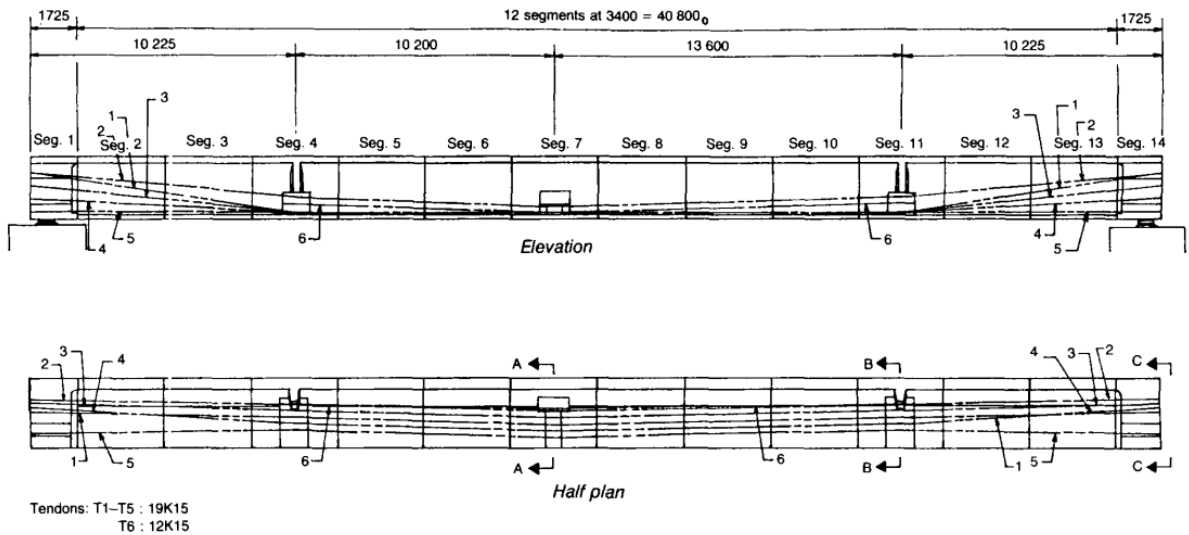


圖 2.10 外置預力鋼腱設置位置側視及上視圖 (T. Takebayashi et al., 1994)



測試的載重為對稱的設置，如圖 2.11 所示。載重鋼板分為 A 板與 B 板兩種大小，每個鋼板重量為 347kg，由兩個起重機吊設，整個載重過程分成 5 天進行，如表 2.1 所示。當鋼板數量達到 2620 時，橋樑倒塌。而應變計、千分錶的設置位置都有在 T. Takebayashi et al. (1994) 文章中說明。

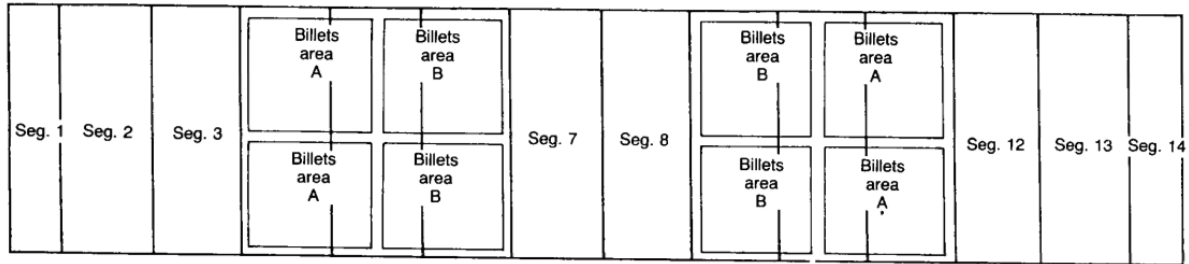


圖 2.11 原型模型外力加載位置圖 (T. Takebayashi et al., 1994)

Day	Load stage	No. of billets	Applied mid-span moment : $kN \cdot m$
1	No load	0	0
	Trial load	120	3200
	No load	0	0
	Overnight load	360	8600
2	Design service load	1080	24600
	Overnight load	1320	30000
3	Observed decompression load at joint 8-9	1620	36500
	Observed decompression load at joint 7-8	1660	37250
	Design ultimate load (Overnight load)	1980	44600
4	Load to 2470 billets	2470	54900
	Unload 70 billets for safety (Overnight load)	2400	53600
5	Design ultimate load/ $\psi$	2600	57700
	Failure load	2620	58200

表 2.1 加載外力歷程 (T. Takebayashi et al., 1994)

## 2.3 簡化斷面模型

Jens Tandler (2001)、Edvis Sejkati (2016) 都根據原型模型的斷面進行簡化，其方法為將原型斷面切割成多個方便計算的小斷面，並且分別計算出其形心、一次慣性矩及二次慣性矩，再利用試誤法計算模型的上下翼板及腹版的厚度及寬度，總斷面面積、一次慣性矩、二次慣性矩、形心位置。將原型斷面及設計出的簡化斷面各項數值控制在微小範圍內。但是 Jens Tandler (2001)、Edvis Sejkati (2016) 兩人在設計斷面時，並未考慮轉向座及邊界節塊的幾何不同，直接設計全橋樑斷面相同。如圖 2.12 所示。

選用之材料的設定以 T. Takebayashi et al. (1994) 所給的材料性質設定。總共使用了 3 種不同的 element，包括 shell element、beam element、gap element，其中 shell element 模擬鋼筋混凝土，beam element 模擬預力鋼腱，gap element 設置在節塊與節塊之間，需要注意的是，gap element 在 ABAQUS / CAE 中不支援，必須使用 keywords 手動輸入設定。Jens Tandler (2001)、Edvis Sejkati (2016) 的預力鋼腱都根據與斷面相似的簡化方法簡化成 2 條長的 (19K15) 及 2 條短的 (12K15)。外力方面，Jens Tandler (2001)、Edvis Sejkati (2016) 的模型中，將測試力簡化成集中力，施加在接縫位置。其兩者的模型差異在於材料性質的設定，斷面的設定，以及外力的設置。

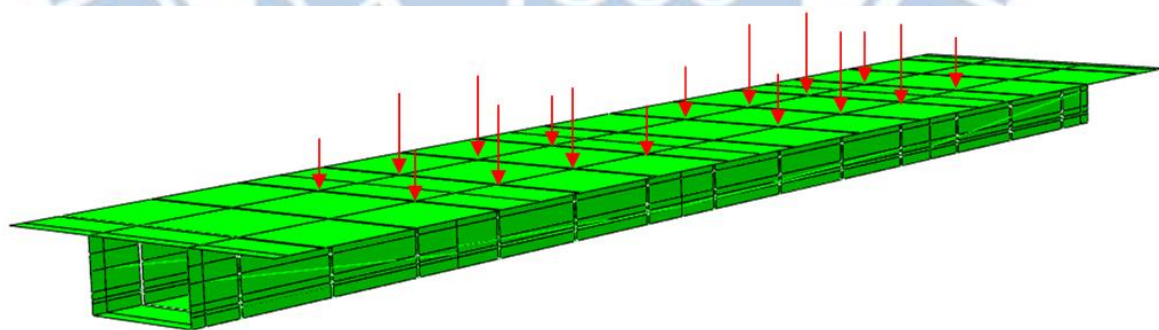


圖 2.12 簡化斷面模型 (Edvis Sejkati, 2016)

## 2.4 ABAQUS 簡介

ABAQUS 是一套功能強大的有限元素軟體，可以模擬各種工程材料和結構，其範圍包括了鋼筋混凝土、土壤、岩石等等，解決的問題從線性問題到非線性問題。通常使用

ABAQUS 分析會經過三個步驟：前處理、模擬計算、後處理。其簡化過程如表 2.2。前、後處理方面，ABAQUS / CAE 提供了圖形化建模模塊，能夠建立參數化幾何體，也可以利用各種 CAD 軟體導入幾何體，再進行編輯，如設定材料性質、分析步、接觸、預設條件等...。然而有些指令在 ABAQUS / CAE 中不支援，此時必須使用 ABAQUS keywords 進行編輯。本篇論文使用 ABAQUS/CAE 6.14-5 版本進行分析。

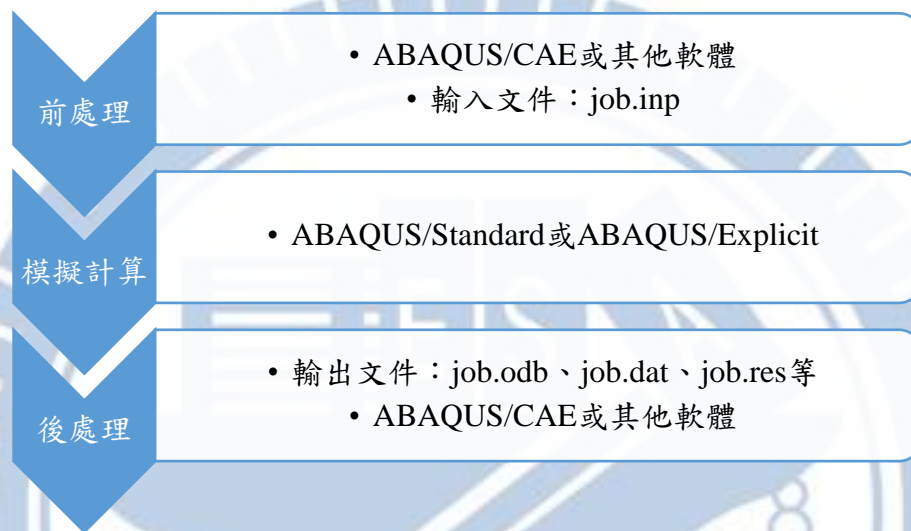


表 2.2 ABAQUS 分析主要過程

分析形式包含兩種，其一為 ABAQUS / Standard (隱式求解器)，其二為 ABAQUS / Explicit (顯示求解器)。隱式求解器可以解線性與非線性問題，但是每一個增量步結束的時候，隱式的有限元都要解一組方程式，因此效率較低。而顯示求解器適合求解短暫、爆炸等動態事件，對於高度非線性問題，以此求解器也較有效率。Jens Tandler (2001)、Edvis Sejkati (2016) 兩人皆使用 ABAQUS / Standard 求解器進行分析，而本篇論文利用 ABAQUS / Explicit 求解器進行分析。

程式中不包含單位的概念，所以在設定每一個數值時，使用者必須自己清楚的知道設定之內容，需要時，自己必須先轉換單位再進行輸入。其操作視窗簡單易懂，包含標題欄、菜單欄、工具欄、環境欄、模型樹、繪圖欄、工具區、信息窗口、提示區。

為了可靠穩定的結果，ABAQUS / Explicit 使用非常小的時間增量，所以造成很龐大的計算成本，所以可以利用質量放大 (Mass scaling)、提高加載速率 (Loading Rate) 提升效率。然而 ABAQUS / Explicit 在求解過程中利用下列公式計算穩定時間增量，即視為波傳問題，其中疏密波波速與密度及楊氏係數有關。其原理是調整部分元素密度，利用放大時間增量提升計算速度[17]。

$$\Delta t = \frac{L^e}{C_d} \quad (\text{式 2-1})$$

$$C_d = \sqrt{\frac{E_a}{\rho}} \quad (\text{式 2-2})$$

式 2-1 與式 2-2 中， $\Delta t$  為穩定時間增量， $L^e$  為元素特徵長度， $C_d$  為疏密波波速， $E_a$  為楊氏模數， $\rho$  為密度。

## 2.5 小結

對於土木工程及結構工程來說，數值仿真的一個重要因素來自於材料的選取，材料正確的選取對於分析的結果影響是很大的。表 2.3 為 T. Takebayashi et al. (1994) 提供之材料數據，本篇模型材料性質將參考其提供的數值設定。

Material	Properties item	Average figures: <i>MPa</i>
Concrete	Compressive strength	55-62
	Modulus of elasticity	43000
Re-bars	Tensile strength	390
Tendons	Breaking strength	1920
	Modulus of elasticity	193000

表 2.3 材料數據 (T. Takebayashi et al., 1994)

## 第 3 章 數值模型

### 3.1 幾何形狀

本篇模型根據 T. Takebayashi et al. (1994) 的原型模型設計圖，利用 AutoCAD 繪出三維圖形，採用單位如表 3.1 所示。此橋樑為預鑄混凝土節塊箱型橋樑，共有 14 塊預鑄混凝土節塊，並且採用外置預力鋼腱 (external tendons) 施加預力，節塊與節塊之間採用乾接合 (dry joints)，ABAQUS 模型如圖 3.1。整跨距共有 4 種不同的斷面，其中中間的節塊斷面如圖 3.5，邊界節塊 (節塊 1、14) 斷面如圖 3.6，節塊 4、11 轉向座 D2 節塊斷面如圖 3.7，節塊 7 轉向座 D1 節塊斷面如圖 3.8。繪製完成後，將此三維模型，存成 .sat 檔案，再匯入 ABAQUS / CAE 6.14-5 並且組裝 (Assemble)，如此一來，修正了 Jens Tandler (2001)、Edvis Sejkati (2016) 簡化斷面模型未考慮轉向座幾何的部分。所有節塊寬度皆為  $10.2m$ ，邊界節塊縱向長為  $1.725m$ ，中間節塊 (節塊 2 至節塊 13) 縱向長為  $3.4m$ ，全跨距長  $44.25m$ 。

量綱	SI
長度	$m$
荷載	$N$
質量	$kg$
時間	$s$
應力	$Pa / N \cdot m^{-2}$
密度	$kg \cdot m^{-3}$

表 3.1 本篇論文使用之單位

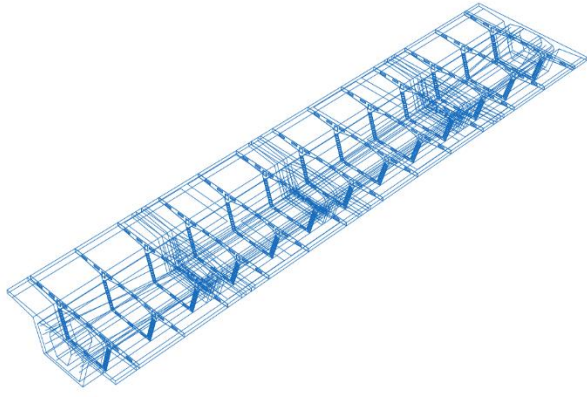


圖 3.1 橋樑透視圖

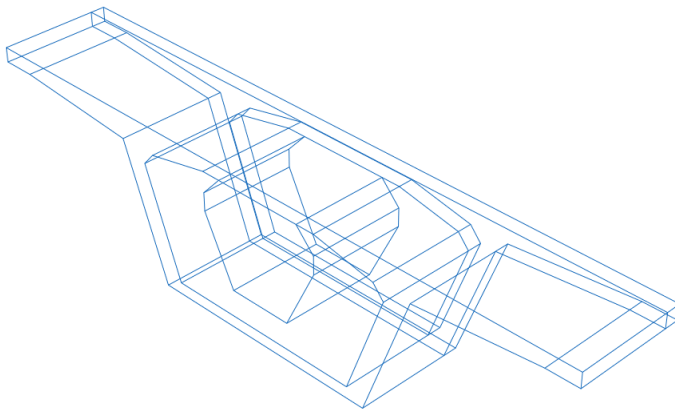


圖 3.2 邊界節塊透視圖

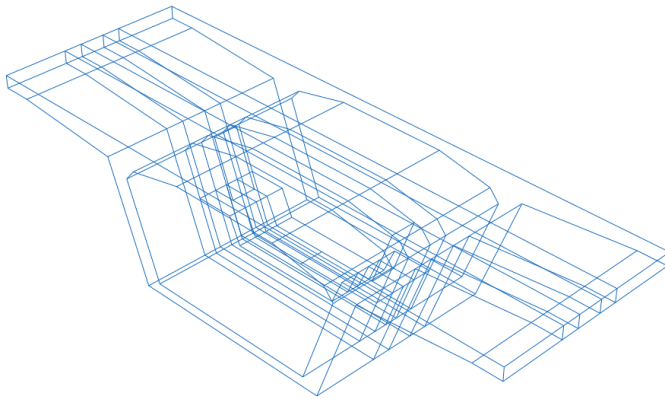


圖 3.3 D2 轉向節塊透視圖

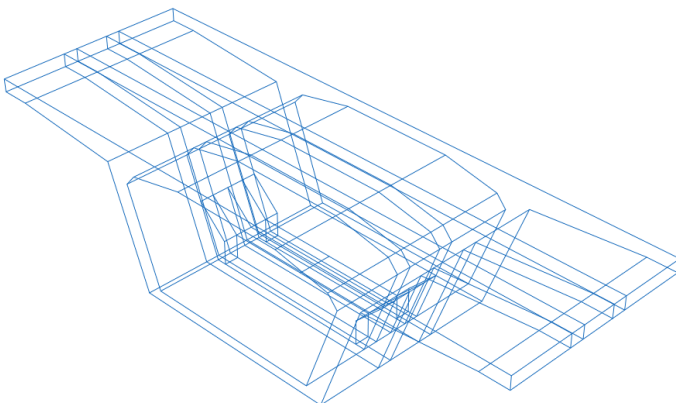


圖 3.4 D1 轉向節塊透視圖

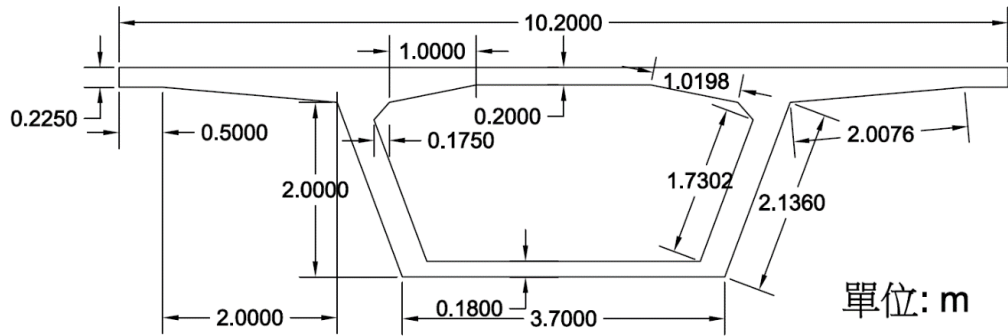


圖 3.5 AutoCAD 繪製之斷面圖 (中間節塊)

