

内置灌浆圆钢管桁架预应力混凝土连续梁受力性能 试验研究和理论分析

张博一, 郑文忠, 王雪英
(哈尔滨工业大学 土木工程学院, 黑龙江哈尔滨 150090)

摘要:为探索内置灌浆圆钢管桁架预应力混凝土连续梁的塑性内力重分布规律,进行了 3 根无粘结内置灌浆圆钢管桁架预应力混凝土连续梁的受力性能试验和 6 根模拟梁的非线性数值模拟分析,论述了这类梁设计用和检测评价用的两类承载能力极限状态及试验梁塑性内力重分布情况。试验结果表明,内置灌浆圆钢管桁架预应力混凝土连续梁正截面承载力极限状态应以任一跨出现荷载开始减小,位移急剧增大为标志;这类连续梁塑性内力重分布及弯矩调幅过程集中体现在中支座塑性铰形成的转动过程中;采用条带分层法进行截面的 $M-\phi$ 非线性分析,基于试验结果和数值分析结果,分别建立了使用阶段和两类承载能力极限状态下无粘结预应力筋应力增量的计算公式,获得了两类承载能力极限状态下中支座两侧的塑性铰区长度实测值,并拟合得到相应等效塑性铰区长度的计算公式,建立了两类承载能力极限状态下的以中支座与跨中控制截面综合配筋指标 $\beta_{o,i}$ 、 $\beta_{o,m}$ 为自变量和以中支座控制截面相对塑性转角 θ_p 为自变量的内力重分布系数 Δ 的计算公式。
关键词:灌浆圆钢管桁架;无粘结预应力;混凝土连续梁;静力试验;理论分析;塑性铰;弯矩调幅
中图分类号:TU398.9 TU317.1 **文献标志码:**A

Analysis and experimental research on load-bearing behavior of grouted-round-steel-tube truss-prestressed concrete continuous beam

ZHANG Boyi, ZHENG Wenzhong, WANG Xueying
(School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China)

Abstract: In order to investigate the plastic redistribution of internal forces in encased grouted-round-steel-tube truss-prestressed concrete continuous beams, three encased grouted-round-steel-tube truss-prestressed concrete continuous beams were tested. Six simulated beams were also studied using nonlinear numerical analysis. The two ultimate limit states used for design and evaluation and the plastic redistribution of internal forces in the test beams are discussed in this paper. According to the results, the encased grouted-round-steel-tube truss-prestressed concrete continuous beams reach the limit state of the cross sectional bearing capacity when the loads begin to decrease and the displacement begin to increase rapidly on any span. The plastic redistribution of internal forces and moment modulation process mostly take place during the plastic hinge rotation at the middle support. Base on the results of the nonlinear $M-\phi$ analysis of cross section using strip layer method, the experimental results and the numerical analysis results, the formulae for calculating the stress increment in non-bonded tendons under the service stage and the two ultimate limit states are established. The plastic hinge lengths on both sides of the middle support under the two ultimate limit states are measured, which are used to obtain the formula for estimating the equivalent plastic hinge length by regression analysis. In addition, the formulae for computing the internal force redistribution coefficients Δ under the two ultimate limit states are proposed. For the formula corresponding to the ultimate limit state for design, the independent variables are the reinforcement indices $\beta_{o,i}$ and $\beta_{o,m}$ at the cross section at the middle support and the controlling cross section at the mid-span respectively. For the formula corresponding to the ultimate limit state for evaluation, the independent variable is the relative plastic rotation θ_p of the controlling cross-section at the middle support.

Keywords: grouted-round-steel-tube-truss; unbonded prestressed; concrete continuous beam; static test; theoretical analysis; plastic hinge; moment modulation

基金项目:国家科技支撑计划子课题(2006BAJ03A10-07),教育部长江学者奖励计划项目(2009-37),教育部新世纪优秀人才支持计划项目(教课司[2005]290号)。

作者简介:张博一(1979—),男,黑龙江哈尔滨人,工学博士,讲师。E-mail:boyi79@163.com
收稿日期:2010年9月

0 引言

内置灌浆圆钢管桁架预应力混凝土梁是将圆钢管焊接成钢桁架,以钢桁架弦杆代替纵筋,腹杆代替箍筋,合理布置并张拉预应力筋后浇筑混凝土而形成的预应力混凝土梁,这类梁通过钢管桁架实现挂模施工,既可用于常规新建工程,也可用于既有房屋的套建增层改造^[1-2]。文献[3-5]对于这类梁的正截面承载力、刚度、裂缝宽度计算方法等问题开展了相关研究。

一般房屋框架梁和楼盖中的连续次梁设计允许考虑弯矩塑性内力重分布。普通钢筋混凝土连续次梁和连续板考虑弯矩调幅影响的内力计算系数有表可查^[6-7],对于内置型钢混凝土连续梁的塑性性能国内也有学者进行过相关研究,但研究对象大多为内置H型钢或内置钢箱等实腹式型钢混凝土梁^[8],对于内置圆钢管桁架预应力混凝土连续梁的弯矩塑性内力重分布研究尚未见报道。为此本文进行了3根内置灌浆圆钢管桁架预应力混凝土连续梁的受力性能试验和6根模拟梁的非线性有限元分析,探索内置灌浆圆钢管桁架预应力混凝土连续梁受力性能与塑性设计方法。

1 试验概况

1.1 试件设计

共设计3根两跨内置灌浆圆钢管桁架预应力混凝土连续梁,梁截面尺寸为 $b \times h = 300\text{mm} \times 400\text{mm}$,弦杆钢管混凝土保护层厚度为25mm,单跨梁计算跨度3000mm,连续梁长度6160mm。为保证梁受剪破坏不先于受弯破坏发生,试验梁配置了足量的箍筋。

预应力筋采用抗拉强度标准值 $f_{ptk} = 1860\text{N/mm}^2$ 的U Φ 15无粘结钢绞线,预应力筋张拉控制应力为 $\sigma_{con} = 0.75f_{ptk}$ 。内置圆钢管桁架的尺寸、试验梁参数分别如表1和表2所示,试验梁内置钢桁架构造和预应力筋布置分别如图1和图2所示。

表1 试验梁内置圆钢管桁架尺寸
Table 1 Size of round-steel-tube trusses encased in test beams

试验梁	$d \times t / \text{mm}$				节间距/ mm	桁架高度/ mm
	上弦	下弦	竖腹杆	斜腹杆		
CB-1	38 × 3	38 × 3	28 × 4	32 × 3	300	350
CB-2	38 × 3	51 × 5	28 × 4	32 × 3	300	350
CB-3	38 × 3	54 × 6	28 × 4	32 × 3	300	350

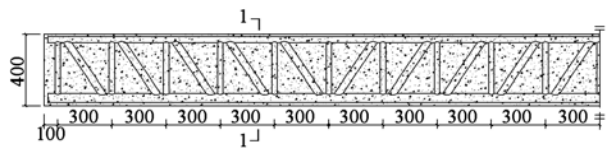
注: d, t 分别表示圆钢管的外径和壁厚。

表2 试验梁基本参数

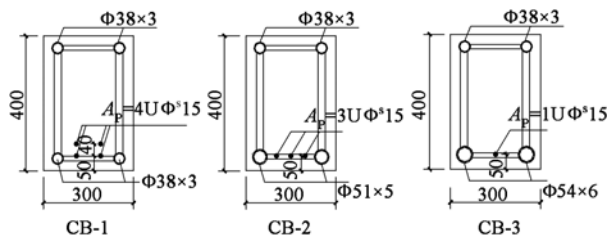
Table 2 Parameters of test beams

试验梁	截面面积		预应力筋 A_p / mm^2	箍筋配置	$\beta_{0,i}$	$\beta_{0,m}$
	A_{ss} / mm^2	上弦 下弦				
CB-1	660	660	556	$\Phi 12 @ 100$	0.22	0.22
CB-2	660	1446	417	$\Phi 12 @ 100$	0.18	0.26
CB-3	660	1810	139	$\Phi 12 @ 250$	0.09	0.15

注:以连续梁中支座和跨中控制截面的综合配筋指标作为主要参数,其中: $\beta_{0,i}$ 为中支座控制截面综合配筋指标, $\beta_{0,i} = (f_y A_{ss} + \sigma_{pe} A_p) / (f_c b h_p)$, h_p 为预应力筋合力点,到混凝土受压边缘距离; $\beta_{0,m}$ 为跨中控制截面综合配筋指标,其计算公式与中支座相应指标相同,其中下角标“m”表示跨中控制截面。



