

Drift Capacity of Reinforced Concrete Flexural Member Under Cyclic Loading

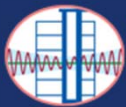
鋼筋混凝土撓曲桿件往復載重下之變形能力



鄭敏元

National Taiwan University of Science and
Technology

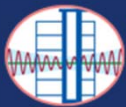
2020鋼筋混凝土與鋼結構設計技術研討會



NAR Labs 國家實驗研究院
國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

Outline

- Introduction
- Experimental Program
- Experimental Results
- Conclusions



Introduction: Shear Decay

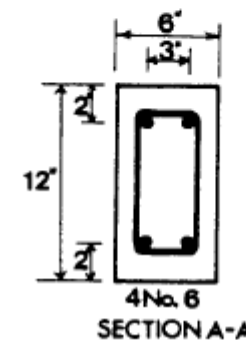
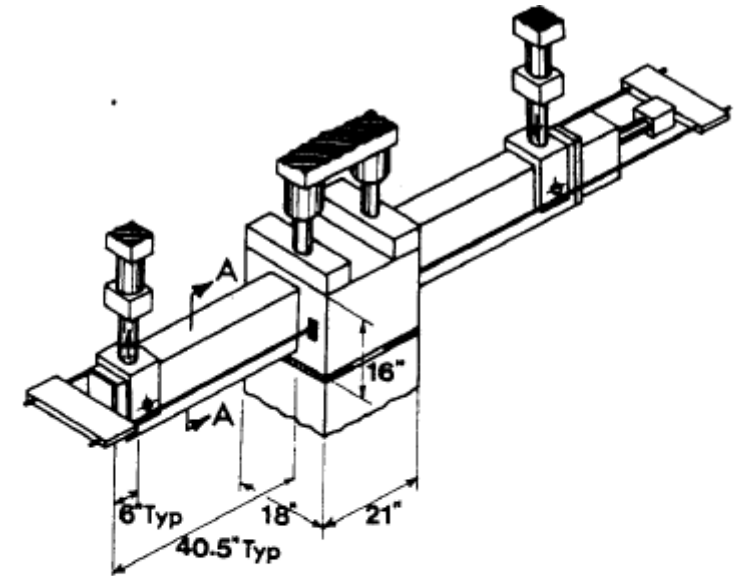
Wight and Sozen (1975)

12 column test specimens, indicated that strength decay mechanism related to:

- *Crushing and spalling of concrete.*
- *Yielding of transverse reinforcement*
- *Abrasive rubbing of concrete along inclined cracks*

Suggestion:

- *Transverse reinforcement must be proportioned to carry the total shear required to develop the ultimate moment capacity of the column*



LONGITUDINAL STEEL
No. 6 Bars
Grade 60
Mean $f_y = 72.0$ ksi

STIRRUP STEEL
No. 2 Bars No. 3 Bars
Grade 40 Grade 40
Mean $f_y = 50.0$ ksi Mean $f_y = 46.0$ ksi

Introduction: Shear Decay

Sezen and Moehle Model (2004)

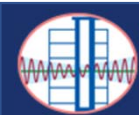
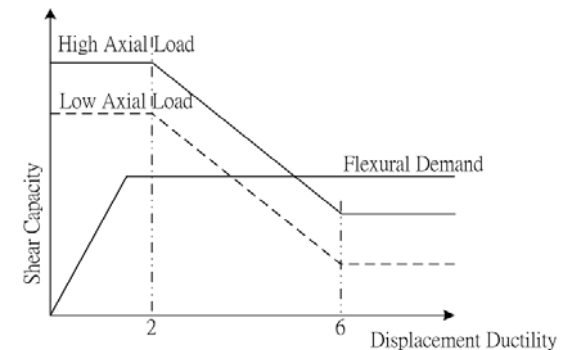
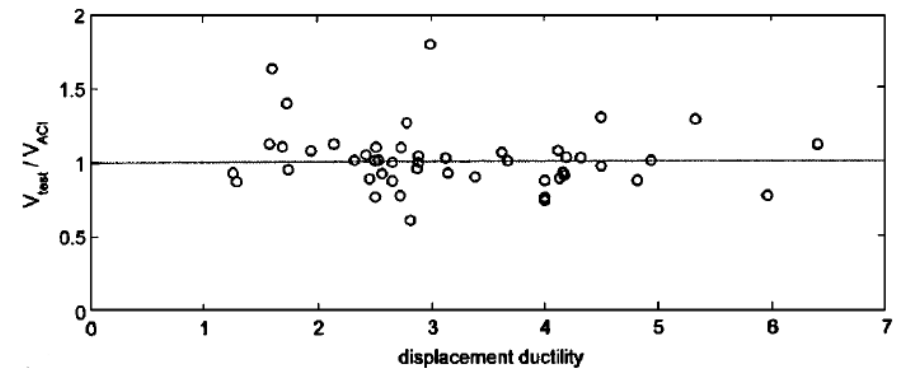
Based on 51 test results, a shear decay model was proposed in terms of the column displacement ductility (factor k)

$$V_n = V_s + V_c = k \frac{A_w f_y d}{s} + k \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \text{ (MPa)}$$

$$V_n = V_s + V_c = k \frac{A_w f_y d}{s} + k \left(\frac{6 \sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{6 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \text{ (psi)}$$

$k = 1$ for displacement ductility less than 2

$k = 0.7$ for displacement ductility more than 6



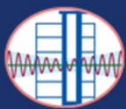
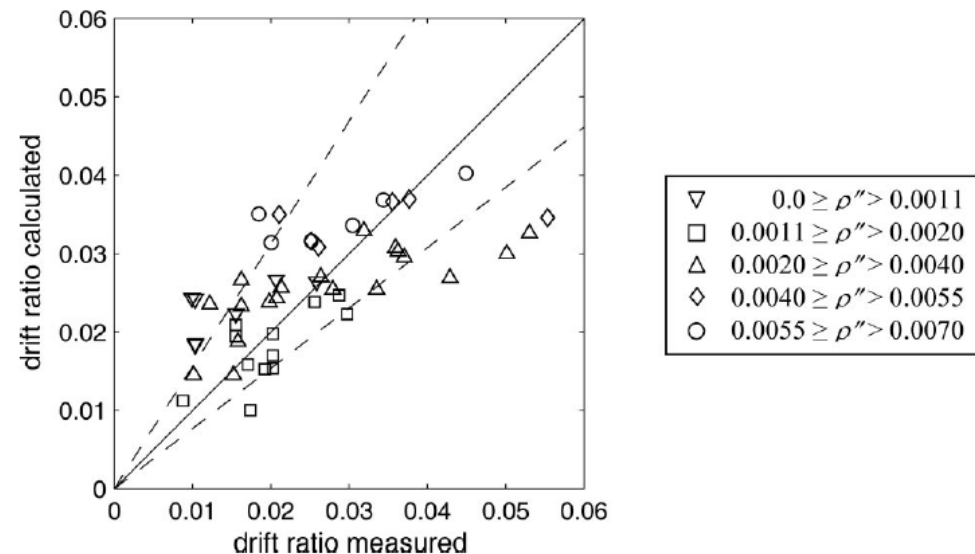
Introduction: Shear Decay

Elwood and Moehle Model (2005)

Based on 50 column test results, a drift capacity model was proposed for RC column.

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{3}{100} + 4 \frac{A_v}{bs} - \frac{1}{500} \frac{v}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \text{ (psi)}$$

v = maximum shear stress, obtained from peak shear recorded, V_{test}/bd .

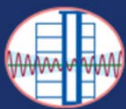
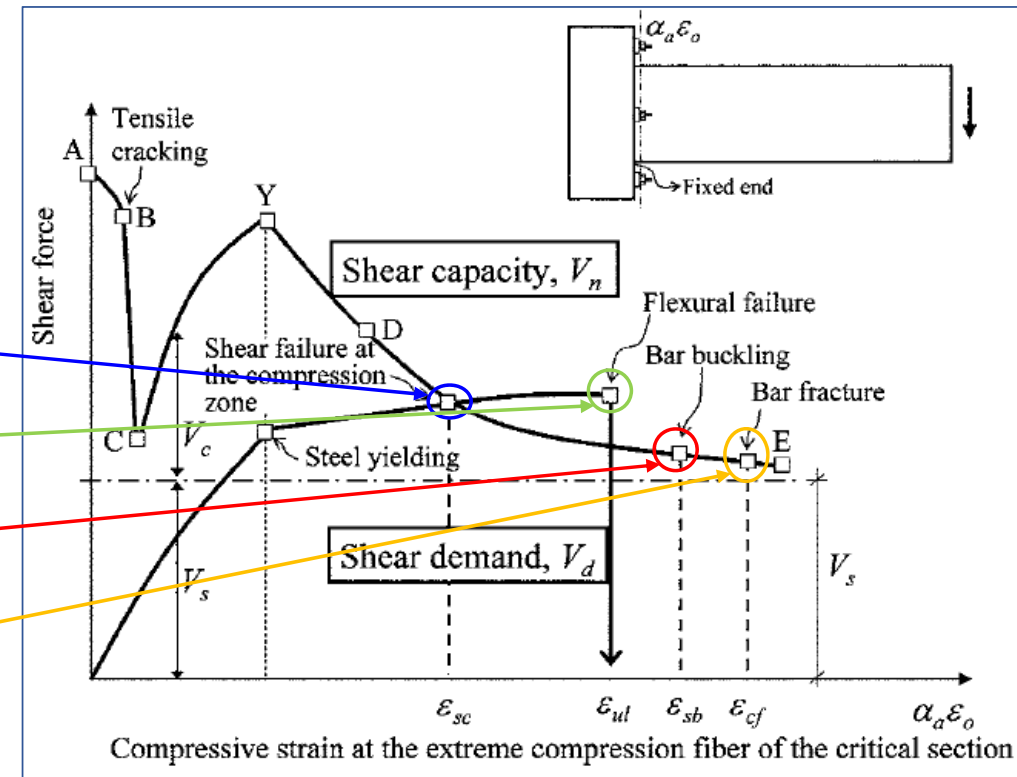


Introduction: Shear Decay

Choi and Park Model (2010)

Specifically proposed for drift capacity of RC flexural member. Member ultimate drift is the smallest of:

- Demand and capacity curve intersects.
- Flexural compressive failure.
- Rebar buckling.
- Rebar fracture.



Introduction: Shear Decay

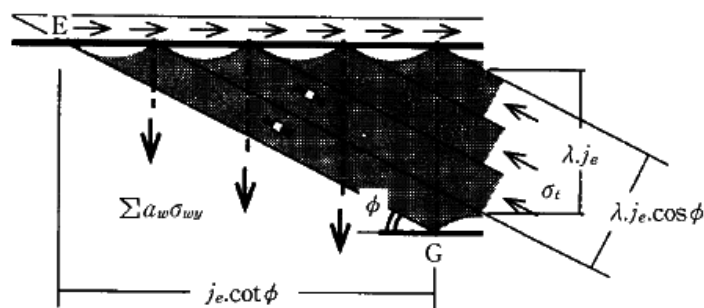
AIJ, Architectural Institute of Japan(1997)

V_u is the smallest of three equation:

$$V_u = \mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e + \left(v \cdot \sigma_b - \frac{5 \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{b \cdot D}{2} \tan \theta$$

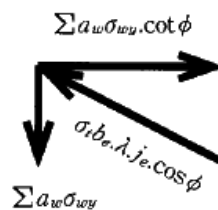
$$V_u = \frac{\lambda \cdot v \cdot \sigma_b + p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{3} \cdot b_e \cdot j_e$$

$$V_u = \frac{\lambda \cdot v \cdot \sigma_b}{2} \cdot b_e \cdot j_e$$

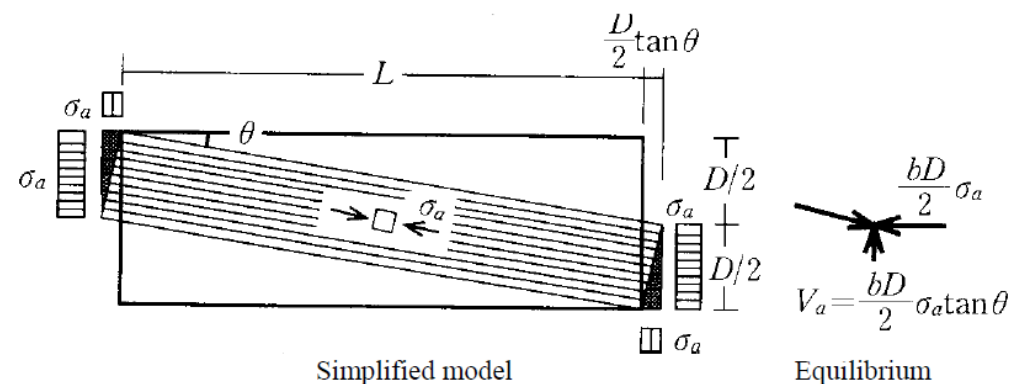


(a) Free body diagram

Equilibrium at a nodal point in truss action



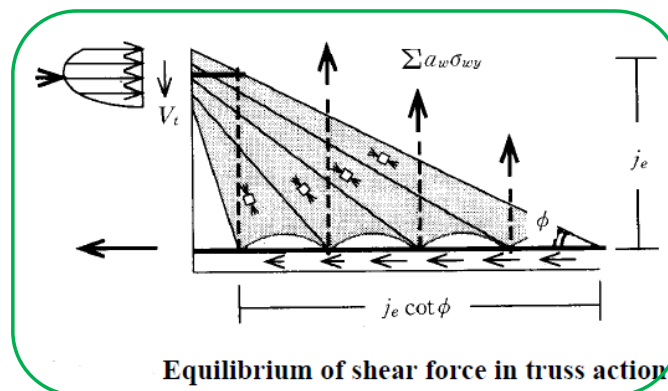
(b) Equilibrium at nodal point



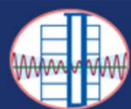
Simplified model

Equilibrium

Shear capacity due to arch action



Equilibrium of shear force in truss action



Introduction: Research Objectives

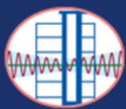
1. To evaluate the drift capacity of RC flexural member.

$$\phi V_n \geq V_e (M_{pr}) + \text{Detailing}$$

$$V_n = V_s = \frac{A_s f_y d}{s}$$

$$V_n \longrightarrow d_u \quad ?$$

2. To investigate the effect different parameter to the drift capacity of RC flexural member.



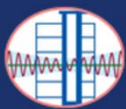
Experimental Program

Nine (9) specimens were designed and tested.

Primary test parameters: (1) Shear stress demand $\frac{V_{Mpr}}{b_w d \sqrt{f'_c} (\text{psi})}$

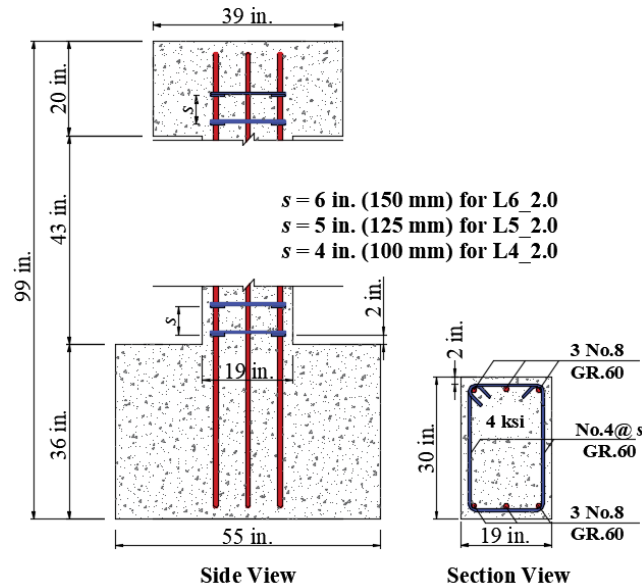
(2) Spacing of transverse reinforcement, s

Specimen Label	Shear span (a/d)	Shear demand, psi (MPa)	s , in. (mm)	$\frac{s}{d_b}$	$\frac{V_s}{V_{Mpr}}$
L6_2.0	2.0	2.0 (0.2)	6 (150)	6	1.3
L5_2.0	2.0	2.0 (0.2)	5 (125)	5	1.5
L4_2.0	2.0	2.0 (0.2)	4 (100)	4	1.9
M6_2.0	2.0	5.0 (0.4)	6 (150)	6	1.3
M5_2.0	2.0	5.0 (0.4)	5 (125)	5	1.5
M4_2.0	2.0	5.0 (0.4)	4 (100)	4	1.9
H6_2.0	2.0	8.0 (0.7)	6 (150)	6	1.0
H5_2.0	2.0	8.0 (0.7)	5 (125)	5	1.3
H4_2.0	2.0	8.0 (0.7)	4 (100)	4	1.6

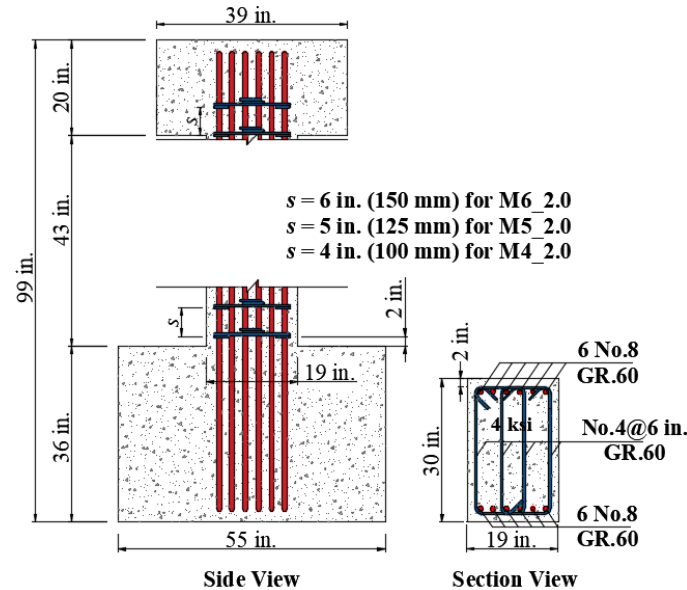


Experimental Program: Specimen Design

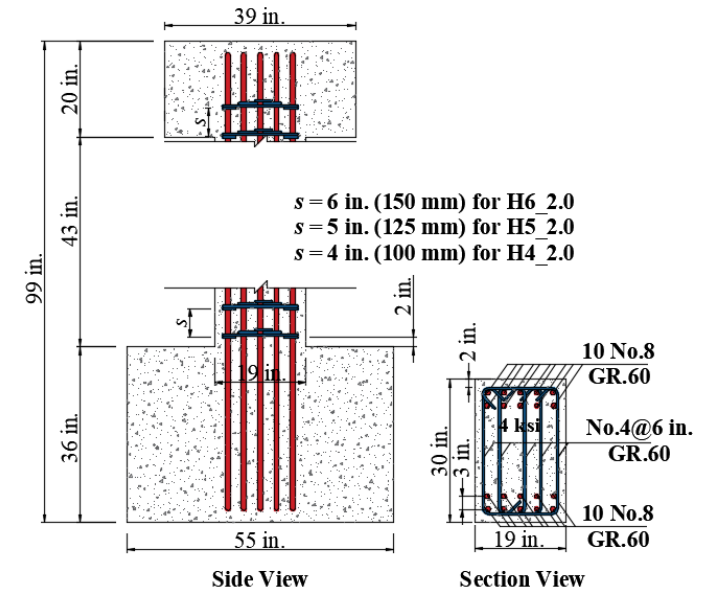
L6_2.0; L5_2.0; L4_2.0



M6_2.0; M5_2.0; M4_2.0

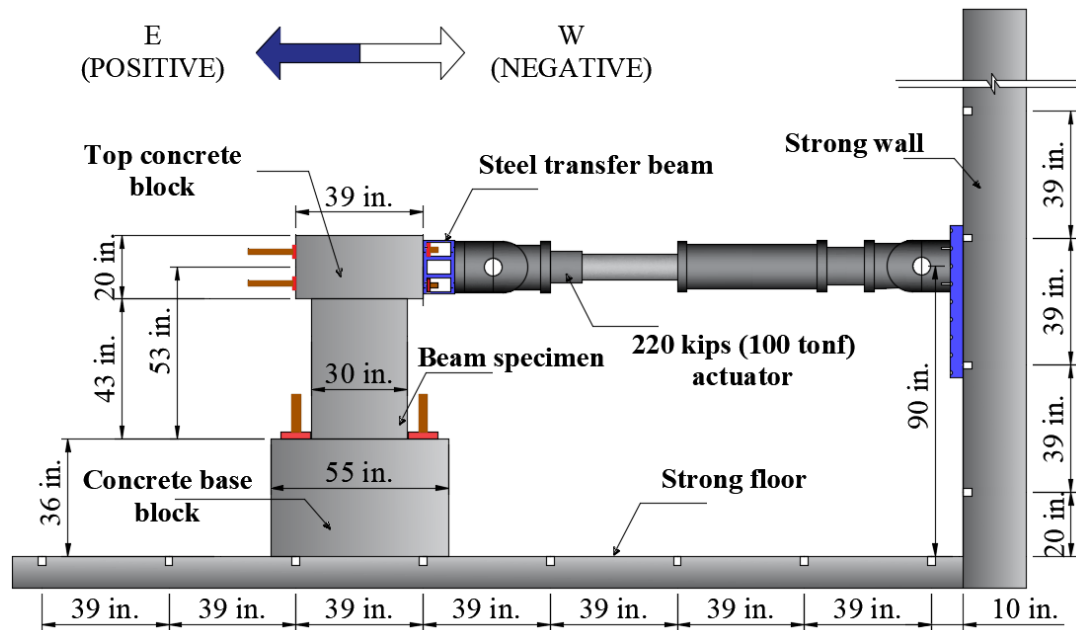


H6_2.0; H5_2.0; H4_2.0

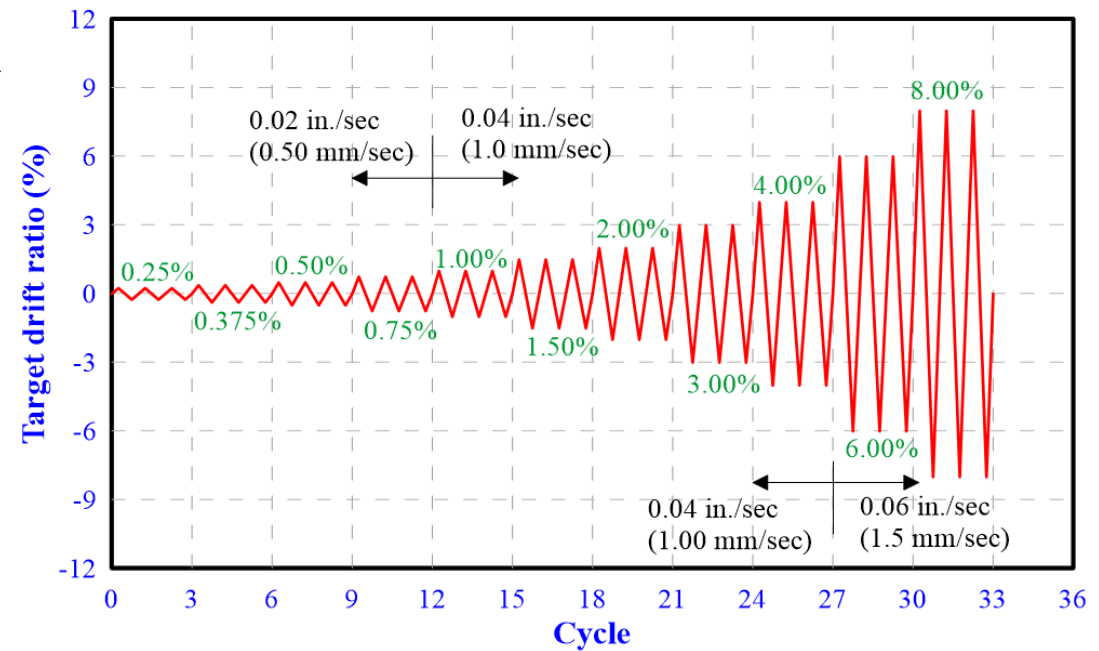


Experimental Program

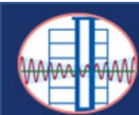
Test setup and Loading History



a. Test Setup



b. Loading History



Experimental Results: Hysteresis

Specimens with low shear demand $(2\sqrt{f'_c}(\text{psi}) [0.2\sqrt{f'_c}(\text{MPa})])$



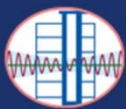
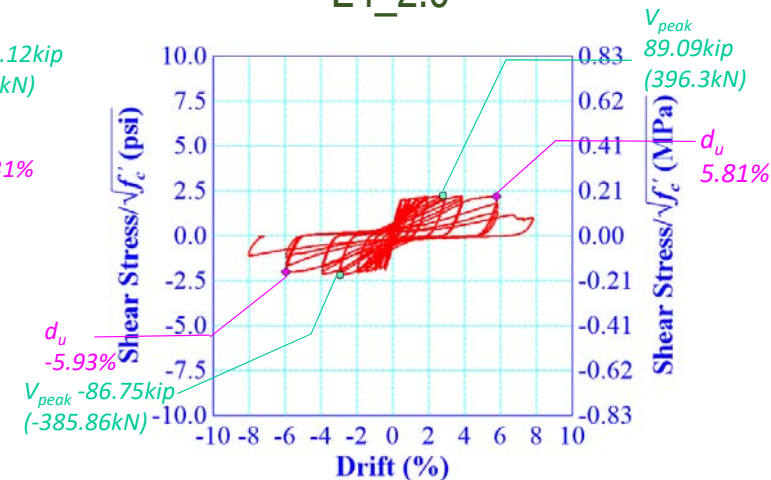
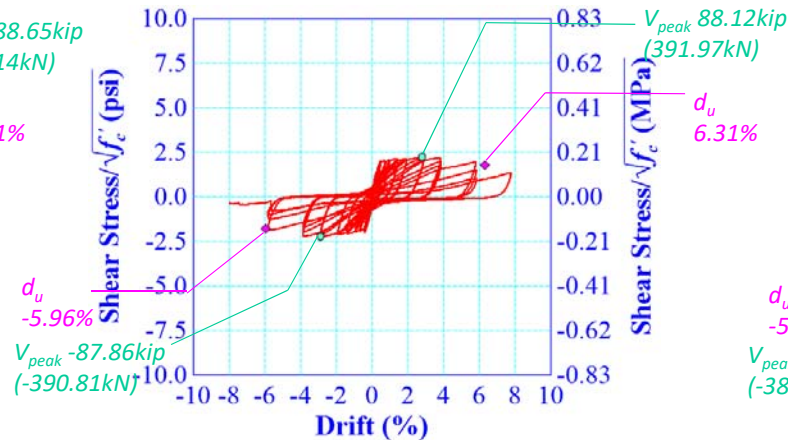
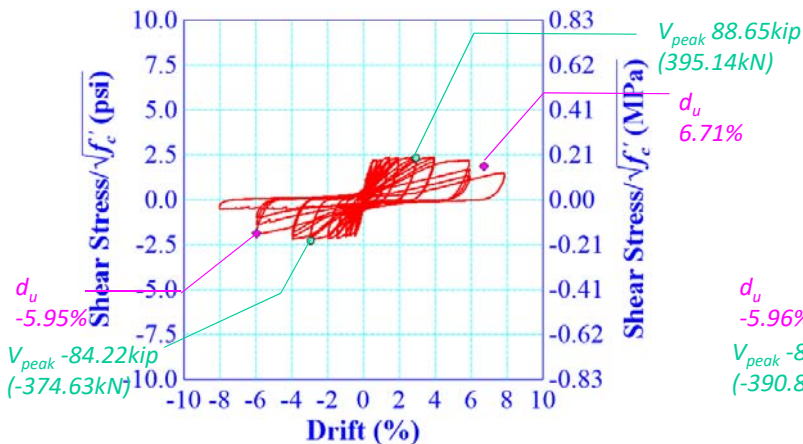
L6_2.0



L5_2.0



L4_2.0



Experimental Results: Hysteresis

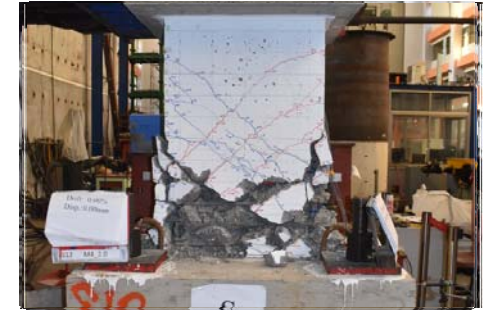
Specimens with low shear demand $(5\sqrt{f'_c}(\text{psi}) [0.4\sqrt{f'_c}(\text{MPa})])$