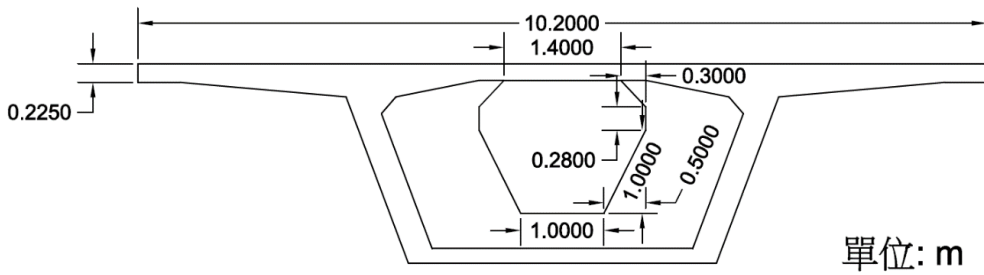


圖 3.6 AutoCAD 繪製之斷面圖 (邊界節塊)

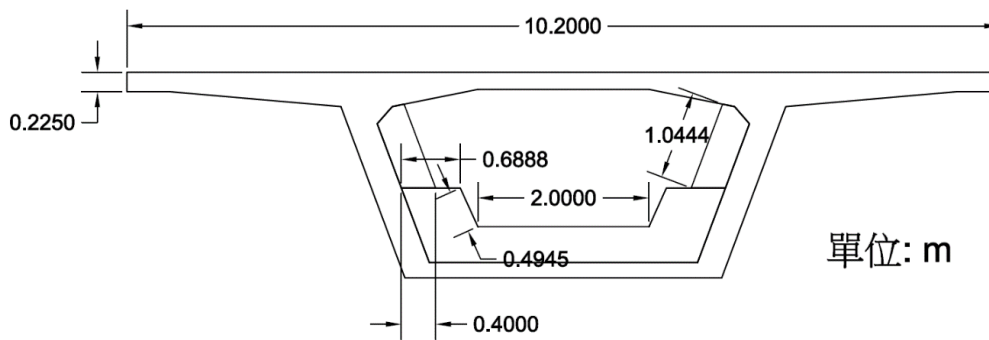


圖 3.7 AutoCAD 繪製之斷面圖 (轉向座 D2 節塊)

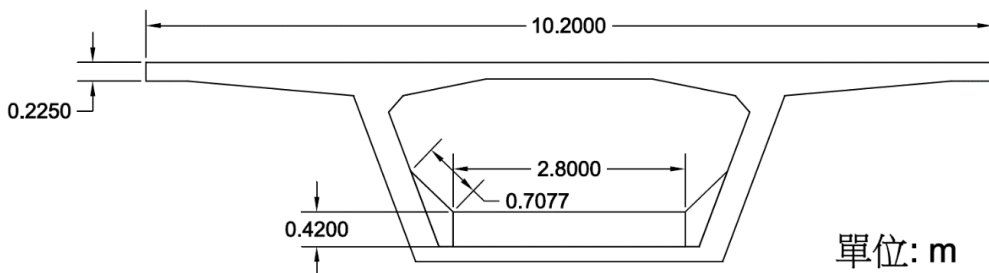


圖 3.8 AutoCAD 繪製之斷面圖 (轉向座 D1 節塊)



## 3.2 材料性質

如同前面所述，ABAQUS 可以模擬複雜的材料行為，讓材料可以表現接近實際的力學特徵，其關鍵在於定義適當的材料及斷面參數，本實驗將加載外力至破壞的階段，因此，非線性材料被設定在本篇模型當中。彈性的部分可以藉由楊氏模數及柏松比來設定，鋼筋與預力鋼腱塑性部分也根據 T. Takebayashi et al. (1994) 給的強度性質設置，混凝土塑性部分則利用塑性損傷模型 (Concrete Damaged Plasticity) 模擬。

ABAQUS 對於材料性質的設定，在屬性 (Property) 模塊之中，然而在 CAE 中不能直接指定材料屬性給模型，必須創建含有材料屬性的截面屬性，再將截面屬性指定給模型的部件 (part)。在本模型中材料性質根據 T. Takebayashi et al. (1994) 所提供的材料性質設定，並且定義為各向同性，默認為各向同性的材料性質為柏松比與楊氏模數。模擬模型的材料設定分為混凝土彈塑性、鋼筋彈塑性、預力鋼腱彈塑性，詳細設定於下列各小節介紹。

### 3.2.1 鋼筋

鋼筋配置在混凝土當中，鋼筋應力應變曲線採用 EC2 (Eurocode 2) [18] 所建議的彈性-完美塑性圖形，如圖 3.9，此彈性-完美塑性圖形為雙線性圖形，同時運用在拉力及壓力當中。彈性模數  $E_s$  假設為  $210GPa$ ，柏松比設為 0.3。拉力強度 (Tensile strength)  $f_{yd}$  值取 T. Takebayashi et al. (1994) 提供的  $390MPa$ 。有別於 Jens Tandler (2001)、Edvis Sejkati (2016) 直接在殼元素 (Shell element) 中設定鋼筋層，在本實體元素模型中，必須個別建立各個鋼筋，並且將其定位在混凝土節塊當中。由於在 T. Takebayashi et al. (1994) 的論文中，並沒有說明鋼筋的配置，所以在此論文中將鋼筋簡化成間距為  $0.3m$  交錯配置，除了在邊界節塊的腹板中安排雙層以外，其餘翼板及腹板皆配置單層鋼筋層。鋼筋面積設定為  $0.00046m^2$ ，取值於 Edvis Sejkati (2016) 的模型設定。圖 3.10 為鋼筋設置示意圖，圖 3.11 為邊界節塊鋼筋設置斷面圖。

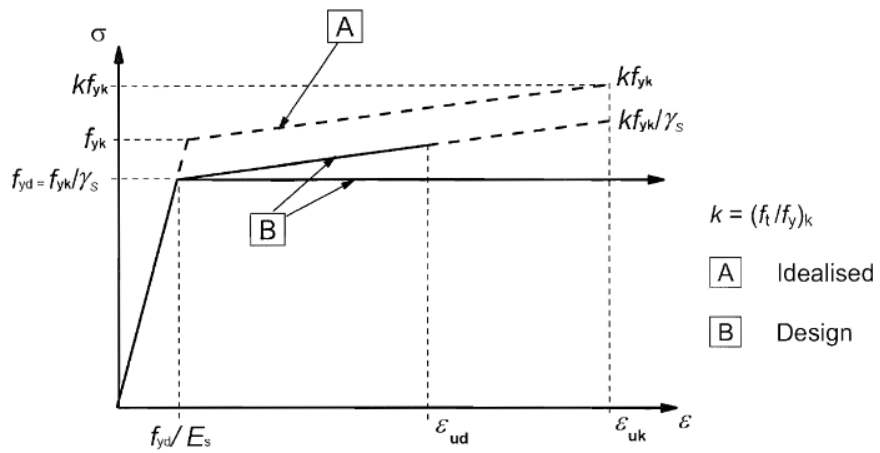


圖 3.9 鋼筋應力-應變圖 (EC2)

圖 3.9 中， $f_{yd}$  為鋼筋設計屈服強度， $f_{yk}$  為鋼筋屈服強度， $\gamma_s$  為鋼筋部分因子 (partial factor)，一般  $\gamma_s = 1.15$ 。

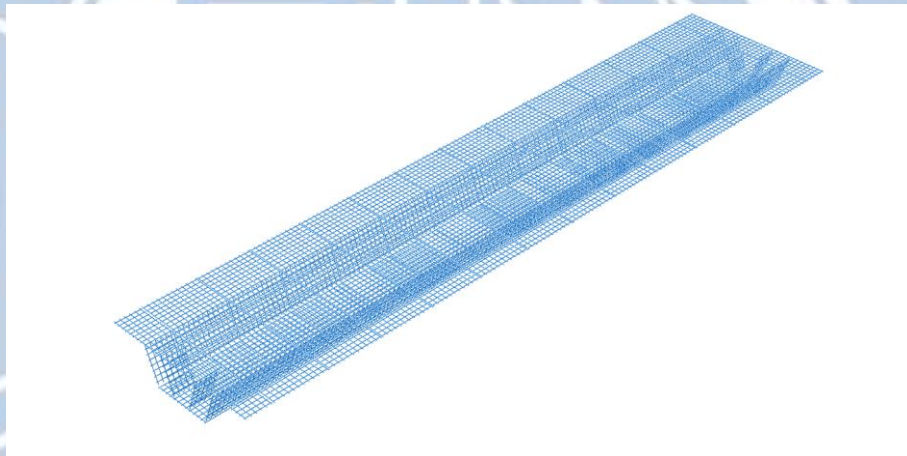


圖 3.10 ABAQUS 中鋼筋設置全圖

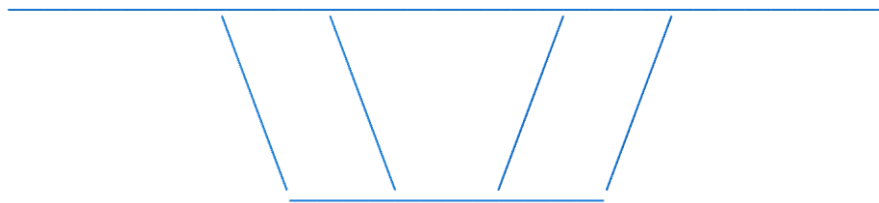


圖 3.11 ABAQUS 中鋼筋設置斷面圖 (邊界節塊)

### 3.2.2 外置預力鋼腱

預力鋼腱的設置，可以利用 ABAQUS 中直接指定錨定的各點位置，再將各點連線成線段，如圖 3. 13。各點位置可以根據 T. Takebayashi et al. (1994) 的原型模型設計圖計算出，也可以利用 ABAQUS / CAE 中 Query 功能查詢各點位置。由於最初利用 AutoCAD 繪製三維圖形時，有將預力鋼腱繪出，在匯入 ABAQUS 時保留了個鋼腱孔洞位置，所以本文利用後者方法進行查詢，整理出錨定及轉向點表格如附件一。鋼腱 1 到鋼腱 5 佈置在全跨距，而鋼腱 6 佈置在 2 個 D2 轉向座之間，並在 D1 轉向座轉向，如圖 3. 14。利用此方法繪製的預力鋼腱，能夠修正 Jens Tandler(2001)、Edvis Sejkati(2016) 未考慮轉向座，簡化預力鋼腱設置的部份。材料設定方面，應力應變圖也是採用 EC2 所建議的彈性-完美塑性圖形，如圖 3. 15。楊氏模數  $E_p$  設定為  $193GPa$ ，取自 T. Takebayashi et al. (1994) 提供之值，柏松比設為 0.3。19K15 之斷面積為  $2850mm^2$ ，12K15 之斷面積為  $1800mm^2$ ，斷面如圖 3. 12。根據它們的斷面積計算模擬之半徑，計算如下：

19K15 之半徑

$$\sqrt{\frac{2850}{\pi}} = 30.12mm = 0.03012m \quad (\text{式 3-1})$$

12K15 之半徑

$$\sqrt{\frac{1800}{\pi}} = 23.94mm = 0.02394m \quad (\text{式 3-2})$$



12K15



19K15

圖 3.12 預力鋼腱斷面圖 (TENSACCIAI, 2013)

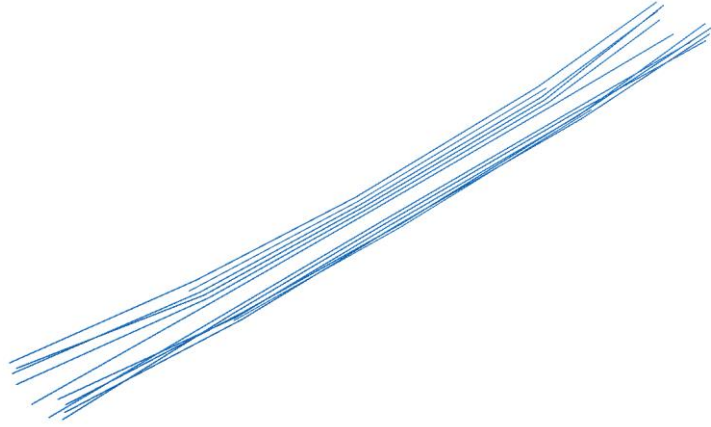


圖 3.13 ABAQUS 中預力鋼腱設置示意圖

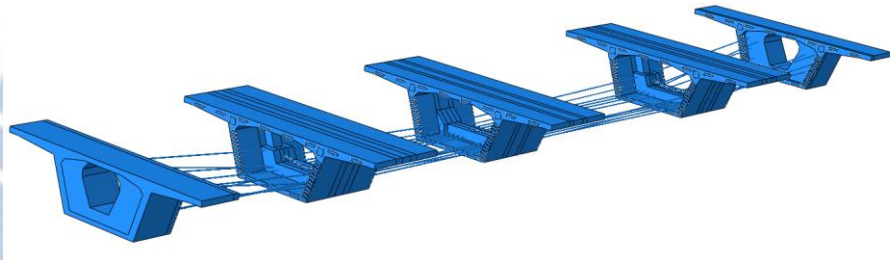


圖 3.14 錨定點、轉向座與預力鋼腱視圖

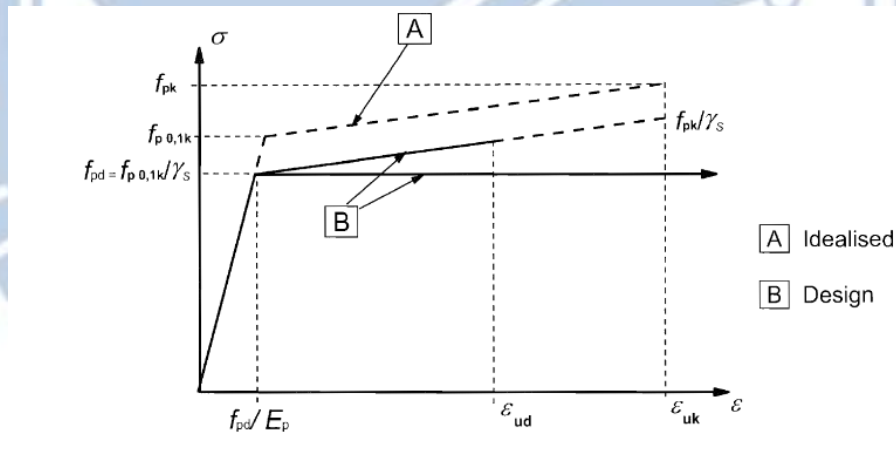


圖 3.15 預力鋼腱應力-應變圖 (EC2)

圖 3.15 中， $f_{pd}$  為鋼腱設計拉伸強度， $f_{pk}$  為鋼腱拉伸強度， $f_{p0,1k}$  為鋼腱 0.1% 應變之應力強度， $\gamma_s$  為鋼腱部分因子 (partial factor)，一般  $\gamma_s = 1.15$ 。

### 3.2.3 混凝土

混凝土參數設定方面，彈性部份可以利用楊式模數與柏松比定義。T. Takebayashi et al. (1994) 提供的混凝土抗壓強度為  $55MPa$  到  $62MPa$  之間，其值根據樣品測試及反算，本篇模擬模型取值  $60MPa$ 。在其文章中指出混凝土楊氏模數  $E_c$  為  $43GPa$ 。模擬模型對於壓應力區使用 Kratzig and Polling (2004) 提出之模型，拉應力區使用 CEB-FIP (2010) 模型。圖 3.16 為 ABAQUS 使用手冊提供的混凝土應力應變圖形。圖中 (a) 為拉力區，(b) 為壓力區。

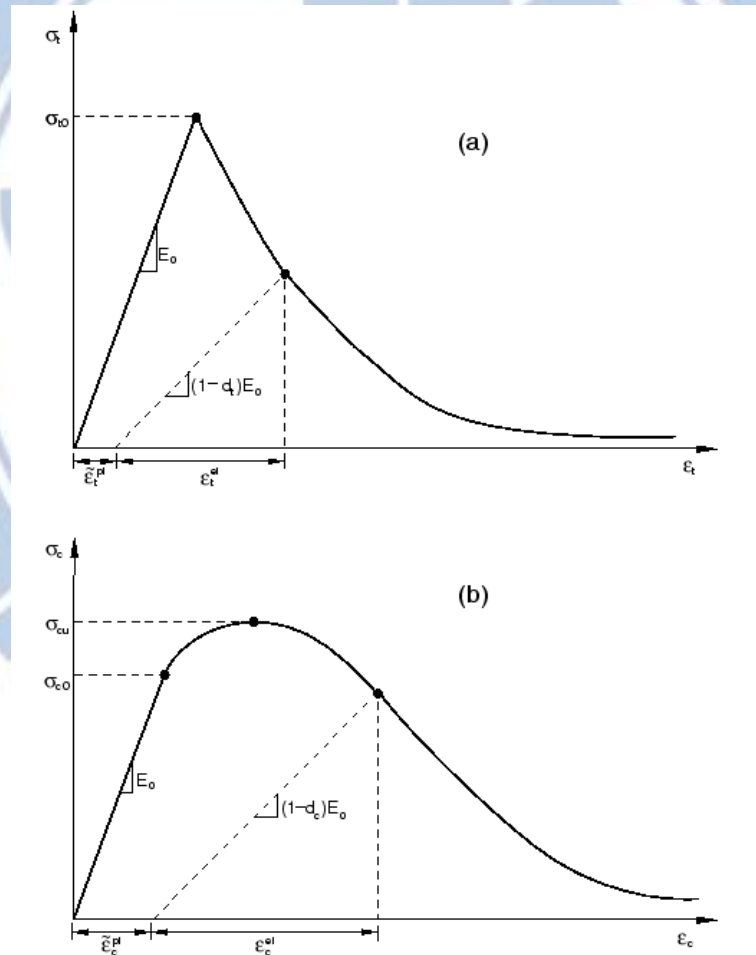


圖 3.16 ABAQUS 中混凝土單軸力應力應變圖 (Abaqus Analysis User's Guide 6.14) [19]