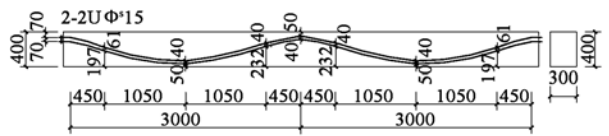
(a) 内置钢桁架构造



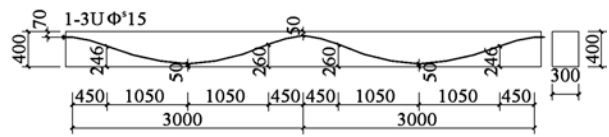
(b) 1-1剖面图

图1 试验梁构造

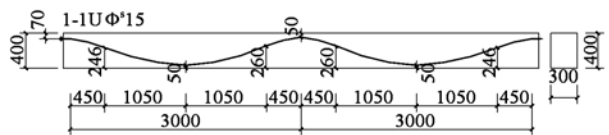
Fig. 1 Detail of test beams



(a) CB-1



(b) CB-2



(c) CB-3

图2 试验梁预应力筋线型

Fig. 2 Tendon profiles of test beams

1.2 材料力学性能

试验梁混凝土立方体抗压强度实测值 $f_{cu,m} = 45.4\text{N/mm}^2$,弹性模量 $E_c = 3.15 \times 10^4\text{N/mm}^2$ 。桁架

圆钢管为 Q345 级热轧无缝钢管,箍筋采用 HRB335 级钢筋,钢管和钢筋的力学性能指标如表 3 所示。

表 3 钢筋及钢管物理力学指标

Table 3 Mechanical properties of reinforcing bars and steel tube

钢材规格	f_y /MPa	f_u /MPa	ε_y	E_s /MPa
钢筋 $\Phi 12$	356.2	488.5	1875×10^{-6}	1.9×10^5
32 × 3	268.0	450.5	1276×10^{-6}	2.1×10^5
38 × 3	267.5	450.0	1338×10^{-6}	2.0×10^5
钢管 28 × 4	317.5	475.0	1276×10^{-6}	2.1×10^5
51 × 5	327.5	495.0	1638×10^{-6}	2.0×10^5
54 × 6	302.5	502.5	1513×10^{-6}	2.0×10^5

注: f_y 为屈服强度; f_u 为抗拉强度; E_s 为弹性模量。

内置圆钢管桁架弦杆内的灌浆材料由 P. O 42.5 普通硅酸盐水泥、UEA 膨胀剂和 FDN 高效减水剂构成,灌浆材料的配合比如表 4 所示。经计算,试件内灌浆材料的轴心抗压强度平均值 $f_{c,m} = 28.1 \text{ N/mm}^2$, 弹性模量 $E_c = 1.8 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 。

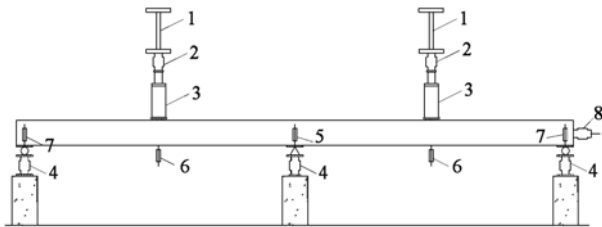
表 4 灌浆材料的配合比

Table 4 Mix of grouting material

水灰比	膨胀剂 UEA(占水泥重量)	减水剂 FDN(占水泥重量)
0.4	7%	0.7%

1.3 试验装置

试验装置如图 3 所示。试验梁中支座为固定铰支座,两边支座为滚动铰支座,采用 250t 液压千斤顶分别在试验梁两跨中点单点对称施加集中荷载。



1. 型钢反力梁; 2. 力传感器; 3. 液压千斤顶; 4. 支座力传感器;
5. 中支座位移计; 6. 跨中位移计; 7. 边支座位移计;
8. 梁端力传感器

(a) 试验梁加载示意图



(b) 试验现场

图 3 试验装置示意图

Fig. 3 Test set-up

1.4 测点布置

试验梁跨中挠度通过布置于支座和跨中的位移计测得。在中支座两侧 1.5 倍梁高范围内的内置钢管桁架的弦杆钢管水平中心粘贴了规格为 $1 \text{ mm} \times 2 \text{ mm}$ 、净距为 25 mm 的电阻应变片,以考察塑性铰区的长度,如图 4 所示。为考察试验梁在加载过程中支座和跨中控制截面的应变变化,在试验梁侧表面还布置了如图 5 所示的应变片。

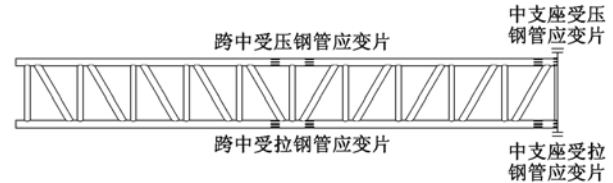
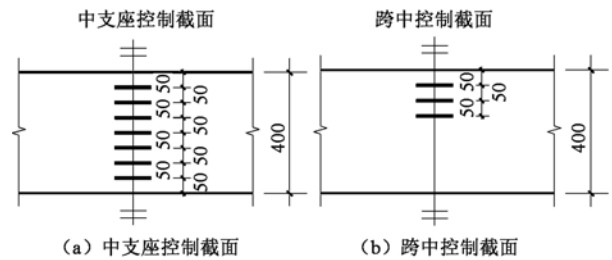


图 4 钢桁架应变片布置示意图

Fig. 4 Distribution of strain gauge on steel trusses



(a) 中支座控制截面 (b) 跨中控制截面

图 5 试验梁混凝土应变片布置示意图

Fig. 5 Distribution of strain gauge on concrete

1.5 加载制度

为了确定分级加载机制,先预估试验梁开裂弯矩、屈服弯矩和极限弯矩,预估方法见文献[3]。加载达到试验梁中支座开裂荷载预估值的 90% 后,每级荷载增量为 5 kN ,当试验梁支座及跨中均开裂后,按每级荷载增量为 10 kN 加载。加载达到试验梁中支座控制截面内置钢管桁架屈服荷载预估值的 80% 后,每级荷载增量为 5 kN 。加载到试验梁中支座控制截面极限荷载预估值的 90% 后,每级荷载增量仍为 5 kN 。

2 试验现象

2.1 试验梁破坏特征

通过 3 根内置灌浆圆钢管桁架混凝土连续梁从开始加载到破坏全过程受力性能试验,观察到破坏特点如下:

(1) 内置灌浆圆钢管桁架混凝土连续梁中支座塑性铰应以中支座控制截面受拉弦杆钢管达到屈服作为塑性铰形成的标志,此时对应的曲率为截面屈服曲率。试验表明,在中支座负弯矩区内置钢桁架的受拉弦杆屈服后,继续加载至支座控制截面压区

边缘混凝土达到预估极限压应变值 $\varepsilon_{cu} = 0.003$ 后仍可继续加载,原因有两方面:其一,支座下边缘混凝土承受平面内和平面外两个方向的压力,使其极限压应变增大;其二,即使支座控制截面达到极限压应变的混凝土退出工作,支座所承担的弯矩不再增大,但跨中控制截面所承担的弯矩在不断增大,即总静力弯矩增大。

(2) 内置灌浆圆钢管桁架预应力混凝土连续梁正截面承载力极限状态应以任一跨出现荷载开始减小、位移急剧增大为承载力极限状态的标志。

(3) 试验结果表明,由于桁架弦杆直径相对普通钢筋较大,试验梁的平均裂缝间距相对较大;由于在一定弯矩作用下,内置钢桁架承担一部分弯矩,混凝土梁部分所承担弯矩相对较小,故在使用荷载作用下裂缝延伸高度相对较低;桁架腹杆的存在,有效地延缓了混凝土相对于钢管的粘结滑移。

图 6~8 分别为 3 根试验梁各跨跨中以及中支座控制截面裂缝开展与破坏情况。

2.2 试验梁的破坏标志

设计中一般以中支座控制截面受压边缘混凝土达到极限压应变为破坏标志 I (称为设计承载能力极限状态)。对于试验,内置圆钢管桁架预应力混凝土连续梁以任一跨出现变形增大而荷载开始减小的现象作为破坏标志 II (称为真实承载能力极限状态)。文献[9]指出,对于配实腹钢的钢骨混凝土梁,加载后期型钢与混凝土接触面产生明显的滑移,影响型钢与混凝土塑性性能的发挥,与完全共同工作相比,其承载力有所降低,故本次试验取混凝土的极限压应变 $\varepsilon_{cu} = 0.003$ 。