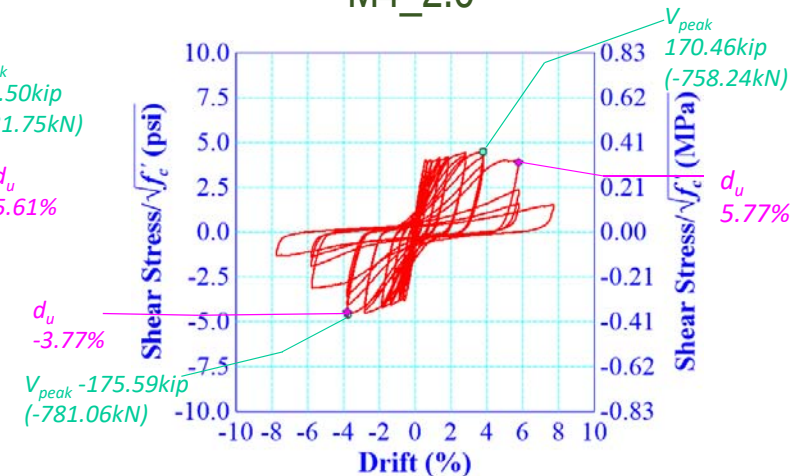
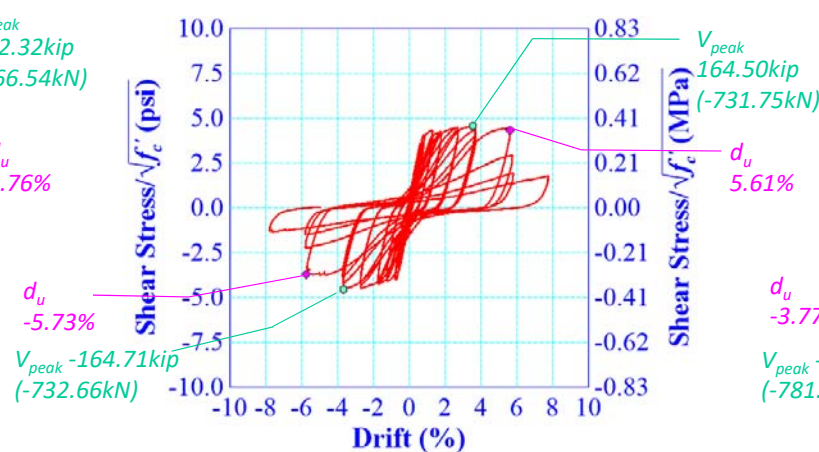
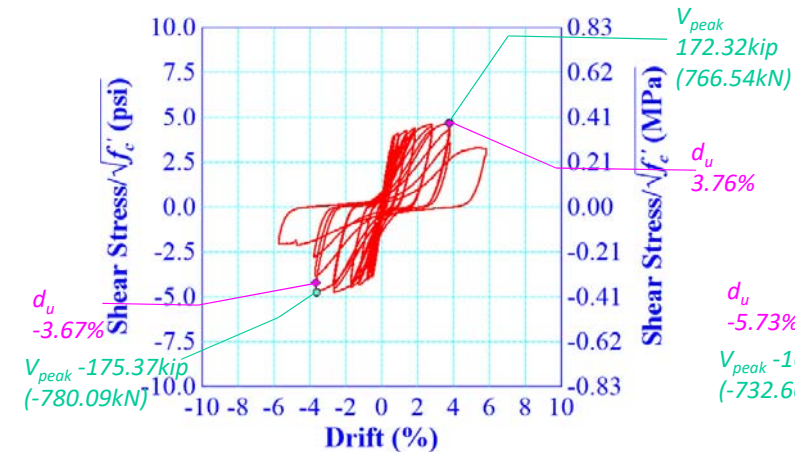
M6_2.0



M5_2.0



M4_2.0

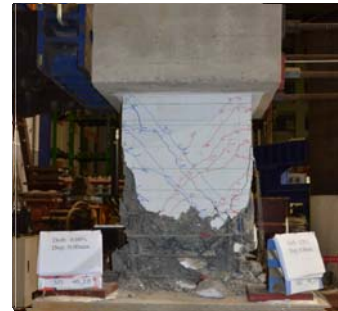


Experimental Results: Hysteresis

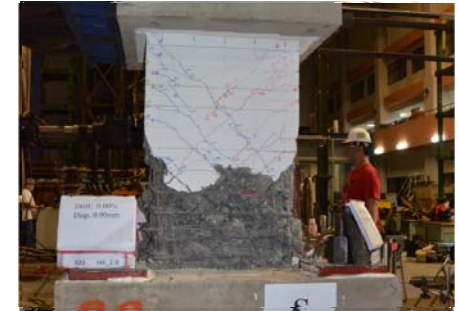
Specimens with low shear demand $(8\sqrt{f'_c}(\text{psi}) [0.7\sqrt{f'_c}(\text{Mpa})])$



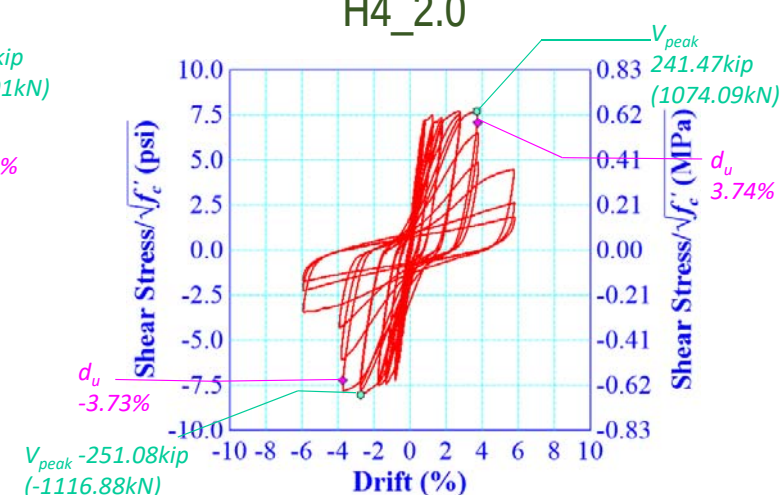
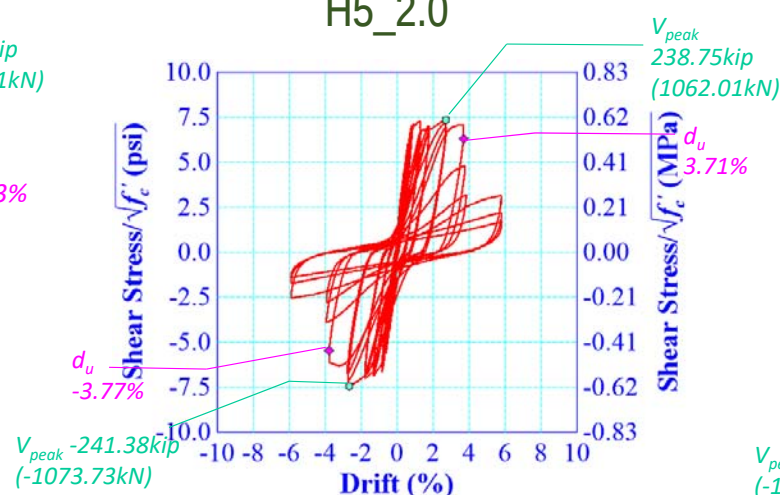
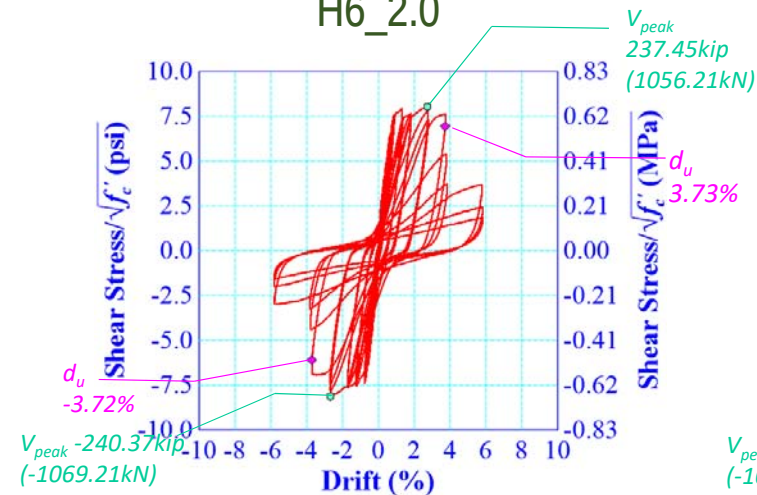
H6_2.0



H5_2.0



H4_2.0



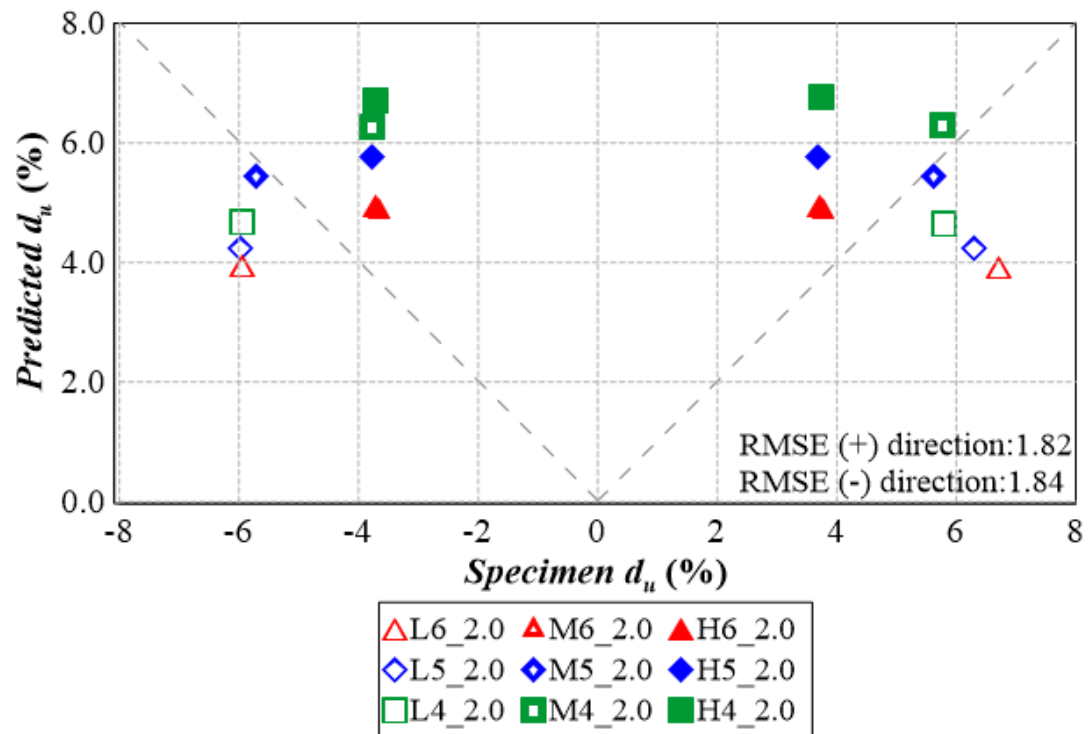
Experimental Results: Drift Capacity Models

Elwood and Moehle Model (2005)

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{3}{100} + 4 \frac{A_V}{bs} - \frac{1}{500} \frac{v}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \text{ (psi)}$$

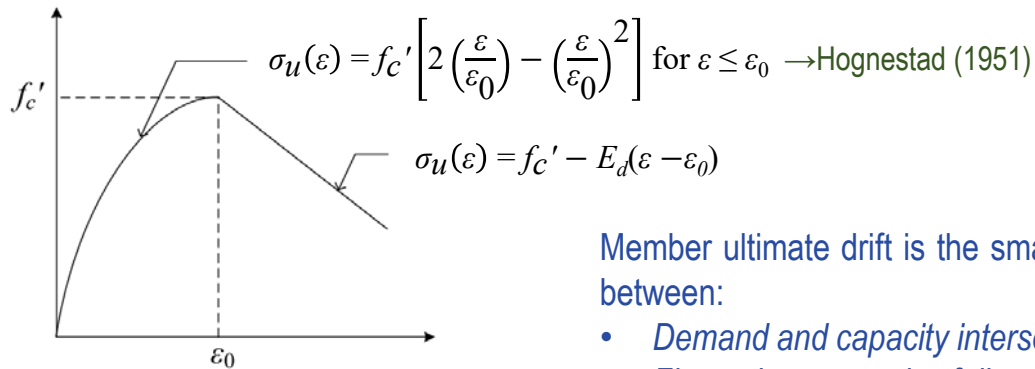
Δ → Predicted d_u

v = maximum shear stress, obtained from V_{peak}



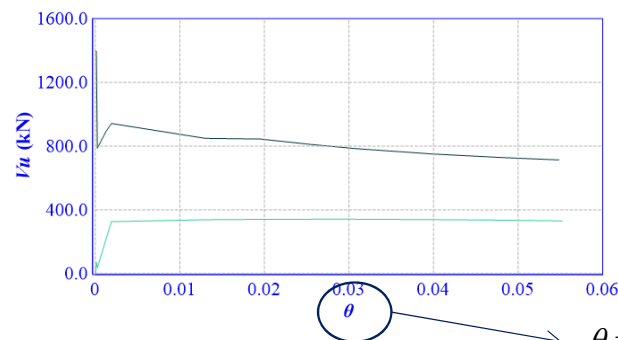
Evaluation of Drift Capacity Models

Choi and Park Model (2010)



Member ultimate drift is the smallest between:

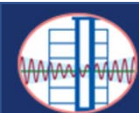
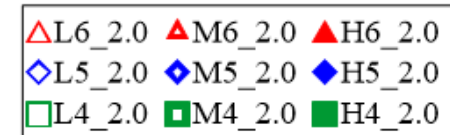
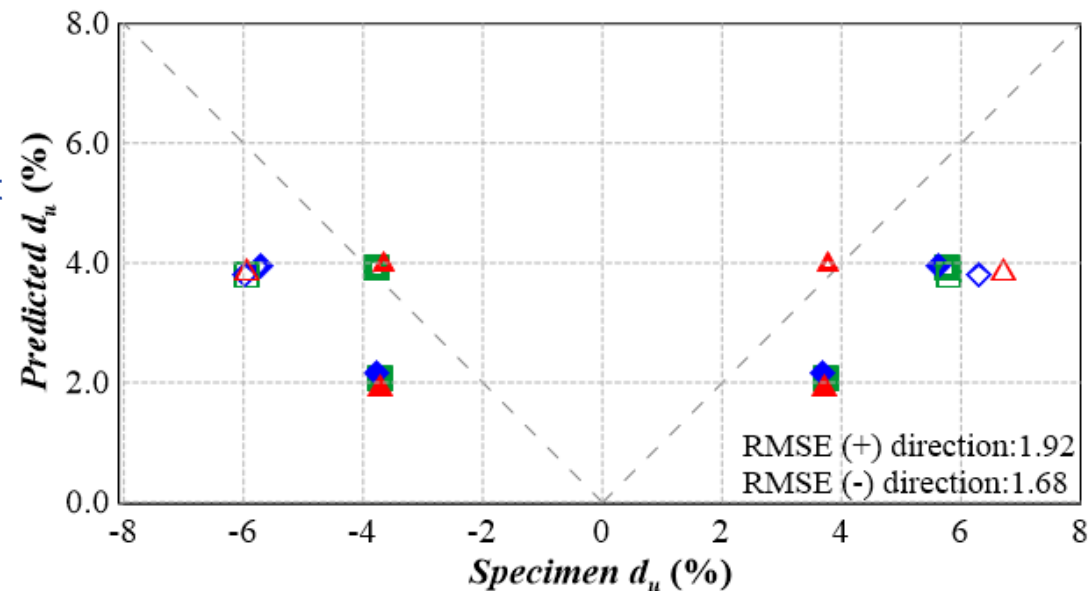
- Demand and capacity intersects.
- Flexural compressive failure.
- Rebar buckling.
- Rebar fracture.



Ex: L6_2.0

$$\theta = \phi_a(a/3) \text{ for } \phi_a \leq \phi_y$$

$$\theta = \phi_y(a/3) + (\phi_a - \phi_y)l_h \text{ for } \phi_a > \phi_y$$



Evaluation of Drift Capacity Models

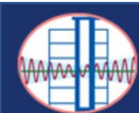
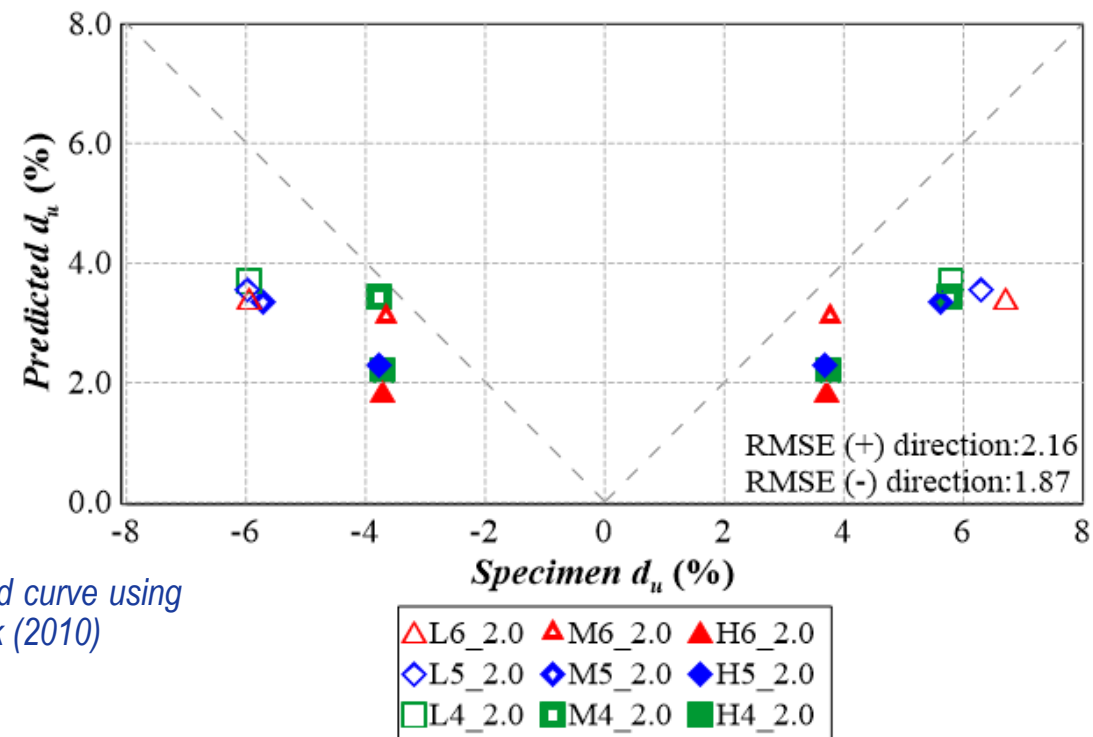
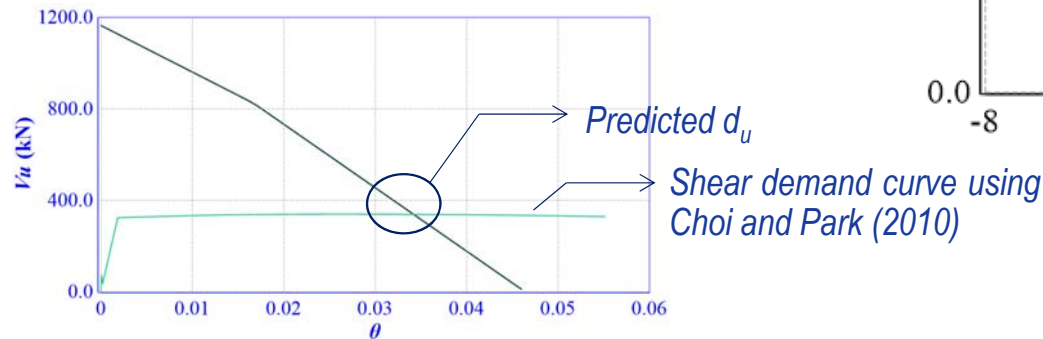
AIJ Model (1997)

V_u is the smallest of three equation:

$$V_u = \mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e + \left(v \cdot \sigma_b - \frac{5 \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{b \cdot D}{2} \tan \theta$$

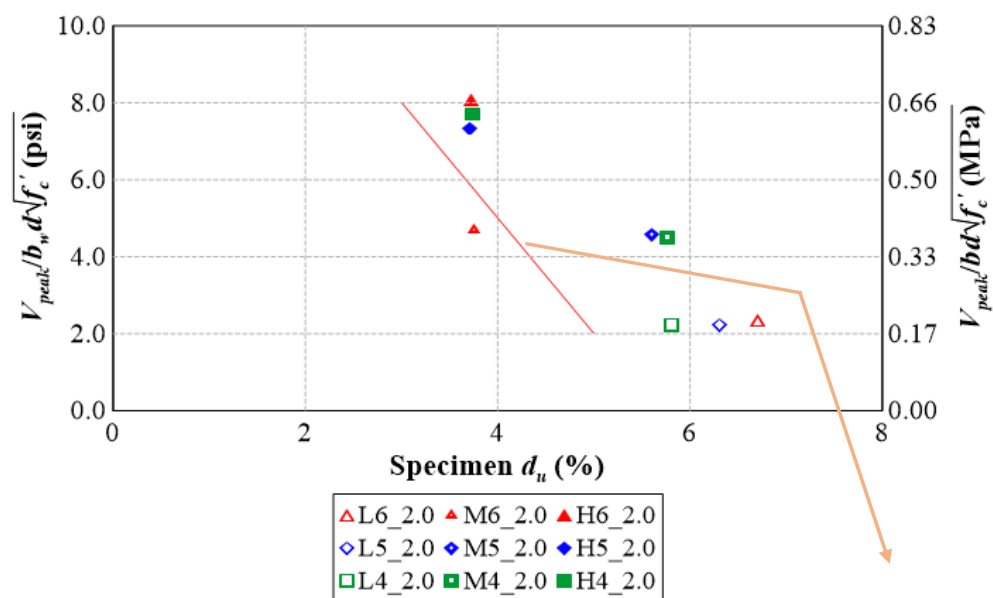
$$V_u = \frac{\lambda \cdot v \cdot \sigma_b + p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{3} \cdot b_e \cdot j_e$$

$$V_u = \frac{\lambda \cdot v \cdot \sigma_b}{2} \cdot b_e \cdot j_e$$

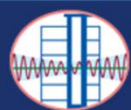
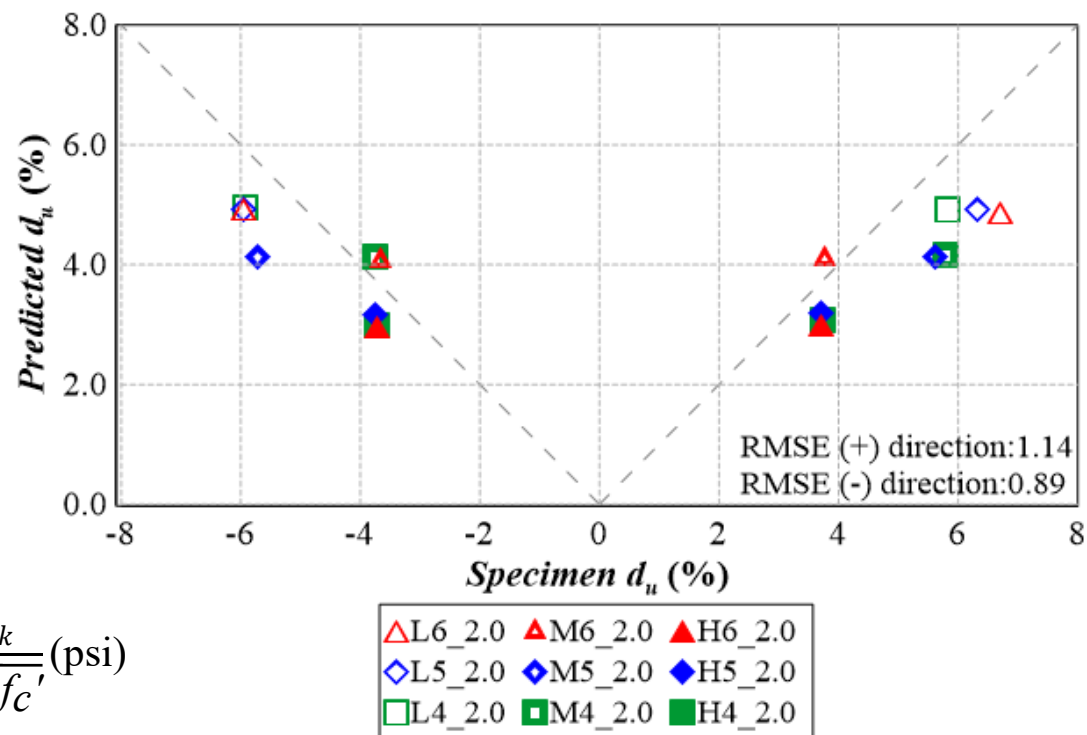


Experimental Results

Proposed

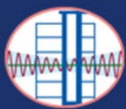


$$d_{u(pred)} = 5.67 - 0.33 \frac{V_{peak}}{b_w d \sqrt{f'_c}} \text{ (psi)}$$

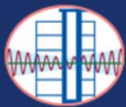


Conclusions

1. The beam deformation predicted by Elwood and Moehle Model (2005), Choi and Park Model (2010), and AIJ Mode; (1997) underestimate the deformation capacity of the tested specimens.
2. Transverse reinforcement spacing (s) seems not to have significant effect on the deformation capacity. Specimen d_u , that appears to be influenced more apparently by the shear stress demand, increases approximately linearly as shear stress demand decreases.
3. This study propose a simple drift capacity model. The main parameter in the model is the shear stress demand, V_{Mn} .



Thank you!

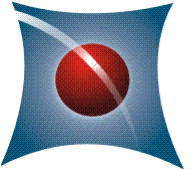


NAR Labs 國家實驗研究院

國家地震工程研究中心

National Center for Research on Earthquake Engineering

2020鋼筋混凝土與鋼結構設計技術研討會



國立中興大學
National Chung Hsing University

NAR Labs 國家實驗研究院
國家地震工程研究中心

預力與非預力混凝土梁剪力強度設計

李翼安

中興大學土木系教授

2020鋼筋混凝土與鋼結構設計技術研討會
(12.18)



Outline

- **Introduction**
- **Design Equation**
- **Analysis Results**
- **Conclusions**

INTRODUCTION

Current Code (Prestressed)

$$V_{n,ACI} = V_c + V_s$$

Flexural Shear
Cracking Strength (V_{ci})

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

Web Shear
Cracking Strength (V_{cw})

$V_c = \text{the lesser of } V_{ci} \text{ or } V_{cw}$

$$V_{ci} = 0.6\lambda\sqrt{f'_c}b_w d + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \geq 1.7\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$$

$$M_{cre} = \frac{I}{y_t} (6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$$

$$V_{cw} = (3.5\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) b_w d_p + V_p$$

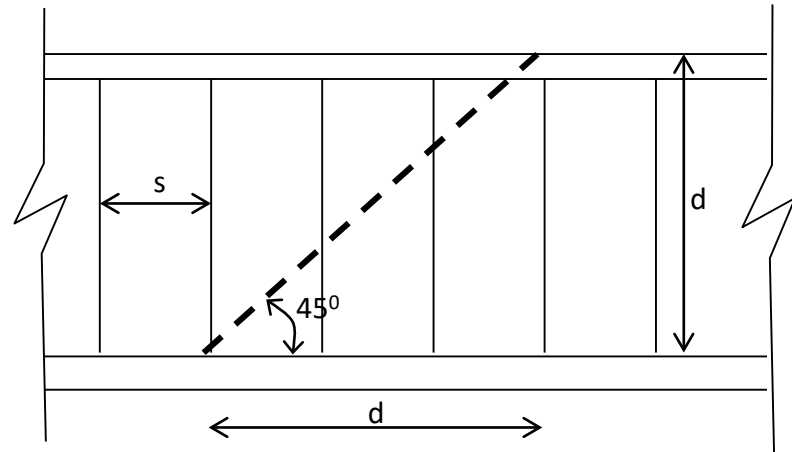
UH Shear Design for Prestressed Beams

Laskar et al. (2010)

$$V_n = 14 \left(\frac{V_u d}{M_u} \right)^{0.7} \sqrt{f'_c} b_w d + A_v f_{yt} \left(\frac{d}{s} - 1 \right) + V_p$$