### 3.2.3.1 混凝土壓力區模型

本模型混凝土壓力區使用使用 Kratzig and Polling (2004) 提出之模型，其應力應變關係如圖 3.17 所示。

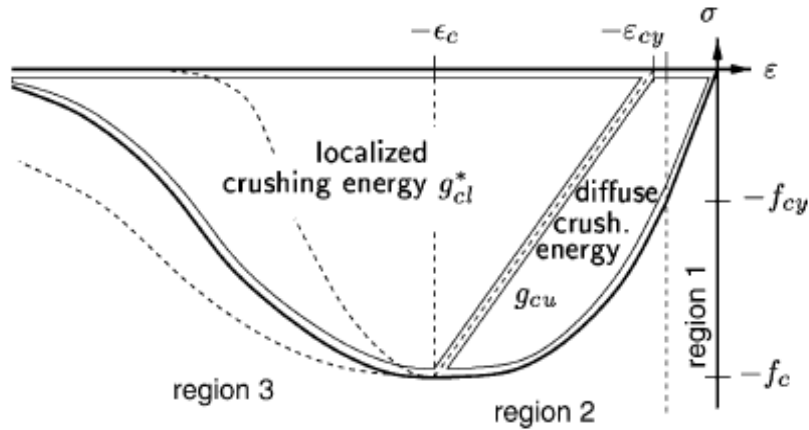


圖 3.17 Kratzig and Polling (2004) 混凝土壓力區模型

壓力區上升段公式：

$$\bar{\sigma}_2(\varepsilon) = \frac{E_{ci} \frac{\varepsilon}{f_c} + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)^2}{1 - \left(E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_c} - 2\right) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)} f_c \quad (\text{式 3-3})$$

$$E_{ci} = \frac{1}{2E_c} \left(\frac{f_c}{\varepsilon_c}\right)^2 - \frac{f_c}{\varepsilon_c} + \frac{3}{2} E_c \quad (\text{式 3-4})$$

其中  $f_c$  與  $\varepsilon_c$  分別為破壞應力及對應的應變。 $E_{ci}$  原本表示為初始楊氏模數，但是為了確保此圖形通過  $(-\varepsilon_{cy}, -f_{cy})$ ，所以將  $E_{ci}$  定義為切線楊氏模數。

壓力區下降段公式：

$$\bar{\sigma}(\varepsilon) = -\frac{1}{\frac{2 + \gamma_c f_c \varepsilon_c}{2f_c} + \gamma_c \varepsilon + \frac{\gamma_c}{2\varepsilon_c} \cdot \varepsilon^2}, \quad \gamma_c > 0 \quad (\text{式 3-5})$$

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 f_c \varepsilon_c}{2 \left[ \frac{G_{cl}}{l_{eq}} - \frac{1}{2} f_c \left( \varepsilon_c (1-b) + b \frac{f_c}{E_c} \right) \right]^2} \quad (\text{式 3-6})$$

$$G_{cl} = 8.8 \sqrt{f_c} \quad (\text{式 3-7})$$

式 3-5、式 3-6、式 3-7 中， $\gamma_c$  為自由參數 (free parameter)， $G_{cl}$  為破裂能， $l_{eq}$  為元素大小 (element size)， $b$  為塑性應變與非彈性應變比值，即  $\varepsilon_{plastic} = b \cdot \varepsilon_{inelastic}$ ，取 0.5。

由於 ABAQUS 中輸入之強度為單軸抗壓強度，所以本篇所使用 T. Takebayashi et al. (1994) 提供之混凝土強度 60MPa 必須經過運算才能進行輸入。圖 3.18 為本篇模型所使用之壓力區混凝土應力應變曲線，峰值之抗壓強度由下列式子計算出單軸抗壓強度：

$$60MPa \cdot 0.68 = 40.8MPa \quad (\text{式 3-8})$$

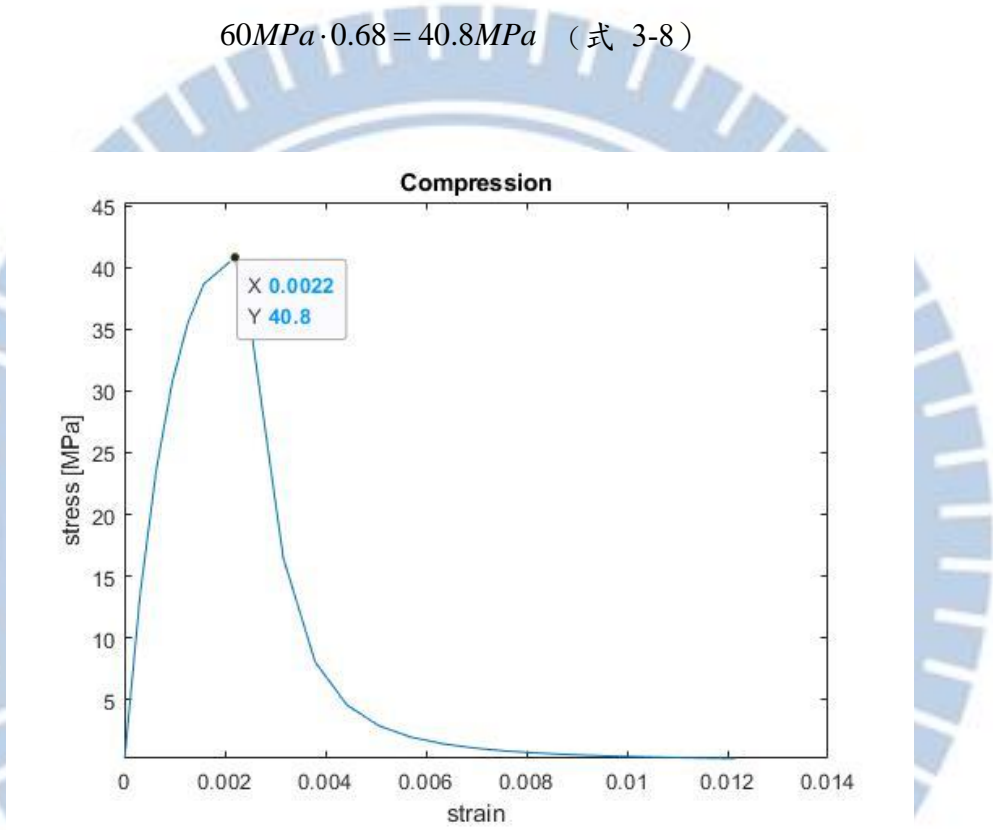


圖 3.18 混凝土壓力區應力應變圖

### 3.2.3.2 混凝土拉力區模型

混凝土的拉伸破壞總是一個離散的現象。因此，描述拉伸行為可以分為兩個部分，圖 3.19 左側表示應力應變圖應用於未開裂的混凝土，圖 3.19 右側表示混凝土開裂(crack)後圖形，為一個混凝土應力與開裂的函數[20]。

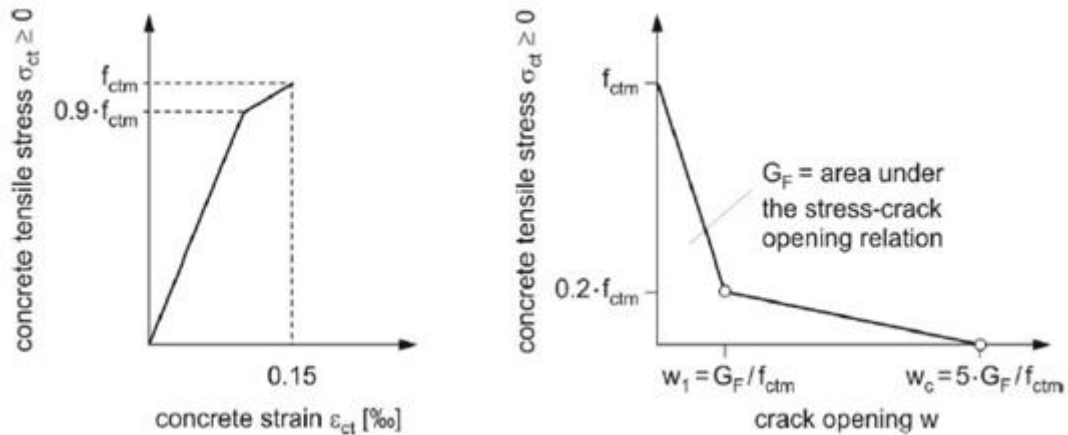


圖 3.19 應力-應變圖形與應力-開裂關係圖形 (CEB-FIP, 2010)

當拉應力達到 90% 的拉力強度時，微小的開裂會開始在小的破壞區域減小混凝土的勁度。隨著微小開裂增加，當應力接近抗拉強度時形成一個離散的開裂。所有的應力及變形在裂紋過程區域與虛擬開裂  $w$  相關。

對於一個未開裂正常重量的混凝土來說，雙線性應力應變關係可以被使用。  
拉力區上升段公式：

$$\sigma_{ct} = E_{ci} \cdot \varepsilon_{ct} \text{ for } \sigma_{ct} \leq 0.9 \cdot f_{ctm} \quad (\text{式 3-9})$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left( 1 - 0.1 \cdot \frac{0.00015 - \varepsilon_{ct}}{0.00015 - 0.9 \cdot f_{ctm} / E_{ci}} \right) \text{ for } 0.9 \cdot f_{ctm} < \sigma_{ct} \leq f_{ctm} \quad (\text{式 3-10})$$

式 3-9 與式 3-10 中， $E_{ci}$  為切線楊氏模數， $\varepsilon_{ct}$  為拉應變， $\sigma_{ct}$  為拉應力 (MPa)， $f_{ctm}$  為抗拉強度 (MPa)。

對於開裂後的模型也可以用一個雙線性模型模擬，應力-開裂關係可以以下列兩個式子估計：

拉力區下降段公式：



$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left( 1.0 - 0.8 \cdot \frac{w}{w_1} \right) \text{ for } w \leq w_1 \quad (\text{式 3-11})$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left( 0.25 - 0.05 \cdot \frac{w}{w_1} \right) \text{ for } w_1 < w \leq w_c \quad (\text{式 3-12})$$

$$G_F = 73 \cdot f_c^{0.18} \quad (\text{式 3-13})$$

式 3-11、式 3-12、式 3-13 中， $w$  為開裂大小 (mm)， $w_1$  為  $G_F / f_{ctm}$  (mm) 當  $\sigma_{ct} = 0.2 \cdot f_{ctm}$ ， $w_c$  為  $5 \cdot G_F / f_{ctm}$  (mm) 當  $\sigma_{ct} = 0$ ， $G_F$  為斷裂能 (N/mm)， $f_{ctm}$  為抗拉強度 (MPa)。

圖 3.20 為本篇模型所使用之拉力區混凝土應力應變曲線。峰值為 4.1253MPa。

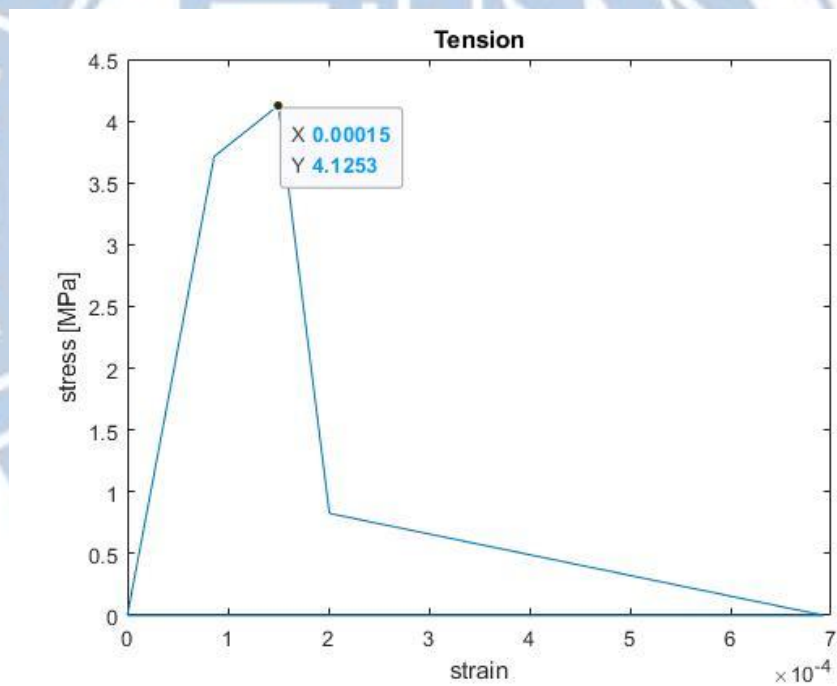


圖 3.20 混凝土拉力區應力應變圖

### 3.2.3.3 混凝土接觸性質

混凝土節塊之間接觸性質的模擬，可以分成切線方向及法線方向。切線方向之設定，為摩擦力之設定，在本模型中混凝土與混凝土之間的摩擦係數設定為 0.6，此值根據 EC2 法規而選定。而法線方向的接觸性質，利用接觸剛性（contact stiffness）模擬[21]。接觸剛性算式如下：

$$S = \frac{2}{\pi} E^* \sqrt{A_c} \quad (\text{式 3-14})$$

式 3-14 中， $S$  為接觸剛性， $E^*$  為有效楊氏模數， $A_c$  為投影面積，取 0.6。

$$\frac{1}{E^*} = \frac{(1-\nu_s)^2}{E_s} + \frac{(1-\nu_i)^2}{E_i} \quad (\text{式 3-15})$$

式 3-15 中， $\nu_s$  為節塊 s 柏松比， $\nu_i$  為節塊 i 柏松比， $E_s$  為節塊 s 楊氏模數， $E_i$  為節塊 i 楊氏模數。

## 3.3 元素類型

本模型使用 4 種不同的元素。混凝土節塊設定為 C3D6，其中 C 代表實體單元，3D 代表三維，6 代表 6 個積分點。剪力鍵設定為 C3D8R，其 C 與 3D 同上，8 代表 8 個積分點，R 代表減積分，並且在元素控制的地方將元素刪除（Element deletion）設定為打開，如此一來，當剪力鍵破壞時將會自動消失。鋼筋設定為 T3D2，其中 T 代表桁架單元、3D 代表三維，2 表示 2 個積分點。預力鋼鍵設為 B31，其中 B 代表梁單元，3 代表三維，1 代表線性。

### 3.4 約束與邊界條件

本模型使用了 3 種不同的約束 (Constraint)，以及一種連接器 (Connector)。約束分別為內置區域 (Embedded region) 約束、耦合 (Coupling) 約束、及綁定約束 (Tie)，連接器為 MPC Pin。

鋼筋與混凝土節塊之間採用內置區域約束，由於鋼筋內置混凝土之中，鋼筋的移動，轉動都必須與主元素 (Host element) 相同，主元素為混凝土節塊。長預力鋼腱與邊界節塊之間採用耦合約束模擬錨定行為，而長預力鋼腱與轉向座節塊之間採用連接器，選用之連接器為 MPC Pin，如此一來，在節塊與預力鋼腱之間，就可以允許鋼腱轉動。而短預力鋼腱在 D2 轉向座處也採用耦合約束。剪力鍵與混凝土之間也是利用內置區域約束模擬，將混凝土節塊指定為主元素，剪力鍵隨著混凝土移動轉動，並且設定為破壞後自動消失。而最後一種約束，外力施加處之薄殼面與混凝土之間以綁定約束將薄殼與混凝土綁在一起，將會一起做剛體運動。

橋樑的邊界條件設定如圖 3.21 所示，橋樑其中一端支承為固定支承 (Fixed bearing)，而另一端為鉸接支承，僅縱向放鬆約束。固定支承與鉸接支承的 X、Y、Z 方向旋轉自由度都未束縛。然而放鬆縱向束縛與現實中支承較為相近，可以應對潛變、乾縮、膨脹等...效應。其中邊界條件須在 Load 模塊中設定。

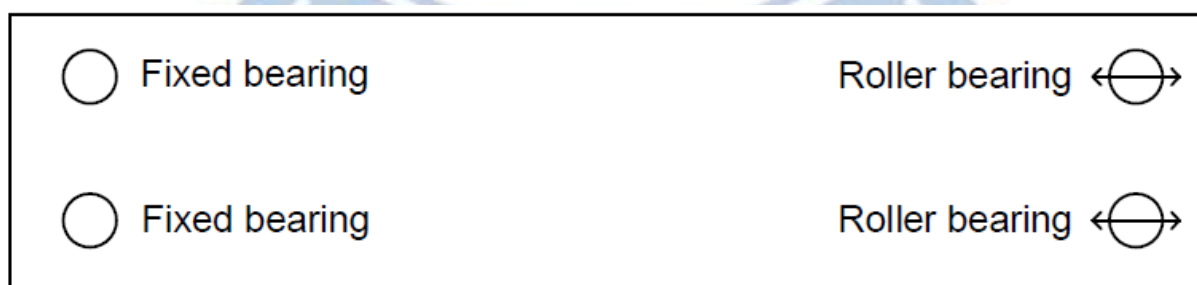


圖 3.21 支承示意圖

### 3.5 外力

ABAQUS / CAE 推薦的建模方法是把數值模型（材料、邊界條件、荷載等...）直接定義在幾何模型上。本模型測試外力的加載根據原型實驗的加載設置。原型實驗中，外力加載到 2620 塊鋼板時橋樑破壞，每個鋼板重量為 347kg，T. Takebayashi et al. (1994) 指出橋樑破壞時，橋樑中心彎矩值為 58200kN·m。但是由於 T. Takebayashi et al. (1994) 所給的鋼板 A 與鋼板 B 沒有給定尺寸大小，所以本論文將鋼板 A 大小指定為 4.7m×4.5m、鋼板 B 大小指定為 4.3m×4.5m，並且於加載位置設置面（surface），以利外力加載，並且於相對位置施加壓力（pressure）。A 板位置施加 52657.1Pa 之壓力，B 板位置施加 57555.4Pa 之壓力，在 ABAQUS 中，正值表示壓力，負值代表拉力。施加大小計算是利用 SAP2000 進行，如圖 3.23 為橋樑外力圖、剪力圖、彎矩圖，於樑中點處彎矩值為 58206.5016kN·m，與 T. Takebayashi et al. (1994) 所指出的彎矩值僅有 0.011% 的誤差。