3 试验结果与分析

3.1 开裂弯矩与极限弯矩

根据试验梁在开裂和达到破坏标志时千斤顶所施加的荷载以及边支座反力实测值,可得到试验梁中支座控制截面与跨中控制截面的开裂弯矩实测值

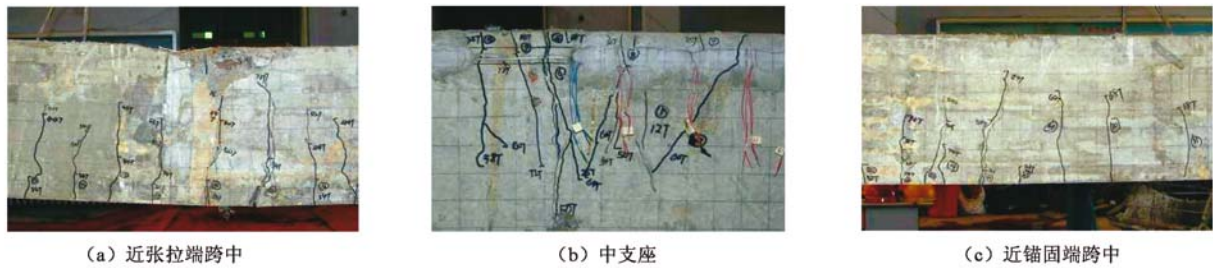


图 6 CB-1 裂缝开展与破坏状态

Fig. 6 Crack development and failure pattern of CB-1

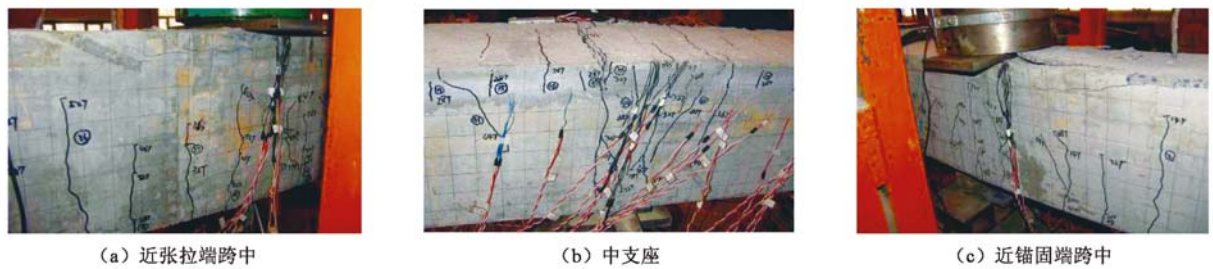


图 7 CB-2 裂缝开展与破坏状态

Fig. 7 Crack development and failure pattern of CB-2

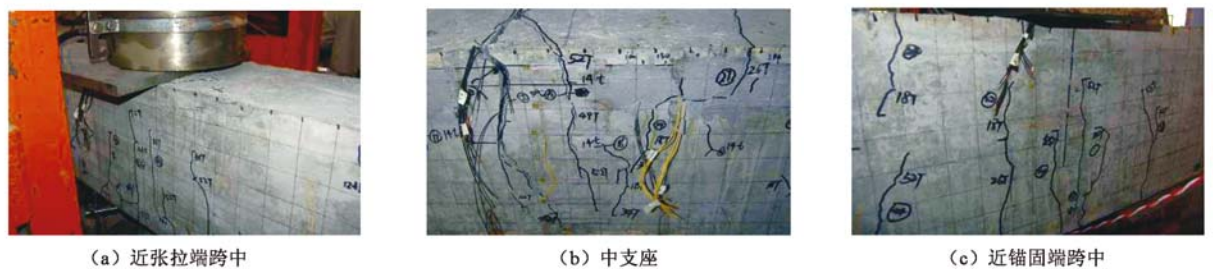


图 8 梁 CB-3 裂缝开展与破坏状态

Fig. 8 Crack development and failure pattern of CB-3

M_{cr} 和分别对应于两个破坏标志的控制截面弯矩实测值 $M_{u,I}^a$, $M_{u,II}^a$, 如表 5 所示。

3.2 梁跨中控制截面钢管应变实测结果

通过贴在内置圆钢管桁架跨中上、下弦杆的应变片,可实测得到连续梁各跨中钢管水平中心的荷载-应变关系曲线,如图 9 所示。

从图 9 可以看出,当试验梁达到极限荷载状态时,内置钢管桁架跨中控制截面受拉弦杆钢管水平中心均已屈服,而此时受压弦杆钢管水平中心并未屈服。

3.3 控制截面应变分布

试验梁跨中控制截面应变沿梁截面高度 y 的分布如图 10 所示,其中方框内的数表示各级荷载下载

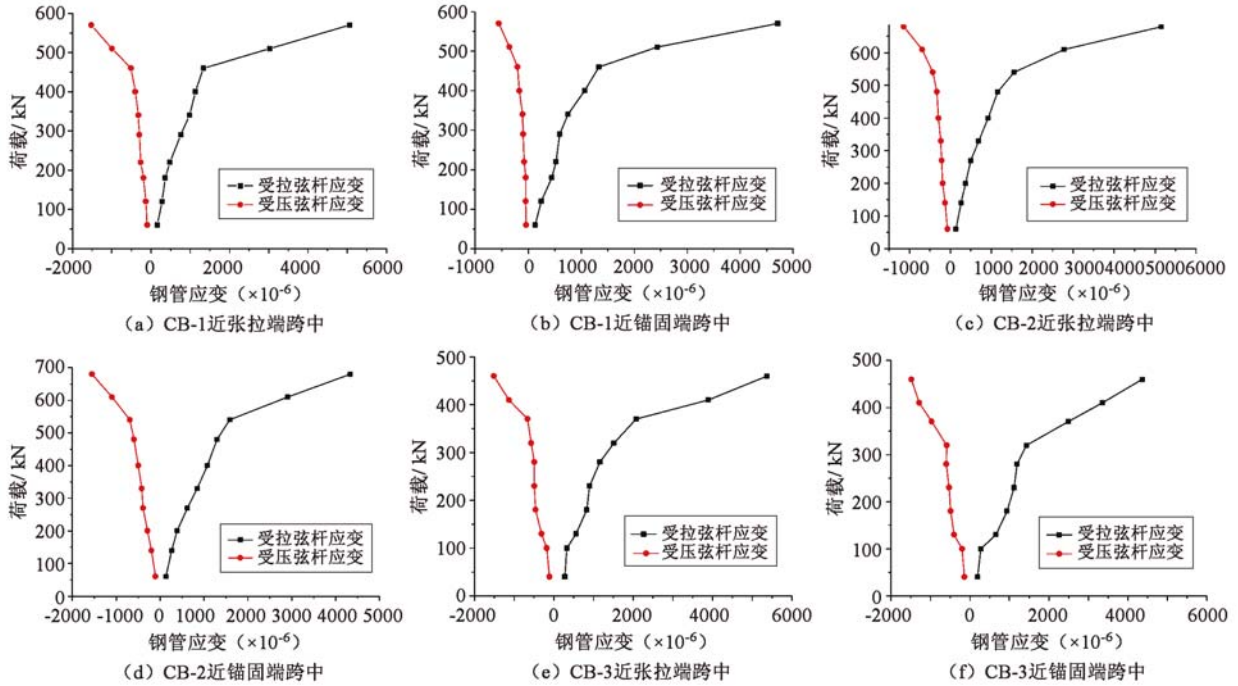


图 9 试验梁跨中各弦杆钢管水平中心荷载-应变关系曲线

Fig. 9 Curves of load-strain of steel tube at midspan

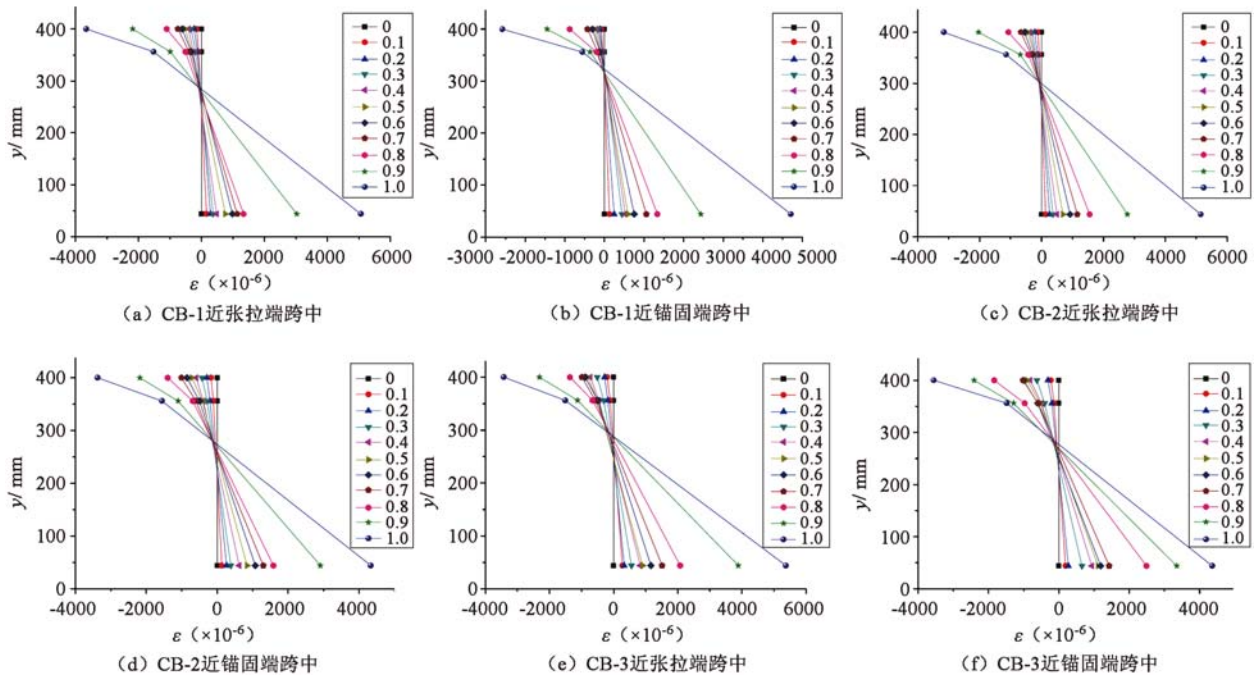


图 10 试验梁应变沿截面分布

Fig. 10 Distribution of strain along section of test beams

表 5 开裂弯矩和极限弯矩实测值

Table 5 Test result of cracking moment and ultimate moment

试验梁	控制截面	$M_{cr}^I / \text{kN} \cdot \text{m}$	$M_{u,I}^I / \text{kN} \cdot \text{m}$	$M_{u,II}^I / \text{kN} \cdot \text{m}$
CB-1	中支座	179.18	265.87	269.57
	跨中	168.14	265.49	294.14
CB-2	中支座	156.62	253.26	261.85
	跨中	140.06	328.37	379.77
CB-3	中支座	72.02	141.76	147.44
	跨中	65.18	236.63	272.89