$$V_{c,\max} = 10 \sqrt{f'_c} b_w d$$

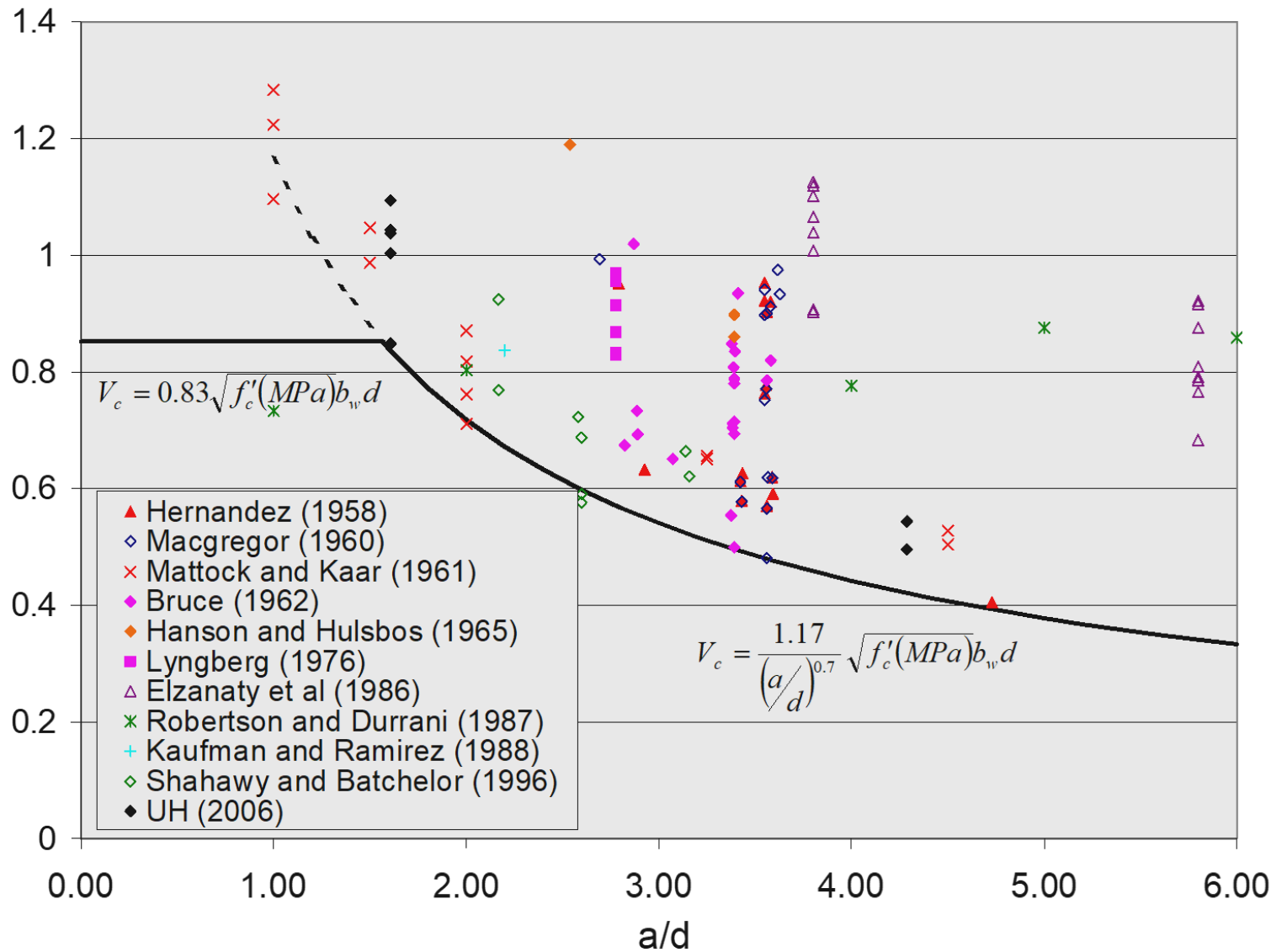
$$V_{n,\max} = 16 \sqrt{f'_c} b_w d$$



Minimum Shear Resistance

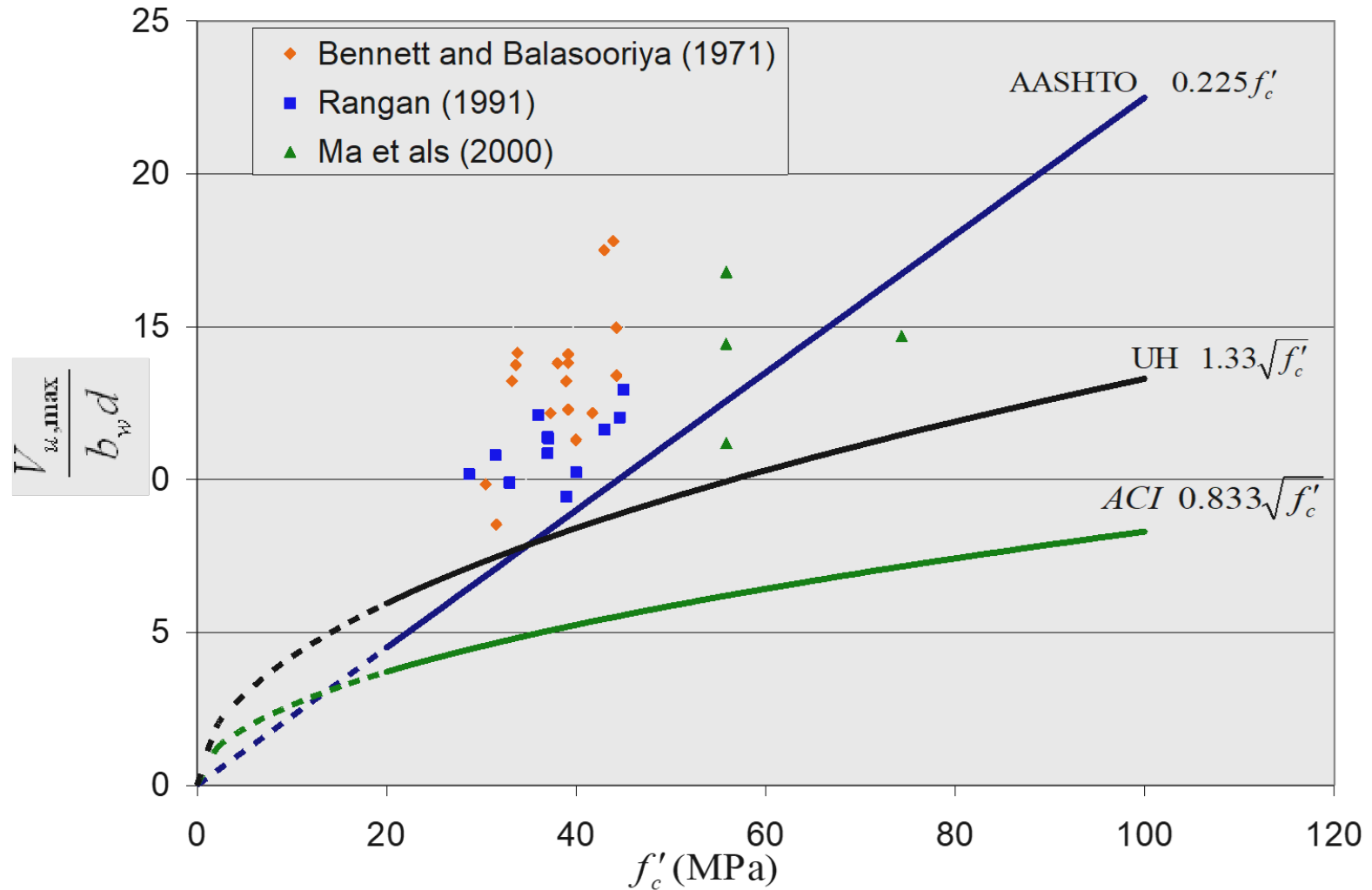
Contribution of Concrete, $V_c = V_n - V_s$

Laskar et al. (2010)



Maximum Shear Strength $V_{n,max}$

Laskar et al. (2010)



Current Code (RC)

$$V_{n,ACI} = V_c + V_s$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

$$V_c = \left(1.9\lambda\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 3.5\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$$

V_{cr} and V_c represent two different behavior of concrete, however,

ACI takes $V_c = V_{cr}$

Objective

- To unify the shear strength design equations of prestressed and non-prestressed beams
- To provide a better shear prediction equation incorporating factors, such as arch action, compression zone, size effect

DESIGN EQUATION

Unification of Three Concepts

Frosch's compression zone concept

$$V_c \propto \sqrt{f'_c b_w c}$$

Hsu's arch action factor concept

$$V_c \propto \left(\frac{V_u d}{M_u} \right)^{0.7}$$

Bazant's size effect law concept

$$V_c \propto \frac{1}{\sqrt{1 + h/h_0}}$$

Shear Equation

- Non-prestressed beams

$$V_{n,proposed} = V_c + V_s$$

$$V_c = 17\lambda \left(\frac{V_u d}{M_u} \right)^{0.7} \sqrt{f'_c} b_w c \frac{1}{\sqrt{1 + h/11.8}} \leq 10\lambda \sqrt{f'_c} b_w c$$

$$c = d \left(\sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n \right)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

$$V_{n,max} = 13\sqrt{f'_c} b_w d$$

Shear Equation

- Prestressed beams

$$V_{n,proposed} = V_c + V_s + V_p$$

$$V_c = 17\lambda \left(\frac{V_u d}{M_u} \right)^{0.7} \sqrt{f'_c} b_w c \frac{1}{\sqrt{1 + h/11.8}} F_p F_{flange} \leq 10\lambda \sqrt{f'_c} b_w c F_p F_{flange}$$

$$c = d \left(\sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n \right) \quad F_{flange} = 1.2$$

$$F_p = \sqrt{1 + \frac{P_e}{0.33\lambda \sqrt{f'_c} b_w d}}$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad V_{n,max} = 16\sqrt{f'_c} b_w d$$

ANALYSIS RESULTS

Database

- **Prestressed beams**

Arghadeep Laskar, Thomas T. C. Hsu, and Y. L. Mo, " Shear Strengths of Prestressed Concrete Beams Part 1: Experiments and Shear Design Equations," *ACI Structural Journal*, Vol. 107, No. 3, May-June, pp. 330-339, 2010.

Thomas T. C. Hsu, Arghadeep Laskar, and Y. L. Mo, " Shear Strengths of Prestressed Concrete Beams Part 2: Comparisons with ACI and AASHTO Provisions," *ACI Structural Journal*, Vol. 107, No. 3, May-June, pp. 340-345, 2010.

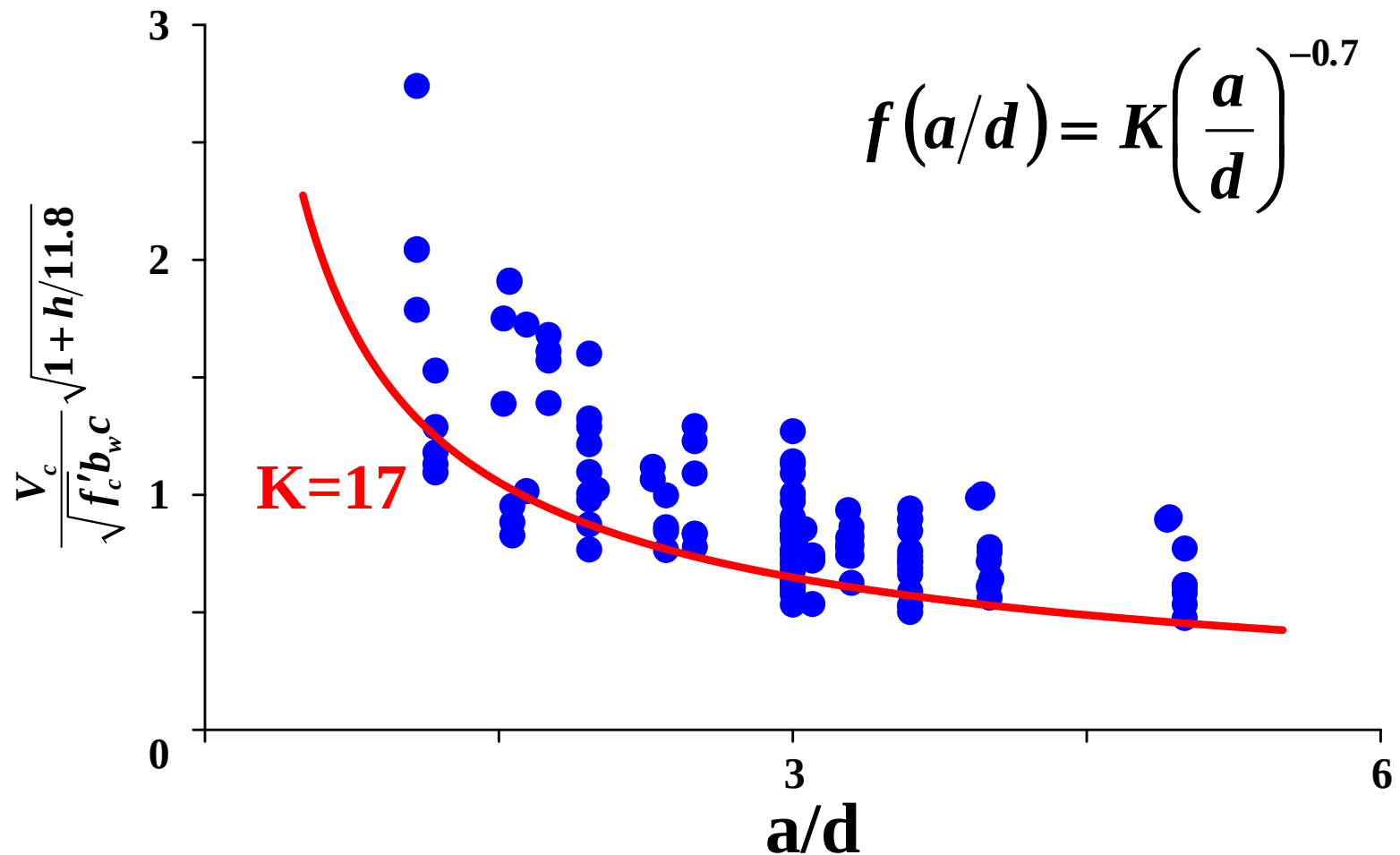
- **Non-prestressed beams**

Wu Wei Kuo, Thomas T. C. Hsu, and Shyh Jiann Hwang, " Shear Strength of Reinforced Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, Vol. 111, No. 4, July-August, pp. 809-818, 2014.

Contribution of Concrete-RC

$$c = d \left[\sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n \right]$$

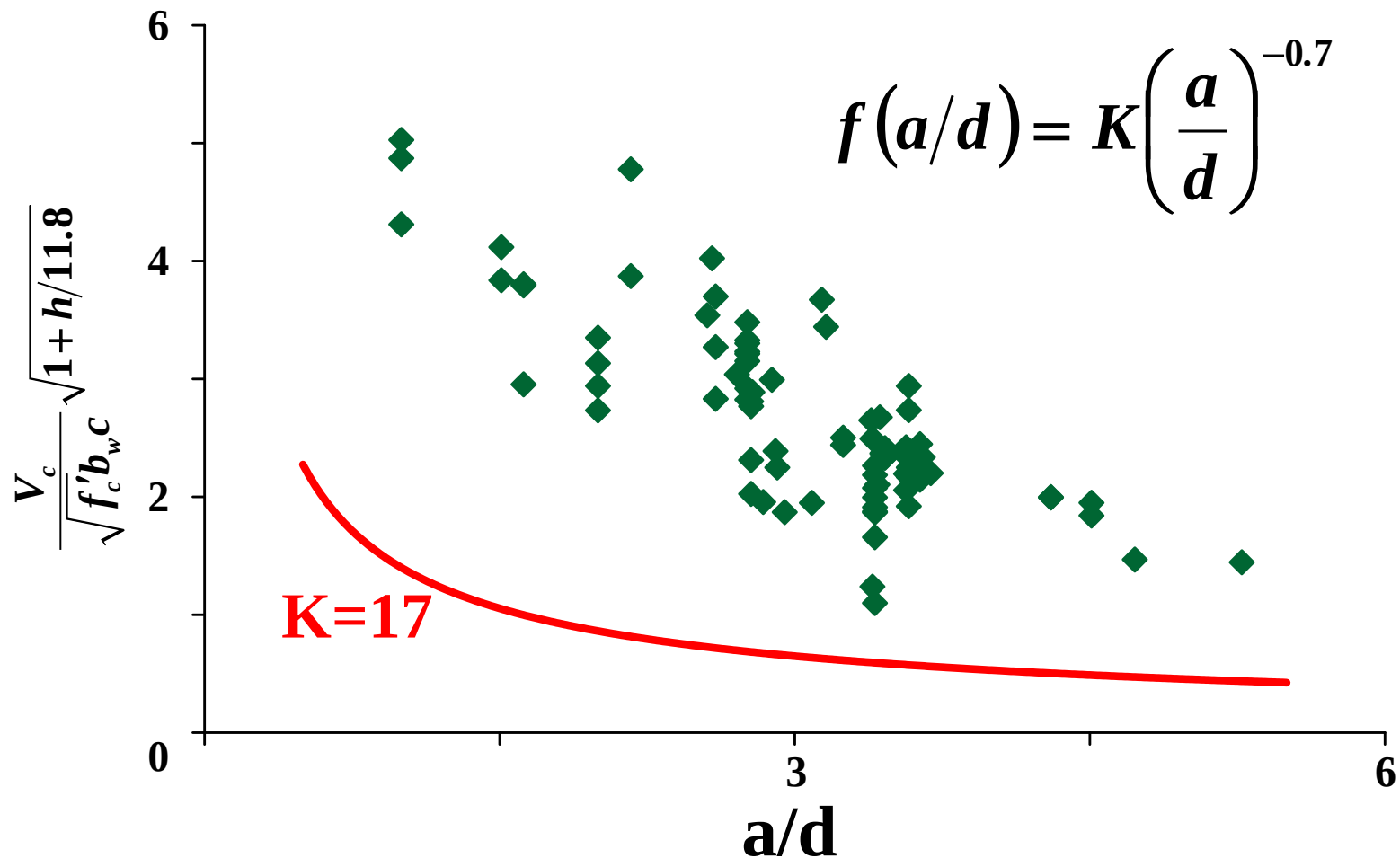
$$V_s = A_v f_{yt} \left(\frac{d}{s} \right)$$



Contribution of Concrete-PC

$$c = d \left[\sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n \right]$$

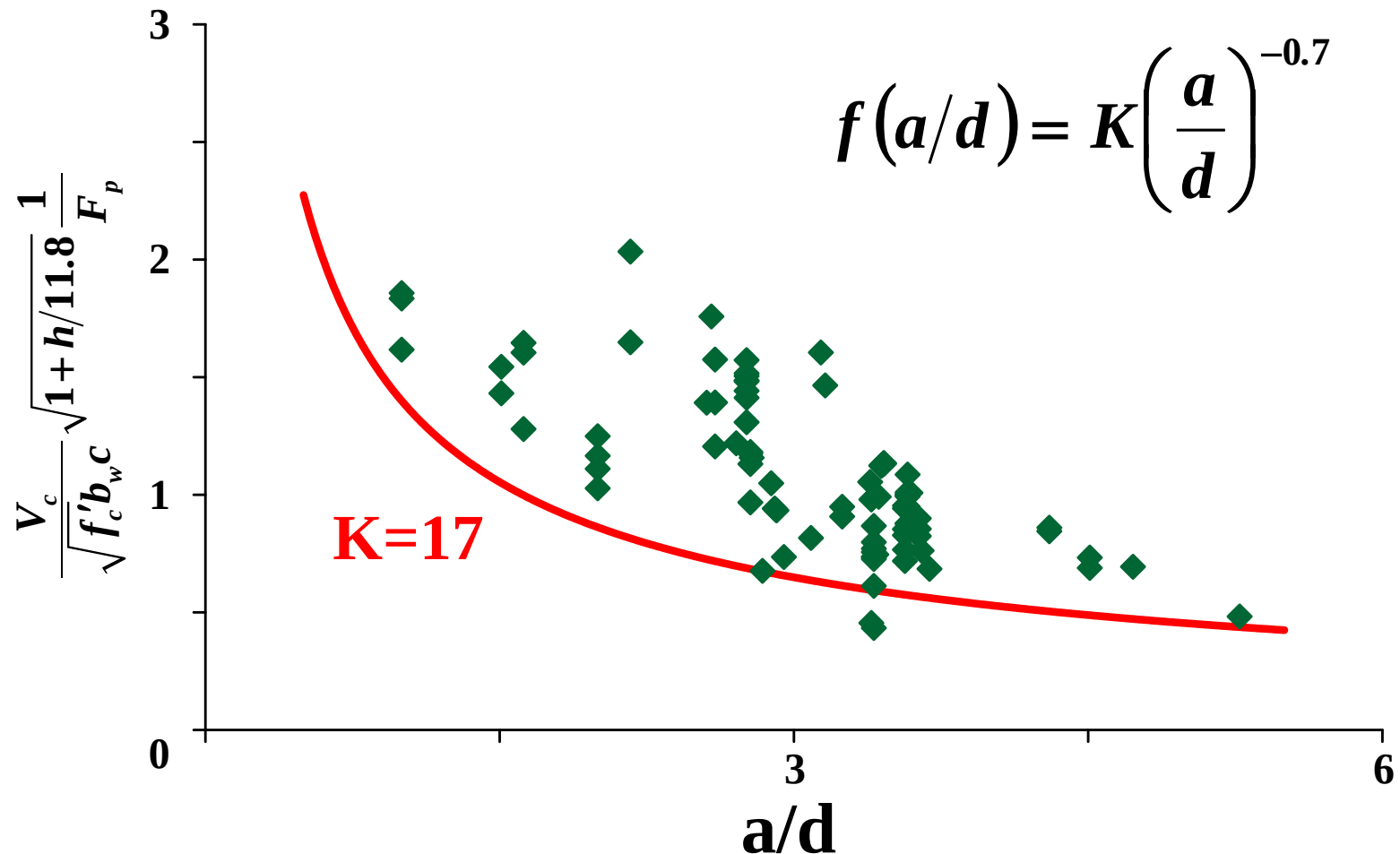
$$V_s = A_v f_{yt} \left(\frac{d}{s} \right)$$



Contribution of Concrete-PC

$$c = d \left[\sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n \right]$$

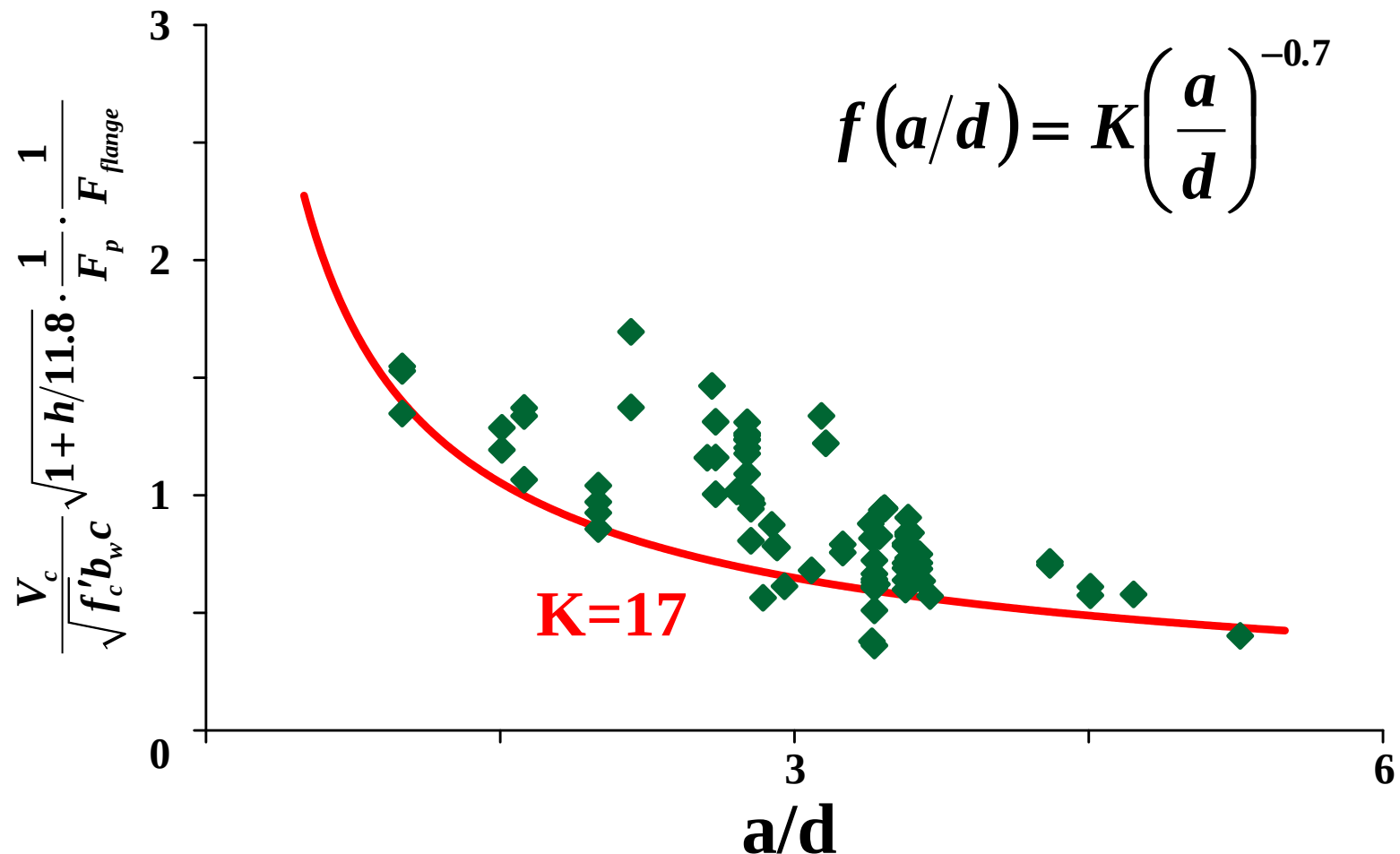
$$V_s = A_v f_{yt} \left(\frac{d}{s} \right)$$



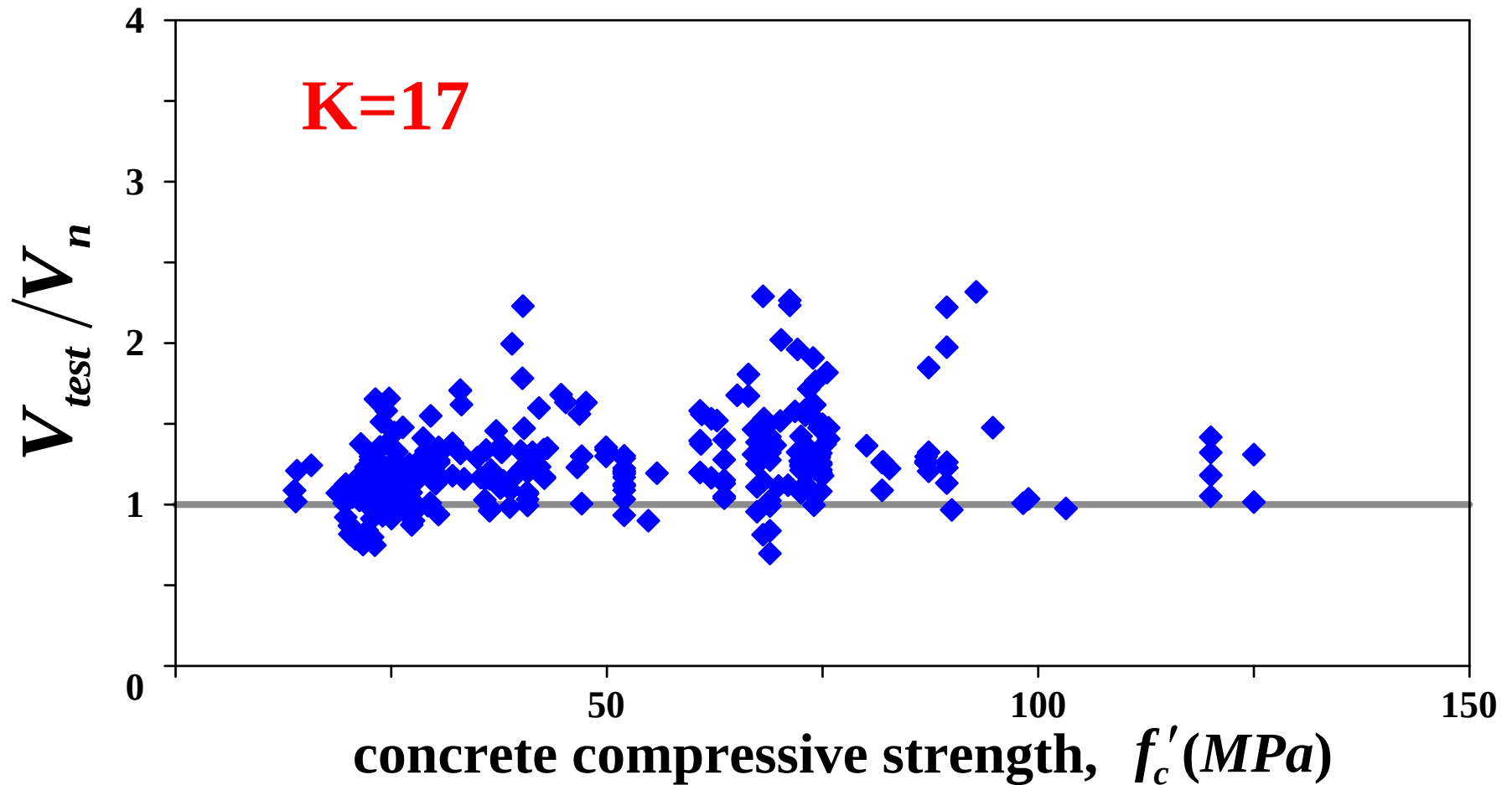
Contribution of Concrete-PC

$$c = d \left[\sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n \right]$$

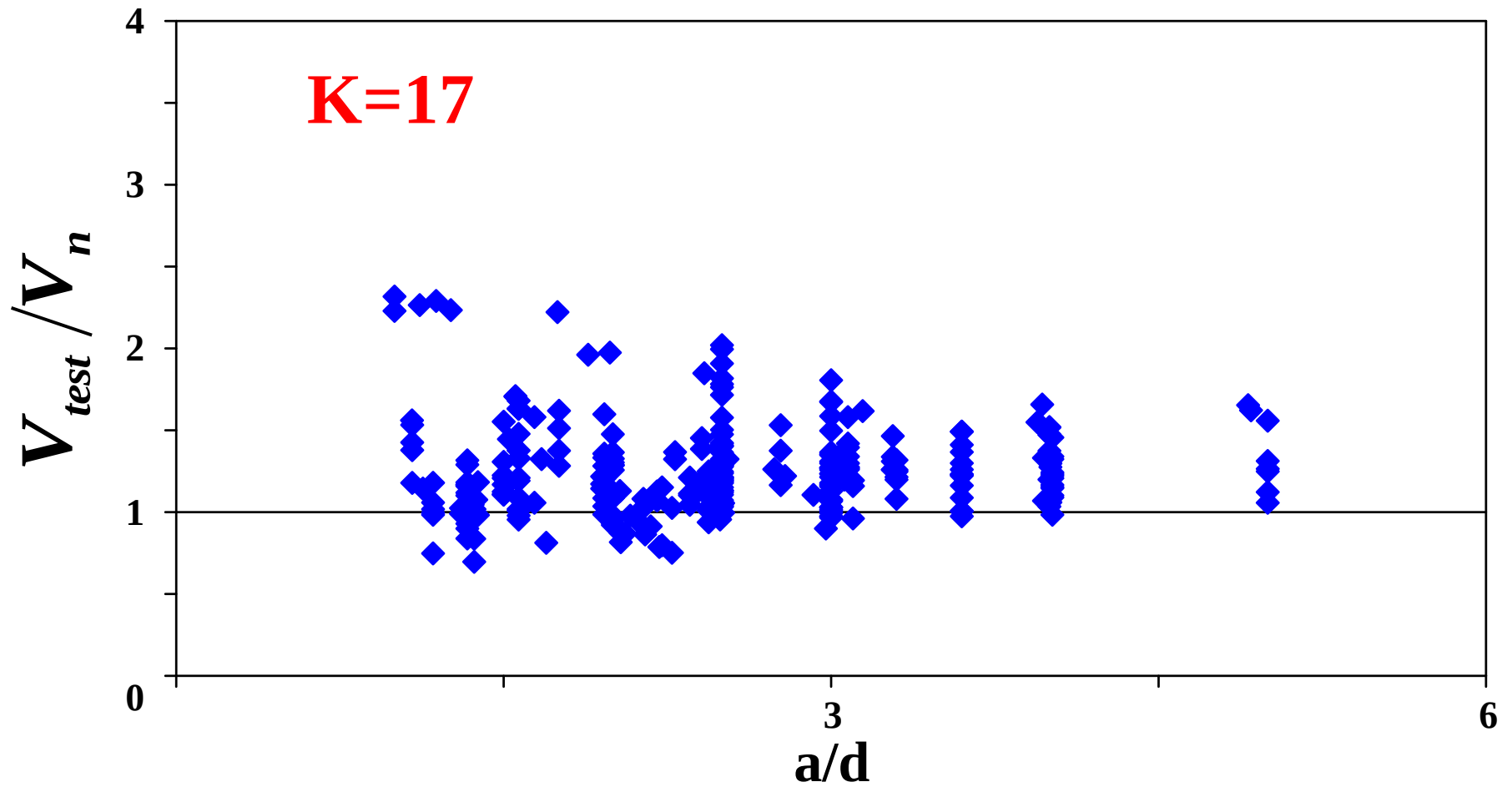
$$V_s = A_v f_{yt} \left(\frac{d}{s} \right)$$