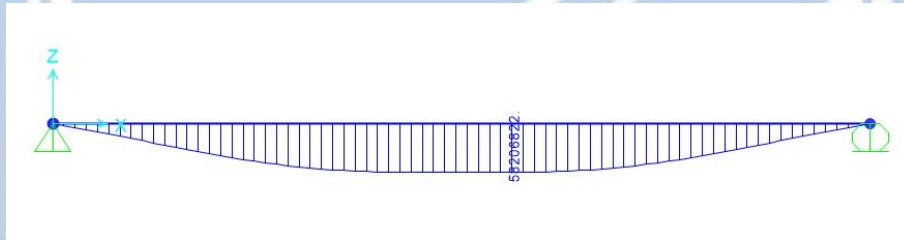


圖 3.22 施加外力下橋樑彎矩圖

以 T. Takebayashi et al. (1994) 提供之數據計算總外力

$$2620 \cdot 347 \cdot 9.8 \cdot 10^{-3} = 8909.572 \text{ kN} \quad (\text{式 3-16})$$

模型外力設定

$$\text{Plate A pressure} = 52657.1 \text{ Pa}$$

$$\text{Plate B pressure} = 57555.4 \text{ Pa}$$

模擬模型總外力

$$(52657.1 \times 4.7 \times 4.5 \times 4 + 57555.4 \times 4.3 \times 4.5 \times 4) \times 10^{-3} = 8909.579 \text{ kN} \quad (\text{式 3-17})$$

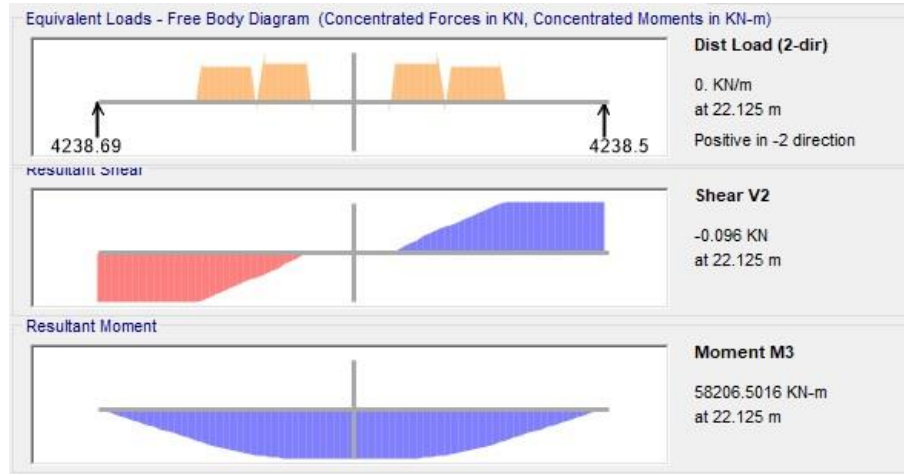


圖 3.23 SAP2000 之橋樑外力圖、剪力圖、彎矩圖

鋼腱預力的部分，根據 T. Takebayashi et al.(1994)反算，預力值為 38443kN。19K15，總共有 10 根，由  $19 \times 150mm^2$  計算出單根面積為  $2850mm^2$ ，總面積為  $28500mm^2$ 。12K15，總共有 2 根，由  $12 \times 150mm^2$  計算出單根面積為  $1800mm^2$ ，總面積為  $3600mm^2$ 。每根鋼腱初始應力為  $1197.6MPa$ 。此為模型輸入之參考數據。然而在 ABAQUS 模擬預力行為時，時常利用初始應變或是初始溫度來模擬。在本模型中選擇後者，利用初始溫度模擬。

$$\Delta T = -\frac{P}{c \cdot E \cdot A} \quad (\text{式 3-18}) [22]$$

$$\Delta T_l = \frac{-34131600}{193 \times 10^9 \times 28500 \times 10^{-6} \times 12} = -0.0005171 \quad (\text{式 3-19})$$

$$\Delta T_s = \frac{-4311400}{193 \times 10^9 \times 3600 \times 10^{-6} \times 12} = -0.0005171 \quad (\text{式 3-20})$$

式 3-18、式 3-19、式 3-20 中， $P$  為預力值 ( $N$ )， $c$  為熱膨脹係數，此處取鋼筋為 12， $E$  為預力鋼腱楊氏模數 ( $Pa$ )， $A$  為預力鋼腱斷面積 ( $m^2$ )， $\Delta T_l$  為長鋼腱溫度變化量， $\Delta T_s$  為短鋼腱溫度變化量。

### 3.6 剪力鍵 (Shear keys) 模擬

此部分也是 Jens Tandler (2001)、Edvis Sejkati (2016) 兩人省略的部分。兩人的模型皆將上翼板假設為連續樑。而本篇模型依照 T. Takebayashi et al. (1994) 提供的剪力鍵設計圖，如圖 3.24、圖 3.25 繪出剪力鍵，並且指定到相對應的位置。繪出之模擬剪力鍵全圖如圖 3.26，斷面圖如圖 3.27。

剪力鍵利用脆性破壞 (Brittle cracking) 模擬，脆性材料在於當應力達到破壞強度時，材料的剛性會急遽下降。本文值依 EC2 所提供的混凝土內聚力係數  $c = 0.2$  計算，其中  $c$  定義為沒有正向力情況下，單位面積下之剪力。並且在元素設定的地方，開啟元素刪除 (element deletion)，當剪力鍵受到破壞，剪力鍵將自動消失，以便觀察結果。

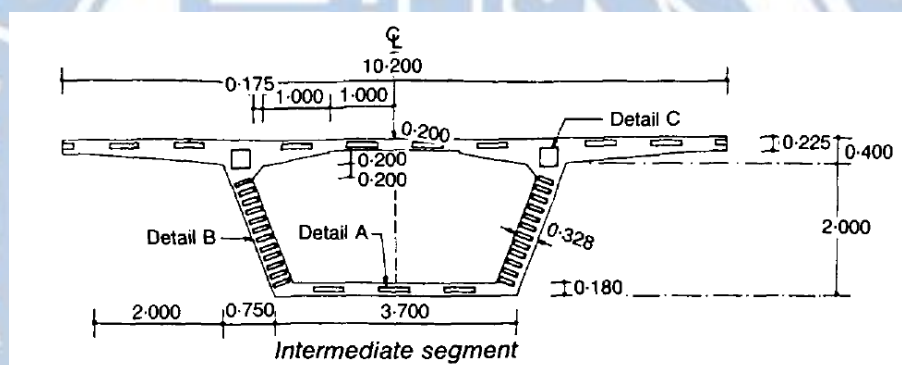


圖 3.24 節塊斷面剪力鍵配置圖 (T. Takebayashi et al., 1994)

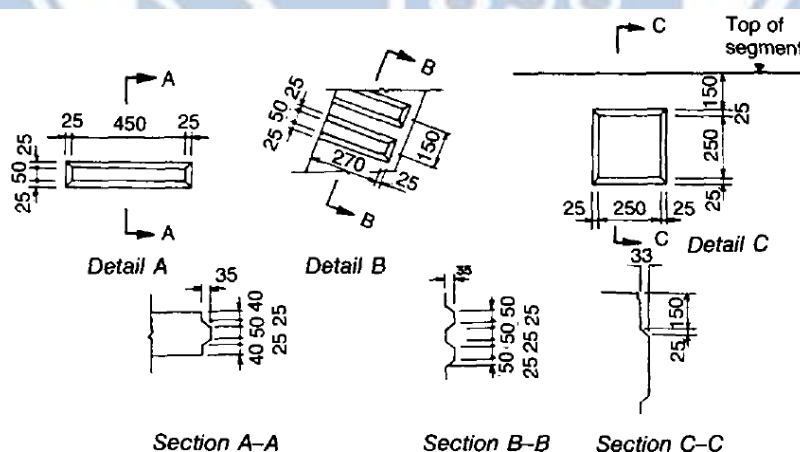


圖 3.25 剪力鍵詳圖 (T. Takebayashi et al., 1994)

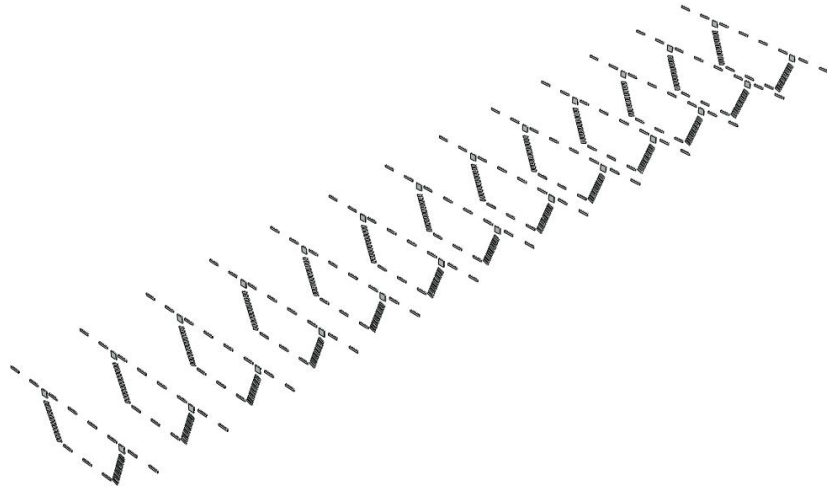


圖 3.26 ABAQUS 中剪力鍵全圖

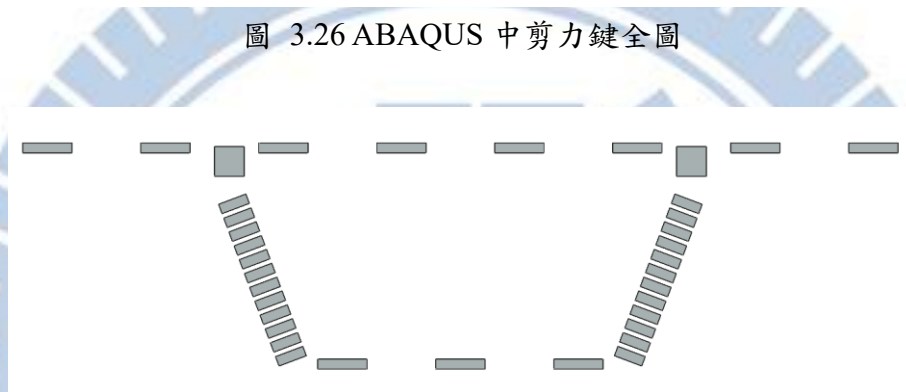


圖 3.27 ABAQUS 中剪力鍵斷面圖

模型之剪力鍵大小分為 3 種，剪力鍵 A、剪力鍵 B、剪力鍵 C。(單位：mm)

剪力鍵 A=100×500×35

剪力鍵 B=100×295×35

剪力鍵 C=300×300×35

本文選用剪力鍵 A 計算破裂強度：

$$c \cdot A_s = 0.2 \cdot 2 \cdot (35 \times 500 + 35 \times 100) = 0.2 \cdot 42000 \quad (\text{式 3-21})$$

$$\sigma_{cr} = \frac{c \cdot A_s}{A_c} = \frac{0.2 \times 42000}{500 \times 100} = 0.168 \quad (\text{MPa}) \quad (\text{式 3-22})$$

取值 0.2MPa

### 3.7 分析步

分成兩個部分，第一個部分為外置預力鋼腱施加預力與自重效應階段，設定之時間為 50，第二個部分為外力施加階段，設定之時間為 200，所以總分析步時間為 250。

兩個分析步都有設定質量放大以減少分析的時間，質量放大設定為每 1000 個增量步 (increments) 檢查一次，若時間增量少於 0.0005，則將目標時間增量調整至設定值。

設定如圖 3.28 所示。

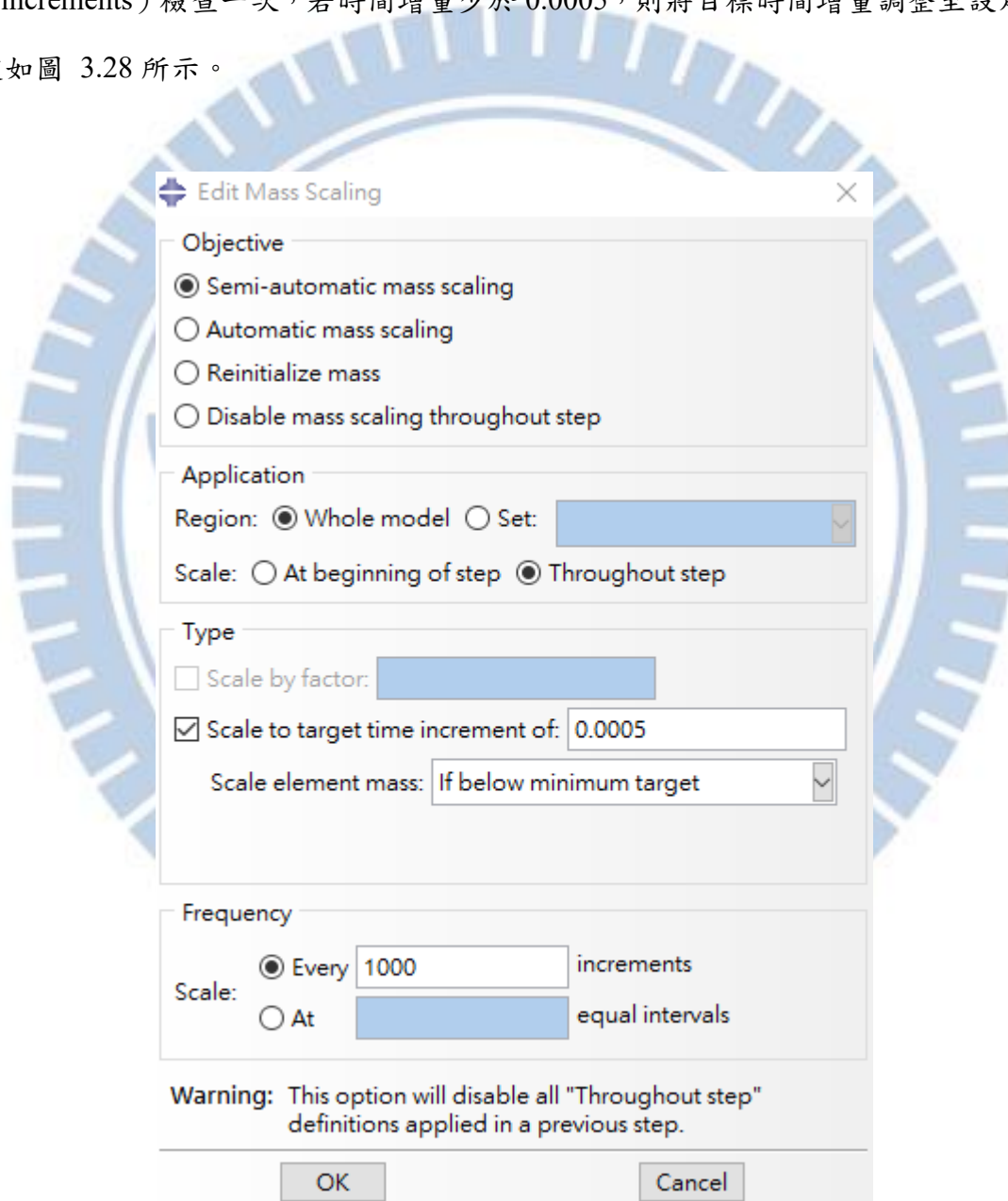


圖 3.28 質量放大設定



## 第 4 章 模型結果與討論

### 4.1 分析結果

結果分成 7 個部分討論，包含橋樑變位、接縫開合情形、預力鋼鍵應力變化、預力鋼鍵應變變化、混凝土應力變化、剪力鍵行為、以及鋼筋行為。模擬結果將與 T. Takebayashi et al.(1994)實驗模型結果比較及與 Jens Tandler(2001)、Edvis Sejkati(2016)模型結果進行討論。

#### 4.1.1 橋樑變位

測量橋樑垂直變位，設置 3 個感測器，分別為感測器 A、B、C。A 設置在節塊 6-7 之間，B 設置在節塊 7-8 之間，C 設置在節塊 8-9 之間，高度為斷面高的一半，1.2m 處。根據 T. Takebayashi et al. (1994) 給出的結果，當測試外力開始施加時，橋樑垂直變位可以大致上分成兩個部分，第一個部分在  $42000kN \cdot m$  之前，變位隨著外加力增加，垂直變位不大，大約在  $70mm$  左右，且變位圖大致呈現線性。第二個部分，當外力持續加載，垂直變位的變化量會突然變大，並且 A、B、C 點測量的數據將會開始分歧。當外力加載到最終破壞時，垂直變位 A 點為  $280mm$ ，B 點為  $325mm$ ，C 點為  $340mm$ 。模擬模型的變位行為與實驗結果有相同的趨勢，最終破壞時，A 點垂直變位為  $300mm$ ，B 點為  $310mm$ ，C 點為  $325mm$ ，由此可知，不管是模擬模型還是實驗模型，C 點皆為最低點。模擬垂直變位與實驗結果比較圖如圖 4.1。