面弯矩 M 与极限弯矩 M_u 的比值。

由图 10 可知,试验梁从开始加载到破坏过程中,控制截面上的应变沿梁高度基本呈线性分布,可以认为该类梁符合平截面假定。

3.4 荷载-跨中挠度曲线

实梁跨中集中荷载-跨中挠度曲线如图 11 所示。试验梁中支座及跨中截面开裂、中支座及跨中受拉钢管水平中心屈服、中支座压区边缘混凝土达到极限压应变预估值的特征点的均示于图中。

由图 11 可知,内置圆钢管桁架预应力混凝土连续梁截面开裂及中支座和跨中受拉钢管水平中心屈服对荷载-挠度曲线走向的影响均不大,在跨中受拉钢管屈服前,试验梁荷载-挠度曲线基本上呈线性关系。内置圆钢管桁架预应力混凝土连续梁即使荷载下降,变形发展较大,梁承载力仍保持相当的水平。

3.5 荷载-无粘结预应力筋应力增量关系曲线

3 根试验梁荷载-无粘结预应力筋应力增量关系曲线如图 12 所示。

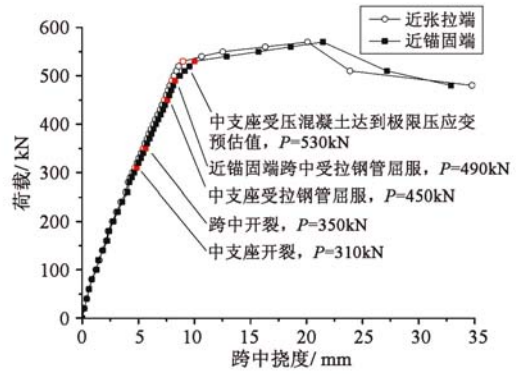
由图 12 可知,梁开裂前预应力筋应力几乎没有增加,从试验梁中支座控制截面混凝土开裂至中支座控制截面受压边缘混凝土达到极限压应变,无粘结预应力筋应力基本随荷载增大,呈线性增长,在中支座控制截面混凝土达到极限压应变后,无粘结预应力筋应力呈现为急剧的线性增长。

表 6 列出了 3 根试验梁受拉弦杆钢管水平中心达到屈服状态,以及试验梁分别达到设计承载能力极限状态和真实承载能力极限状态下的无粘结预应力筋应力增量的实测值 $\Delta\sigma_{py}^I$ 、 $\Delta\sigma_{pu,I}^I$ 、 $\Delta\sigma_{pu,II}^I$ 。

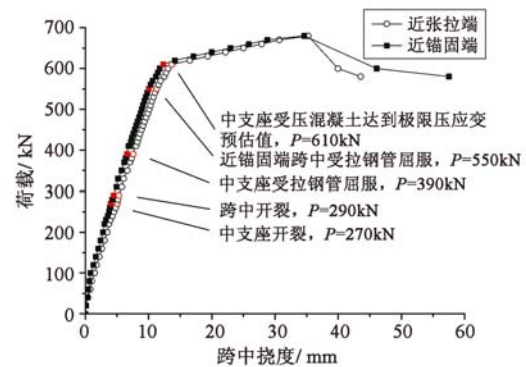
表 6 试验梁各标志状态下无粘结预应力筋应力增量实测值

Table 6 Stress increment of unbonded tendon at the critical stage for test beams

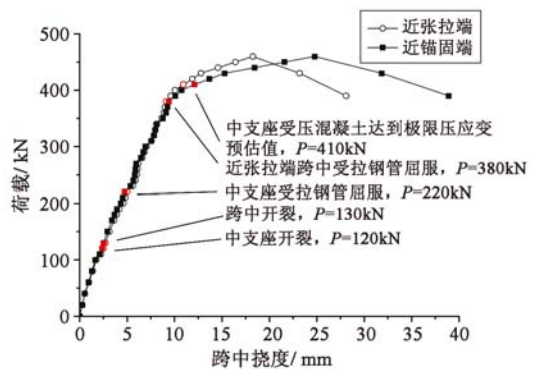
试验梁	$\Delta\sigma_{py}^I / \text{MPa}$	$\Delta\sigma_{pu,I}^I / \text{MPa}$	$\Delta\sigma_{pu,II}^I / \text{MPa}$
CB-1	36.33	181.12	321.57
CB-2	38.78	144.24	307.86
CB-3	41.67	192.97	503.63



(a) CB-1



(b) CB-2



(c) CB-3

图 11 试验梁荷载-跨中挠度曲线

Fig. 11 Curves of load-deflection at midspan of each test beam

当试验梁受拉弦杆钢管水平中心达到屈服状态时,以试验梁中支座控制截面综合配筋指标 $\beta_{0,i}$ 为横坐标,以试验梁中支座控制截面无粘结预应力筋应力增量实测值 $\Delta\sigma_{py}^I$ 为纵坐标,得到 $\beta_{0,i}$ 、 $\Delta\sigma_{py}^I$ 的试验点分布,如图 13 所示。

拟合得到梁受拉弦杆钢管水平中心达到屈服状态下无粘结预应力筋应力增量的计算式为:

$$\Delta\sigma_{py}^I = 45.5 - 40.3\beta_{0,i} \quad (1)$$

3.6 试验梁内力重分布

试验表明,3 根两跨内置圆钢管桁架预应力混凝土

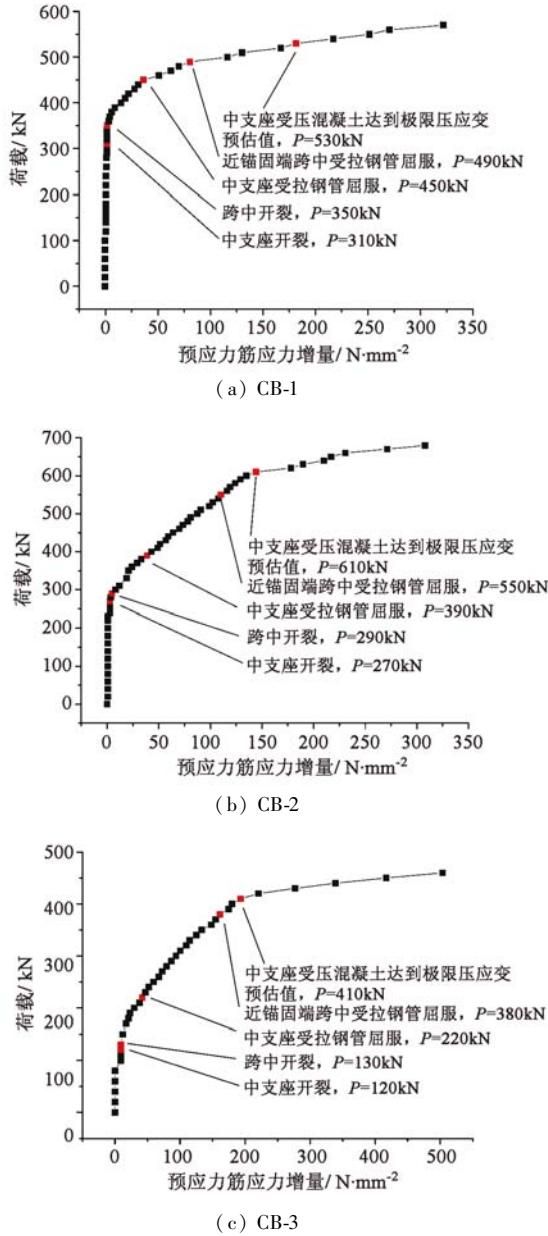


图 12 试验梁荷载-无粘结预应力筋应力增量关系
Fig. 12 Relationship of external load and stress increment of unbonded tendon