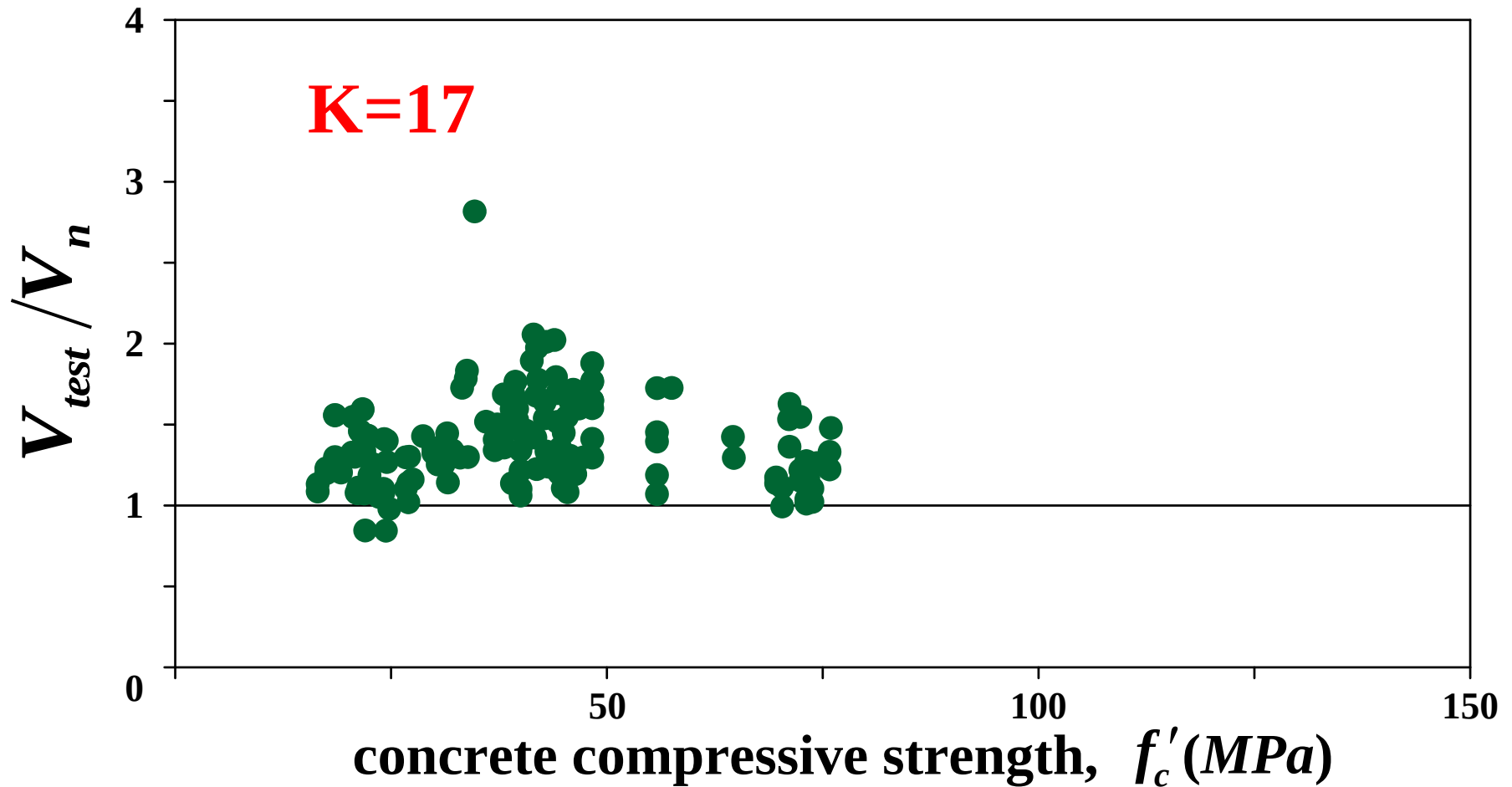
Analysis Results-RC



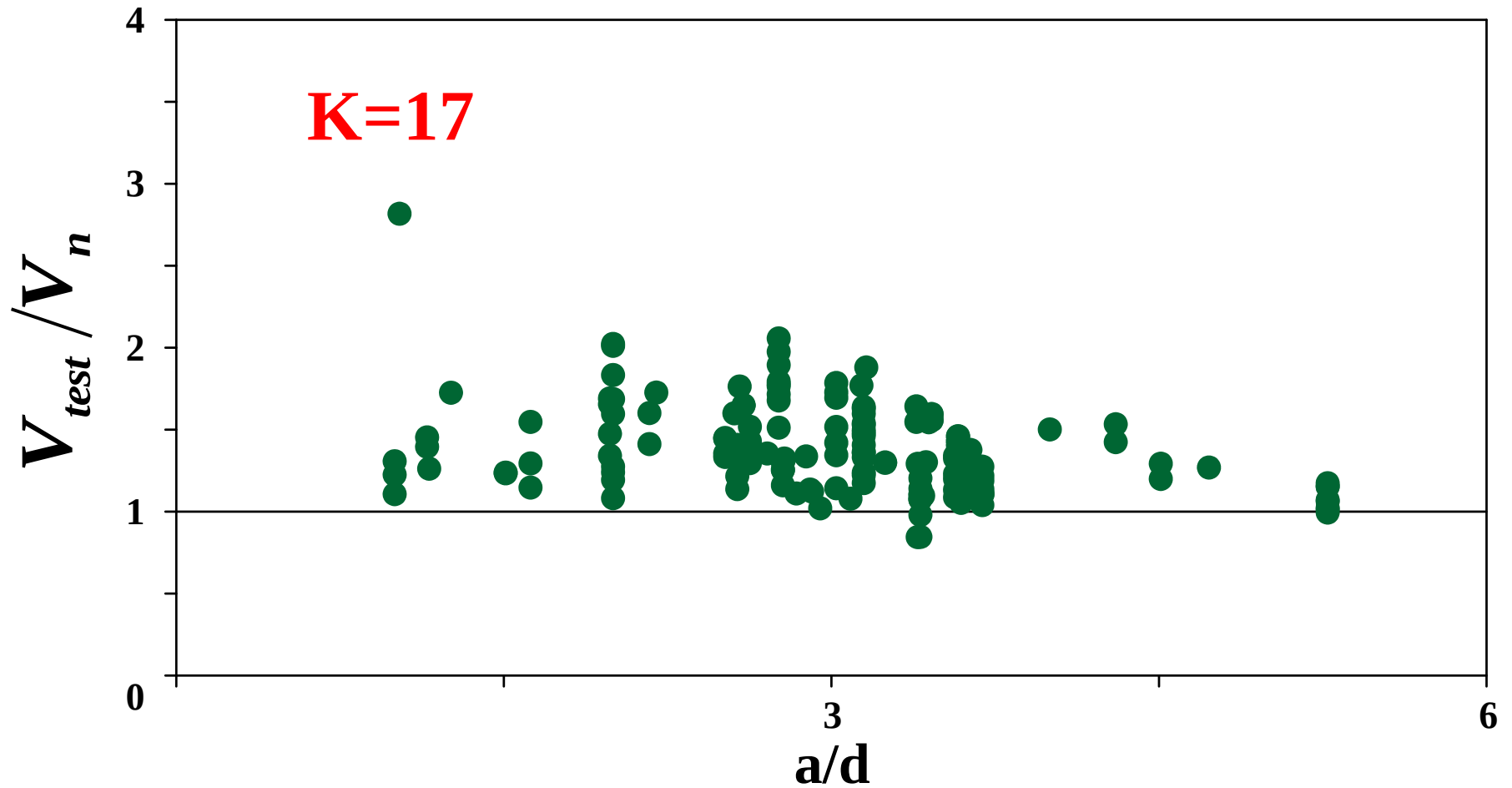
Analysis Results-RC



Analysis Results-PC

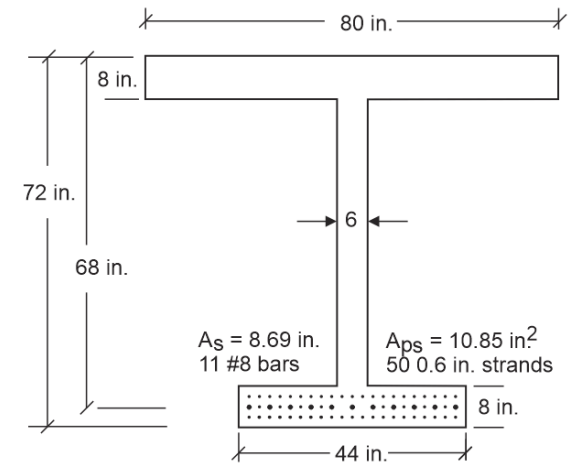
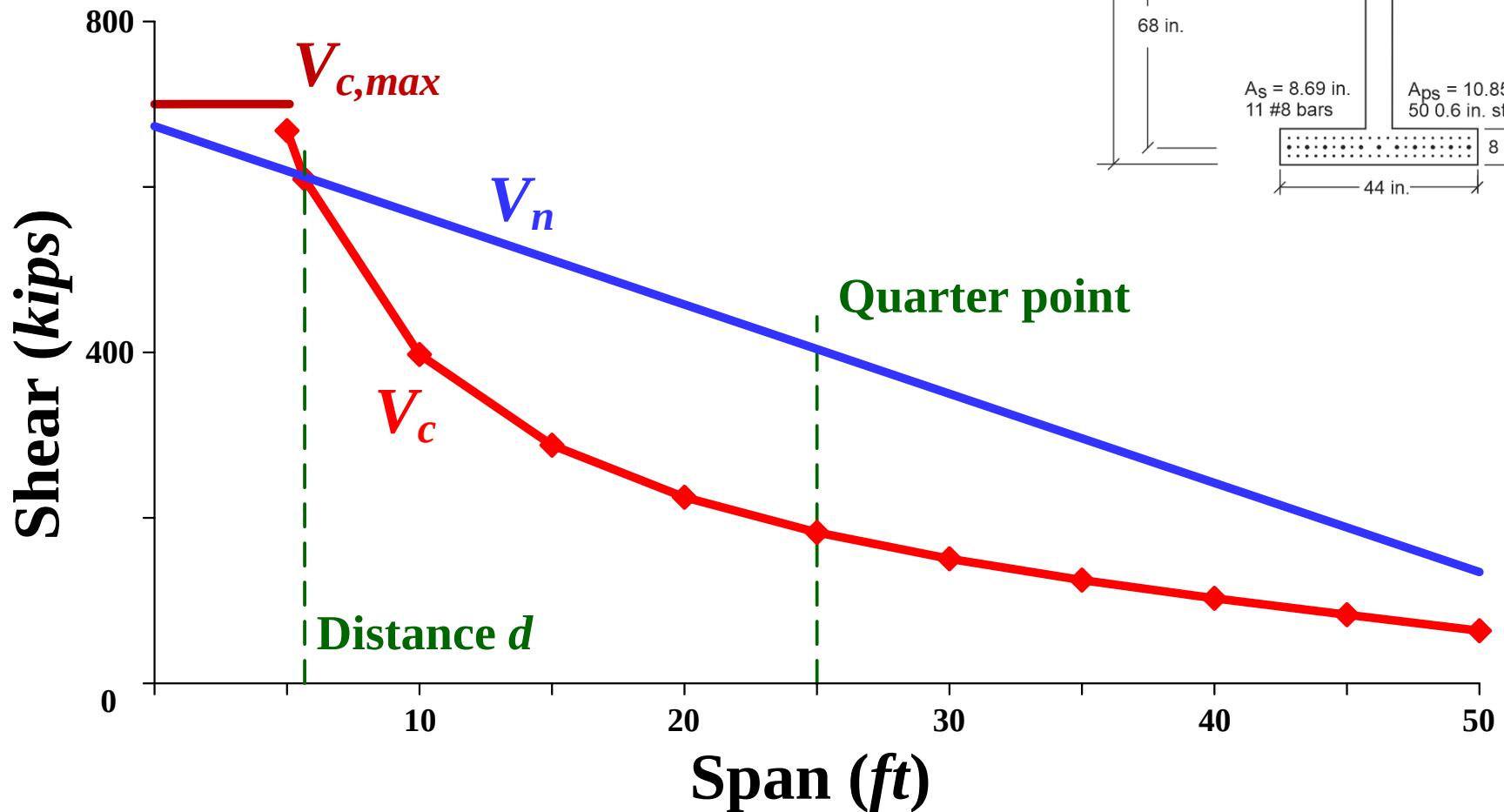


Analysis Results-PC



Flexural Shear Failure

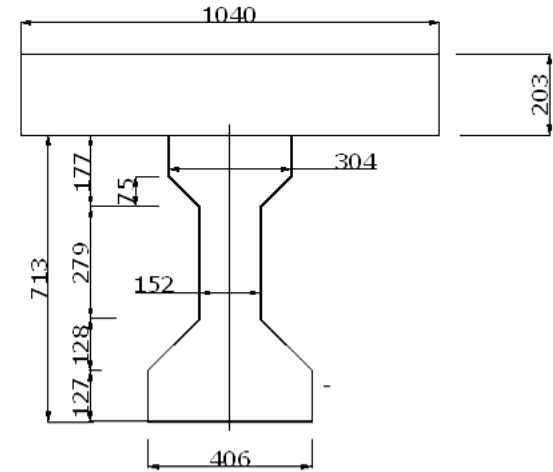
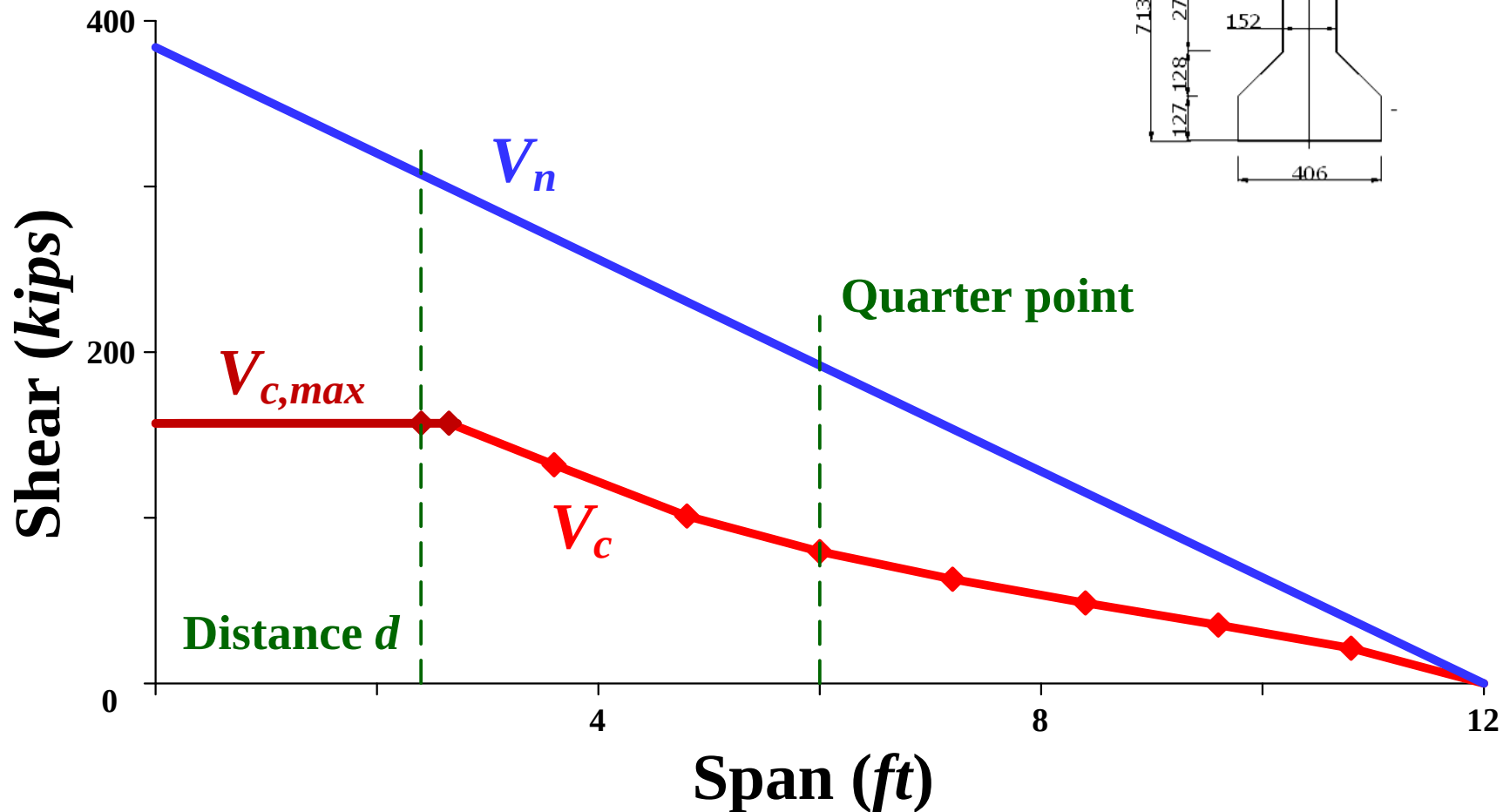
Design Example 3



Web Shear Failure

Example 2

(UH Research Report UHCEE 08-1)



CONCLUSIONS

Conclusions

(1) From examples, it can be seen that the proposed method is **simple in calculation** and straight forward in concept. Comparing the proposed method to ACI 318-14 using the RC and PC beams database shows improvement in RC beams, and **provides specific physical meaning** to unify the two failure modes in PC beams.

(2) One proposed equation can predict the **two modes of failures in prestressed beams**. That is: web shear failure at a distance d from the support and flexural shear failure at about quarter point. Once the location of failure is predicted, the shear reinforcement can be distributed **logically in the failure regions**.

高強度鋼筋機械式續接之設計 與施工要領

李宏仁

雲林科技大學營建系 教授/系主任



內政部建築研究所
Architecture and Building
Research Institute



YunTech 國立雲林科技大學
National Yunlin University of Science & Technology



誌謝、推薦書目

- 李宏仁, 林克強, 張子宥, 林明志. (2020), 高強度鋼筋機械式續接性能合格標準及驗證研究, 內政部建築研究所, 台北. ISBN: 978-986-5450-43-4
- 李宏仁, 陳正誠, 陳建中, 張家榮. (2017), 建築工程鋼筋機械式續接性能基準及驗證研究, 內政部建築研究所, 台北, ISBN: 978-986-05-4324-7
- 李宏仁, 2016, 建築工程鋼筋續接器的合理應用, 混凝土科技, Vol.10, No.2, pp.56-64.
- 工程會施工綱要規範第03210章V5.0 (2018)
- 中華民國國家標準CNS 560 (2018)鋼筋混凝土用鋼筋

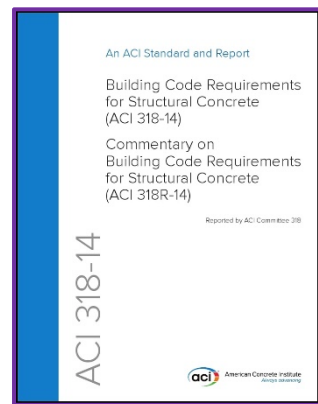


簡報大綱

- 現況與背景
- 設計相關規範與解說
- 施工相關規範與解說
- 檢驗相關規範與解說
- 結語與展望



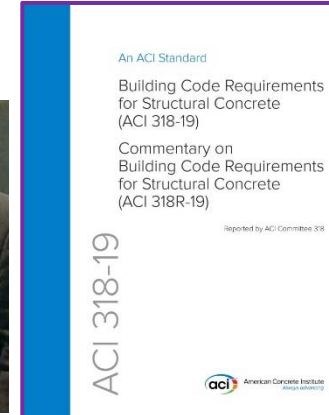
美國混凝土學會ACI 318規範之演進



ACI 318-14
以構件設計流程
章節重組



AC 318-14 中文版
New Chinese translation of ACI
318-14 created through team effort

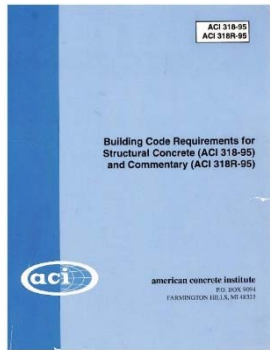


ACI 318-19

高強度鋼筋
剪力強度公式
伸展長度公式
有效勁度公式
耐震設計細則
壓拉桿細則
噴凝土

NEW

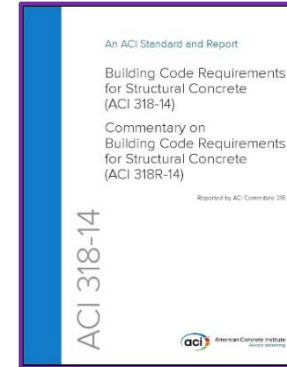
我國混凝土設計規範之更新



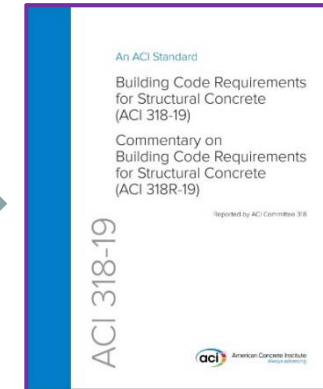
ACI 318-95



ACI 318-05



ACI 318-14



ACI 318-19

編修



中國土木水利工程學會
Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering

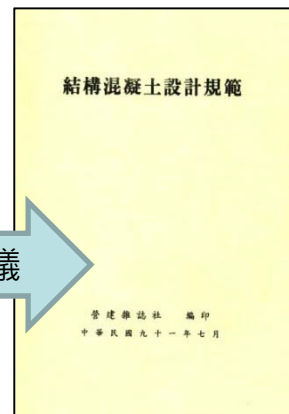
編修



土木401-86a

(民國89年)

2000



內政部頒佈
設計規範
(民國91年)

2002



土木401-100
(民國100年)

2011

審議

部頒版設計規範
(民國100年)

註：106、108年修正
部份規定

已經落後14年以上





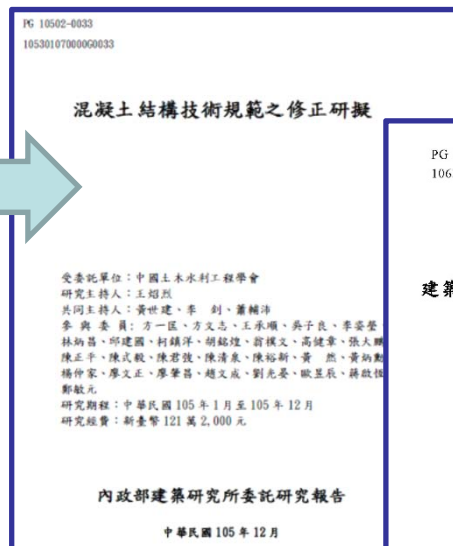
內政部建築研究所 Architecture and Building Research Institute

辦理我國規範修正研擬之 相關計畫

年度	計畫名稱	委託單位
105	<u>混凝土結構技術規範之修正研擬</u>	中國土木水利工程學會 (王炤烈, 黃世建, 李釗, 蕭輔沛)
106	<u>建築工程鋼筋機械式續接性能基準及驗證研究</u>	雲林科技大學 (李宏仁等人)
109	<u>高強度鋼筋機械式續接性能合格標準及驗證研究</u>	雲林科技大學 (李宏仁等人)

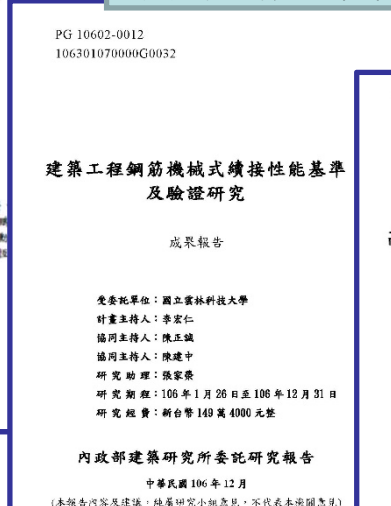


ACI 318-14
中文版

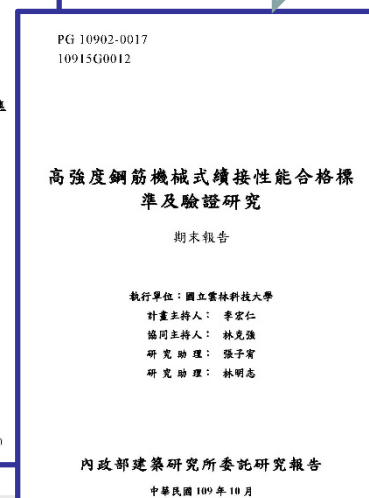


105.12

參考ACI 318-19規範、內
政部研究案再度編修更新



106.12



109.12



110年頒佈

新版



YunTech 國立雲林科技大學
National Yunlin University of Science & Technology

都市更新、合宜住宅、都市危險及老舊建築物加速重建條例...

- 鋼筋混凝土(RC)構造具有經濟、耐火、耐久、隔音、防水、易於裝潢等優勢，適合房屋建築 (85%以上)
- 都更住宅趨向於高樓，重量和地震力較大，若用一般強度鋼筋混凝土構造會導致柱斷面太大，不符合使用者需求



海砂屋拆除重建
潤泰(新)雙子星15層樓

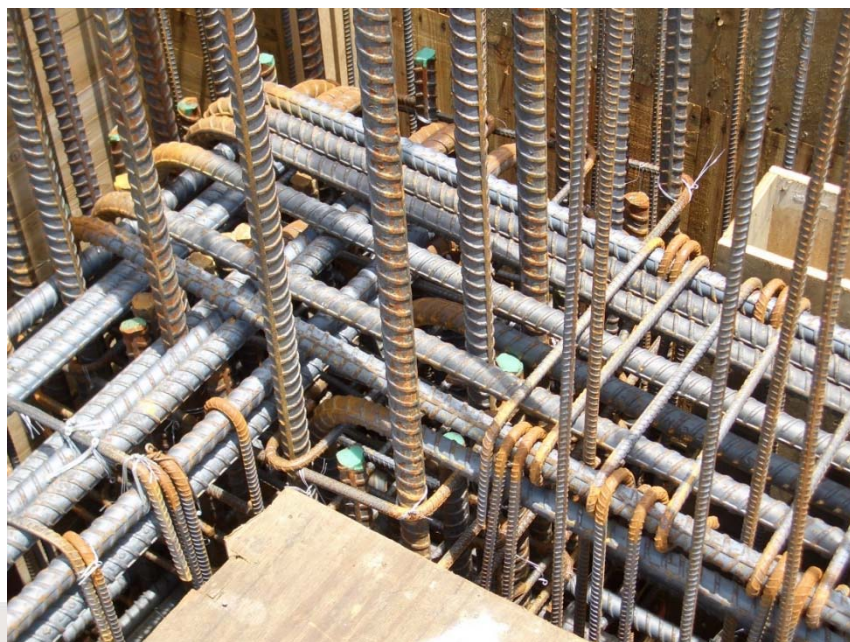


2019.07 台北



台灣現況

- 混凝土結構設計規範大致跟著美國ACI規範更新
- 最常用的系統是特殊抗彎構架和二元系統(剪力牆)
- 強震區、地震力大、地質條件不佳
- 建築師跟使用者偏愛較結實、緊湊的梁柱斷面
- 鋼筋密度高、難以施工、混凝土澆置品質有困難

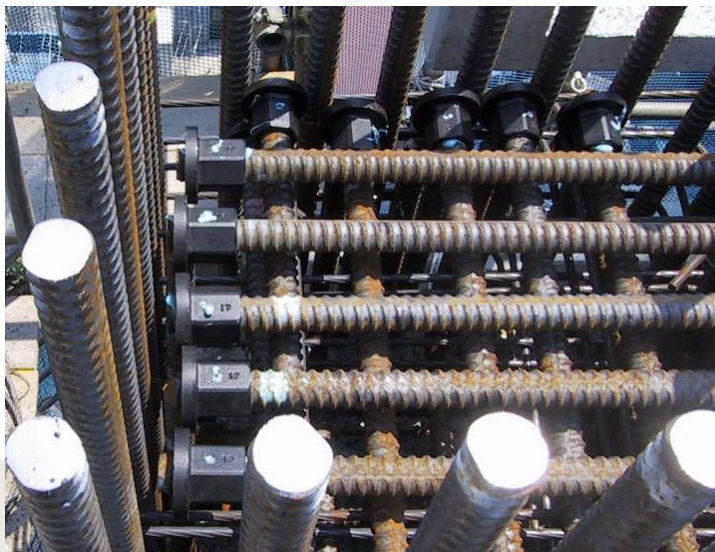


特殊抗彎矩構架和結構牆鋼筋過密

(台灣)



以擴頭鋼筋取代彎鉤錨定



高強度鋼筋
降低密度

螺紋節鋼筋

(日本)
2014



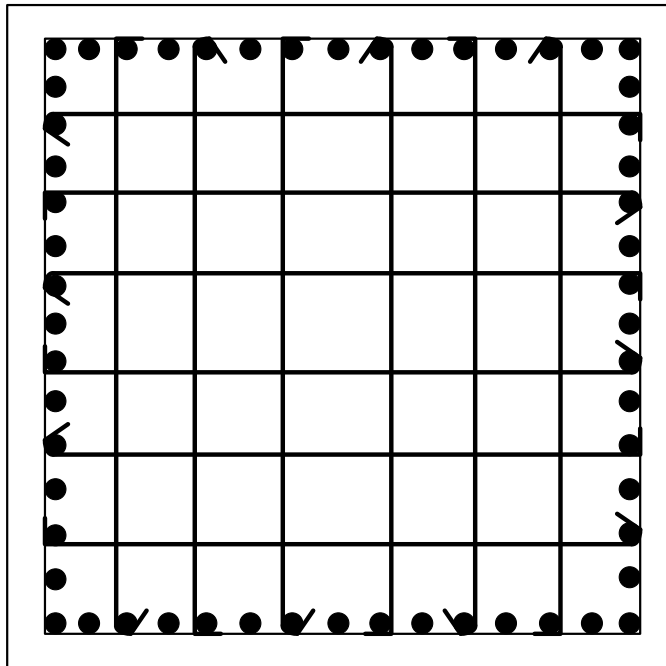
(美國)