本篇模型之垂直變位模擬，較 Edvis Sejkati (2016) 所建立的模型更接近實驗數據結果。Edvis Sejkati (2016) 模型結果如圖 4.2 所示，該模型變位於  $35000kN \cdot m$  後就開始為非線性，並且在  $56000kN \cdot m$  左右時，變位就已經達到實驗數據。

由圖 4.3 可看出預力施加後，橋樑呈現上拱，變位最大值為  $0.02463m$ ，橋樑中間部份的節塊，都上拱了大約  $0.02m$  左右，此部分與 Edvis Sejkati (2016) 的模型相似。

然而，橋樑中點 (midspan) 並非垂直變位最大的點，其原因在於，轉向座的設置並非對於橋樑中心對稱，可由圖 4.4 至圖 4.6 可以看出。在節塊 7 設有轉向座，預力鋼腱與混凝土節塊接觸的地方就在轉向座與錨定處。當外力施加為對稱時，將造成節塊 7-8 之間的彎矩並非最大之處，最大彎矩發生於節塊 8-9 之間，造成節塊 8-9 之間垂直變位最大。

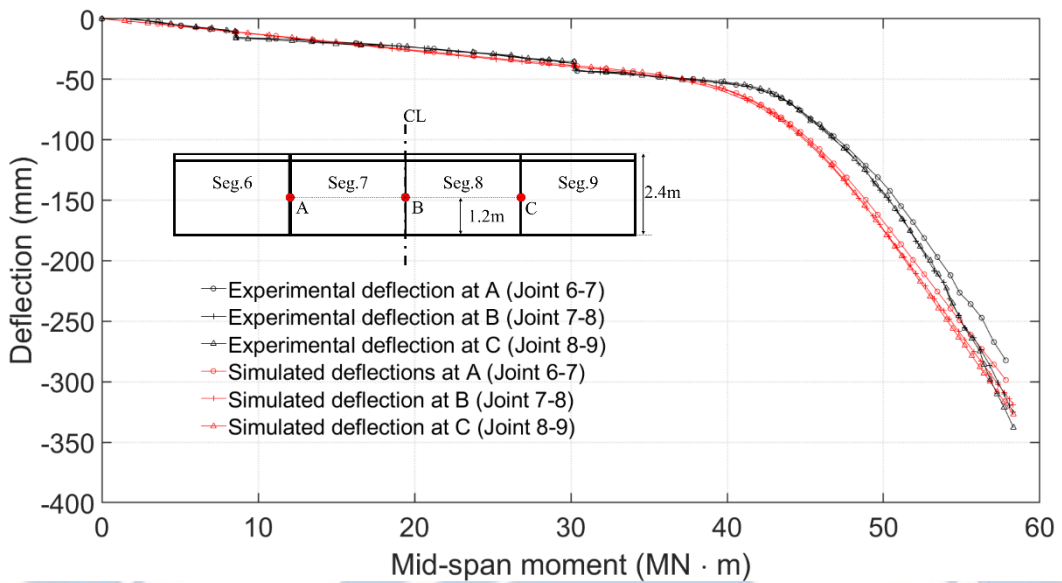


圖 4.1 模擬變位與實驗變位圖

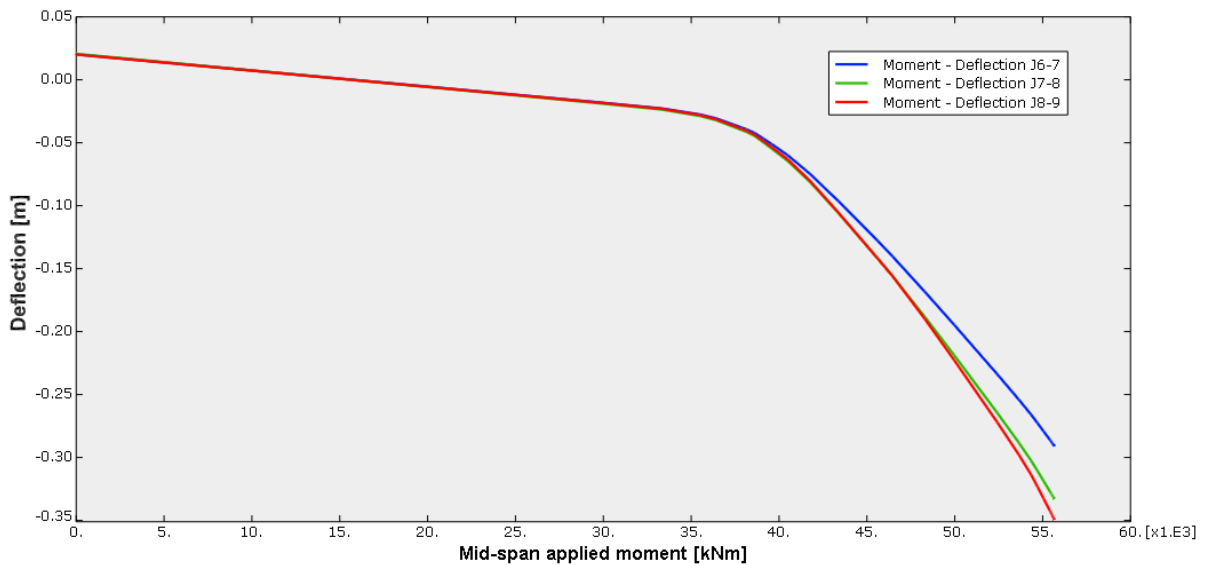


圖 4.2 Edvis Sejkati 模型之橋樑變位圖 (Edvis Sejkati, 2016)

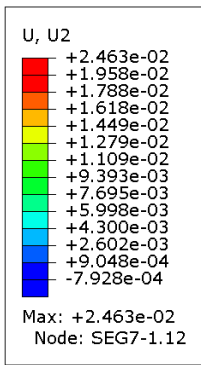


圖 4.3 預力施加後橋樑上拱圖

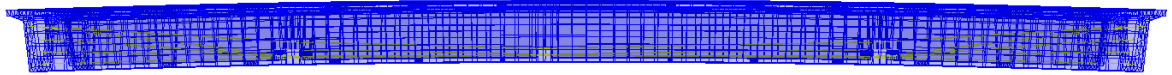


圖 4.4 透視橋樑變位圖 (Applied mid-span moment=0)

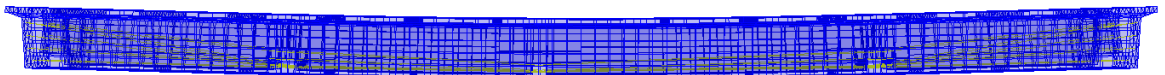


圖 4.5 透視橋樑變位圖 (Applied mid-span moment=39289.4kN·m)

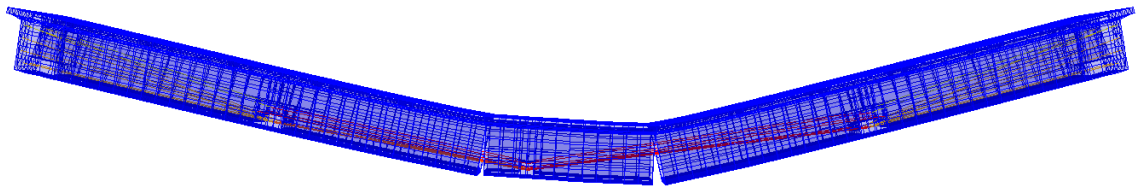


圖 4.6 透視橋樑變位圖 (Applied mid-span moment=58206.5kN·m)

T. Takebayashi et al. (1994) 也有針對各個橋樑節塊的變位，繪製全跨橋樑的垂直變位圖。結果分成 4 個階段討論，分別為設計使用狀態 (Design service state)、混凝土接縫準備打開時 (Decompression) 狀態、設計極限狀態 (Design ultimate state)、破壞前 (Before failure) 狀態。根據 T. Takebayashi et al. (1994) 指出，設計使用狀態之橋樑中心彎矩為  $24600kN \cdot m$ ，混凝土接縫準備打開時橋樑中心彎矩為  $36500kN \cdot m$ ，設計極限狀態橋樑中心彎矩為  $44600kN \cdot m$ ，以及破壞前橋樑中心彎矩為  $58200kN \cdot m$ 。

由圖 4.7 可以看出，模擬模型受外力作用下的變位結果趨勢與實驗結果一致。並且可以看出在達到設計極限狀態前，垂直變位都在 100mm 以內，而當橋樑發生破壞，垂直變位會急遽加大。且模擬之垂直變位值，與實驗結果誤差都很小。

以橋樑中心點為例，在設計使用狀態下，實驗之垂直變位為 28.8mm，模擬之值為 29.6mm，誤差為 2.78%，混凝土接縫準備打開時，實驗之垂直變位為 49.1mm，模擬之值為 53.5mm，誤差為 8.96%，設計極限狀態下，實驗之垂直變位為 81.4mm，模擬之值為 86.4mm，誤差為 6.14%，而當橋樑破壞時，實驗之垂直變位為 325mm，模擬之值為 310mm，誤差為 4.62%。

根據 EC2 (Eurocode 2) 指出，設計使用條件下，垂直變位限制為  $\frac{1}{250}$  跨距，以本篇研究橋樑為例符合要求，即：

$$\text{限制為 } \frac{1}{250} \cdot 44250 = 177mm \quad (\text{式 4-1})$$

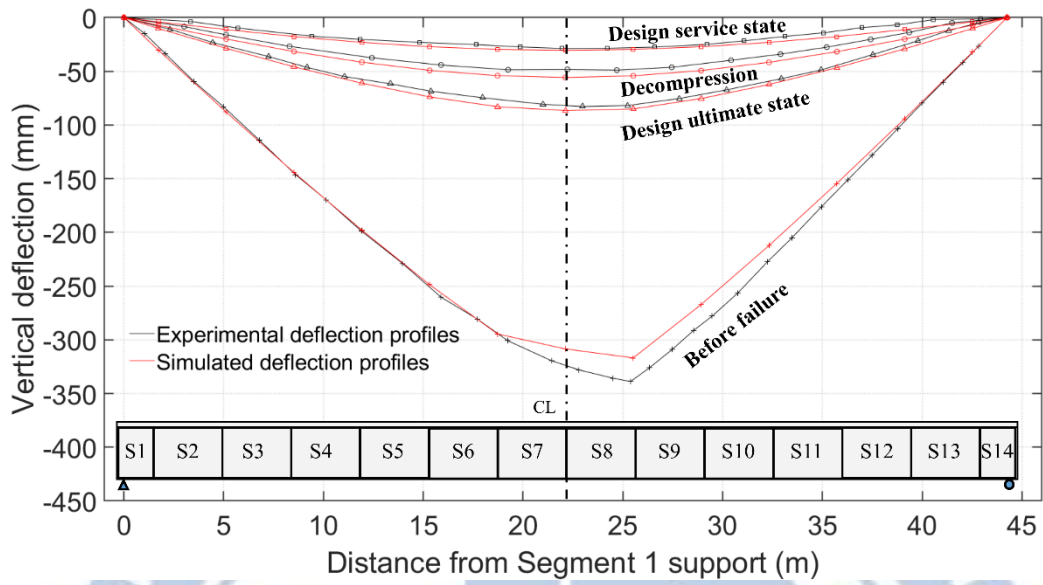


圖 4.7 全跨橋樑垂直變位圖

階段	1	2	3	4
實驗值 (mm)	28.8	49.1	81.4	325
模擬值 (mm)	29.6	53.5	86.4	310
誤差 (%)	2.78	8.96	6.14	4.62

表 4.1 橋樑中心垂直變位實驗值與模擬值誤差

表 4.1 中，階段 1 為橋樑中心彎矩  $24600kN \cdot m$ ，階段 2 為橋樑中心彎矩  $36500kN \cdot m$ ，階段 3 為橋樑中心彎矩  $44600kN \cdot m$ ，階段 4 為橋樑中心彎矩  $58200kN \cdot m$ 。

#### 4.1.2 接縫開合行為

測量橋樑接縫開合情形，同樣設置 3 個測量點，分別為 A、B、C。A 點距離底部 0.3m，B 點位於斷面高的中心 1.2m 處，C 點位於距離上翼板底部 0.3m 處。根據 T. Takebayashi et al. (1994) 給出的結果，節塊 8-9 之間的接縫，由底部開始打開，並且與其他節塊之間的接縫相比，有最大值，接縫打開圖如圖 4.8 所示。較接近橋面板底部的測量器 A、B 的接縫大約從  $40000kN \cdot m$  時開始打開，而 C 感測器大約從  $47000kN \cdot m$  時測量到接縫打開。模擬結果與實驗結果極為相似，並且於破壞時，接縫打開程度與實驗結果幾乎重疊。如圖 4.9，A 點破壞時打開約 36mm，B 點打開約 20mm，C 點打開約 4mm。

此結果也修正了 Edvis Sejkati (2016) 模型的結果，該模型結果雖然與實驗結果有相同的趨勢，但是在終值的部分有些微的差異，其結果如圖 4.10。接縫於大約  $35000kN \cdot m$  時就已經打開，此值早於實驗之值。

節塊與節塊之間並沒有明顯的垂直相對位移，這與 T. Takebayashi et al. (1994) 所提出的相吻合，T. Takebayashi et al. (1994) 認為節塊間的垂直相對位移來至於溫度變化。由於在模擬時，沒有設定混凝土的溫度變化。

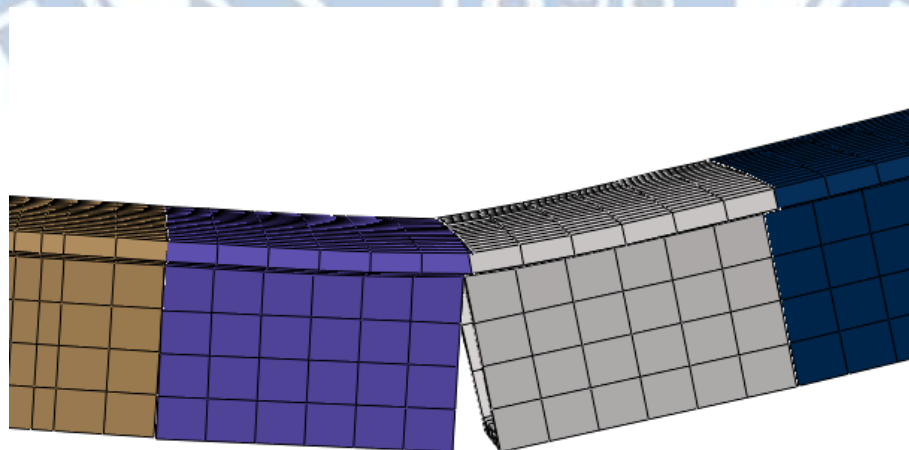


圖 4.8 節塊 8-9 接縫打開示意圖

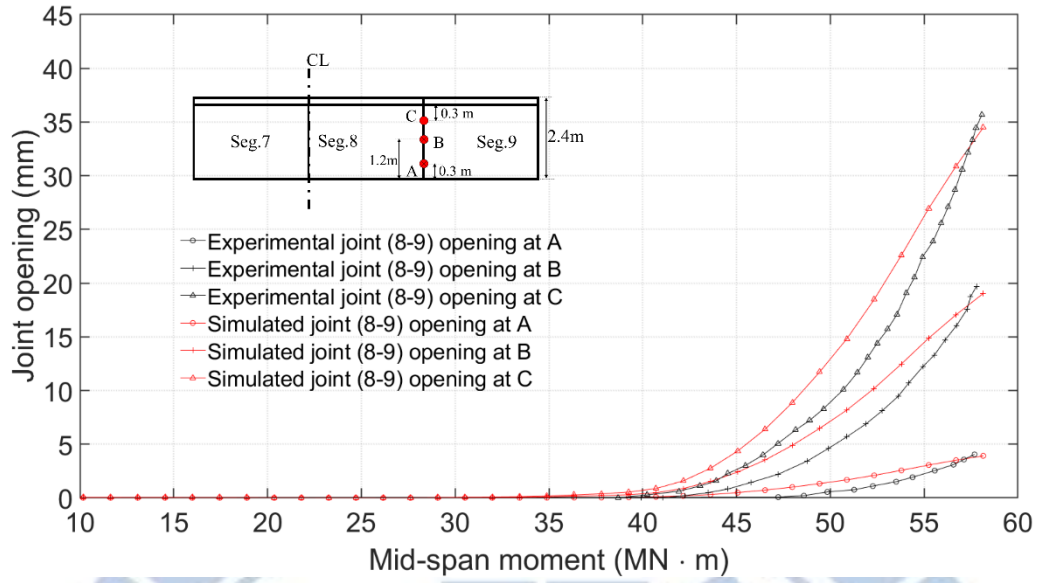


圖 4.9 模擬接縫打開值與實驗接縫打開值圖

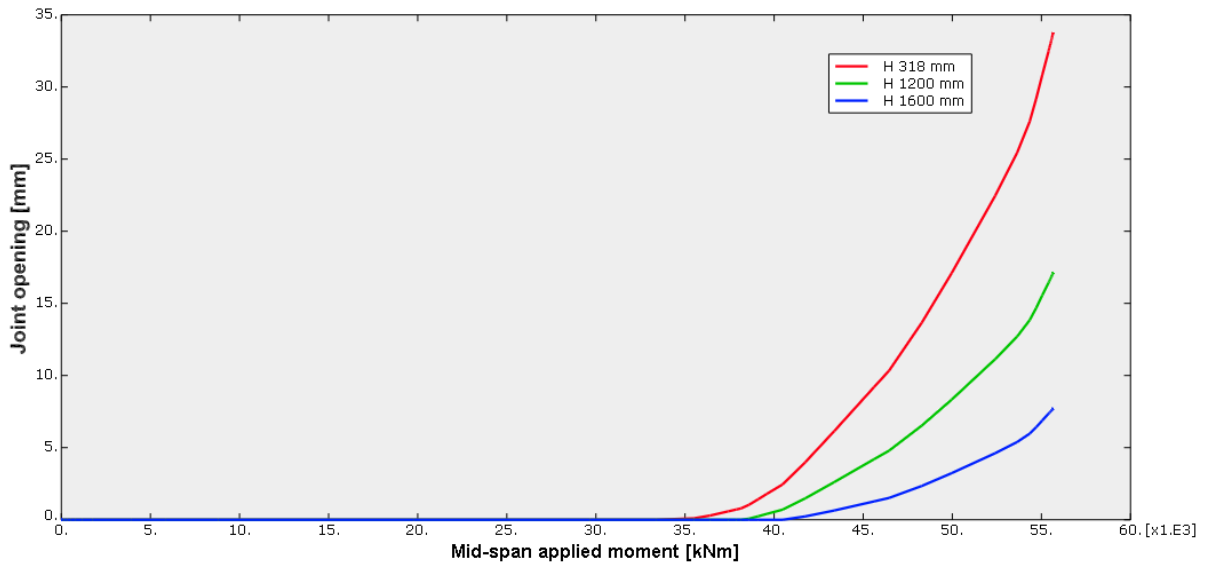


圖 4.10 節塊 8-9 接縫打開值 (Edvis Sejkati, 2016)