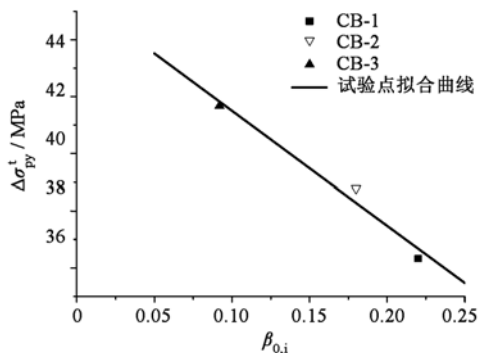


图 13 $\Delta\sigma'_{py}$ 与 $\beta_{0,i}$ 试验点分布及关系曲线
Fig. 13 Distribution of data point and curve of $\Delta\sigma'_{py}$ and $\beta_{0,i}$

土连续梁加载后按预期的顺序中支座先形成塑性铰,跨中后形成塑性铰,最后形成机动体系而破坏。试验梁加载全过程的支座反力实测值与弹性计算值的对比如图 14 所示,中支座控制截面、跨中控制截面弯矩实测值与弹性计算值的对比如图 15 所示。

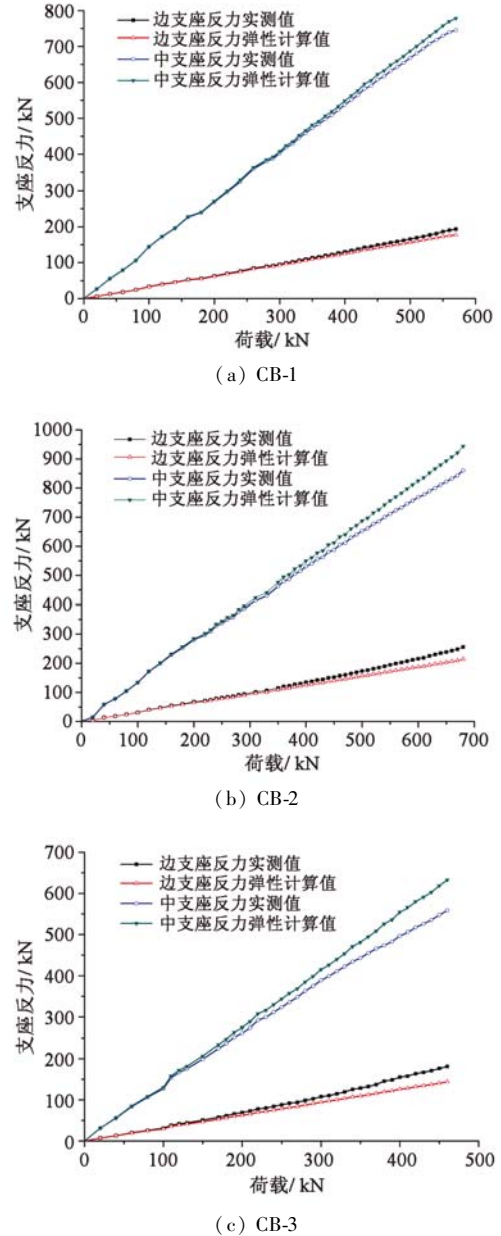


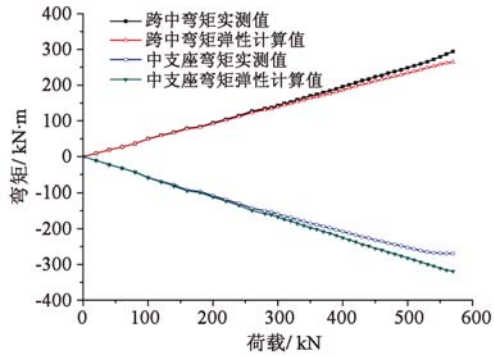
图 14 试验梁支座反力实测值与弹性计算值的对比
Fig. 14 Comparison between test results of support reaction and results from elastic calculation for test beams

4 内置圆钢管桁架预应力混凝土连续梁塑性设计

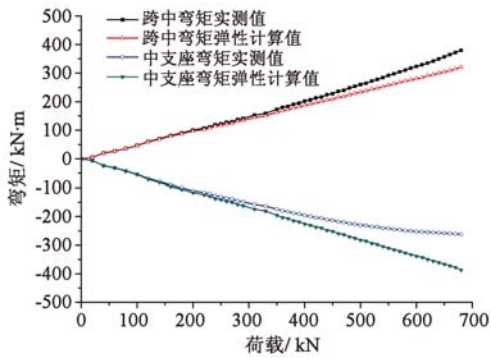
4.1 模拟梁非线性分析

4.1.1 模拟梁设计

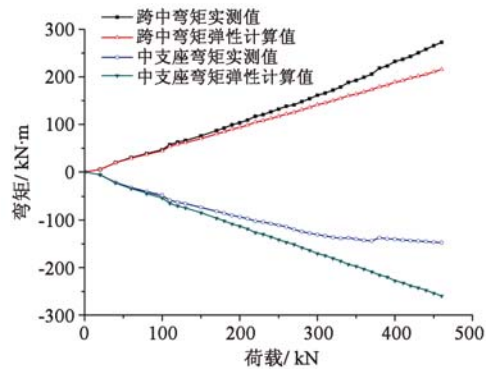
用 Matlab 程序对内置灌浆圆钢管桁架预应力混



(a) CB-1



(b) CB-2



(c) CB-3

图 15 试验梁跨中及中支座控制截面弯矩实测值与弹性计算值的对比

Fig. 15 Comparison between test results of moments at midspan and intermediate support and results from elastic calculation for test beams

混凝土模拟梁塑性性能进行非线性参数分析,考察中支座控制截面综合配筋指标 $\beta_{0,i}$ 与跨中控制截面 $\beta_{0,m}$ 的影响。两跨模拟梁截面尺寸 $b \times h = 300\text{mm} \times 400\text{mm}$,混凝土强度等级为C40,混凝土保护层厚度均为25mm,单跨计算跨度为3000mm。模拟梁材料力学指标同1.2节。无粘结预应力筋采用抗拉强度标准值为 $f_{ptk} = 1860\text{N/mm}^2$ 的U Φ 15无粘结钢绞线,设计张拉控制应力为 $\sigma_{con} = 0.75f_{ptk}$,设计有效预应力为 $\sigma_{pe} = 1100\text{N/mm}^2$,按二次抛物线布筋形式布置

在梁内。模拟梁内置钢桁架规格以及梁的基本设计参数见表7和表8。

表 7 模拟梁内置钢桁架规格参数

Table 7 Size of encased round-steel-tube trusses of stimulation beams

模拟梁	$d \times t / \text{mm}$				节间距/ mm
	上弦	下弦	竖腹杆	斜腹杆	
SCB-1	38 × 3	38 × 3	28 × 4	32 × 3	300
SCB-2	38 × 3	38 × 3	28 × 4	32 × 3	300
SCB-3	38 × 3	51 × 5	28 × 4	32 × 3	300
SCB-4	38 × 3	51 × 5	28 × 4	32 × 3	300
SCB-5	38 × 3	54 × 6	28 × 4	32 × 3	300
SCB-6	38 × 3	54 × 6	28 × 4	32 × 3	300

表 8 模拟梁基本参数

Table 8 Parameters of stimulation beams

模拟梁	截面面积		预应力筋 A_p / mm^2	箍筋配置	$\beta_{0,i}$	$\beta_{0,m}$
	上弦	下弦				
SCB-1	660	660	417	$\Phi 12@100$	0.18	0.18
SCB-2	660	660	139	$\Phi 12@250$	0.09	0.09
SCB-3	660	1446	556	$\Phi 12@100$	0.22	0.31
SCB-4	660	1446	139	$\Phi 12@250$	0.09	0.17
SCB-5	660	1810	556	$\Phi 12@100$	0.22	0.33
SCB-6	660	1810	417	$\Phi 12@100$	0.18	0.28

4.1.2 分析方法

采用条带分层法进行截面的 $M-\varphi$ 非线性分析,将组合梁截面混凝土及钢管均分成有限条带,并假定每一条带单元上的应力均匀分布,采用单元形心处的应力和应变作为整个单元的应力应变,混凝土、钢管以及预应力筋均以拉应力为正,压应力为负。如图16所示。求解弯矩和曲率的对应关系时,先假定曲率为已知,然后迭代求解相应能力,具体求解步骤如下:

- (1) 定义曲率 $\varphi = \varphi_0 + \Delta\varphi$;
- (2) 假定梁截面形心初始应变 ε_0 ;
- (3) 求各混凝土条带及钢管的应变;
- (4) 按混凝土及钢管的本构关系求与应变相对应的应力值;
- (5) 验证轴力是否满足平衡条件;
- (6) 若不满足平衡条件则需调整截面形心应变 ε_0 ,重复步骤(3)~(5);
- (7) 满足平衡条件后,对截面形心取矩求内力弯矩,得出 φ 所对应的弯矩 M ;
- (8) 循环步骤(1)~(7),直至得出完整的 $M-\varphi$ 关系曲线。

在得到 $M-\varphi$ 关系曲线后,采用共轭梁法进行进

一步分析。由于试验梁的无粘结预应力筋为曲线布筋,因此各截面 $M-\varphi$ 关系均不相同,故将试验梁沿长度方向分为 $2m$ 个微段,每跨 m 个微段,见图 17。