Andrés
Lepage's
Collection



強度提高、可選小一號或較少支鋼筋

- $550/420 = 1.31$ 強度提高三成
- $420/550 = 0.76$ 單位用量減少24%



56 - D32
(SD420W)

原設計

$$f'_c = 42 \text{ MPa } (4200 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$f_{yt} = 420 \text{ MPa } (4200 \text{ kgf/cm}^2)$$

尺度 $110 \text{ cm} \times 110 \text{ cm}$

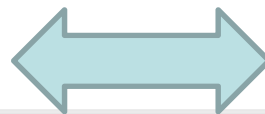
主筋 **56支D32**鋼筋 主筋比 3.8 %

箍筋 **D13@10cm**, $A_{sh}/sb_c = 1.0 \%$

56 - D29 (SD550W)

或

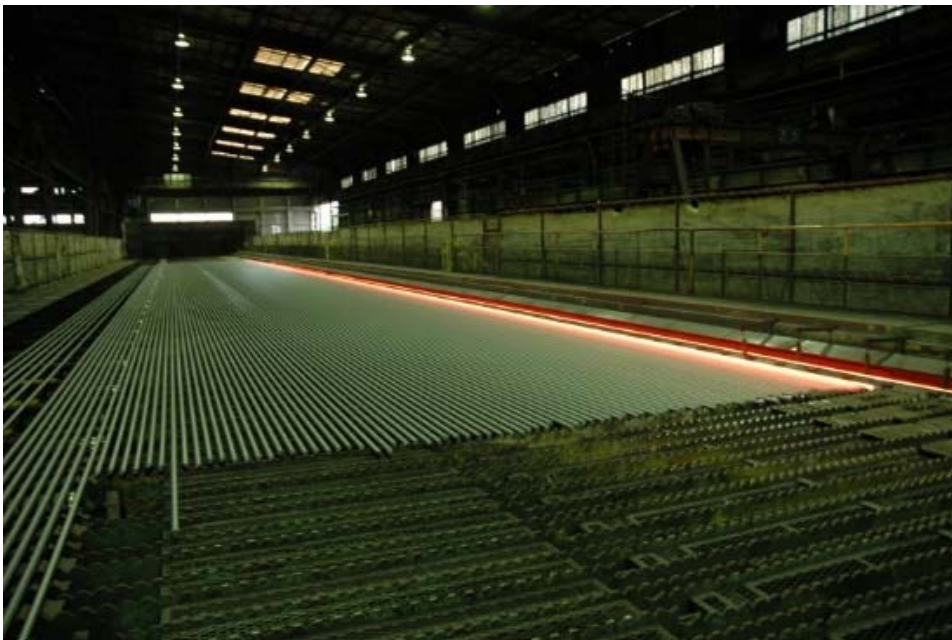
44 - D32(SD550W)



但SD550W-D32鋼筋搭接長是SD420W的1.5倍 → 機械式續接

鋼筋續接之必要性

- 鋼筋廠庫存 18 m
- 拖板車運輸 9~12 m
- 徒手施工 6~9 m



鋼筋續接之種類

- 搭接 (Lap splices)

- 適合小號鋼筋，大號鋼筋搭接長度過長，不適合

- 銲接 (Gas welding)

- 銲接高溫會使鋼筋局部變脆而影響強度與韌性

- 增進銲接性鋼筋W、合適銲接程序、技術人員…

- 以目前國內之施工環境，鋼筋銲接品質控制不易

- 機械式續接 (Mechanical splices)

- 大號鋼筋續接之最佳選擇（強度、韌度、經濟）



鋼筋搭接長度正比於 f_y 和 d_b

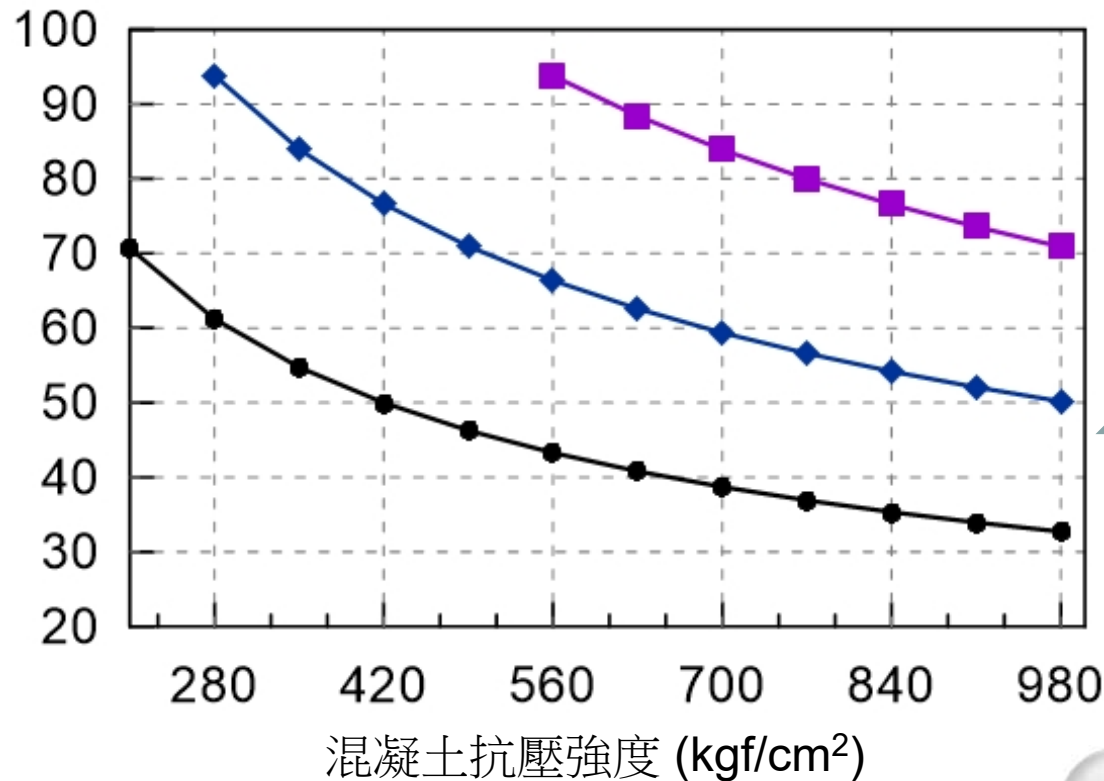
甲級

$$\ell_d = \frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_g}{5.3 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$$

乙級

$$1.3 \ell_d = 1.3 \frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_g}{5.3 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$$

乙級搭接長
(d_b)



(MKS metric)



+50%



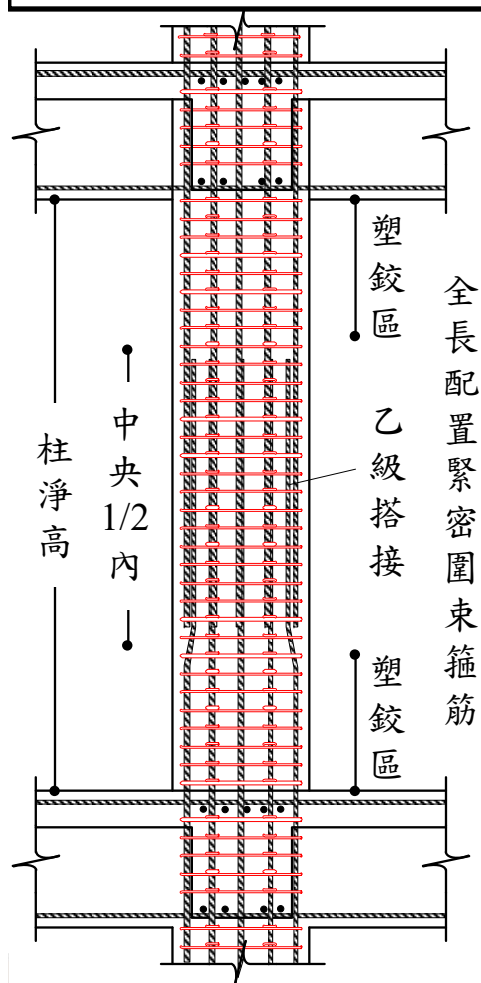
+114%



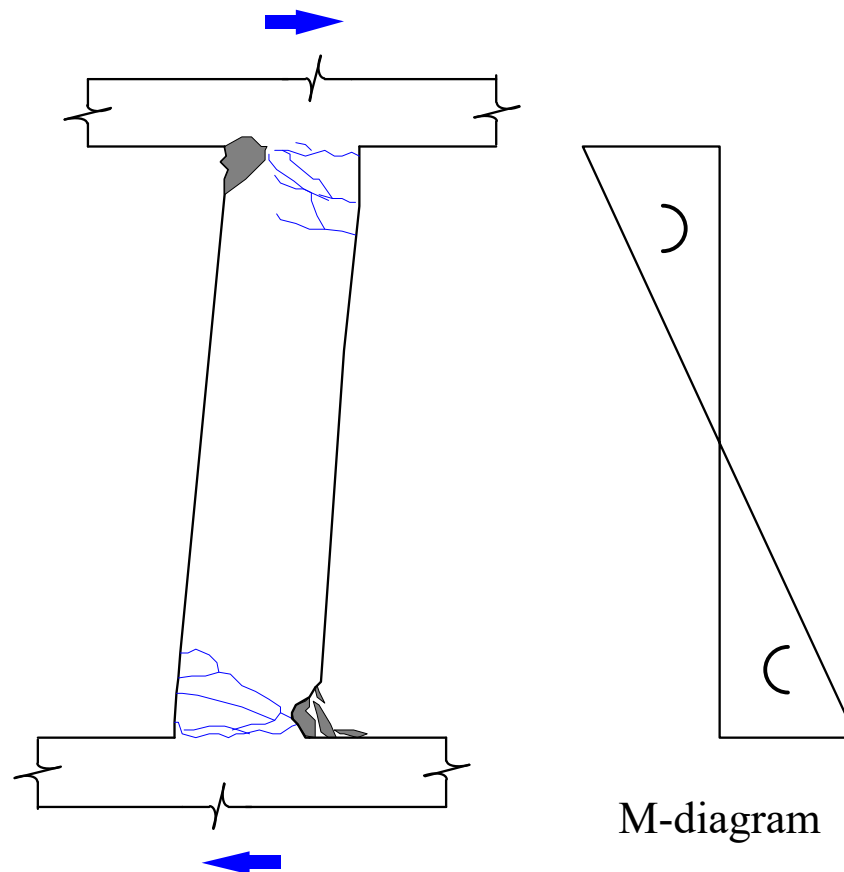
18.4.4 縱向鋼筋

...

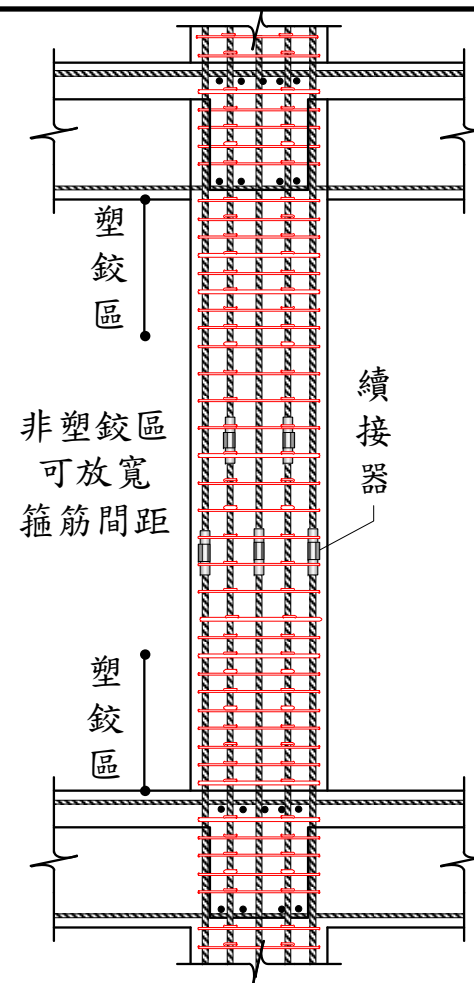
18.4.4.3 機械式續接須符合第18.2.7節之規定，**銲接續接**則須符合第18.2.8節之規定。**搭接續接**僅容許於構材中央1/2淨高內，並應設計為拉力搭接，且應被圍封於符合第18.4.5.2節與第18.4.5.3節之橫向鋼筋內。



(a) 耐震柱主筋容許搭接位置



(b) 柱受地震側向變位與彎矩分佈圖



(c) 耐震柱主筋續接例

420 MPa 鋼筋乙級搭接長度損耗成本

乙級搭接長度 (cm)

號數	#8 D25	#10 D32	#11 D36
61d _b	155	196	218
55d _b	140	177	197
50d _b	127	161	179

鋼筋單價以24元/kg估算

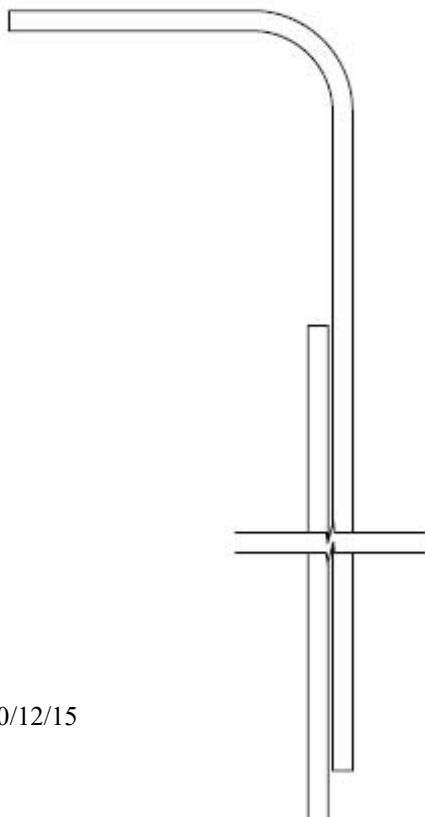
乙級搭接成本 (元)

	#8 D25	#10 D32	#11 D36
61d _b	148	301	414
55d _b	133	272	373
50d _b	121	247	339

若是550MPa鋼筋搭接
長度是上表的1.5倍 !!
一個續接器才多少錢?

機械續接取代搭接、擴錨取代彎鉤錨定

- 機械式取代搭接、T 頭取代彎鉤
- 省料、省工、省時
- 續接性能需要品質保證



26.6.5 機械式續接檢驗相關規定

20.2.1.6 擴頭竹節鋼筋應符合相關規定



簡報大綱

- 現況與背景
- 設計相關規範與解說
- 施工相關規範與解說
- 檢驗相關規範與解說
- 結語與展望



18.2.7 特殊抗彎矩構架與特殊結構牆之機械式續接

18.2.7.1 機械式續接應分為(a)、(b)或(c)類：

- (a) 第一類—符合第25.5.7節及第26.6.5節規定之機械式續接。
- (b) 第二類—符合第25.5.7節及第26.6.5節規定且能使被續接鋼筋發展至規定抗拉強度之機械式續接。
- (c) 第三類—符合第25.5.7節及第26.6.5節規定且能使被續接鋼筋發展至規定抗拉強度並承受多次反復非彈性應變之機械式續接。

續接性能分級		第一類 (B級)	第二類 (A級)	第三類 (SA級)
抗拉強度		$\geq 1.25f_y$	$\geq 1.25f_y$ 且 $\geq f_u$	$\geq 1.25f_y$ 且 $\geq f_u$
續接組件與母材鋼筋之對比	強度	○	○	○
	變形(滑動量)		○	○
	韌性(伸長率)			○
地震時鋼筋可能降伏區域		禁止使用	有條件使用	無條件使用

○表示性能與母材鋼筋相近。



第25章 鋼筋細節

25.5.7 受拉或受壓竹節鋼筋之機械與銲接續接

25.5.7.1 機械或銲接續接應發展其抗拉或抗壓強度至少達鋼筋 $1.25f_y$ 之強度。

25.5.7.2 鋼筋銲接須符合第26.6.4節規定。

25.5.7.3 除第25.5.7.4節之規定外，機械或銲接續接位置不須錯開。

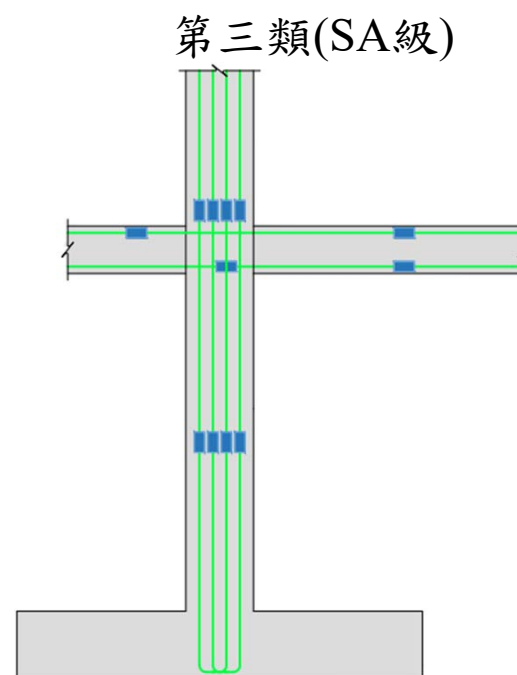
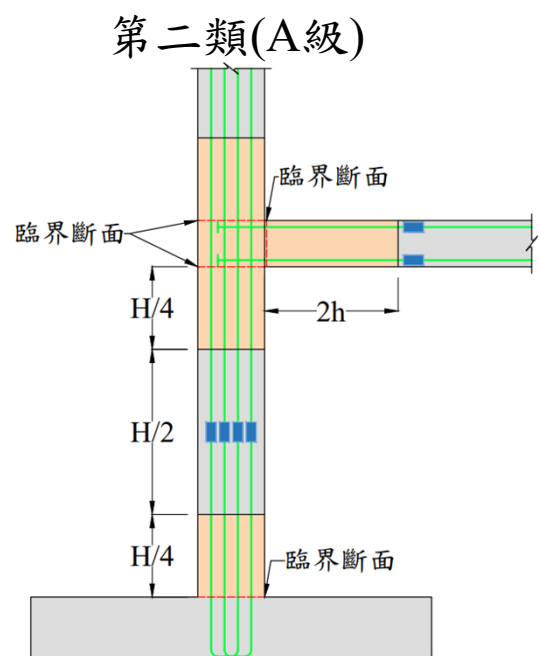
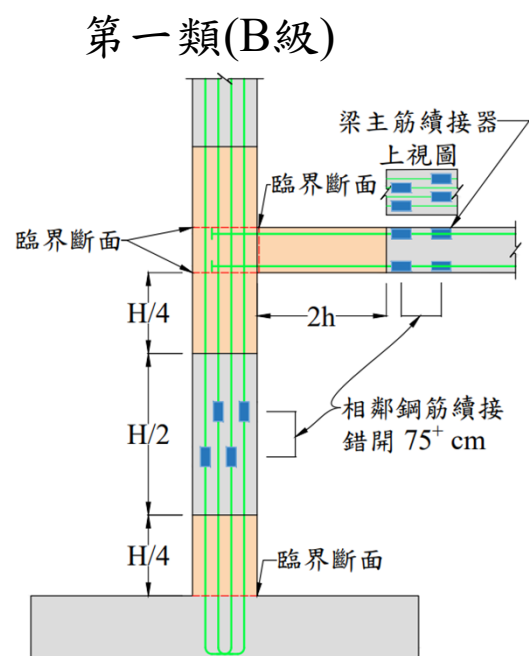
25.5.7.4 受拉構材之鋼筋續接，應依第25.5.7.1節規定使用機械或銲接續接，相鄰鋼筋之續接至少須錯開75 cm。

第18章 耐震結構物

18.2.7.2 除第三類機械式續接外，其他機械式續接應不使用於特殊抗彎矩構架之梁或柱接頭面起算兩倍構材深度範圍內，或因側向位移超過線性行為範圍外時，導致鋼筋可能降伏之臨界斷面處起算兩倍構材深度範圍內，但容許使用於柱構材中央 $1/2$ 淨高內。除第18.6.2.1節(c)所述外，第三類機械式續接應可使用於任何位置。



場鑄混凝土造構架鋼筋機械續接位置



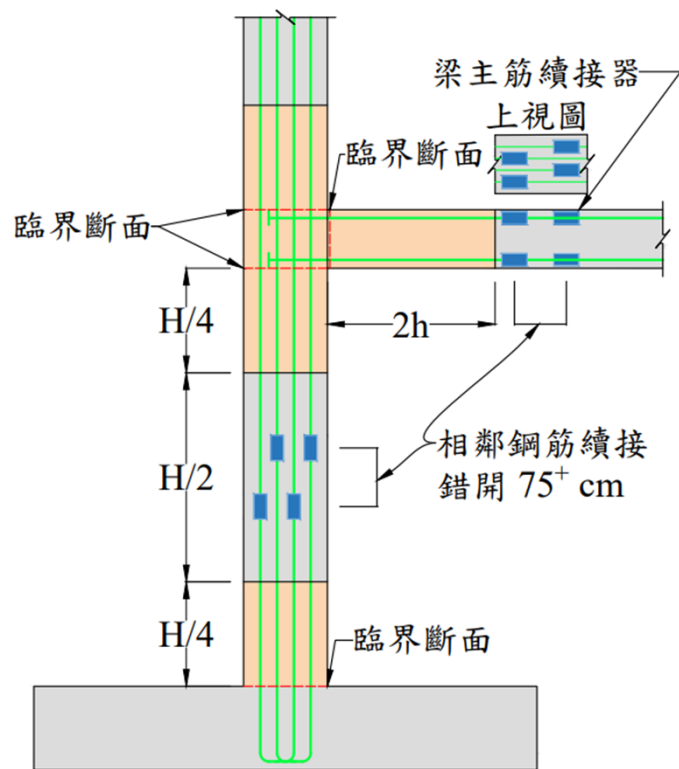
	B級	A級	SA級
錯置75 cm	必須*	鼓勵	鼓勵
2h 範圍內	禁止使用	禁止使用	允許使用**

* 25.5.7.4節，受拉構材

** 18.2.7.2節，新版規範修正案(2021)

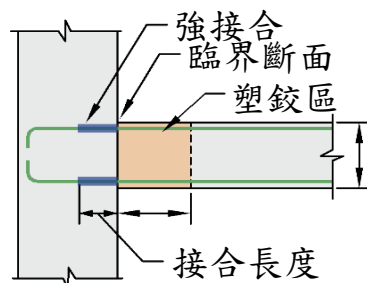
預鑄混凝土造構架鋼筋機械續接位置

第一類(B級)

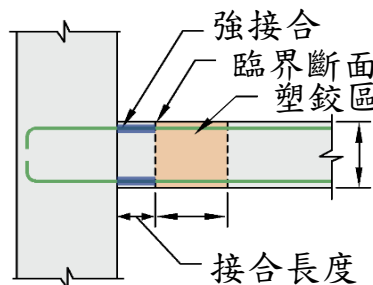


第二類(A級)

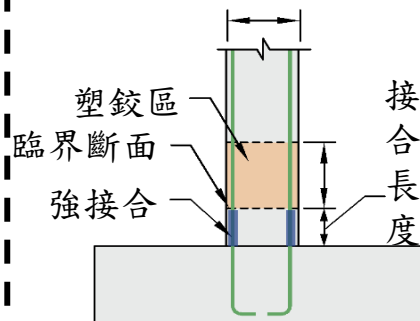
強接合部



(b) 梁與柱接合



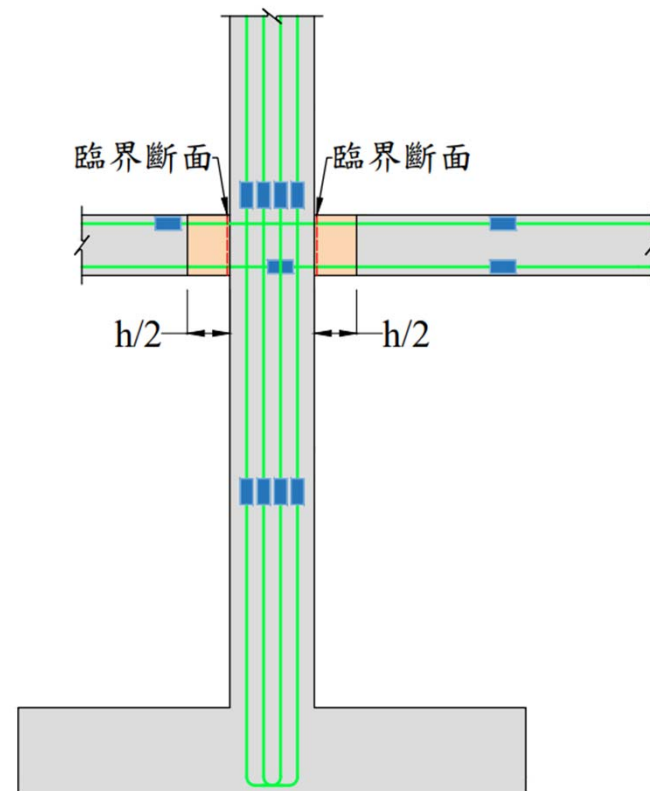
(c) 梁與柱接合



(d) 柱與基礎接合

第三類(SA級)

韌性接合部



18.6 預鑄混凝土造之特殊抗彎矩構架

18.6.1 範圍

18.6.1.1 本節應用於構成抵抗地震力系統一部分之預鑄混凝土造特殊抗彎矩構架系統。

18.6.2 通則

18.6.2.1 預鑄混凝土造具**韌性接合**之特殊抗彎矩構架須符合(a)至(c)之規定：

(a) 第18.3至18.5節關於場鑄混凝土造之特殊抗彎矩構架之規定。

(b) 按第22.9節之規定計算之接合部 V_n 應至少為 $2V_e$ ，此處 V_e 應符合第18.3.5.1節或第18.4.6.1節之規定。

(c) 梁鋼筋之機械式續接應離接頭面應不小於 $h/2$ ，且應符合第18.2.7節之規定。

18.6.2.2 預鑄混凝土造具**強接合部**之特殊抗彎矩構架須符合(a)至(e)之規定：

(a) 第18.3至18.5節關於場鑄混凝土造之特殊抗彎矩構架之規定。

(b) 第18.3.2.1(a)節條文應適用在設計地震位移作用下，撓曲降伏預期發生處之間的區段

(c) 強接合之設計強度 ϕS_n 應至少為 S_e 。

(d) 主要縱向鋼筋應以機械式續接使其連續穿過接合部且應於強接合部外與塑鉸區外發展其強度。

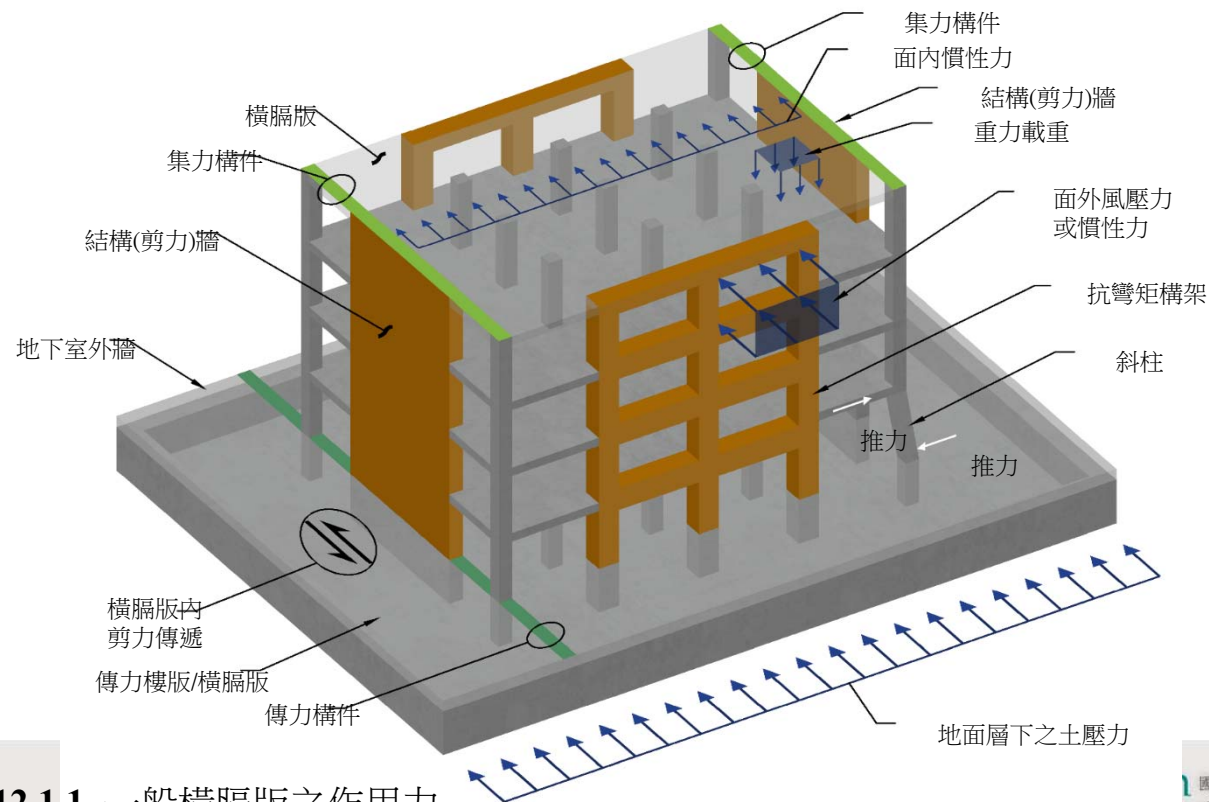
(e) 對柱對柱的接合部而言， ϕS_n 應至少為 $1.4S_e$ 。在樓層高度內， ϕM_n 應至少為 $0.4M_{pr}$ ，且 ϕV_n 按第18.4.6.1節之規定，應至少為 V_e 。

18.9.3 地震力傳遞路徑

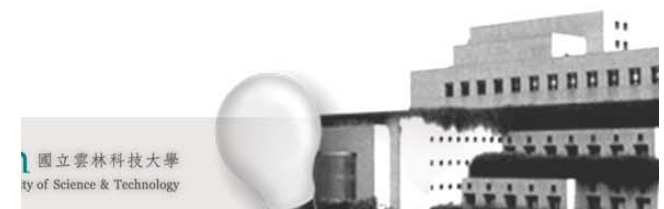
18.9.3.1 所有橫隔版及其接合部應設計使其能傳遞力量至集力構件與抵抗地震力系統之豎向構件。

...