T. Takebayashi et al. (1994) 也有根據全跨橋樑繪製各個接縫的開合情形之長條圖，本篇論文將其改繪為線條圖與模擬結果比較，主要接縫打開之處為中間節塊接縫，靠近支承的節塊還沒有打開，如圖 4.11，節塊 5-6、節塊 8-9、節塊 9-10 之接縫打開結果誤差都不大，而模擬模型之節塊 6-7 與節塊 7-8 之間的接縫開合情形與實驗結果發生反轉，此部分之結果不符合預期，有待更深入的了解。可能原因為預力鋼腱與轉向座節塊之間的約束模擬。

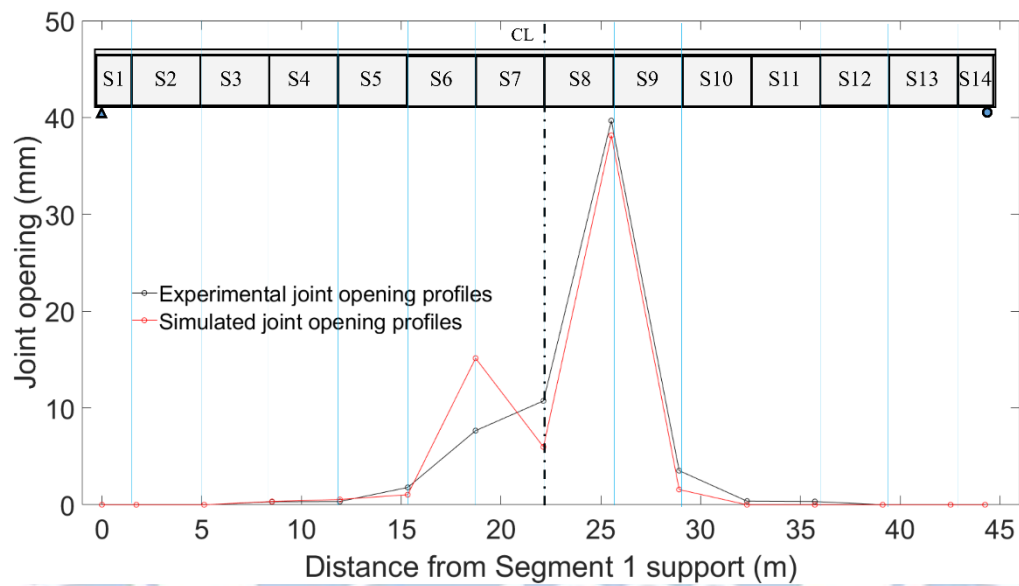


圖 4.11 全跨橋樑接縫開合情形比較



### 4.1.3 預力鋼腱應力

根據 T. Takebayashi et al. (1994) 反算結果，每根預力鋼腱在未加載外力時，應為  $1.197GPa$ 。而本模型利用降溫法模擬預力。

結果如圖 4.12 所示，在未加載外力時，應力為  $1.1GPa$  到  $1.2GPa$  之間，符合期待。圖 4.13，當外力加載到  $\text{midspan moment}=39289.4kN \cdot m$  時，也就是接縫準備打開的時候，預力鋼腱應力分佈一樣介於  $1.1GPa$  到  $1.2GPa$ 。由此可見，當接縫沒有打開的期間，預力鋼腱的應力變化不大。而由圖 4.14 可知，橋樑破壞時，預力鋼腱最大值達到  $1.562GPa$ ，位於第 2 條鋼腱 (tendon 2) 之節塊 11，轉向座 D2 處。

長鋼腱部份以第 1 條鋼腱 (tendon 1)，D1 與節塊 11 之 D2 間的應力變化進行討論，取級距中間值運算，應力增加量為  $29.787\%$ ，短鋼腱部份也取 D1 與節塊 11 之 D2 間的應力計算，應力變化量為  $34.043\%$ 。

鋼腱 1 (Tendon 1) 應力變化量

$$\frac{1.525-1.175}{1.175} \times 100\% = 29.787\% \quad (\text{式 4-2})$$

鋼腱 6 (Tendon 6) 應力變化量

$$\frac{1.575-1.175}{1.175} \times 100\% = 34.043\% \quad (\text{式 4-3})$$

短鋼腱的應力變化量較大，此結果也符合預期，由於在長鋼腱中，力重新分佈於較長的距離，所以增加量較小。

但是根據 EC2 指出，極限狀態時之預力鋼腱應力與施加預力時應力的增量必須小於  $100MPa$ ，才符合安全要求，也就是：

$$\Delta_{p,ULS} \leq 100MPa \quad (\text{式 4-4})$$

以本模型結果，不管是長鋼腱還是短鋼腱，鋼腱應力變化量皆超過  $100MPa$ ，值得注意其安全問題。

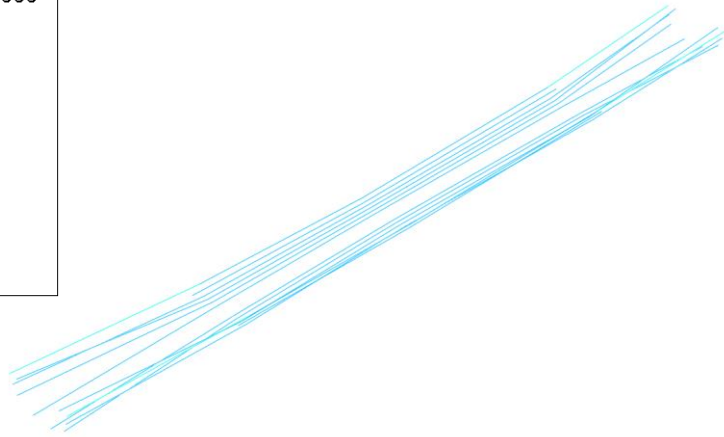
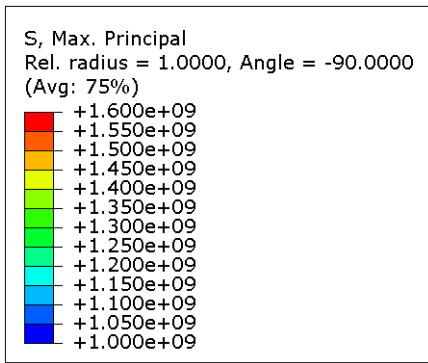


圖 4.12 未加測試力時預力鋼腱應力 (Applied mid-span moment=0)

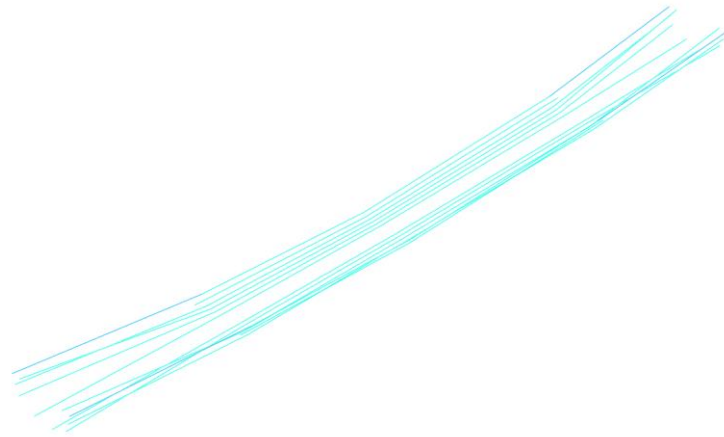


圖 4.13 預力鋼腱之應力 (Applied mid-span moment=39289.4kN·m)

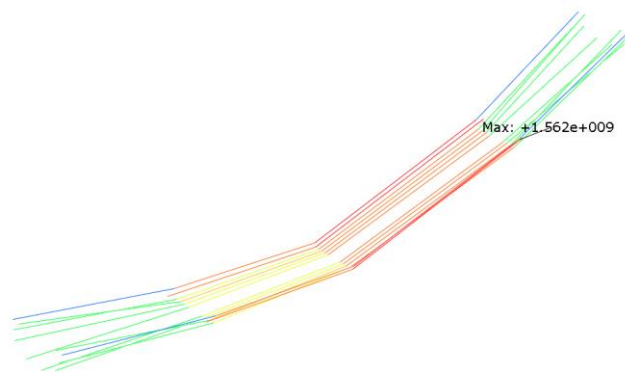


圖 4.14 破壞時預力鋼腱應力 (Applied mid-span moment=58206.5kN·m)

#### 4.1.4 預力鋼腱應變

由於短鋼腱應力變化量較大，所以根據短鋼腱做應變討論，其值較大原因同於應力變化，由於短鋼腱集中在橋樑中間，應力重新分佈的長度較短，應變變化相對來說也較大。根據 T. Takebayashi et al. (1994) 測量的應變計佈置，即在節塊 5-6 之間 (A 點) 以及節塊 9 中間位置上 (B 點) 的鋼腱進行測量。由圖 4.15 可以看出模擬結果與實驗結果鋼腱的應變趨勢一致，在接縫打開前， $40000kN \cdot m$  前，應變的變化大致上呈現線性，值大約為 0.00025，而當橋樑破壞時，橋樑中心彎矩為時  $58206.5kN \cdot m$ ，A 點鋼腱應變達到 0.0025 左右，B 點鋼腱應變達到 0.002 左右。此結果與 Edvis Sejkati (2016) 模型結果相比，也較接近實驗結果，Edvis Sejkati (2016) 模擬結果為節塊 4-7 之間的應變較節塊 7-11 的應變大，而實驗結果為節塊 7-11 的應變較節塊 4-7 之間的應變大。

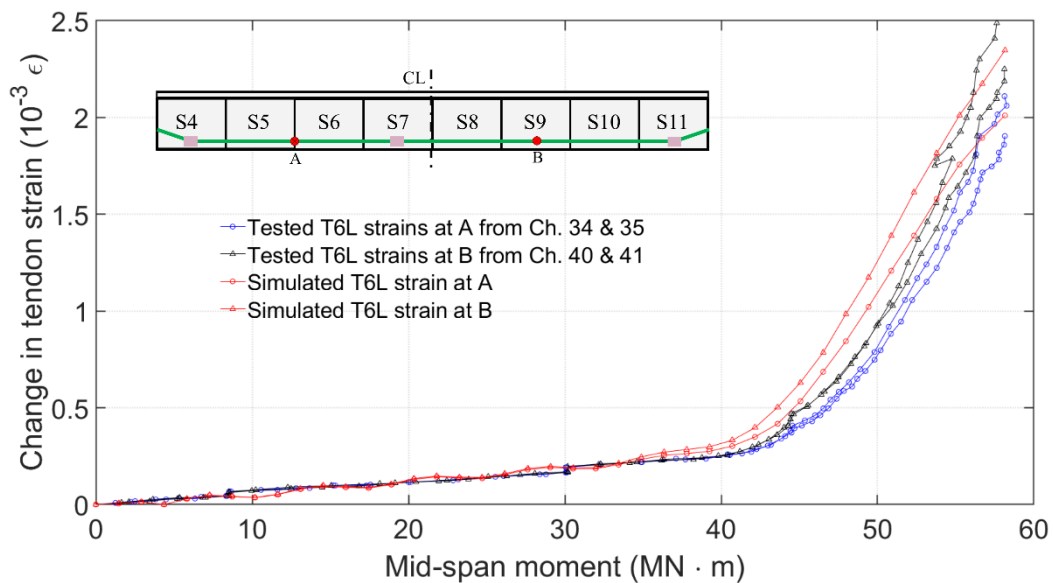


圖 4.15 短鋼腱應變 (鋼腱 6)

### 4.1.5 混凝土應力

混凝土應力利用 Min. Principal 查看，圖 4.17 可以看出當測試外力未施加時，也就是只有預力鋼腱及自重作用下，最大壓應力發生在下拱處，其值約為  $20MPa$ 。

如同先前所述，設計使用荷載（design service load）T. Takebayashi et al. (1994) 根據 AASHTO 規範計算，為  $24600kN \cdot m$ ，但是要利用 ABAQUS 準確找到  $24600kN \cdot m$  的加載點不容易，所以取 Frame selector 為 17 時的近似值分析，此時 Applied mid-span moment 為  $24737.76kN \cdot m$ 。

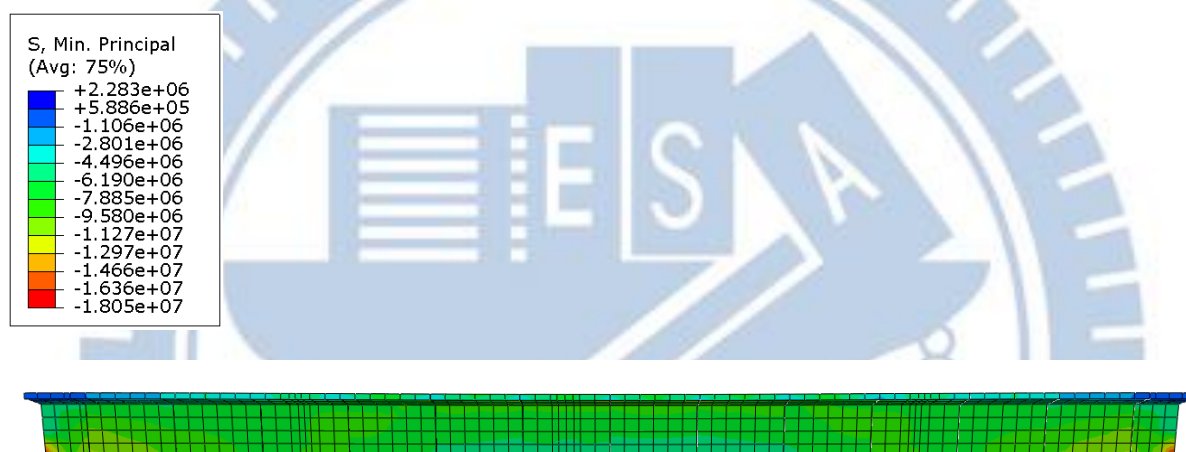


圖 4.16 設計使用荷載下混凝土應力

由圖 4.16 可以看出除了邊界節塊受到預力鋼腱的關係以及支承處以外，其他的節塊，不管上翼板或是下翼板都受到壓應力，且值都不超過  $12MPa$ ，此值符合 EC2 給出的算式，為了避免出現混凝土破裂（cracks）必須符合下列式子。

$$\sigma_c \leq 0.6f_{ck} = 36MPa \quad (\text{式 4-5})$$

EC2 也指出，使用極限狀態（serviceability limit state），混凝土不能出現沒有壓力（decompression）的狀態。由圖 4.16 也觀察符合此要求，並且接縫並未開始打開。

圖 4.18 可以看出，當接縫準備打開的時候，混凝土壓應力變成，上翼板部分值約為  $20MPa$ ，此結果也符合預期，當外力持續加載到橋樑破壞，可以觀察到幾乎所有節塊之上翼板承受壓力，如圖 4.19 所示。由圖 4.20，利用 PEEQ 可以看見破壞位置位於上翼板節塊 8-9 之間最明顯，此結果與 Edvis Sejkati (2016) 相似。

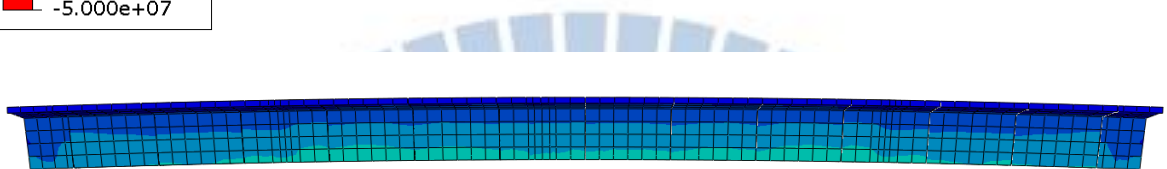
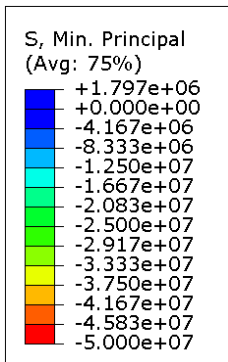


圖 4.17 施加預力下混凝土應力 (Applied mid-span moment=0)

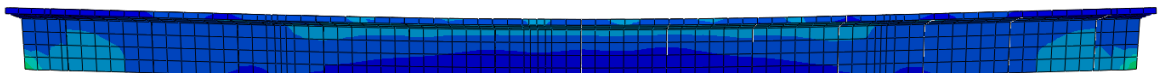


圖 4.18 測試外力下混凝土應力 (Applied mid-span moment=39289.4kN·m)