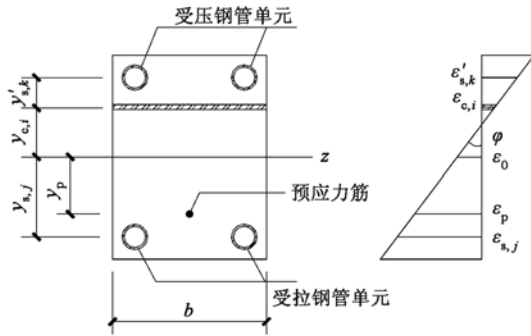


图 16 截面单元划分及截面应变分布

Fig. 16 Strip division and stain distribution along section

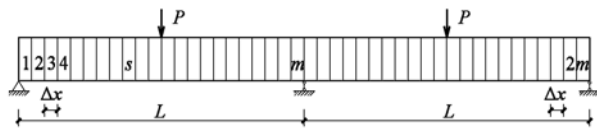


图 17 梁的微段划分

Fig. 17 Micro-segment division of beam

本文模拟的两跨连续梁为一次超静定结构,求解挠度的基本思路为:将中支座的约束合理解除,得到带有一个支座反力的静定结构,分别计算该静定结构在外荷载和中支座反力作用下的弯矩分布,再根据预先存储的 $M-\varphi$ 关系曲线,应用共轭梁法,计算梁任意截面处的挠度 f_i 、转角 θ_i 和中支座位移 f_{R1} ,然后采用迭代方法调整中支座反力 R_1 ,使支座处位移满足变形协调条件。

4.2 无粘结预应力筋应力增量计算公式

对于 3 根试验梁和 6 根模拟梁,当梁分别达到以中支座控制截面受压边缘混凝土极限压应变为破坏标志的设计承载力极限状态和以任一跨出现变形增大而荷载开始减小的真实承载力极限状态时,试验梁和模拟梁的无粘结预应力筋应力增量见表 9。

以中支座控制截面综合配筋指标 $\beta_{0,i}$ 和跨中控制截面综合配筋指标 $\beta_{0,m}$ 作为自变量,分别以应力增量实测值 $\Delta\sigma'_{pu,I}$ 和 $\Delta\sigma'_{pu,II}$ 为因变量,得到 $\beta_{0,i}$ 、 $\beta_{0,m}$ 、 $\Delta\sigma'_{pu,I}$ 和 $\Delta\sigma'_{pu,II}$ 的试验点分布,分别如图 18 和图 19 所示。

由图 18 拟合得到设计承载力极限状态下无粘结预应力筋极限应力增量计算式为:

$$\Delta\sigma_{pu,I} = -45.86 + 227.99\beta_{0,i} + \frac{38.69}{\beta_{0,m}} \quad (2)$$

式(2)中的拟合相关系数 R^2 为 0.978,式(2)计算值与试验值之比的平均值为 1.009,标准差为

表 9 设计承载力极限状态下和真实极限状态下试验梁及模拟梁无粘结预应力筋应力增量

Table 9 Stress increment of unbonded tendon of test beams and of stimulation beams at design ultimate state and ultimate state

梁编号	$\Delta\sigma'_{pu,I}$ /MPa	$\Delta\sigma'_{pu,II}$ /MPa
CB-1	181.12	321.57
CB-2	144.24	307.86
CB-3	192.97	503.63
SCB-1	236.56	410.65
SCB-2	397.82	800.74
SCB-3	120.35	239.90
SCB-4	186.69	536.33
SCB-5	112.36	225.02
SCB-6	131.11	286.48

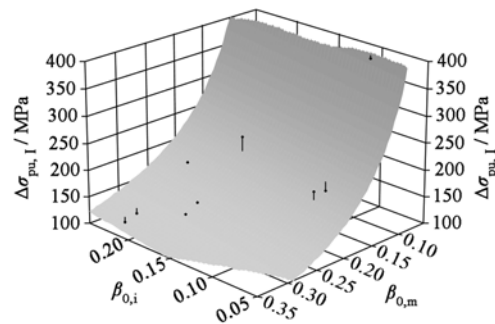


图 18 设计承载力极限状态下 $\beta_{0,i}$ 、 $\beta_{0,m}$ 与 $\Delta\sigma_{pu,I}$ 的拟合曲面

Fig. 18 Distribution of data point of $\beta_{0,i}$ 、 $\beta_{0,m}$ and $\Delta\sigma_{pu,I}$ at design ultimate state

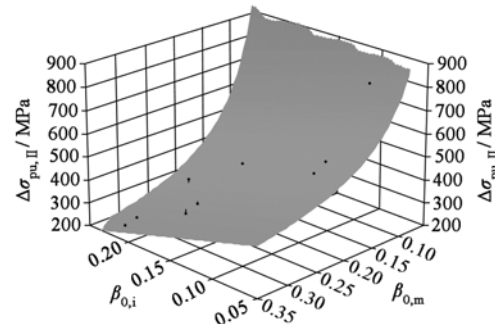


图 19 真实极限状态下 $\beta_{0,i}$ 、 $\beta_{0,m}$ 与 $\Delta\sigma_{pu,II}$ 的拟合曲面

Fig. 19 Distribution of data point of $\beta_{0,i}$ 、 $\beta_{0,m}$ and $\Delta\sigma_{pu,II}$ at ultimate state

0.005。为使式(2)能用于工程设计,暂考虑 1.2 的类分项系数,经调整,设计承载力极限状态下无粘结预应力筋极限应力增量设计值表达式为:

$$\Delta\sigma_{pu,I} = -35.06 + 174.30\beta_{0,i} + \frac{29.58}{\beta_{0,m}} \quad (3)$$

由图 19 拟合得真实承载能力极限状态下无粘结预应力筋极限应力增量计算式为:

$$\Delta\sigma_{pu,II} = 324.70 - 1172.18\beta_{0,i} + \frac{52.85}{\beta_{0,m}} \quad (4)$$

式(4)中的拟合相关系数 R^2 为 0.998, 式(4)计算值与试验值之比的平均值为 1.001, 标准差为 0.001。为使式(4)能用于工程设计, 暂考虑 1.2 的类分项系数, 经调整, 真实承载能力极限状态下无粘结预应力筋极限应力增量设计值表达式为:

$$\Delta\sigma_{pu,II} = 255.27 - 921.53\beta_{0,i} + \frac{41.55}{\beta_{0,m}} \quad (5)$$

4.3 塑性铰分析

内置灌浆圆钢管桁架预应力混凝土连续梁的塑性铰是指其负弯矩区受拉钢管应变不小于屈服应变的区域。基于设计承载能力极限状态下的塑性铰是以中支座控制截面内置钢管桁架受拉弦杆拉应变达到材料实测屈服应变时的截面曲率作为屈服曲率, 以中支座压区混凝土边缘达到极限压应变 $\varepsilon_{cu} = 0.003$ 时的截面曲率作为极限曲率。基于真实承载能力极限状态下的塑性铰是以中支座控制截面内置钢管桁架受拉弦杆拉应变达到材料实测屈服应变时的截面的曲率作为屈服曲率, 以任一跨出现荷载减小、变形增大时的截面曲率作为极限曲率。

4.3.1 塑性铰的形成和发展

通过布置在中支座内置钢管桁架受拉弦杆上的应变片可监测试验梁中支座塑性铰的形成和发展过程。试验梁达到设计承载能力极限状态和真实承载能力极限状态时中支座内置钢管桁架受拉弦杆中轴线的实测应变分布分别如图 20、21 所示。

4.3.2 等效塑性铰区长度的确定

按与实际塑性铰区长度内非弹性曲率分布曲线所围面积相等(即保证塑性转角相等)的原则, 将非弹性曲率等效为矩形以确定试验梁中支座两侧的等效塑性铰区长度。各试验梁基于设计承载能力极限状态与基于真实承载能力极限状态的实际塑性铰区内实测曲率与屈服曲率差值的分布及其等效矩形分布分别如图 22、23 所示。

试验梁及模拟梁基于设计承载能力极限状态下中支座区域塑性铰基本参数(屈服曲率 $\varphi_{y,I}$ 、基于破坏标志 I 的极限曲率 $\varphi_{u,I}$ 、等效塑性铰区长度 $L_{p,I}$ 、塑性转角 $\theta_{p,I}$) 如表 10 所示; 基于真实承载能力极限状态下中支座区域塑性铰基本参数(屈服曲率 $\varphi_{y,II}$ 、基于破坏标志 II 的极限曲率 $\varphi_{u,II}$ 、等效塑性铰区长度 $L_{p,II}$ 、塑性转角 $\theta_{p,II}$) 如表 11 所示。