18.9.7.4 鋼筋之機械式續接若用於抵抗地震力系統中傳遞橫隔版與豎向構件間之力量時，應採用第三類機械式續接。



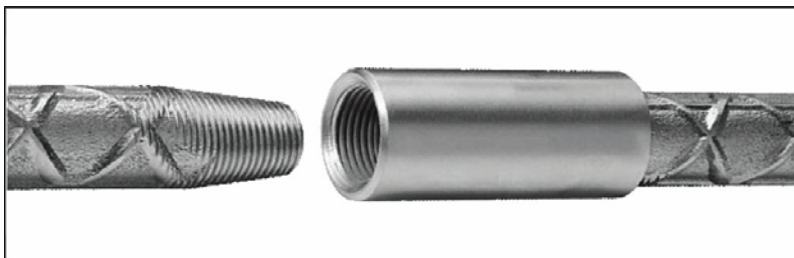
圖R12.1.1 一般橫隔版之作用力



簡報大綱

- 現況與背景
- 設計相關規範與解說
- ➡ • 施工相關規範與解說
- 檢驗相關規範與解說
- 結語與展望

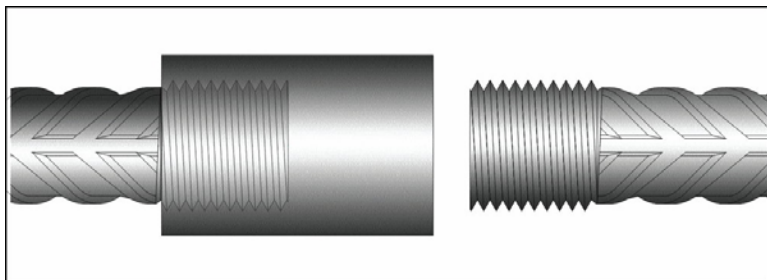




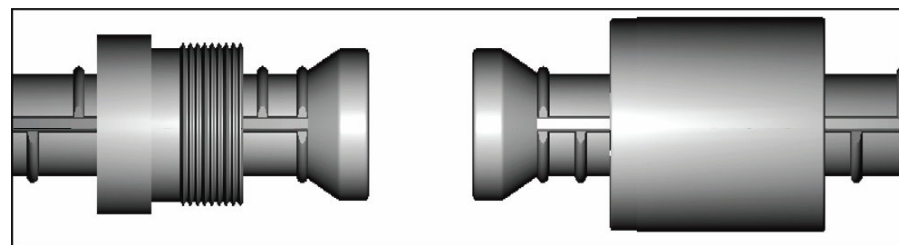
常用之續接器

圖片摘自ACI 439.3R-07報告

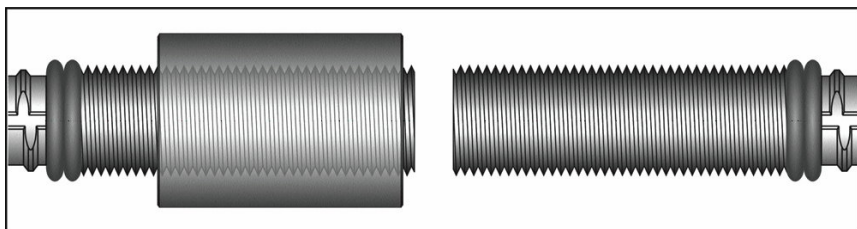
鋼筋車削錐拔螺紋接頭 不推薦，強度不足，見下頁投影片



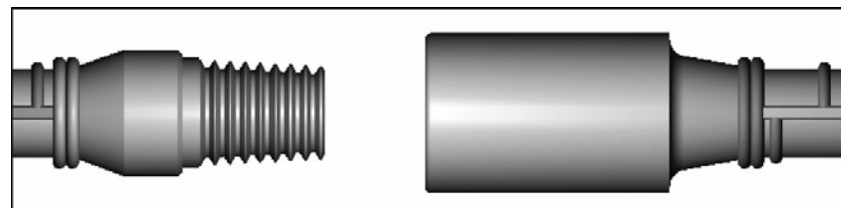
冷鍛擴頭滾牙螺紋接頭



熱鍛擴頭鋼筋及直螺紋續接套管



摩擦釐接續接器(平牙)



摩擦釐接續接器(錐牙)

最常見



從921到美濃地震重複的失敗案例

永康區維冠金龍大樓



2016.0206.美濃地震後照片



1995.01.01.竣工

鋼筋續接器強度不足



施工綱要規範第03210章V5.0

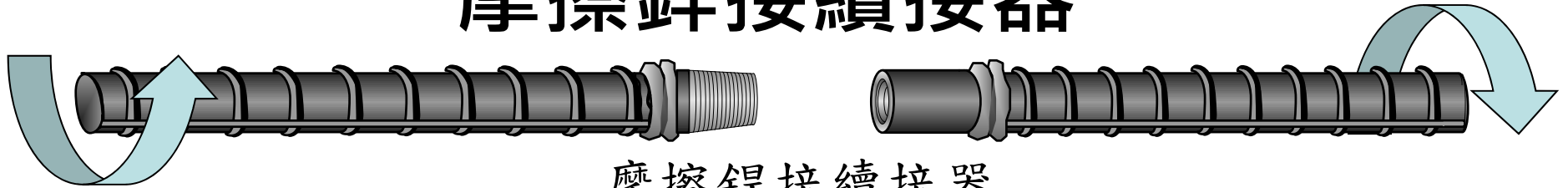
3.2.3節 (3)機械式續接施工要求

承包商應依設計圖說辦理機械式續接，並應符合下列規定，如採用其他方式，應提出最近3年內實驗室辦理相同製造廠同型號續接器之續接性能試驗合格報告或實績，並經工程司核可後，方可施工。

- A. 所有接合鋼筋應配合續接器之使用，其長度應先考慮接頭各部尺度後始可切斷，務使兩者能密接。
- B. 續接器於加工完成後，須以保護蓋及止水封環密封，以防止灰塵、油污、混凝土或漿液之滲入。
- C. 每一接合處必須淨潔、乾燥，排列於正確位置，接合處之緊密度均應予檢視，檢查不合格時應予更換。
- D. 鋼筋機械式續接之鋼筋加工不得採用剪斷或熔斷法，須以鋸床或砂輪切割以保持最終之平整。
- E. 鋼筋經車牙、滾牙或摩擦銲接具有螺紋之接頭，施工時應按該產品之施工說明書予以鎖緊。
- F. 機械式續接為非螺紋之續接套管，應依製造商訂定之施工說明書予以鎖固。



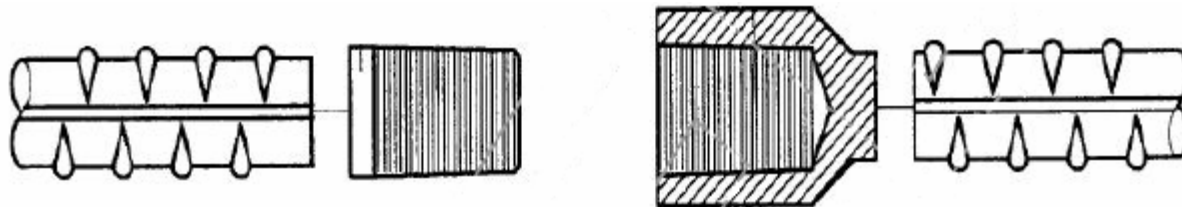
摩擦銲接續接器



摩擦銲接續接器

- [摩擦銲接續接器之製造影片1](#)
- [摩擦銲接續接器之製造影片2](#)

- 可銲鋼筋、不限節形
- 摩擦壓銲續接器
- 續接時須用扳手轉動鋼筋
 - 柱主筋又長又重，施工困難
 - 梁主筋受模版阻礙，施工困難
 - 較不適合預組、預鑄工法



需要兩人合作續接鋼筋



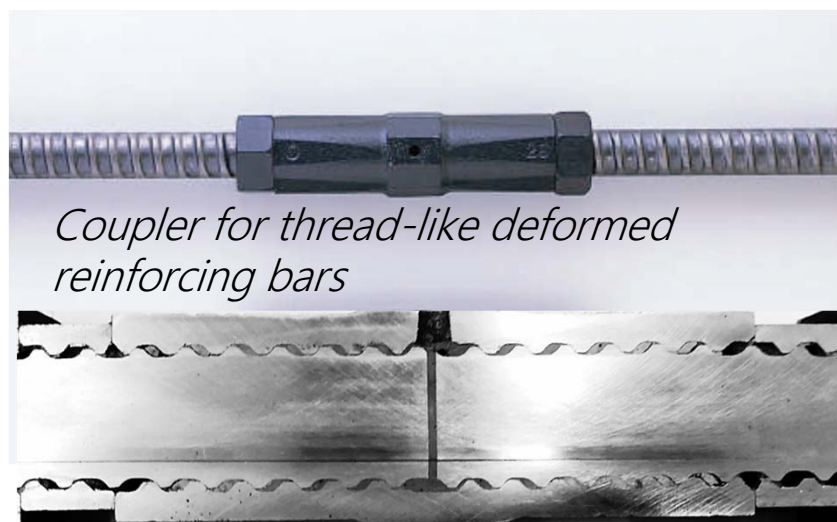
以扭力扳手旋緊否？



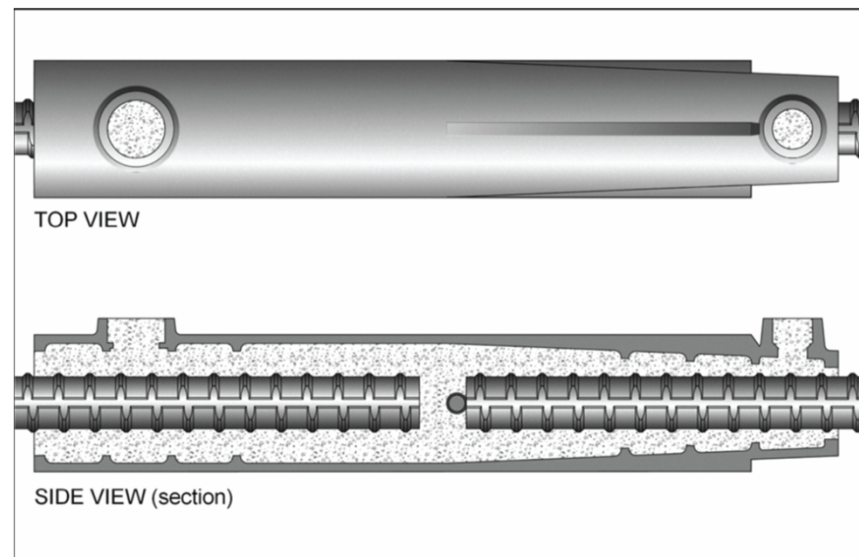
【工程會 施工綱要規範 第03210章V5.0】

2.2.3 (5) D. 螺紋接合之扭力試驗：
鋼筋經加工具有螺紋之接頭，應依製造商建議之扭力值在工地現場鎖緊，在箍筋及繫筋未綁紮固定之前，由工程司以扭力扳手抽驗，其扭力值應大於製造商之建議值，抽驗數量不得低於該批產品數量之[15%][]，不合格部分須鎖緊至扭力值之外，另再加倍抽驗直到合格為止。

預組、預鑄工法用續接器和續接套管



螺紋節鋼筋續接器



砂漿填充式續接套管



施工綱要規範第03210章V5.0

3.2.3節 (3)機械式續接施工要求

G. 螺紋節鋼筋續接器續接之施工要求

- a. 螺紋節鋼筋續接器選用應與螺紋節鋼筋之節徑與節距相符合。
- b. 螺紋節鋼筋續接器施工時，應依鋼筋上預先標記之位置定位，以避免鋼筋轉入之長度不夠。
- c. 如需要於鋼筋與續接器間注入填充料，應確保填充料注入量是否足夠，以避免產生滑動。
- d. 利用止動螺帽以扭力板手鎖緊接合，應作標記以確認是否鎖緊。



螺紋節鋼筋續接器

螺紋鋼筋砂漿填充續接器



螺紋鋼筋樹脂填充續接器



螺紋鋼筋砂漿填充續接器



續接簡易

- ✓ 可以同一斷面續接
- ✓ 鋼筋未加工、無銲道
- ✓ 施工不受天候影響
- ✓ 施工容易、單人操作
- ✓ 手工具、不需要機具



螺紋節鋼筋續接器及錨定頭



戸田建設

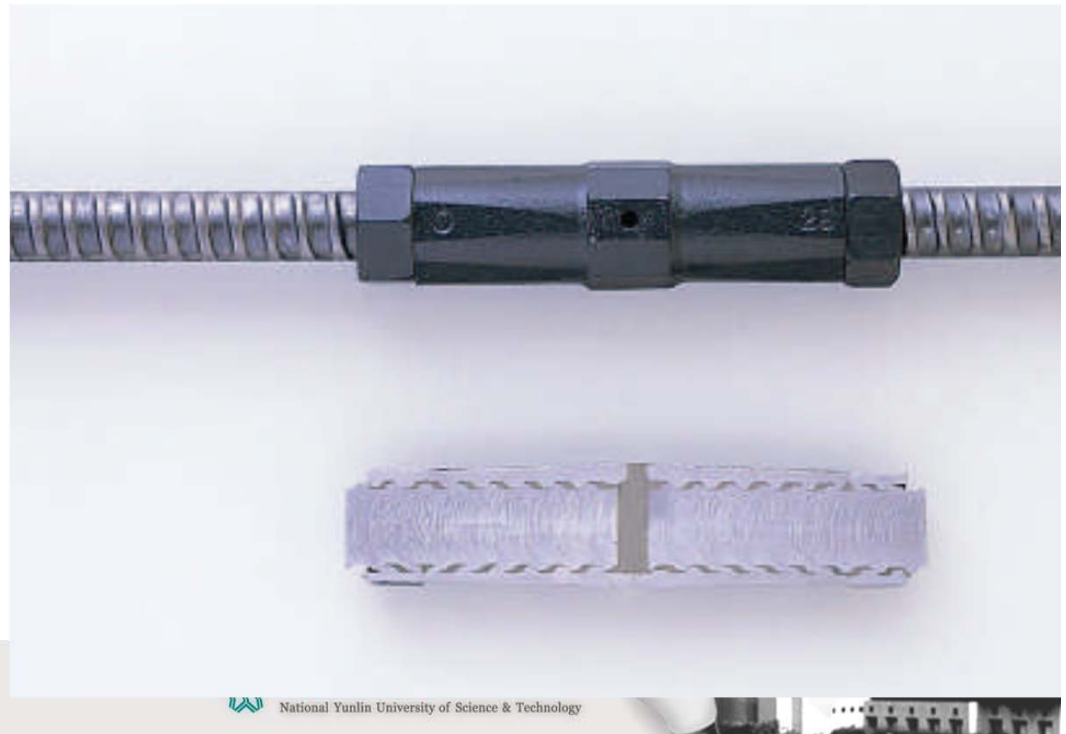
TTK Grout 600 填充砂漿



配比: W/G ~ 36-40%

5 kg包裝填充材 +

1900 ± 100 cc的水



水泥砂漿拌合程序與流度試驗

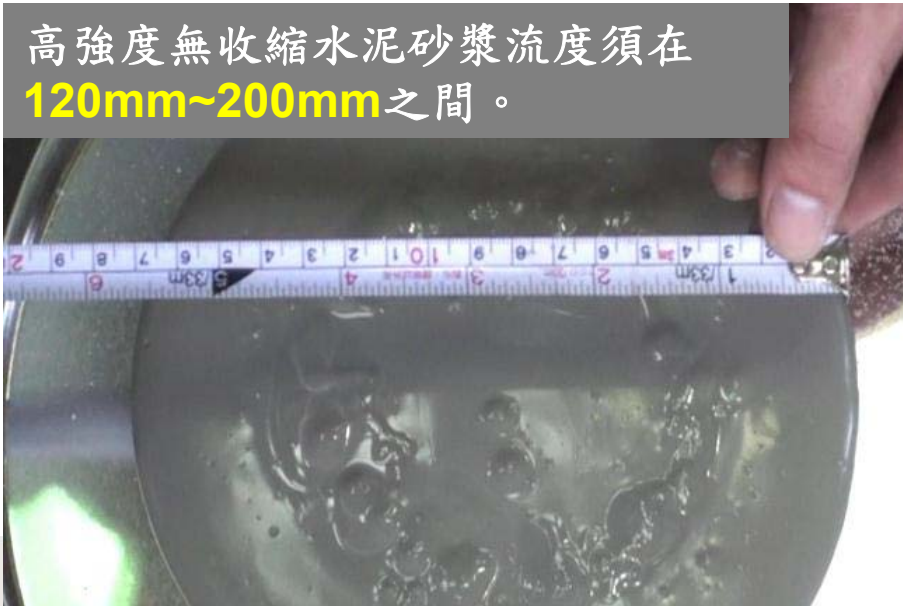
於附件鐵桶內加入**1900cc±100cc**的清水。



再加入高強度無收縮水泥砂漿粉末，使用攪拌機拌合**3分鐘**。



高強度無收縮水泥砂漿流度須在**120mm~200mm**之間。



拌合完成後可利用鐵蓋施作流度試驗。



- TRK & TTK 展示影片



施工綱要規範第03210章V5.0

3.2.3節 (3)機械式續接施工要求

H. 砂漿填充式續接套管之施工要求

- a. 砂漿填充式續接套管施工時，應確保正確之鋼筋插入長度。填充料應依製造商訂定之施工說明書進行選用及施作。
- b. 砂漿填充式續接套管之填充料施工前，應先清除套管內異物，以避免填充時產生阻礙。
- c. 砂漿填充式續接套管之填充料施工時，應確保填充密實飽滿。
- d. 填充料之試驗及檢查應依製造商訂定之施工說明書辦理。



砂漿填充式續接套管



TOPSJOINT

特點

- 可與各種節形的鋼筋續接
- 減少搭接部分鋼筋材料
- 稍微有傾斜、偏心也可以續接
- TTK特製砂漿品質穩定

TOPSJOINT 預鑄用套管續接器

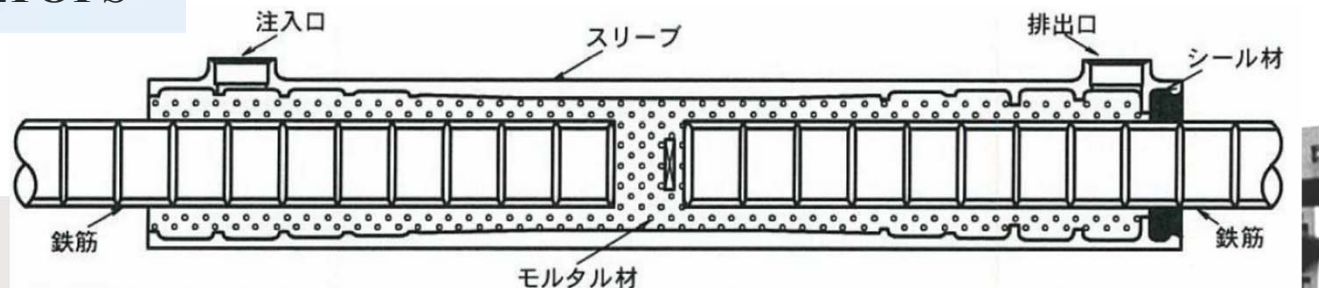
- 內部的凹凸設計，可續接不同節形的鋼筋，注入材為無收縮性TTK特製砂漿，簡易接續施工



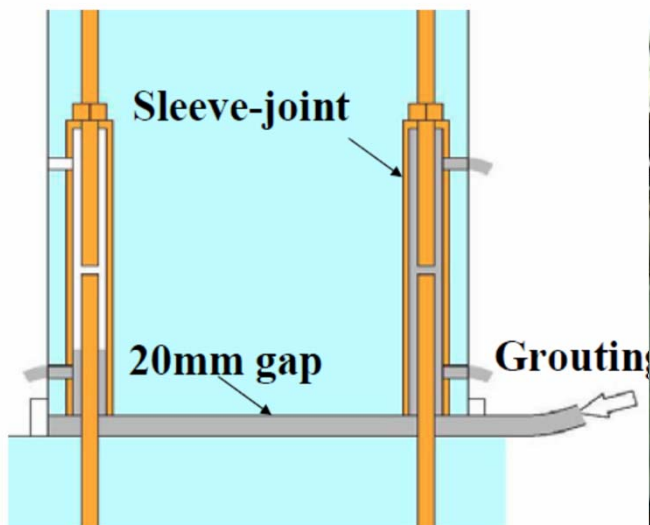
BOLTOPS

BOLTOPS 螺栓固定砂漿填充續接器

- 允許誤差40mm，可以簡單續接各種節形的鋼筋



TOPS JOINT 在預鑄柱之應用



SHIMIZU CORPORATION
SHMZ

- Precast Column & Mass Grouting
Splice Sleeve (NMB)



高強度無收縮水泥砂漿

for TOPS JOINT and BOLTOPS

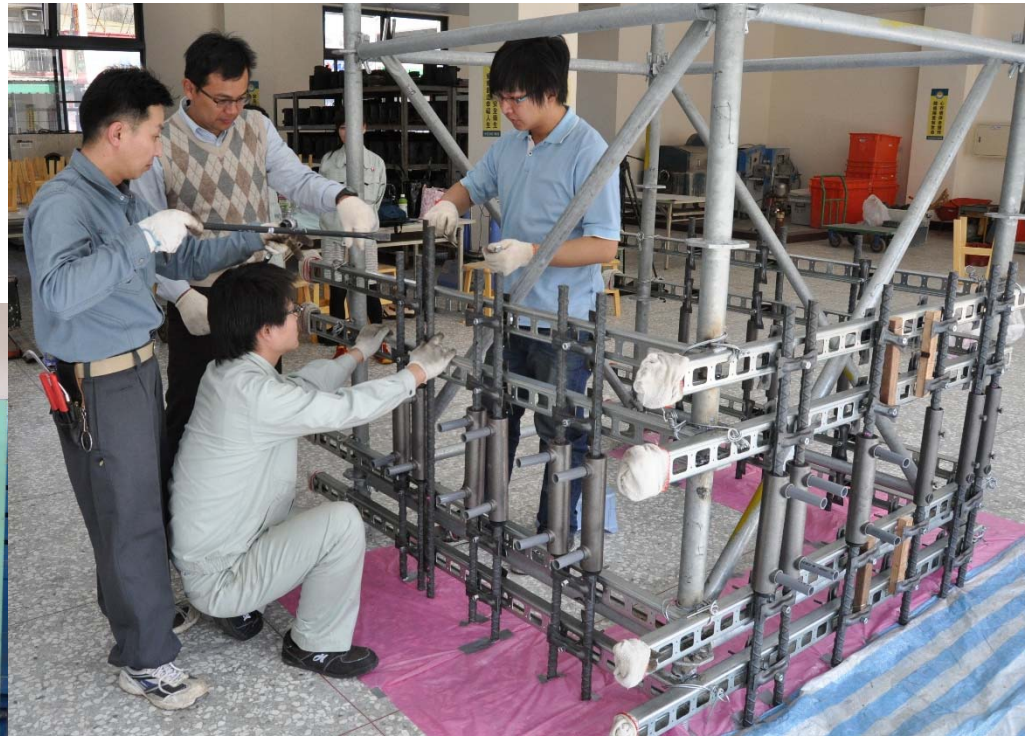
Grout	拌合水/水泥 (kg / kg)	坍流度 (mm)	7日養護抗壓強度 (N/mm ²)
TTK 水泥砂漿H	2.8 / 25	220-260	120 以上
TTK 水泥砂漿150	2.8 / 25	220-260	150 以上



套管續接組件試體



TTK 實驗室測試件固定架



YunTech 工廠測試件固定架
(鋼管施工架組搭)

- 續接套管實際施工容許偏心
- 但是試體兩段母材鋼筋若未對準造成軸線不重合 (misalignment) 可能影響試驗結果時應視為無效試體

預鑄梁主筋續接例

TTK 提供



①預鑄樑到接合處



②續接器接合



③螺栓固定



④砂漿注入充填

BOLTOPS 在預鑄梁之應用



2014 東京。鹿島建設工地考察

其他影片如 [Beam to Beam Connection with NMB Slim Sleeve](#)

- 預鑄柱 + 預鑄梁下半部及接頭
- BOLTOPS套管續接避開梁塑鉸區

簡報大綱

- 現況與背景
- 設計相關規範與解說
- 施工相關規範與解說
- 檢驗相關規範與解說
- 結語與展望



26.6.5 機械式續接

26.6.5.1 檢驗頻率

- a) 鋼筋機械式續接檢驗包含施工前性能試驗及施工中品質檢驗。
- b) 鋼筋機械式續接施工前應出具最近試驗室辦理相同製造廠同型號續接組件之性能試驗合格報告，並經監造單位核准。
- c) 鋼筋機械式續接施工期間施工廠商應全數作執行外觀檢查，並依下表辦理工地取樣執行26.6.5.2節之試驗。

表26.6.5.1 鋼筋機械續接施工期間最低取樣頻率

試驗項目	第三類(SA級)或第二類(A級) 機械式續接取樣頻率	第一類機械式續接(B級) 取樣頻率
單向拉伸及 滑動試驗	1/100	1/100
重複負載及 滑動試驗	不適用	1/1000
高塑性反復 負載試驗	1/1000	不適用

26.6.5 機械式續接

26.6.5.1 檢驗頻率

...