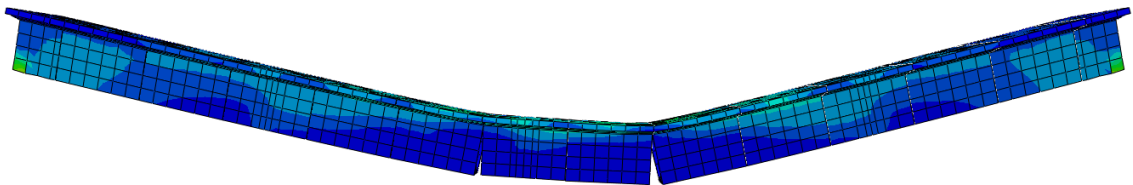


圖 4.19 測試外力下混凝土應力 (Applied mid-span moment=58206.5kN·m)

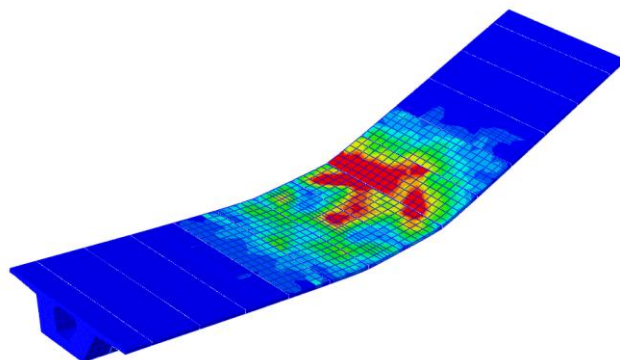
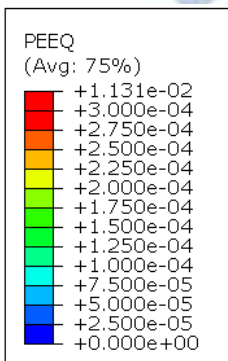


圖 4.20 破壞位置圖 (Applied mid-span moment=58206.5kN·m)

#### 4.1.6 剪力鍵行為

此部份的結果，是 Jens Tandler (2001)、Edvis Sejkati (2016) 未討論的部份。由於本篇論文建立的模型根據實際模型的剪力鍵位置模擬剪力鍵，所以可以討論其行為。

根據結果觀察，第一個剪力鍵消失時，是在 Frame selector 為 20，也就是 midspan moment 為  $29103.25kN \cdot m$  時。當 midspan moment= $39289.4kN \cdot m$ ，如圖 4.23 所示，可以看出節塊 6-7、節塊 7-8、節塊 8-9 的下部剪力鍵消失，此結果符合預期，接縫將於 midspan 處先打開。觀察外力持續加載到橋樑破壞時的圖形，圖 4.24 節塊 6-7、節塊 7-8、節塊 8-9 之間的剪力鍵幾乎只剩最上排(上翼板)處還留著，此結果與 Jens Tandler(2001)、Edvis Sejkati (2016) 的模型假設相似，兩人皆假設上翼板為連續樑建立模型，接縫打開時以上翼板接縫處為軸心，旋轉，造成接縫打開，如圖 4.21 所示。

然而，由於 T. Takebayashi et al. (1994) 所提供的剪力鍵位置有些不明確，若能獲得更詳細的設計圖，相信對於剪力鍵行為的模擬可以更接近真實行為。

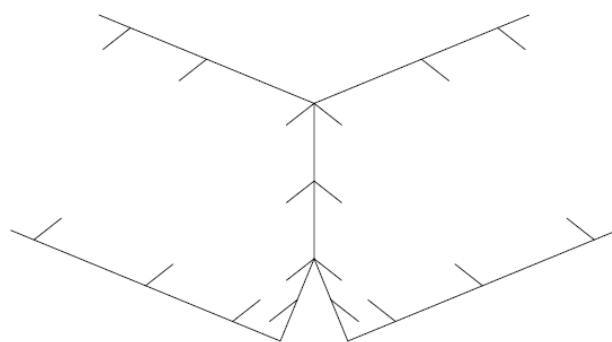


圖 4.21 接縫打開示意圖

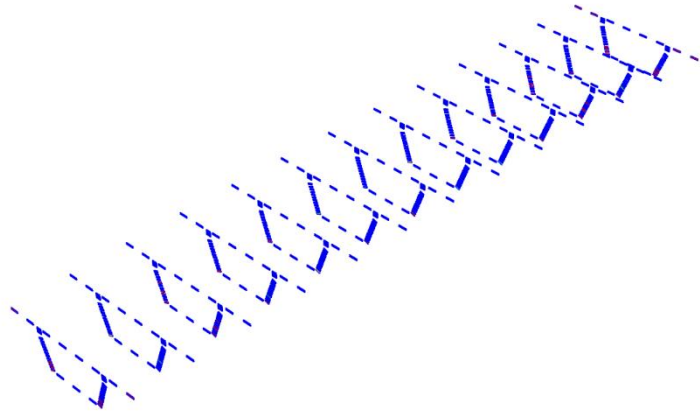
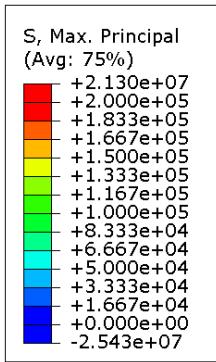


圖 4.22 剪力鍵應力圖 (Applied mid-span moment=0)

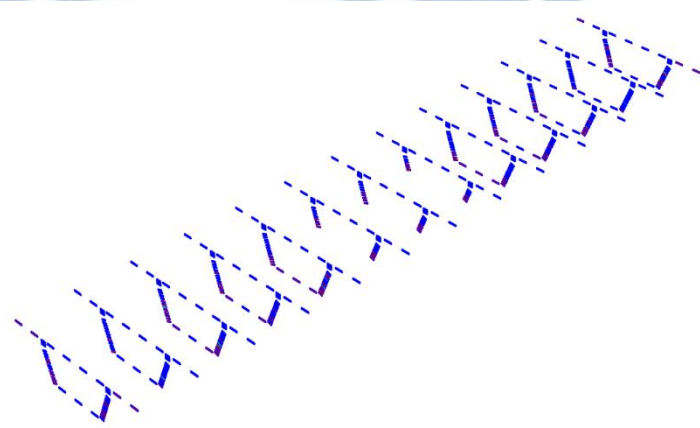


圖 4.23 剪力鍵應力圖 (Applied mid-span moment=39289.4kN·m)

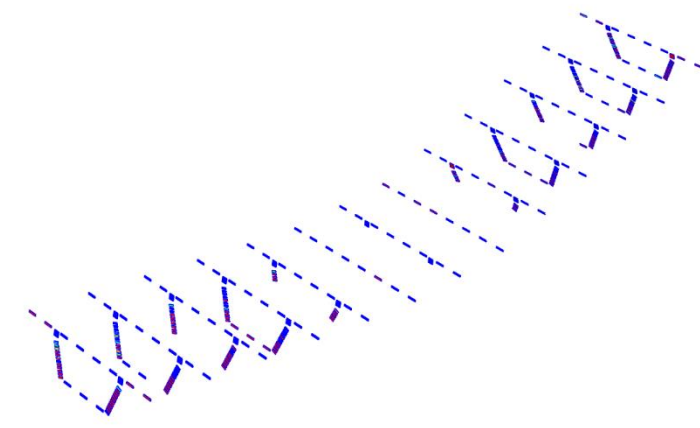


圖 4.24 剪力鍵應力圖 (Applied mid-span moment=58206.5kN·m)

#### 4.1.7 鋼筋行為

由於 T. Takebayashi et al. (1994) 所提供的橋樑設計圖，並沒有提供鋼筋設置位置的資訊，所以位置及數量都是自己假設。目的為觀察其在整個外力加載過程中的變化。由圖 4.25 可以看出在尚未施加外力時，鋼筋最大拉應力幾乎都在  $20MPa$  以下，隨著外力的增加，當 mid-span moment 來到  $39289.4kN \cdot m$  時，最大拉應力還是維持在  $20MPa$  左右，如圖 4.26 所示，但是當外力加載到橋樑破壞時，可以見到在節塊 6-7、節塊 7-8、節塊 8-9 之間的鋼筋應力增加巨大，最大值達到  $388.7MPa$ ，圖 4.27，根據 T. Takebayashi et al. (1994) 提供的鋼筋抗拉強度  $390MPa$ ，鋼筋接近破壞，尚未破壞。

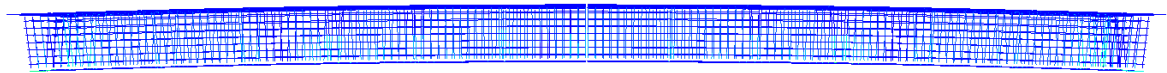
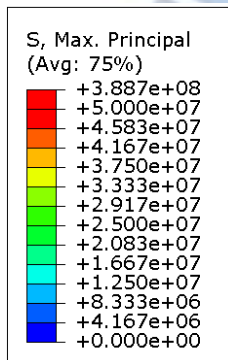


圖 4.25 鋼筋應力圖 (Applied mid-span moment=0)

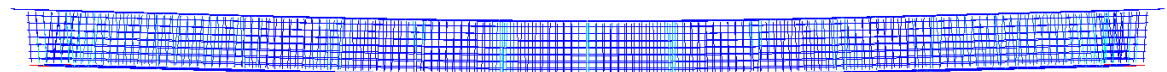


圖 4.26 鋼筋應力圖 (Applied mid-span moment= $39289.4kN \cdot m$ )

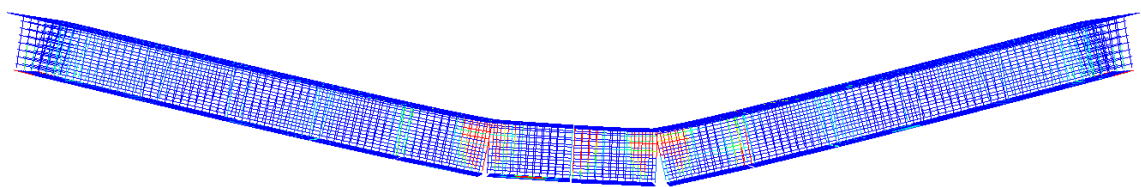


圖 4.27 鋼筋應力圖 (Applied mid-span moment= $58206.5kN \cdot m$ )



## 4.2 與其他模型比較

Jens Tandler (2001) 針對單跨式橋樑內置預力鋼腱、外置預力鋼腱，以及節塊橋樑進行分析，總共有 4 種不同的橋樑型式，Jens Tandler (2001) 也是根據 T. Takebayashi et al. (1994) 的實驗結果驗證模型，本篇論文取其節塊混凝土外置預力鋼腱部份進行結果討論。然而該模型並未完全與實驗數據相符，原因可能來自於外力的假設，如同先前所提，T. Takebayashi et al. (1994) 對於外力的施加位置及大小並未明確指定，Jens Tandler (2001) 將其簡化為 2 點集中力施於 D2 轉向座節塊上，此假設與實驗模型施加外力相差較多。然而自重效應的模擬，沒有清楚標示。導致與實驗結果較為不同可能來自於以上原因。Jens Tandler(2001) 將其結果繪出，如圖 4.28，圖中 EP(External, precast segmental) 線段為本篇論文討論對象。

該模型假設鋼腱與轉向座之間可以相對滑動，並且未考慮摩擦力，然而橋樑於 mid-span moment 為  $67750\text{kN}\cdot\text{m}$  時產生破壞，相對應的垂直變位為約  $280\text{mm}$ ，其終值外力為 T. Takebayashi et al. (1994) 的  $16.409\%$ ，且最大變位與實驗值相差較多。

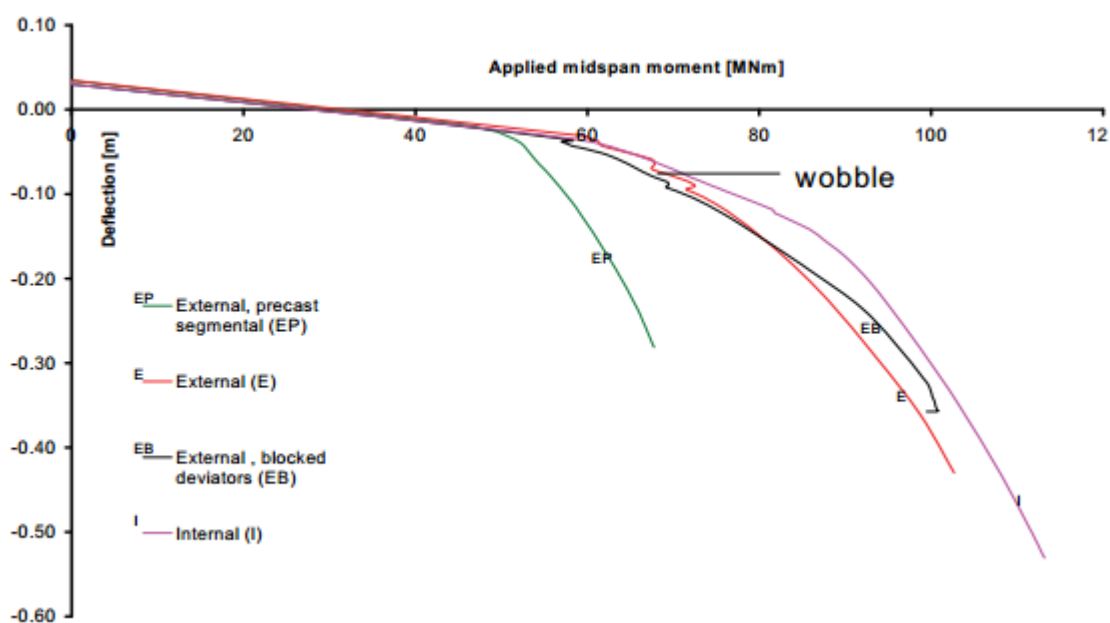


圖 4.28 Jens Tandler 模型結果-垂直變位 (Jens Tandler, 2001)

圖 4.29 為 Jens Tandler (2001) 模擬之結果，其接縫開口最大處位在節塊 7-8 之間，大小約為  $40\text{mm}$ ，雖然位置與 T. Takebayashi et al. (1994) 的實驗結果不相同，但是最大值相近。由於其研究主要目的為比較 4 種不同的橋樑反應，所以對於外力的假設，及斷面較簡化。

Jens Tandler(2001)指出原因可能為混凝土強度並沒有明確的值，根據 T. Takebayashi et al. (1994) 提供的混凝土強度值為一個範圍  $55\text{MPa} \sim 62\text{MPa}$ ，其選擇最低的混凝土強度  $55\text{MPa}$  進行分析。

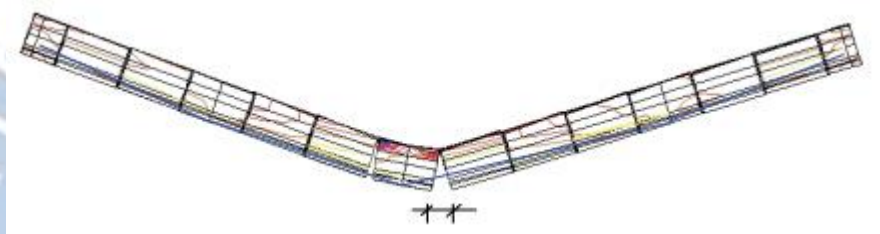


圖 4.29 變位、接縫打開圖 (Jens Tandler, 2001)

### 4.3 問題討論

因為本論文分析的是預鑄混凝土節塊橋樑，最初在建立模型時，按照節塊進行建模，並省略節塊與節塊之間的剪力鍵(Shear keys)，僅設定接觸面性質。但是在分析模型時，發現節塊的變位不理想，各個節塊之間發生錯位，如圖 4.30 所示，所以後來將剪力鍵加入考量。Jens Tandler (2001)、Edvis Sejkati (2016) 考量實際情形，當接縫打開時，在橋樑頂部還是連續連接，建模利用連續樑，如圖 4.31，此為較簡化之模型，本篇模型已經修正為利用剪力鍵模擬。

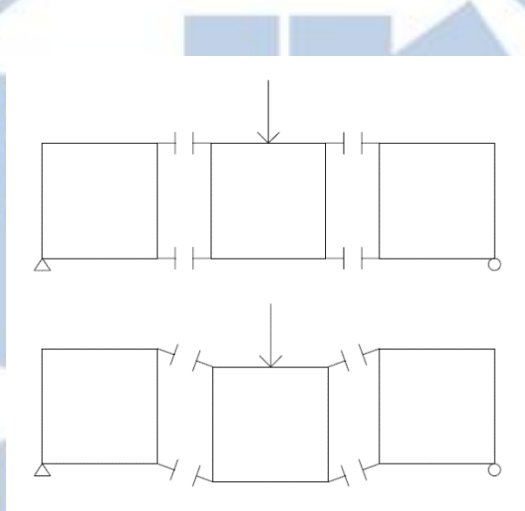


圖 4.30 未考量剪力鍵變位圖

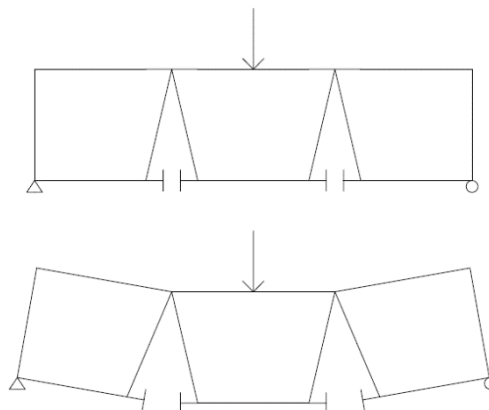


圖 4.31 假設為連續樑變位示意圖

本篇模型於預力鋼腱與轉向座之間利用 MPC pin 模擬，讓鋼腱可以自由轉動，但是實際情形預力鋼腱會產生些許的相對位移，如圖 4.32 所示，預力鋼腱於縱向部份可以滑動，此部份更包含了側位移，所以在模擬上需要尋找更適合的連接器。此行為可能為造成節塊 6-7 與節塊 7-8 之間的接縫開合情形與實驗結果發生反轉的原因，有待進一步討論。