4.3.3 等效塑性铰区长度计算公式

经统计, 3 根试验梁和 6 根模拟梁基于设计承载

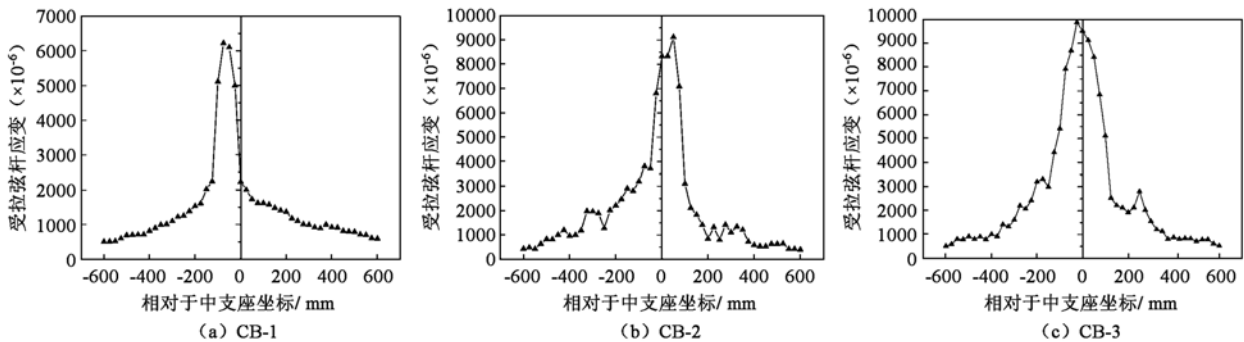


图 20 基于设计承载能力极限状态下支座控制截面两侧纵向受拉弦杆应变分布

Fig. 20 Strain distribution of tensile longitudinal steel tube at intermediate support region at design ultimate state

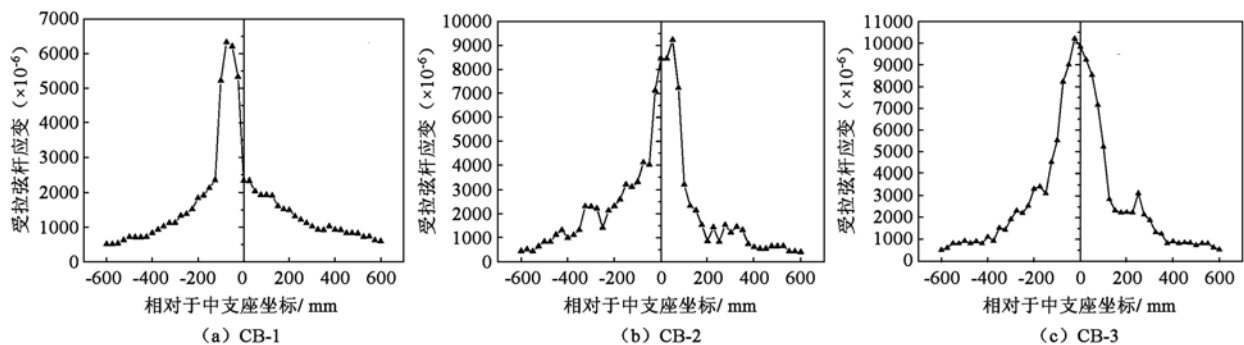


图 21 基于真实承载能力极限状态下支座控制截面两侧纵向受拉弦杆应变分布

Fig. 21 Strain distribution of tensile longitudinal steel tube at intermediate support region at ultimate state

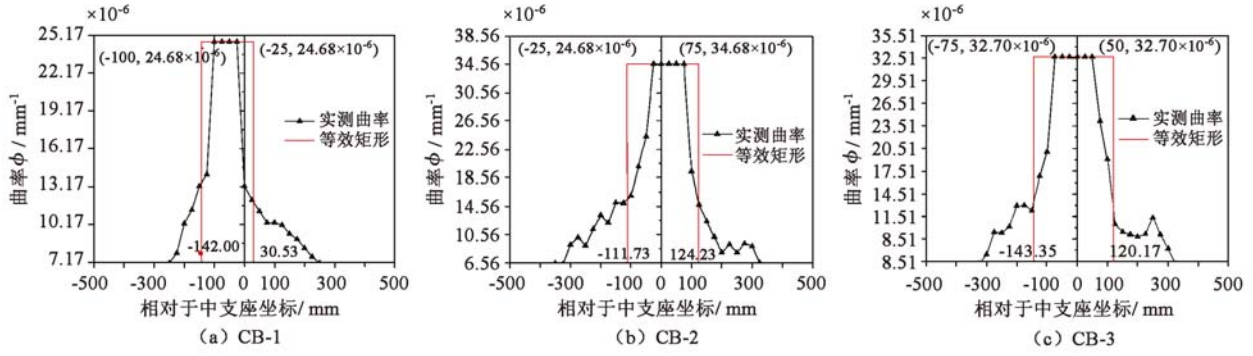


图 22 基于设计承载力极限状态的试验梁实测曲率分布及等效矩形

Fig. 22 Test distribution of curvature and equivalent rectangle of test beam at design ultimate state

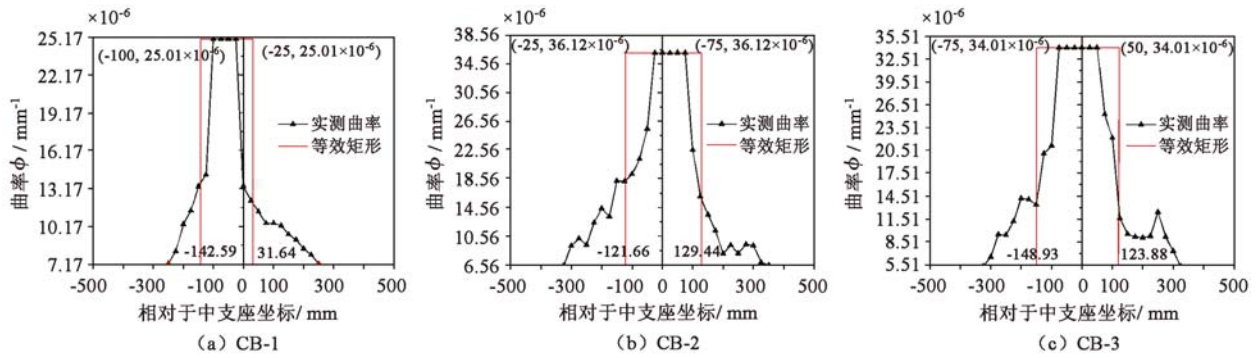


图 23 基于真实承载力极限状态的试验梁实测曲率分布及等效矩形

Fig. 23 Test distribution of curvature and equivalent rectangle of test beam at ultimate state

表 10 设计用承载力极限状态下试验梁及模拟中支座塑性铰基本参数

Table 10 Plastic hinge factors of intermediate support of test beams and stimulation beams at design ultimate state

梁编号	$\varphi_{y, I} / \text{mm}^{-1}$	$\varphi_{u, I} / \text{mm}^{-1}$	$L_{p, I} / \text{mm}$	$\theta_{p, I} / \text{rad}$
CB-1	7.17×10^{-6}	24.68×10^{-6}	86.27	1.51×10^{-3}
CB-2	6.56×10^{-6}	34.68×10^{-6}	117.98	3.32×10^{-3}
CB-3	5.51×10^{-6}	32.70×10^{-6}	131.76	3.58×10^{-3}
SCB-1	6.59×10^{-6}	34.11×10^{-6}	128.68	3.54×10^{-3}
SCB-2	5.72×10^{-6}	33.99×10^{-6}	134.57	3.80×10^{-3}
SCB-3	6.71×10^{-6}	35.15×10^{-6}	112.47	3.20×10^{-3}
SCB-4	5.69×10^{-6}	35.14×10^{-6}	125.89	3.71×10^{-3}
SCB-5	6.60×10^{-6}	36.95×10^{-6}	110.77	3.36×10^{-3}
SCB-6	6.37×10^{-6}	35.91×10^{-6}	108.65	3.21×10^{-3}

表 11 真实承载力极限状态下试验梁及模拟梁中支座塑性铰基本参数

Table 11 Plastic hinge factors of intermediate support of test beams and stimulation beams at ultimate state

梁编号	$\varphi_{y, II} / \text{mm}^{-1}$	$\varphi_{u, II} / \text{mm}^{-1}$	$L_{p, II} / \text{mm}$	$\theta_{p, II} / \text{rad}$
CB-1	7.17×10^{-6}	25.01×10^{-6}	87.12	1.55×10^{-3}
CB-2	6.56×10^{-6}	36.12×10^{-6}	125.55	3.71×10^{-3}
CB-3	5.51×10^{-6}	34.01×10^{-6}	136.41	3.89×10^{-3}
SCB-1	6.59×10^{-6}	34.48×10^{-6}	136.62	3.81×10^{-3}
SCB-2	5.70×10^{-6}	34.53×10^{-6}	149.51	4.31×10^{-3}
SCB-3	9.07×10^{-6}	36.14×10^{-6}	124.11	3.36×10^{-3}
SCB-4	7.72×10^{-6}	35.53×10^{-6}	143.83	4.00×10^{-3}
SCB-5	8.84×10^{-6}	37.24×10^{-6}	125.71	3.57×10^{-3}
SCB-6	8.39×10^{-6}	36.28×10^{-6}	126.59	3.53×10^{-3}