- d) 工地取樣須具有代表性，應由工地內已完成加工之鋼筋及續接組件中抽樣，並在工地比照實際施工程序完成組裝，送試驗室試驗合格後再澆鑄混凝土。
- e) 工地取樣試驗結果不符26.6.5.2節規定時，應依CNS 2608之規定進行重驗，如重驗結果符合規定時，該批續接組件視為合格。若重驗結果仍不合格時，該批續接組件應予以拒收。重驗以一次為限。
- f) 外觀檢查應包括位置、型式、密合度、同軸度等項目。



26.6.5 機械式續接

26.6.5.2 允收準則

- a) 鋼筋機械式續接試驗應依CNS 15560之規定辦理，惟指定負載、加載反復週次及循環週次等應依本節規定辦理。
- b) 續接試體準備及裝置依CNS 15560規定辦理，續接試體在進行試驗前不得預拉。
- c) 鋼筋機械式續接試驗合格標準如表26.6.5.2所列。
- d) 除非另有規定，試體破壞模式如斷裂位置或鋼筋拔出等不作為等級判別或拒收之理由。
- e) 高塑性反復負載試驗過程如發生試體挫曲之現象，該試驗視為無效而非試體不合格。



續接器檢驗準則

表26.6.5.2 鋼筋機械式續接試驗性能合格標準 [修正案適用高強度鋼筋]

試驗項目 (頻率)	加載程序	指標	合格標準		
			第三類 (SA級)	第二類 (A級)	第一類 (B級)
單向拉伸及 滑動試驗 (1/100)	0→0.95P _y →0.02P _y →拉至破壞	抗拉強度	≥ 1.25f _y 且 ≥ f _u	≥ 1.25f _y 且 ≥ f _u	≥ 1.25f _y
		殘留滑動量(δ _s) _{1c}	≤ 0.3 mm	≤ 0.3 mm	≤ 0.3 mm
		續接處外鋼筋之伸長率 ^[1]	≥ 9%，鋼筋尺度 D32以下	≥ 4%	≥ 2%
			≥ 6%，鋼筋尺度 D36以上		
重複負載及 滑動試驗 (1/1000)	0→(0.95P _y ↔0.02P _y)×30回 →拉至破壞	抗拉強度	不適用	不適用	≥ 1.25f _y
		滑動量(δ _s) _{30c}	不適用	不適用	≤ 0.3 mm
		續接處外鋼筋之伸長率 ^[1]	不適用	不適用	≥ 2%
高塑性反復 負載試驗 (1/1000)	0→(0.95P _y ↔-0.5P _y)×16回 →(nδ _y ↔-0.5P _y)×8回 →(2nδ _y ↔-0.5P _y)×8回 →拉至破壞 ^[2]	抗拉強度	≥ 1.25f _y 且 ≥ f _u	≥ 1.25f _y 且 ≥ f _u	不適用
		滑動量(δ _s) _{16c} - (δ _s) _{1c}	≤ 0.3 mm	≤ 0.3 mm	不適用
		滑動量(δ _s) _{24c}	≤ 0.9 mm	≤ 0.9 mm	不適用
		滑動量(δ _s) _{32c}	≤ 1.8 mm	不適用	不適用
		續接處外鋼筋之伸長率 ^[1]	≥ 9%，鋼筋尺度 D32以下	≥ 4%	不適用
			≥ 6%，鋼筋尺度 D36以上		

[1] 續接處外兩側鋼筋伸長率之較大值。

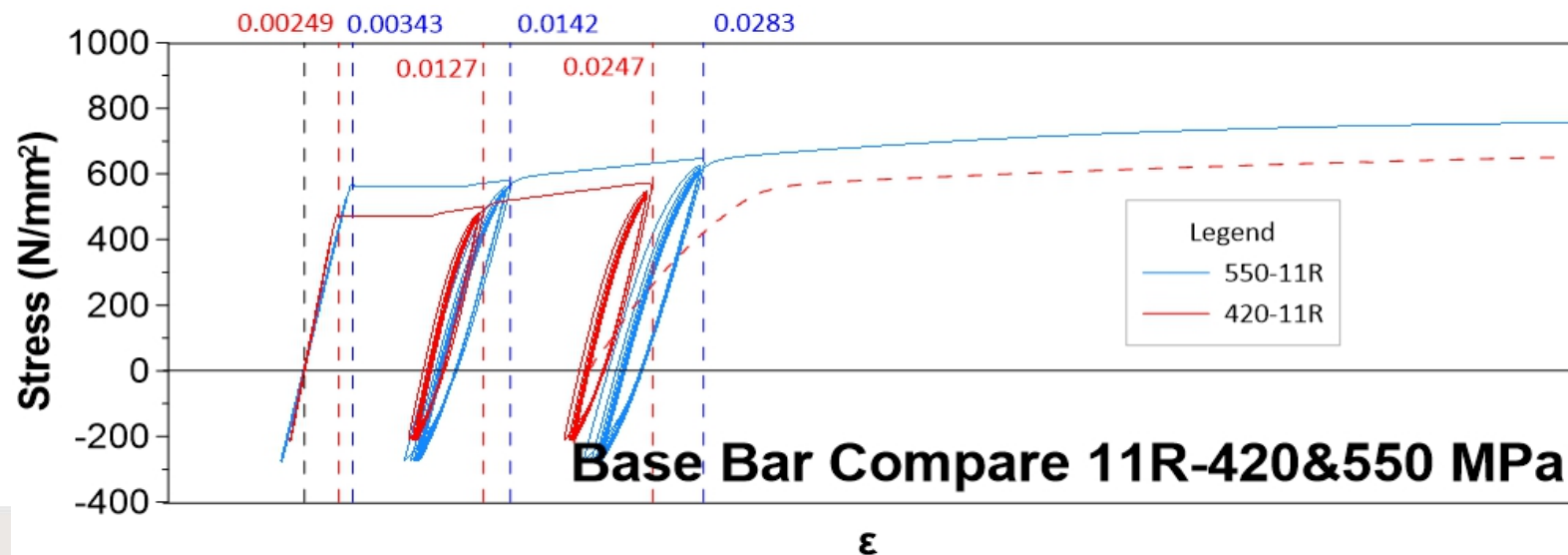
[2] 見下頁投影片。



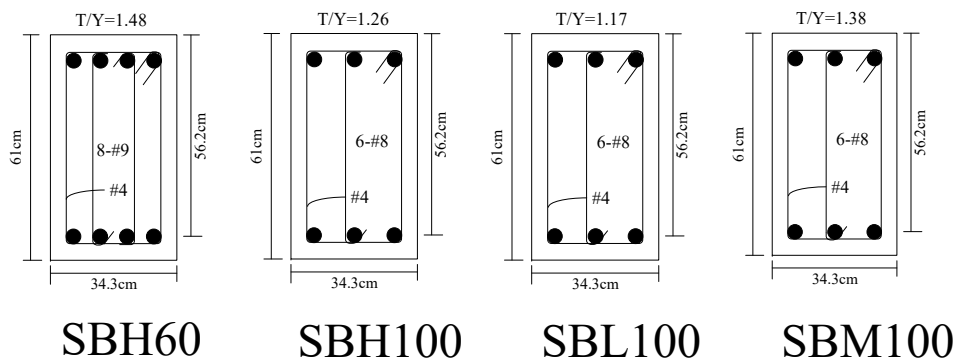
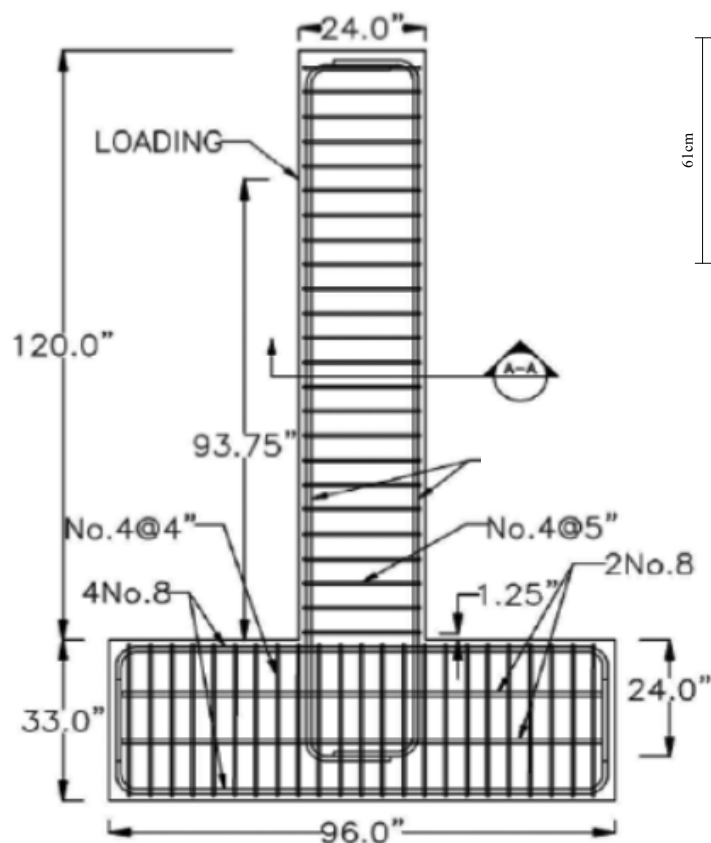
修訂重點：塑性應變值與倍率

降伏強度 f_y (MPa)	降伏應變 $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	塑性倍率 n	$n\varepsilon_y$	$2n\varepsilon_y$
420	0.00210	6	0.0126	0.0252
550	0.00275	5	0.0138	0.0275
690	0.00345	4	0.0138	0.0275

$$E_s = 200,000 \text{ MPa}$$



塑性倍率決定-等位移法(1/4)



材料性質: $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$

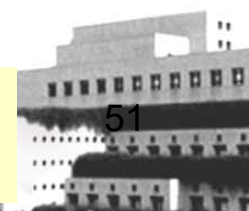
SBH60-A706 Gr.60

SBH100-A706 Gr.100

SBL100-A706 Gr.100

SBM100-A1035 Gr.100

To, D. V.; and Moehle, J. P., "Special Moment Frames with High-Strength Reinforcement--Part 1: Beams," ACI Structural Journal, V. 117, No. 2, 2020.



塑性倍率決定-等位移法(2/4)

NewRC-Mocur2020 軟體介紹



NewRC-Mocur2020

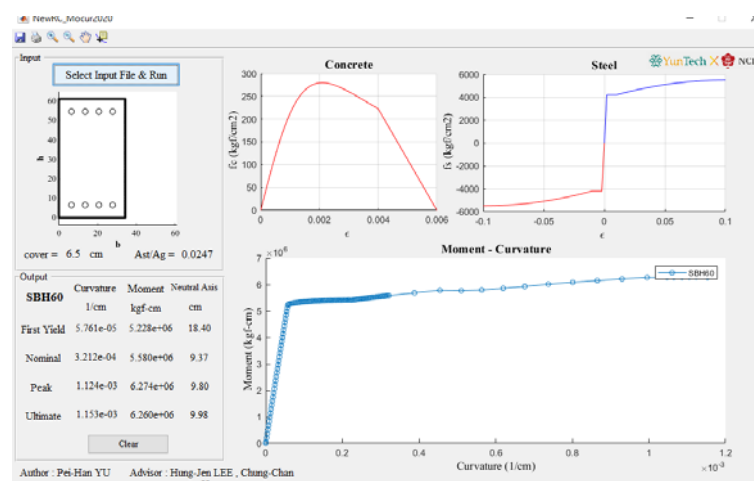
指導教授：李宏仁 博士 & 洪崇展 博士

學生：余沛涵

信箱: peihan105@gmail.com

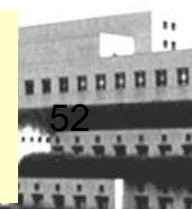
Facebook社團: [NewRC-Biax-2020](#)

DOWNLOAD

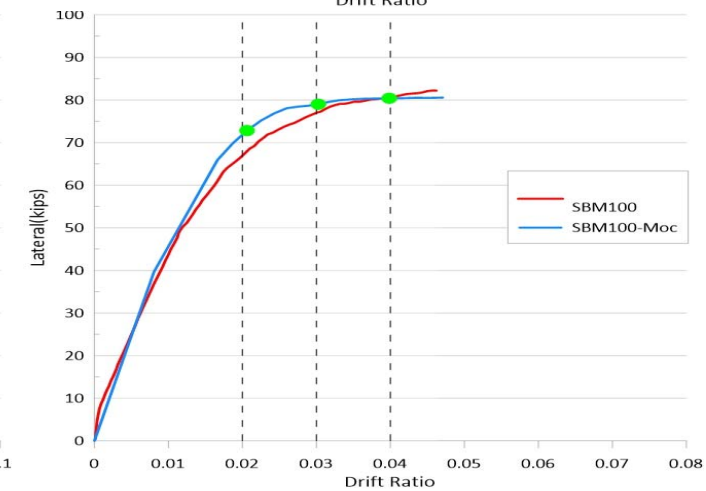
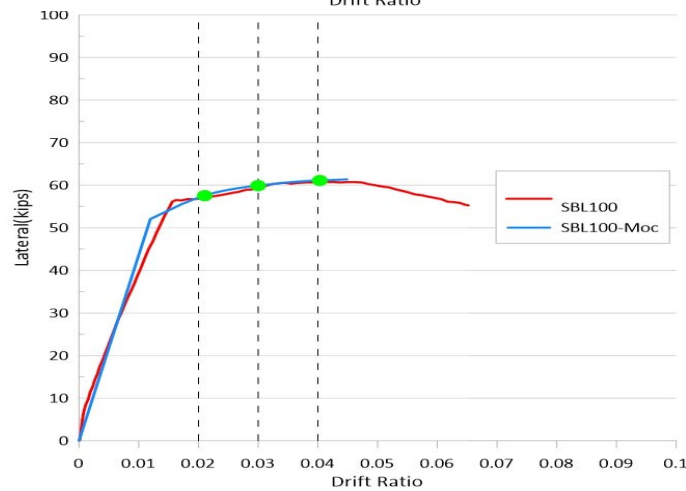
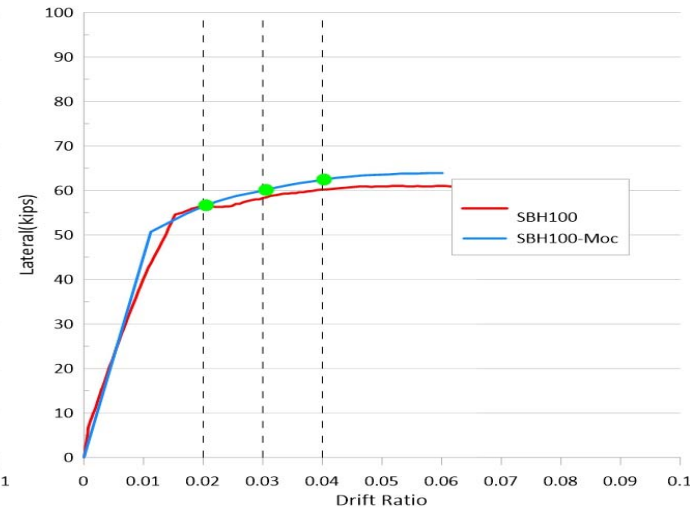
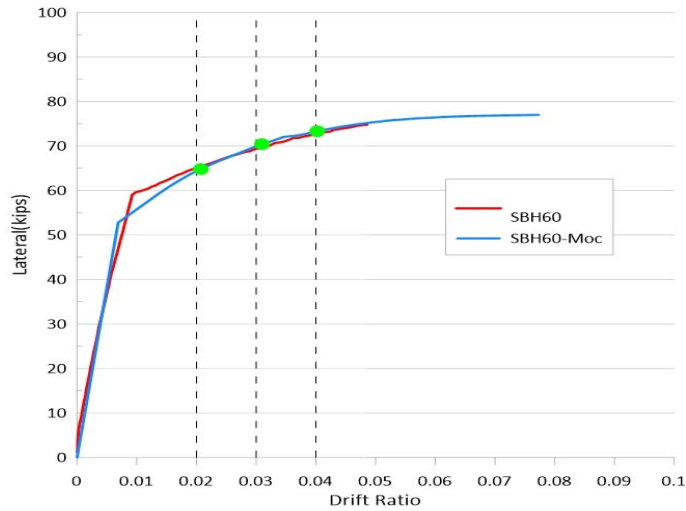


利用塑性鉸長度法回推試體之強度及變形能力，並與試體實際數據擬和。

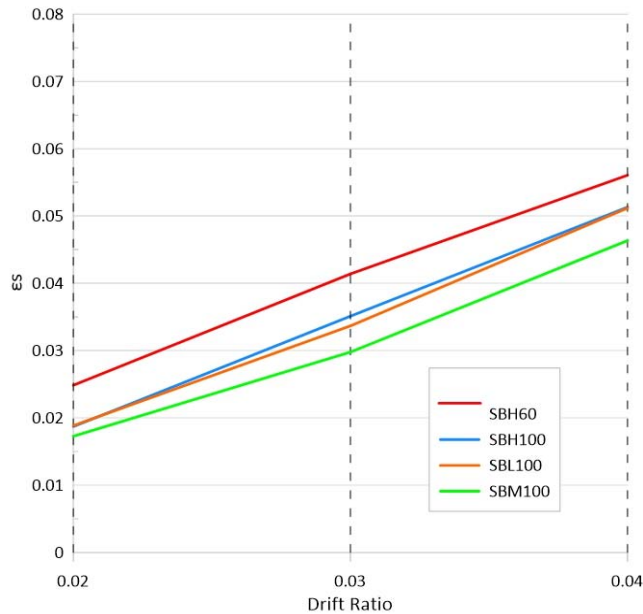
余沛涵; 李宏仁; and 洪崇展, "新高強度鋼筋混凝土矩形斷面彎矩曲率分析程式之開發," 中華民國第十五屆結構工程研討會暨第五屆地震工程研討會, 台南, 2020, pp. 10.



塑性倍率決定-等位移法(3/4)



塑性倍率決定-等位移法(4/4)

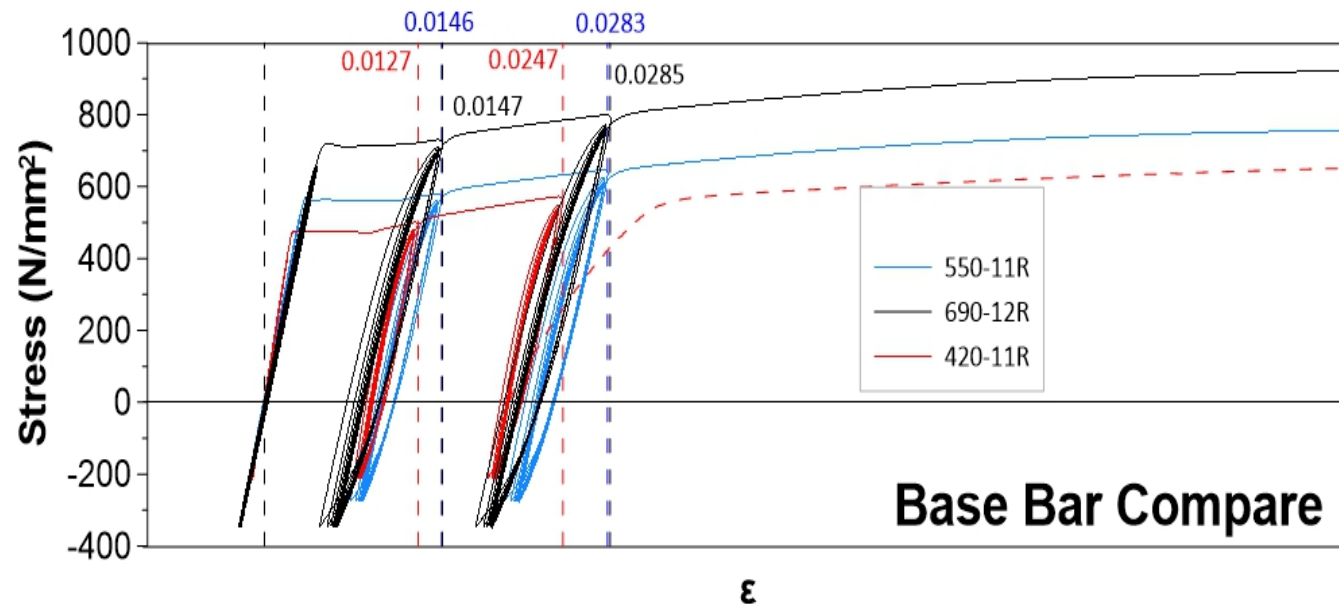


DRIFT RATIO	鋼筋應變			
	SBH-60	SBH-100	SBL-100	SBM-100
0.02	0.025	0.019	0.019	0.017
0.03	0.041	0.035	0.034	0.030
0.04	0.056	0.051	0.051	0.046

高強度鋼筋應變在相同層間變位角之下，與420等級鋼筋應變差距不大，且皆略小於420等級之應變。

鋼筋種類	420 MPa	690 MPa
降伏應變 δy	0.0021	0.00345
2%層間變位下 鋼筋應變	0.025	0.019
2%層間變位下 鋼筋塑性倍率	12	6

在相同層間變位角下，420等級鋼筋應變已達12倍降伏應變，690等級僅達5倍降伏應變，顯示自訂程序8倍仍屬較嚴格之決定。



420、550、690 Mpa 鋼筋母材反復應力應變曲線之比較

母材種類		420	550	690
塑性倍率n		6	5	4
24圈降伏應變($n\delta_y$)	標稱	0.0126	0.0138	0.0138
	實際	0.0127	0.0146	0.0147
32圈降伏應變($2n\delta_y$)	標稱	0.0252	0.0275	0.0276
	實際	0.0247	0.0283	0.0285

因實際機台誤差造成標稱與實際降伏應變有些微誤差，不同強度鋼種雖降低塑性倍率但應變更高，較自訂程序更為嚴格。



內政部建築研究所

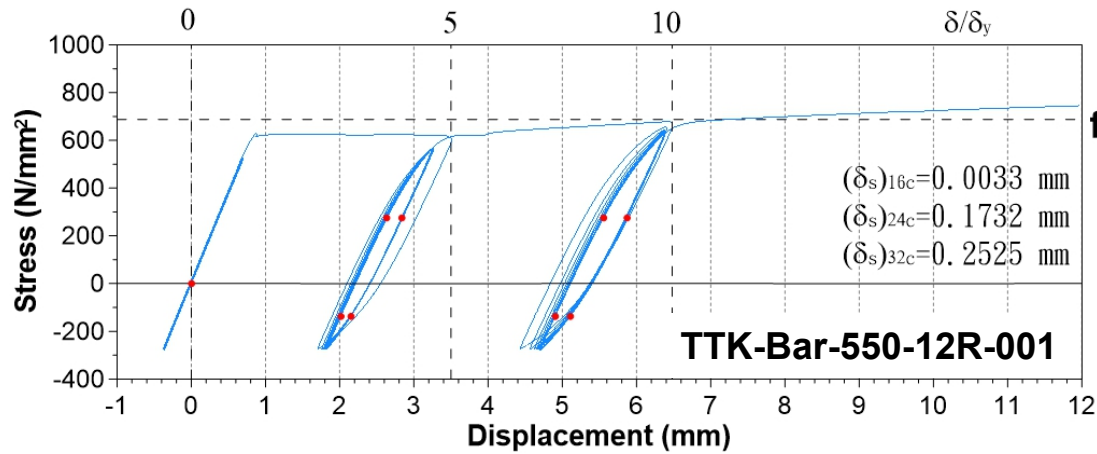
高強度鋼筋機械式續接性能合格標準及驗證研究

550 MPa等級的測試結果一覽表

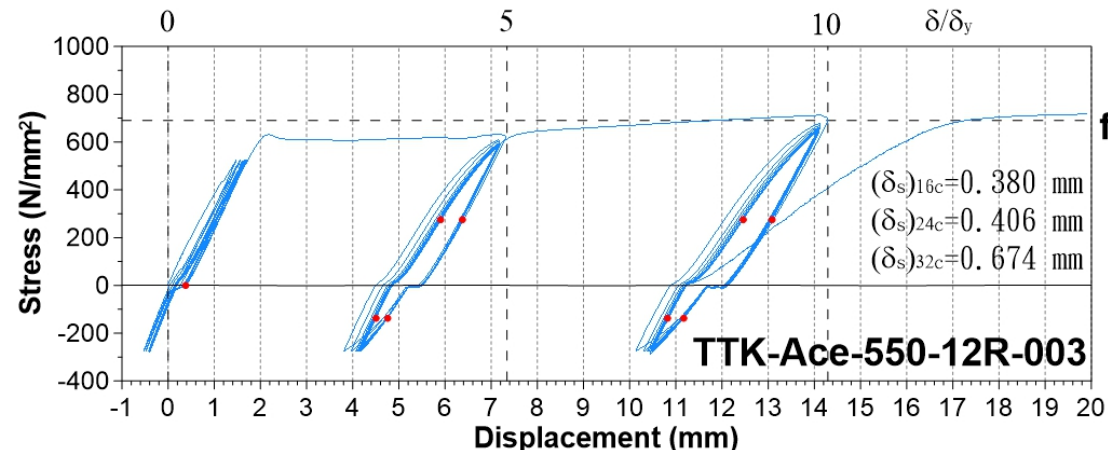
李宏仁等人(2020)

續接器製造商	續接器種類 (550 MPa)		完成	試驗日期	判定
常基	擴頭滾牙螺紋接頭	8R	3	03/12	SA級
		10R	3		
東京鐵鋼	螺紋節鋼筋續接器 (砂漿填充式)	12R	9	04/30	SA級
		13R	9	05/07	SA級
東京鐵鋼	砂漿填充續接套管	13R	9	05/14	A級
東和鋼鐵	螺紋節鋼筋續接器 (砂漿填充式)	11R	3	06/04	SA級
東和鋼鐵	摩擦銲接續接器	11R	3	06/11	SA級
豐興鋼鐵(母材) 蘭州工程(續接)	摩擦銲接續接器	11R	3	07/08	SA級

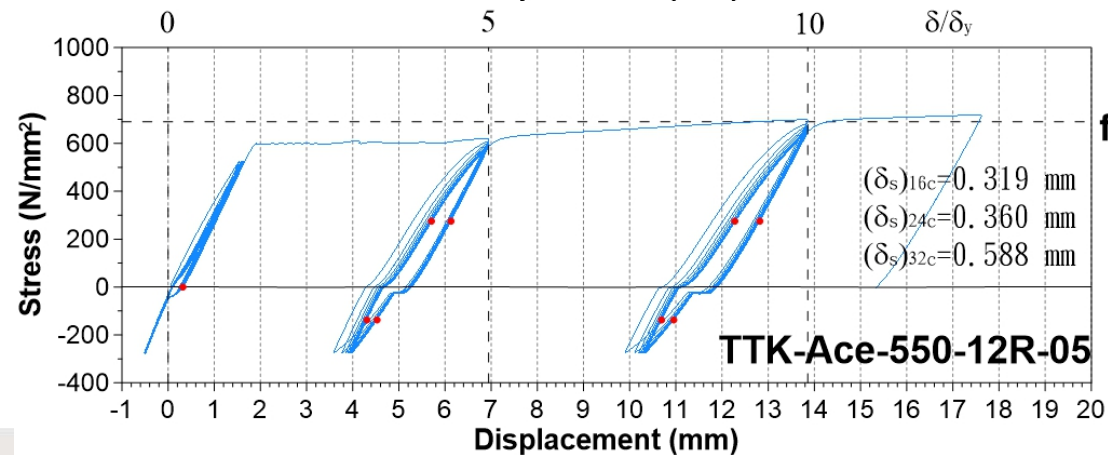
高塑性反復 試驗範例



母材鋼筋



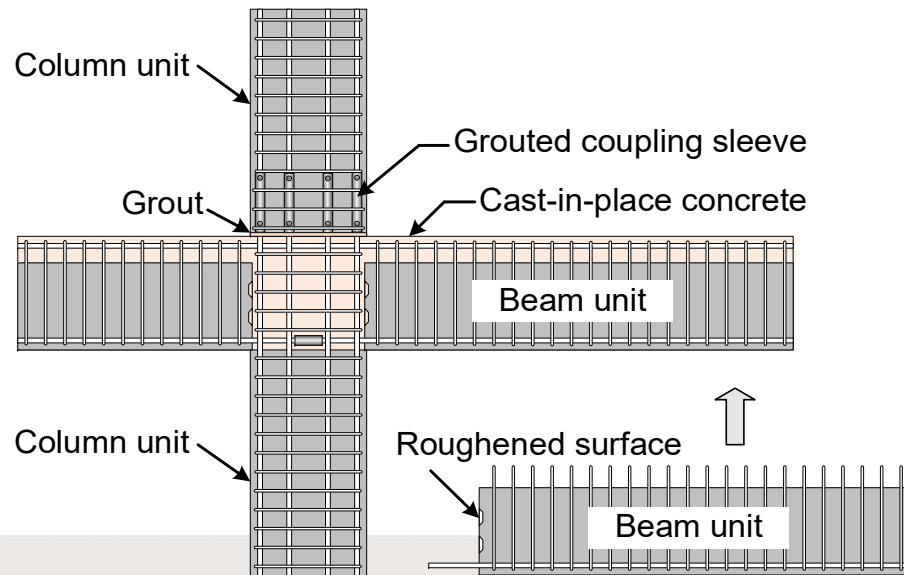
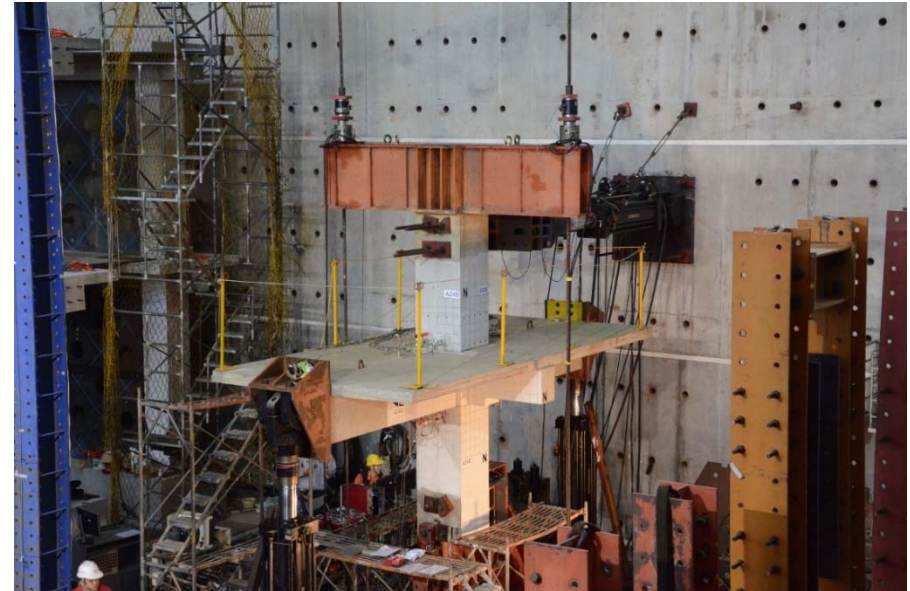
續接組件



續接組件



690 MPa主筋 → 新材料、新工法

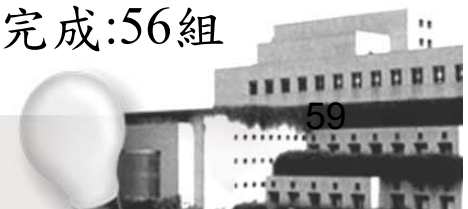


690 MPa等級的測試件一覽表

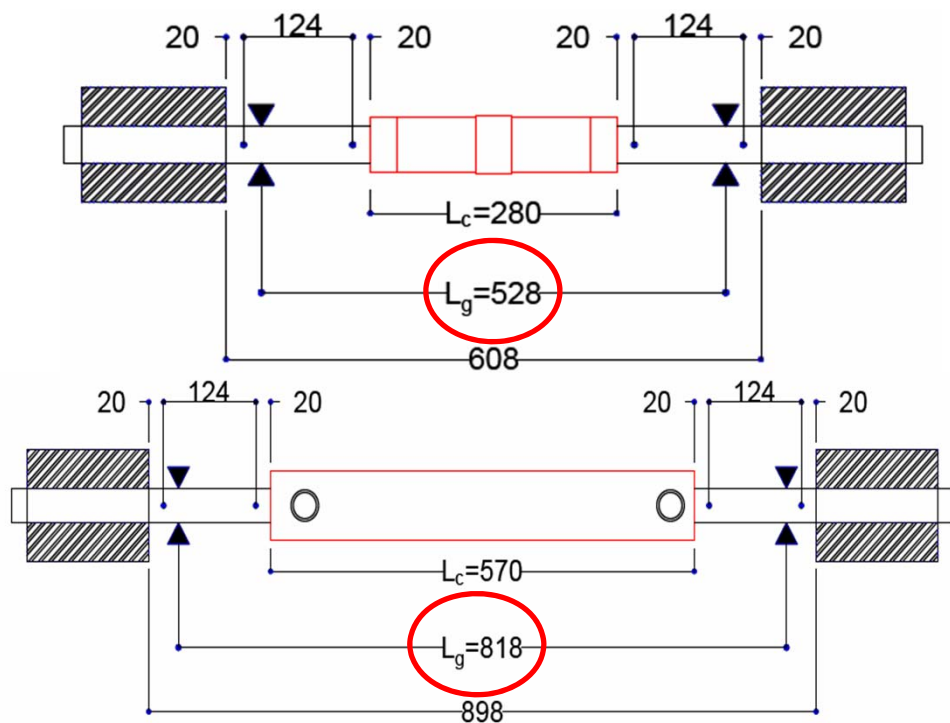
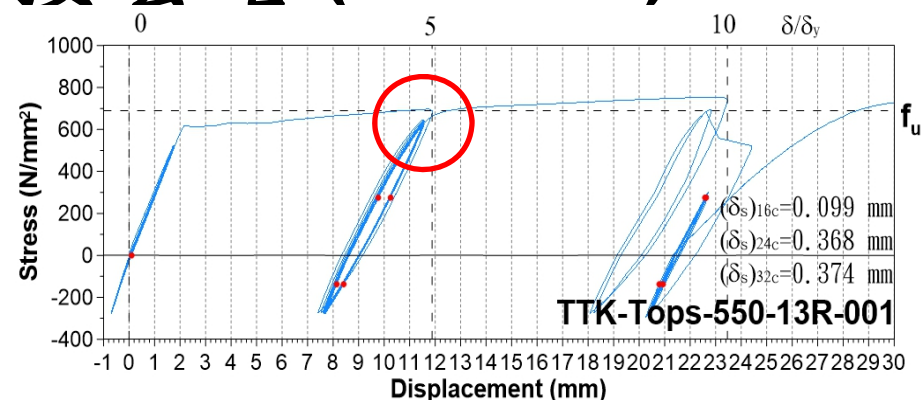
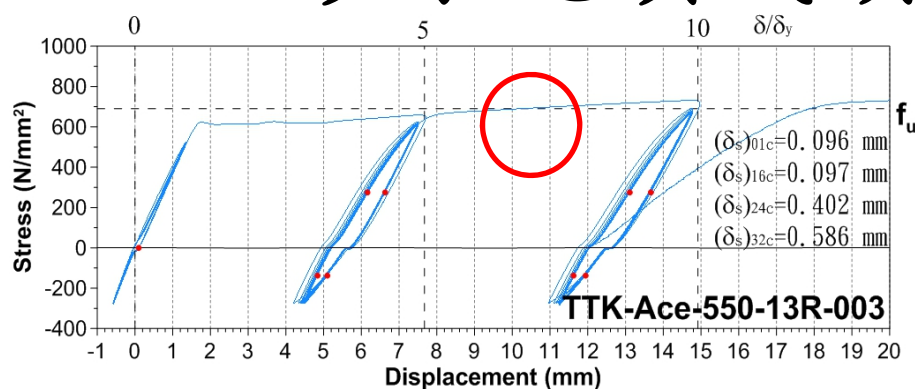
續接器製造商	續接器種類	號數	預定	完成	判定
東京鉄鋼	螺紋節鋼筋續接器 (砂漿填充式)	12R	12	12	SA級
		13R	12	12	
東京鉄鋼	砂漿填充續接套管	13R	12	12	A級
東和鋼鐵	螺紋節鋼筋續接器 (砂漿填充)	10R	3	3	SA級
潤弘精密工程	砂漿填充續接套管 (特別加勁材)	10R	6	6	SA級
潤弘精密工程	砂漿填充續接套管	10R	6	6	B級
潤弘精密工程	螺紋節鋼筋續接器 (砂漿填充)	10R	5	3	SA級