然而在建立模型時也有嘗試過建立支承及外力鋼板於模型上進行分析，但是結果並沒有比將邊界條件直接設定於橋樑上，及將外力直接施於橋面上好。此結果也驗證了 3.5 節提到的，ABAQUS/CAE 推薦的建模方法是把數值模型（材料、邊界條件、荷載等...）直接定義在幾何模型上。



圖 4.32 預力鋼腱滑移示意圖

## 第 5 章 結論與建議

### 5.1 結論

此研究利用了 ABAQUS / Explicit 模擬後拉式預力預鑄混凝土節塊橋樑，較單跨式橋樑難模擬，原因為必須考慮節塊與節塊之間剪力的問題，因此本模型加入剪力鍵，使節塊與節塊對齊，確保在自重、預力、外力施加下，各個節塊還是呈現對齊的狀態。結果顯示也有相當的可靠性，由變位、接縫開口大小的比較，都在誤差範圍內。由此可見橋樑的模擬可以被參考，對於橋樑的使用性安全可以更進一步的評估。後拉式外預力預鑄混凝土節塊橋樑在第一個外力加載階段為線性階段，隨後為非線性階段。根據本實驗，第一個剪力鍵消失為橋樑中心彎矩為  $29103.25\text{kN}\cdot\text{m}$  時，代表在  $29103.25\text{kN}\cdot\text{m}$  前所有的接縫還是緊閉的，並且所有的混凝土存在著壓力。橋樑垂直變位在這個狀態下約為  $2\text{cm}$ ，也是非常小。橋樑於混凝土節塊頂部開始破壞，最先破壞的點為節塊 8-9 之間，由 PEEQ 圖形可以看出。非線性行為的模擬與實驗結果相符，並且有相同的趨勢。當橋樑破壞時，最大的變為處為節塊 8-9 之間，接縫打開最大之處亦為節塊 8-9 之間。然而垂直變位並非對稱，其原因來自於預力鋼腱的設置並非對稱，造成橋樑中心處彎矩並非最大處。若由於垂直變位較大，造成安全上的問題時，可以增加混凝土強度，增加混凝土強度可以增加橋樑的荷載能力。若考量預力鋼腱與轉向座之間可以相對滑移，預期將會得到不同的結果，若能將摩擦力假設於預力鋼腱與轉向座之間，應能得到更好的結果。然而，結果也顯示，由於長鋼腱能將應變重新分配到較長的距離中，所以應力增量相對較小。在錨定處，需要更強的鋼筋層抗拉，所以在錨定處設為彈性材料，得到較良好的結果。越接近支承處的剪力越大，外力加載達到橋樑破壞時，這些區域的節塊之間還是閉合的狀態，接縫沒有打開，剪力鍵在這些區域仍承受剪力，橋樑中心處的抗剪能力由於接縫打開的關係，抗剪能力減弱。若能得到更詳細的實驗設置，像是鋼筋的配置，外力施加的位置，剪力鍵確切位置等，應能模擬出更接近實驗結果之結果。

## 5.2 建議

建模時，由於 ABAQUS 建模時，並不會自動儲存，所以建議每做幾個步驟就進行存檔，確保檔案不會遺失。分析時，建議逐步完成各個力的施加，當一個部份確定設置較為正確時，再進行下一個部份的模擬，如此一來在除錯的時候較容易發現需要進行修正的地方。

本文所模擬的外力，都是根據 T. Takebayashi et al. (1994) 的實驗測試進行加載，再與其結果比較，為靜力非線性分析，此部份得到良好的結果驗證。然而，由於台灣位於地震帶上，時常有規模較大的地震。未來可以加入不同的外力，如地震力、白噪音 (white noise) 等...，分析討論橋樑結構的行為，觀察不同狀態下橋樑自然頻率的變化。且知道其破壞的地方在節塊 8 與節塊 9 之間，可以加入纖維補強，模擬纖維補強的破壞結果。也可以進一步了解若假設預力鋼腱與轉向座之間能自由滑動對橋樑節塊行為的影響，是否能改善節塊 6-7 與節塊 7-8 之間的接縫開合情形與實驗結果發生反轉的現象。

根據此模型進行更進一步的分析，提供設計時更多的考量，並且可以得到不同狀態下的預測結果，然而也可以設定不同的預力於外置預力鋼腱，討論該預力下之橋樑垂直變位與接縫開合行為，也可以改變混凝土強度，討論其破壞行為等獲得更多的資訊。

## 參考文獻

- [1] 賈金青, 陳鳳山, 橋梁工程設計計算方法及應用, 2nd ed. 北京: 中國建築工業出版社, 2009.
- [2] J.Tandler, *Colloppse analysis of externally prestressed structures*. 2001.
- [3] G. R.Basile and S.Koz, “Testing of Segmental Concrete Girders With External Tendons,” 1987.
- [4] R. G.Macgregor, M. E.Kreger, and J. E.Breen, “Strength and ductility of a three-span externally post-tensioned segmental box girder bridge model,” 1989.
- [5] J.SMALLWOOD, “MANAGING HEALTH & SAFETY (H&S) DURING THE SIX STAGES OF PROJECTS TO REDUCE RISK,” 2019.
- [6] E.Sejkati, “Modelling post-tensioned precast concrete segmental girger bridges with keyed joints.” 2016.
- [7] 國道新建工程局, 國內最大斷面預鑄節塊工法橋梁之設計及施工 彰化二號及四號高架橋. 交通部台灣區國道新建工程局, 2006.
- [8] 劉達中, “橋梁工程之回顧與前瞻,” pp. 85–97, 2010.
- [9] G. M.Clark, “Post-Tensioned Structures – Improved Standards Based On Lessons Learnt,” 2012.
- [10] T. M.Gallaway, “Design Features and Prestressing Aspects of Long Key Bridge,” 1980.
- [11] M. P.Virlogeux, “External Prestressing: from Construction History to Modern Technique and Technology,” 1989.
- [12] J.Muller, “Construction of Long Key Bridge,” no. December, 1980.
- [13] H.Weier, “CONDITION OF POST-TENSIONED CONCRETE BRIDGES - ASSESSMENT OF THE GERMAN STOCK BY A SPOT SURVEY OF DAMAGES,” 2006.
- [14] 張家禎, 沈海寧, “後拉預力技術在現代台灣建築的應用.” 2011.

- [15] 樑詩桐, “技師報 NO.827,” pp. 1–8, 101AD.
- [16] T.TAKEBAYASHI, K.DEEPTRASERTWONG, and Y. W.LEUNG, “a Full-Scale Destructive Test of a Precast Segmental Box Girder Bridge With Dry Joints and External Tendons,” *Proc. Inst. Civ. Eng. - Struct. Build.*, vol. 104, no. 3, pp. 297–315, 2007.
- [17] 鄭鈞, “Abaqus Tips : 質量放大 Mass Scaling 設定.”
- [18] “EN 1992-1-1 (2004) (English): Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings,” vol. 1, no. 2004, 2011.
- [19] “ABAQUS Documentation 6.14, Abaqus Analysis User’s Guide.” .
- [20] *Model Code 2010*. .
- [21] T.Manninen, “Nanocoat Instrumented Nanoindentation,” 2004.
- [22] W.Ren, L. H.Sneed, Y.Yang, and R.He, “Numerical Simulation of Prestressed Precast Concrete Bridge Deck Panels Using Damage Plasticity Model,” vol. 9, no. 1, pp. 45–54, 2015.



附件一、預力鋼腱錨定點與長度

**SEG1(DIAPHRAM)**

INDEX (L)	X	Y	Z	INDEX (R)	X	Y	Z
<b>TENDON 1</b>	0.425	1.8	0	Tendon 1	3.275	1.8	0
<b>TENDON 2</b>	-0.075	1.8	0	Tendon 2	3.775	1.8	0
<b>TENDON 3</b>	0.06	1.3	0	Tendon 3	3.64	1.3	0
<b>TENDON 4</b>	0.25	0.8	0	Tendon 4	3.45	0.8	0
<b>TENDON 5</b>	1.25	0.3	0	Tendon 5	2.45	0.3	0
<b>TENDON 6</b>				Tendon 6			

**SEG4(D2)**

INDEX (L)	X	Y	Z	INDEX (R)	X	Y	Z
<b>TENDON 1</b>	0.725	0.32	-10.225	Tendon 1	2.975	0.32	-10.225
<b>TENDON 2</b>	0.21	0.9	-10.225	Tendon 2	3.49	0.9	-10.225
<b>TENDON 3</b>	0.425	0.32	-10.225	Tendon 3	3.275	0.32	-10.225
<b>TENDON 4</b>	1.025	0.32	-10.225	Tendon 4	2.675	0.32	-10.225
<b>TENDON 5</b>	1.325	0.265	-10.225	Tendon 5	2.375	0.265	-10.225
<b>TENDON 6</b>	0.325	0.625	-9.675	Tendon 6	3.375	0.625	-9.675

**SEG7(D1)**

INDEX (L)	X	Y	Z	INDEX (R)	X	Y	Z
<b>TENDON 1</b>	0.865	0.265	-20.425	Tendon 1	2.835	0.265	-20.425
<b>TENDON 2</b>	0.29	0.545	-20.425	Tendon 2	3.41	0.545	-20.425
<b>TENDON 3</b>	0.615	0.265	-20.425	Tendon 3	3.085	0.265	-20.425
<b>TENDON 4</b>	1.115	0.265	-20.425	Tendon 4	2.585	0.265	-20.425
<b>TENDON 5</b>	1.365	0.265	-20.425	Tendon 5	2.335	0.265	-20.425
<b>TENDON 6</b>	0.365	0.295	-20.425	Tendon 6	3.335	0.295	-20.425

**SEG11(D2)**

INDEX (L)	X	Y	Z	INDEX (R)	X	Y	Z
TENDON 1	0.725	0.32	-34.025	Tendon 1	2.975	0.32	-34.025
TENDON 2	0.21	0.9	-34.025	Tendon 2	3.49	0.9	-34.025
TENDON 3	0.425	0.32	-34.025	Tendon 3	3.275	0.32	-34.025
TENDON 4	1.025	0.32	-34.025	Tendon 4	2.675	0.32	-34.025
TENDON 5	1.325	0.265	-34.025	Tendon 5	2.375	0.265	-34.025
TENDON 6	0.325	0.625	-34.575	Tendon 6	3.375	0.625	-34.575

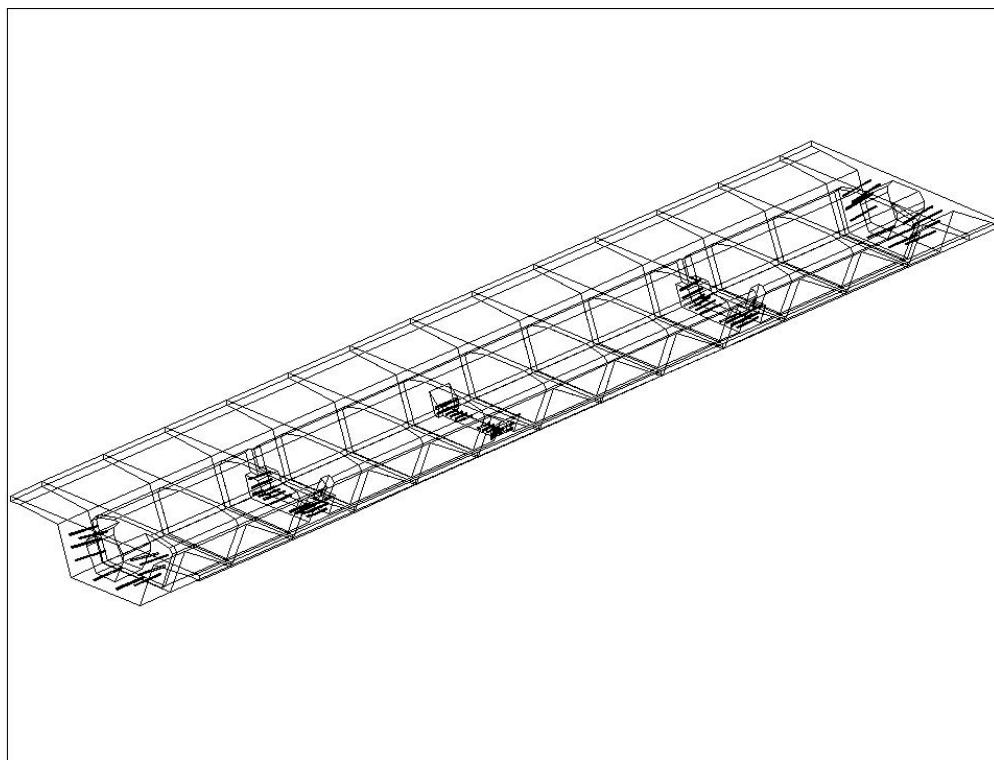
**SEG14(DIAPHRAM)**

INDEX (L)	X	Y	Z	INDEX (R)	X	Y	Z
TENDON 1	0.425	1.8	-44.25	Tendon 1	3.275	1.8	-44.25
TENDON 2	-0.075	1.8	-44.25	Tendon 2	3.775	1.8	-44.25
TENDON 3	0.06	1.3	-44.25	Tendon 3	3.64	1.3	-44.25
TENDON 4	0.25	0.8	-44.25	Tendon 4	3.45	0.8	-44.25
TENDON 5	1.25	0.3	-44.25	Tendon 5	2.45	0.3	-44.25
TENDON 6							

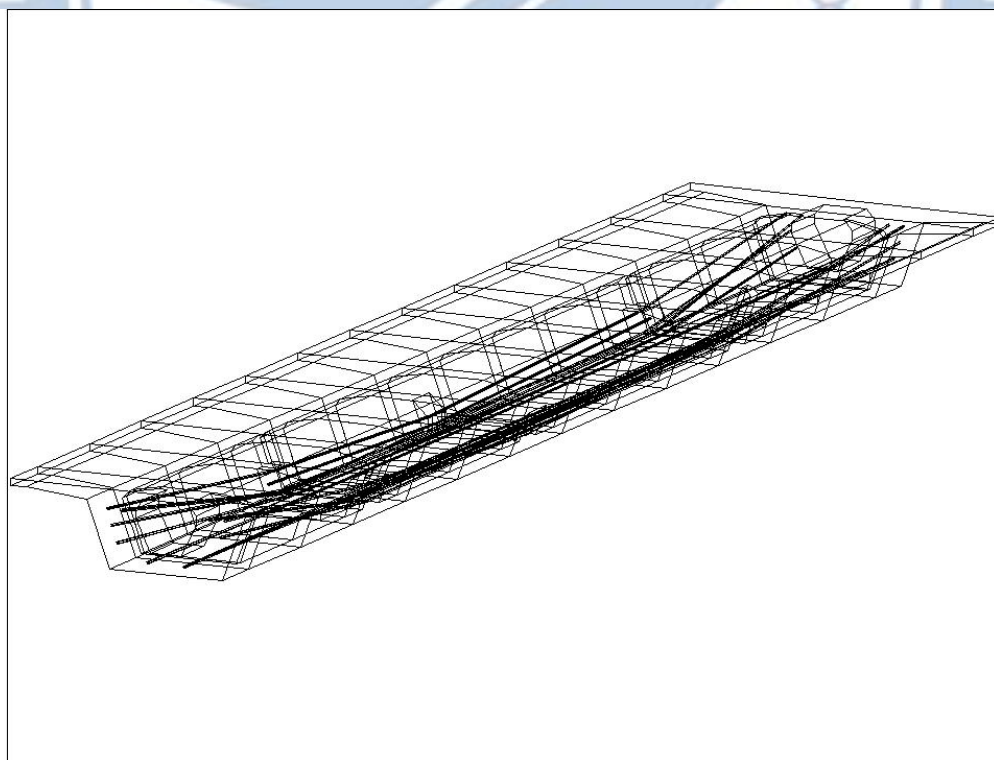
**LENGTH (L)**

INDEX	Diaphragm-D2	D2-D1	D1-D2	D2-Diaphragm
TENDON 1	10.335909	10.201109	13.60083	10.335909
TENDON 2	10.268488	10.206489	13.60487	10.268488
TENDON 3	10.278339	10.201918	13.60144	10.278339
TENDON 4	10.265556	10.200545	13.60041	10.265556
TENDON 5	10.225335	10.200078	13.60006	10.225335
TENDON 6		10.755138	14.1539	

## 附件二、AutoCAD 橋樑透視圖



AutoCAD 橋樑透視圖（未加預力鋼腱）



AutoCAD 橋樑透視圖（包含預力鋼腱）

### 附件三、ABAQUS 參考外力施加狀態

<b>frame selector</b>	<b>Applied moment ( <math>kN \cdot m</math> )</b>	<b>frame selector</b>	<b>Applied moment ( <math>kN \cdot m</math> )</b>
1	1455.1625	21	30558.41
2	2910.325	22	32013.58
3	4365.4875	23	33468.74
4	5820.65	24	34923.9
5	7275.8125	25	36379.06
6	8730.975	26	37834.23
7	10186.1375	27	39289.39
8	11641.3	28	40744.55
9	13096.4625	29	42199.71
10	14551.625	30	43654.88
11	16006.7875	31	45110.04
12	17461.95	32	46565.2
13	18917.1125	33	48020.36
14	20372.275	34	49475.53
15	21827.4375	35	50930.69
16	23282.6	36	52385.85
17	24737.7625	37	53841.01
18	26192.925	38	55296.18
19	27648.0875	39	56751.34
20	29103.25	40	58206.5