歪

總計:56組 完成:56組

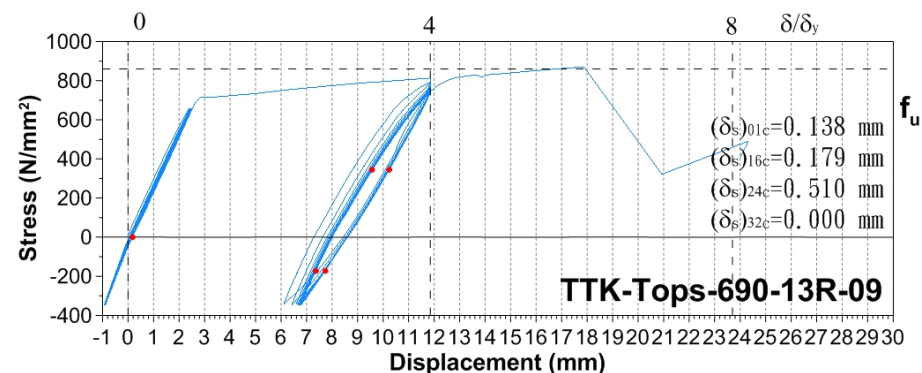
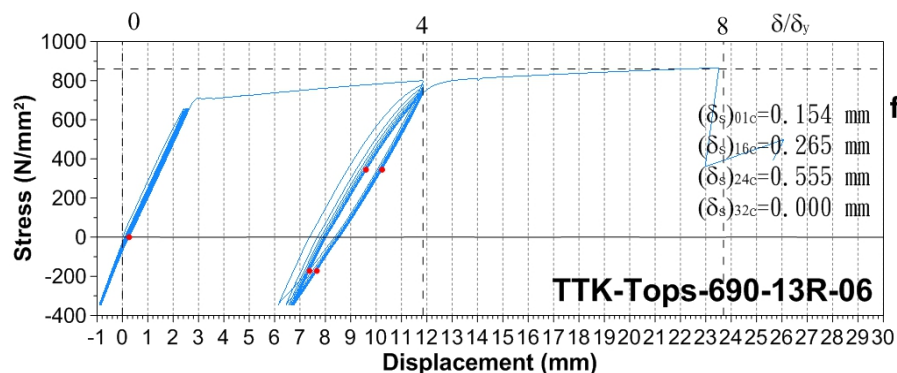


砂漿充填式續接套管(TOPS)



1. 雖然塑性倍率相同，由於塑性倍率為 $\delta_y = \epsilon_y \times L_g$ ，故實際被續接鋼筋的塑性倍率可能還要再乘上1.3倍(818-570= 248 mm，約佔標距的30%)。
2. 因為續接套管本體的勁度遠高於被續接鋼筋，導致右圖在5倍 δ_y 處應力即達 f_u 顯示續接套管的鋼筋應變硬化程度較高。
3. 在10倍 δ_y 處續接套管口的砂漿因鋼筋塑性降伏貫入而破裂，終究導致鋼筋拔出破壞(pullout)而未斷筋

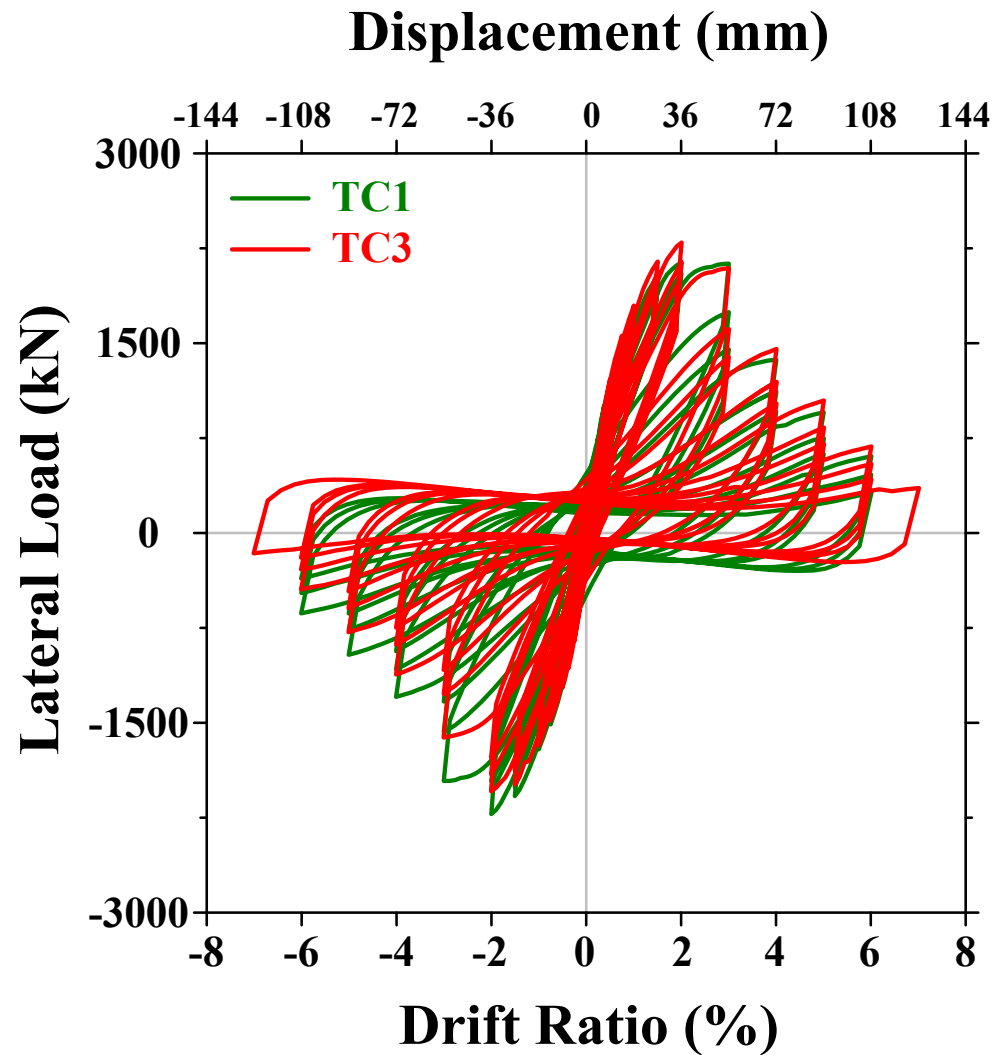
東京鐵鋼-690 MPa砂漿填充 續接套管(TOPS)



試體編號	抗拉強度	滑動量 (δ_s) _{16c} - (δ_s) _{1c}	滑動量 (δ_s) _{24c}	滑動量 (δ_s) _{32c}	伸長率	判定	齡期(月)
	≥ 860 MPa	≤ 0.3 mm	≤ 0.9 mm	≤ 1.8 mm			
TTK-Tops-690-13R-06	864	0.265-0.154=0.111	0.555	N.A.	4	A	1
TTK-Tops-690-13R-09	869	0.179-0.138=0.041	0.510	N.A.	4	A	1
TTK-Tops-690-13R-001	860	0.006-0.038=-0.032	0.497	0.651	5	A	2
TTK-Tops-690-13R-003	883	0.186-0.138=0.048	0.582	N.A.	4	A	2
TTK-Tops-690-13R-004	890	0.238-0.119=0.119	0.400	N.A.	8	A	3
TTK-Tops-690-13R-005	880	0.125-0.123=0.002	0.442	N.A.	5	A	3

多數砂漿充填續接套管試件伸長率僅達4%，齡期影響其抗搭強度，多數未完成第32回滑動量試驗。

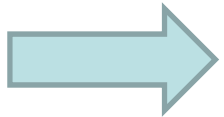
經構件試驗證明耐震性能符合要求



Ou, Y.-C., Alrasyid, H., Haber, Z. B., and Lee, H.-J. (2015), "Cyclic Behavior of Precast High-Strength Reinforced Concrete Columns," *ACI Structural Journal*, Vol. 112, No. 6, pp. 839-850

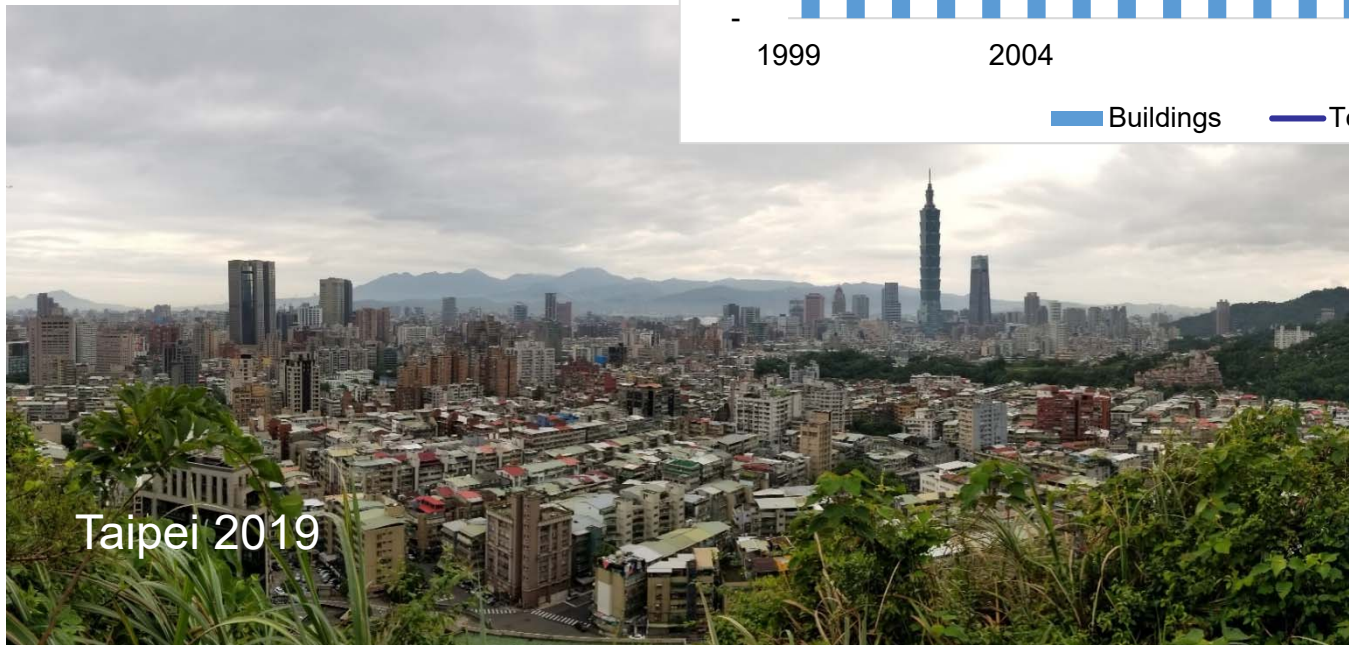
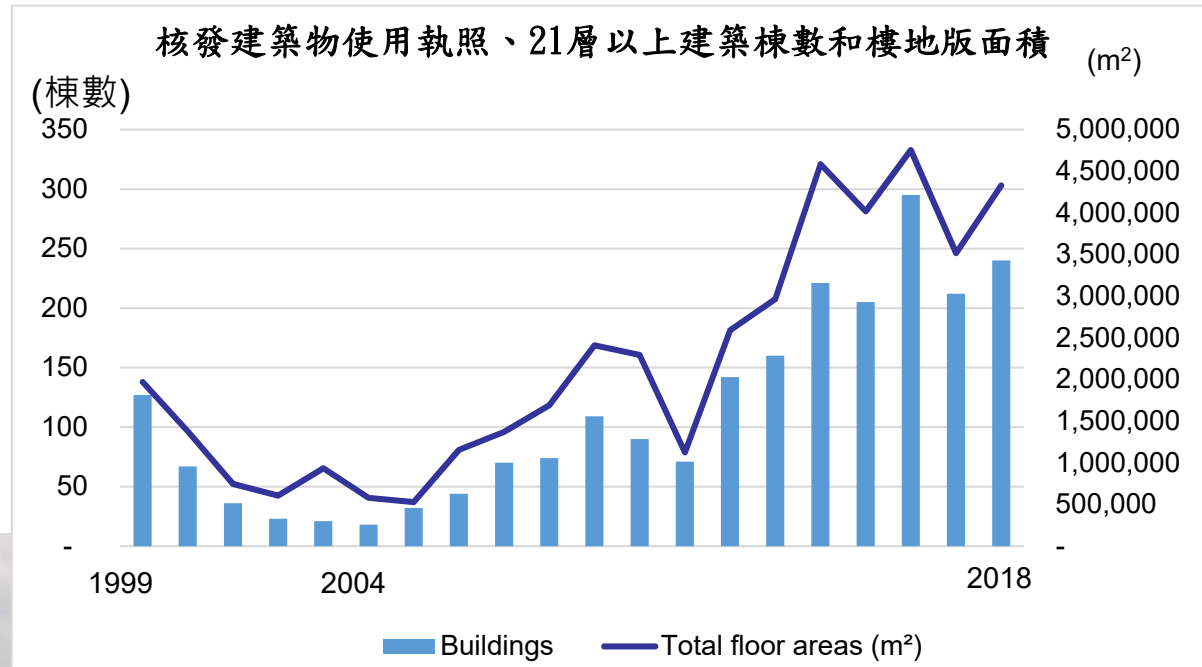
鋼筋機械式續接之簡報大綱

- 現況與背景
- 設計相關規定與解說
- 施工相關規定與解說
- 檢驗相關規定與解說
- 結語與展望



近十年來新建大樓趨向於高樓化

- 土地有限
- 都市更新
- 高樓大廈



- 過去五年來每年超過200棟高樓(21層以上)
- 建築趨向於高樓化，重量和地震力較大，未來可能趨向於高強度RC造

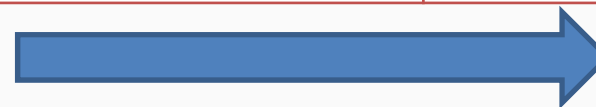
鋼筋組立工法之改良

最經濟

經濟、快速、品質

比較 \ 工法	傳統 現場組立	預組工法	預鑄工法
混凝土 / 模板	現場一體澆置	現場一體澆置	工廠預鑄構件 現場澆置接合部
鋼筋續接	搭接 螺紋式續接	搭接 螺紋式續接	套管式續接 螺紋式續接
人力	多	中	少
工期	慢	中	快

主筋支數要減少易於機械續接

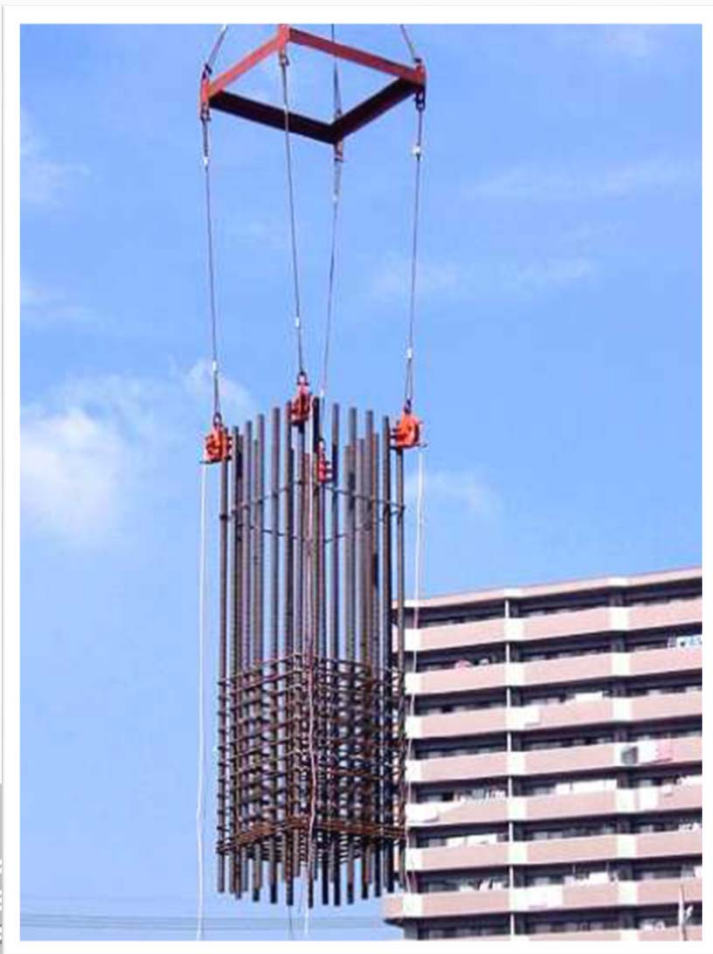


高強度鋼筋！

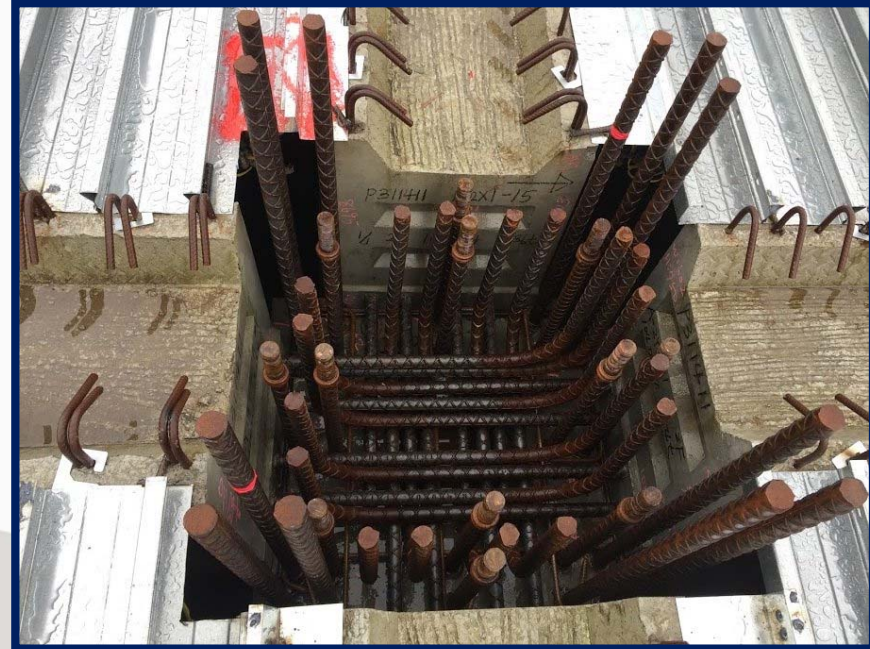
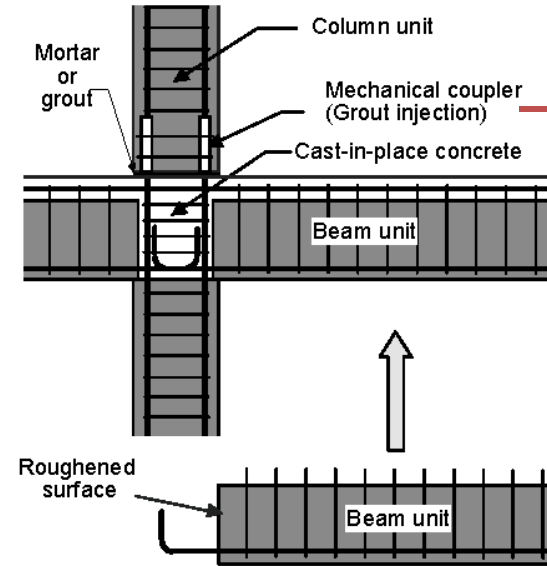
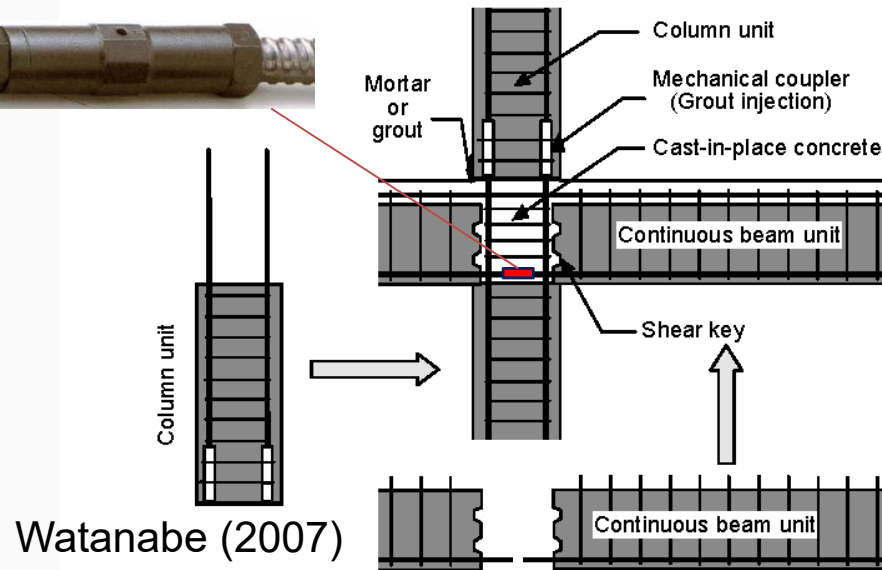


預組工法

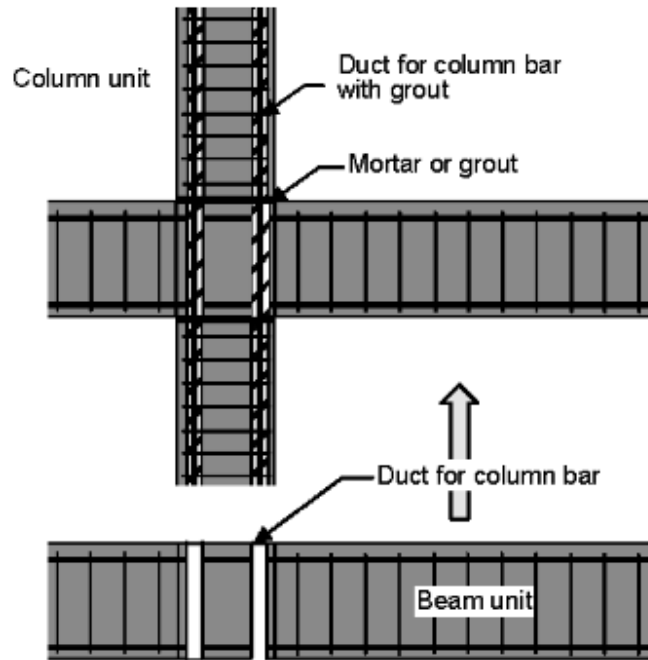
- 預組、吊裝、續接
- 省工、省時



預鑄梁柱場鑄接頭工法



預鑄梁柱接頭建築工法

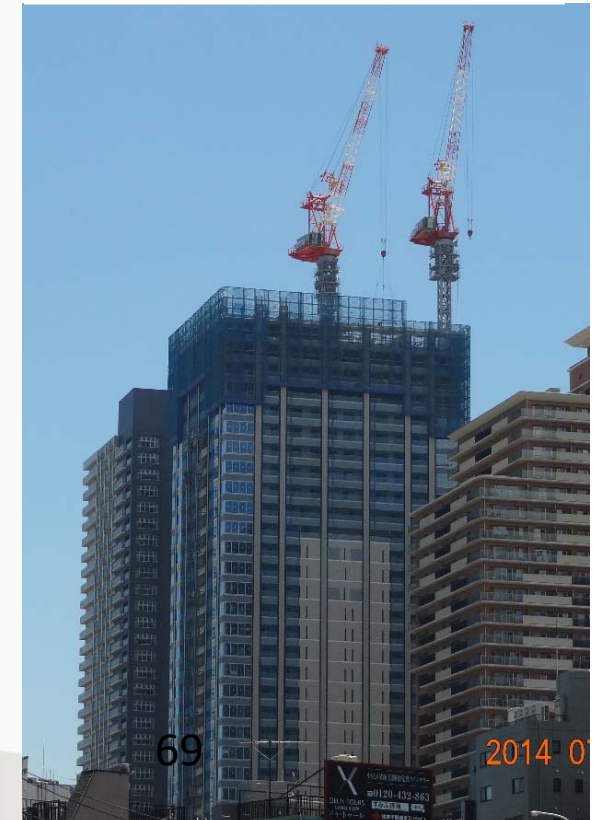
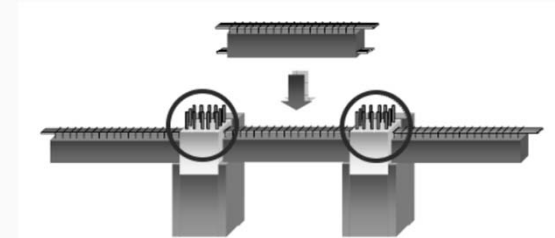


參考日本都市更新經驗

The Tokyo Towers, 2008年完工時為日本最高
(58F, 192m)之New RC住宅

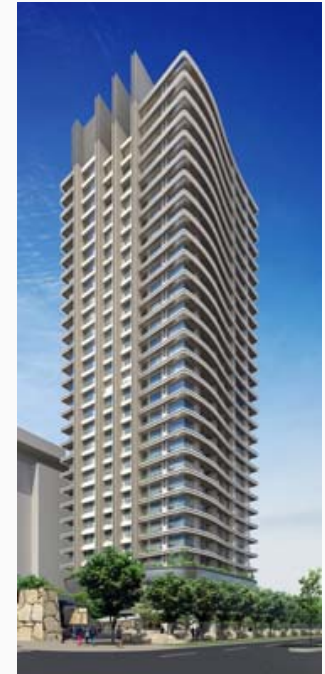


New RC 預鑄工法



展望

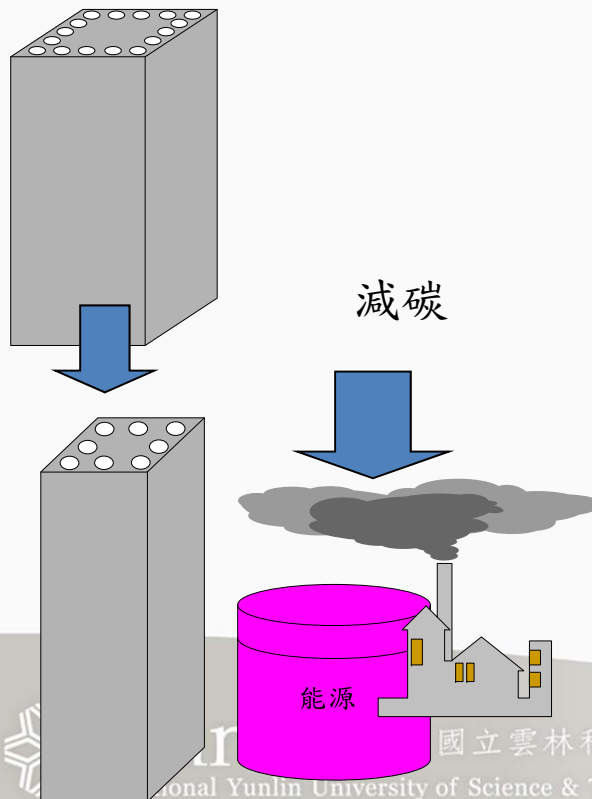
- 高強度鋼筋、混凝土(節能省材)
- 先進預組、預鑄工法(省工、省時)
- 都市更新、合宜住宅



遠揚T-Park (2019)



台中愛買工地 (2018)



國立雲林科技大學
National Yunlin University of Science & Technology



(2014.07 拍攝於東京隅田川)

簡報結束
敬請指教