能力极限状态和真实承载力极限状态的等效塑性铰区长度平均值分别为 $0.342h_0$ 和 $0.378h_0$ 。

本文取内置灌浆圆钢管桁架预应力混凝土连续梁基于设计承载力极限状态的等效塑性铰区长度为：

$$L_{p, I} = 0.34h_0 \quad (6)$$

取内置灌浆圆钢管桁架预应力混凝土连续梁基于真实承载力极限状态的等效塑性铰区长度为：

$$L_{p, II} = 0.38h_0 \quad (7)$$

4.4 弯矩调幅分析

各试验梁在开裂、中支座内置钢桁架受拉弦杆屈服及试验梁破坏等标志状态中支座控制截面弯矩弹性计算值与实际值的比较及破坏时中支座控制截面弯矩调幅幅度实测值如表 12 所示。由表 12 可知，对于内置灌浆圆钢管桁架预应力混凝土连续梁而言，当内置钢桁架上弦杆钢管截面面积一定时，随着下弦杆钢管截面面积的增加，试验梁内力重分布程度越来越大。

表 12 试验梁在各标志状态中支座控制截面的弯矩计算值与实测值比较

Table 12 Comparison between elastic calculated moments at intermediate support and that of test at the critical stage for test beams

试验梁	中支座内置钢桁架受拉钢管屈服			试验梁达设计承载能力极限状态			试验梁达真实承载能力极限状态		
	弹性计算值	实测值	M_y^e/M_y^t	弹性计算值	实测值	$M_{u,I}^e/M_{u,I}^t$	弹性计算值	实测值	$M_{u,II}^e/M_{u,II}^t$
	$M_y^e/kN \cdot m$	$M_y^t/kN \cdot m$		$M_{u,I}^e/kN \cdot m$	$M_{u,I}^t/kN \cdot m$		$M_{u,II}^e/kN \cdot m$	$M_{u,II}^t/kN \cdot m$	
CB-1	255.33	232.03	1.10	299.61	265.87	1.13	319.26	269.57	1.18
CB-2	218.38	190.98	1.14	342.16	253.33	1.35	387.17	261.85	1.48
CB-3	126.25	101.86	1.24	231.24	141.74	1.63	259.61	147.44	1.76

注: M_y^e 与 M_y^t 、 $M_{u,I}^e$ 与 $M_{u,I}^t$ 、 $M_{u,II}^e$ 与 $M_{u,II}^t$ 分别表示试验梁中支座受拉钢管屈服时刻以及试验梁对应于破坏标志 I 与破坏标志 II 的中支座控制截面弯矩弹性计算值与实测值。

4.5 基于控制截面综合配筋指标的弯矩调幅计算

表 13 列出了试验梁及模拟梁达设计用承载能力极限状态时的中支座控制截面弯矩弹性值、实际值及调幅系数 Δ_I 。

表 13 基于设计承载能力极限状态下试验梁及模拟梁内力重分布数值

Table 13 Test data and stimulation data of redistribution of internal force at design ultimate state

梁编号	$\beta_{0,i}$	$\beta_{0,m}$	$M_I^e/kN \cdot m$	$M_I^t/kN \cdot m$	Δ_I
CB-1	0.220	0.220	299.61	265.87	0.113
CB-2	0.180	0.262	342.16	253.33	0.260
CB-3	0.092	0.194	231.24	141.74	0.387
SCB-1	0.180	0.180	241.43	205.28	0.150
SCB-2	0.092	0.092	133.59	111.02	0.169
SCB-3	0.220	0.307	325.78	239.41	0.265
SCB-4	0.092	0.174	191.08	113.07	0.408
SCB-5	0.220	0.328	341.88	240.43	0.297
SCB-6	0.180	0.282	309.16	207.44	0.329

以中支座控制截面及跨中控制截面综合配筋指标 $\beta_{0,i}$ 、 $\beta_{0,m}$ 为自变量,可得到 3 根试验梁与 6 根模拟梁 Δ_I 与 $\beta_{0,i}$ 、 $\beta_{0,m}$ 数据点分布,如图 24 所示。

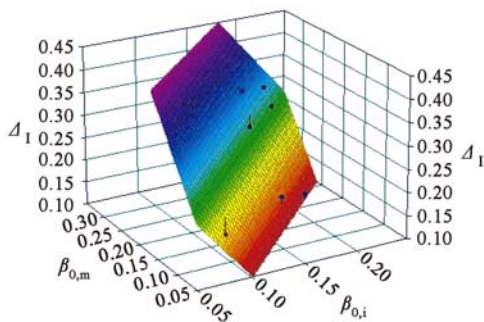


图 24 Δ_I 、 $\beta_{0,i}$ 、 $\beta_{0,m}$ 数据点分布

Fig. 24 Distribution of data points of Δ_I , $\beta_{0,i}$ and $\beta_{0,m}$

对以上数据进行拟合,得到以控制截面综合配筋指标 $\beta_{0,i}$ 、 $\beta_{0,m}$ 为自变量的基于破坏标志 I 的弯矩调幅系数 Δ_I 的计算式为:

$$\Delta_I = 0.284 - 0.271\beta_{0,i} + 1.898\beta_{0,m} \quad (8)$$

式(8)中,拟合相关系数 R^2 为 0.942,令 $x = \Delta_I^{\text{计算值}}/\Delta_I^{\text{实际值}}$, $\bar{x} = 1.023$, $\sigma_x = 0.109$, $\delta_x = 0.107$ 。

表 14 列出了试验梁及模拟梁达真实承载能力极限状态时的中支座控制截面弯矩弹性值、实际值及调幅系数 Δ_{II} 。

表 14 基于真实承载能力极限状态下试验梁及模拟梁内力重分布数值

Table 14 Test data and stimulation data of redistribution of internal force at ultimate state

梁号	$\beta_{0,i}$	$\beta_{0,m}$	$M_{II}^e/kN \cdot m$	$M_{II}^t/kN \cdot m$	Δ_{II}
CB-1	0.220	0.220	319.26	269.57	0.156
CB-2	0.180	0.262	387.17	261.85	0.324
CB-3	0.092	0.194	259.61	147.44	0.432
SCB-1	0.180	0.180	263.65	211.84	0.197
SCB-2	0.092	0.092	155.92	116.57	0.252
SCB-3	0.220	0.307	349.11	245.96	0.295
SCB-4	0.092	0.174	223.31	118.63	0.469
SCB-5	0.220	0.328	364.21	245.98	0.325
SCB-6	0.180	0.282	332.39	213.99	0.356

以中支座控制截面及跨中控制截面综合配筋指标 $\beta_{0,i}$ 、 $\beta_{0,m}$ 为自变量,可得到 3 根试验梁与 6 根模拟梁 Δ_{II} 与 $\beta_{0,i}$ 、 $\beta_{0,m}$ 数据点分布,如图 25 所示。

对以上数据进行拟合,得到以控制截面综合配

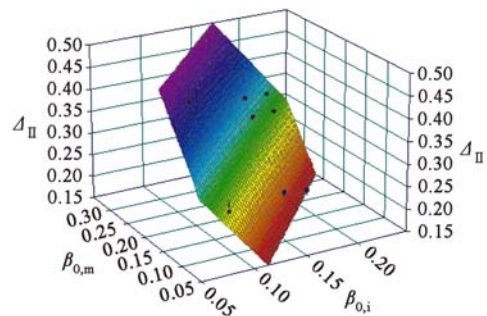


图 25 Δ_{II} 、 $\beta_{0,i}$ 、 $\beta_{0,m}$ 数据点分布

Fig. 25 Distribution of data points of Δ_{II} , $\beta_{0,i}$ and $\beta_{0,m}$

筋指标 $\beta_{0,i}$ 、 $\beta_{0,m}$ 为自变量的基于破坏标志 II 的弯矩调幅系数 Δ_{II} 的计算式为:

$$\Delta_{II} = 0.374 - 2.745\beta_{0,i} + 1.172\beta_{0,m} \quad (9)$$

式(9)中,拟合相关系数 R^2 为 0.952,令 $x = \Delta_{II\text{计算值}}/\Delta_{II\text{实际值}}$, $\bar{x} = 1.000$, $\sigma_x = 0.063$, $\delta_x = 0.063$ 。

4.6 基于中支座塑性转角的弯矩调幅计算

试验结果表明,由各控制截面开裂到中支座塑性铰形成前,试验梁已经有了一定程度的内力重分布,但对最终弯矩调幅幅度影响不大,内置圆钢管桁架预应力混凝土连续梁塑性内力重分布及弯矩调幅体现在中支座塑性铰形成的转动过程中。

跨中控制截面与中支座控制截面综合配筋指标之比 $k(k = \beta_{0,m}/\beta_{0,i})$ 对中支座塑性铰转动能力有较大影响,本文将其作为影响内置圆钢管桁架预应力混凝土连续梁弯矩调幅性能的重要因素予以考虑。

以 α_I ($\alpha_I = k(\theta_{p,I}/h_0) \times 10^5$) 为横坐标,调幅系数 Δ_I 为纵坐标,可得到 3 根内置圆钢管桁架预应力混凝土连续梁与 6 根模拟梁 Δ_I 与 α_I 试验点分布,如图 26 所示。

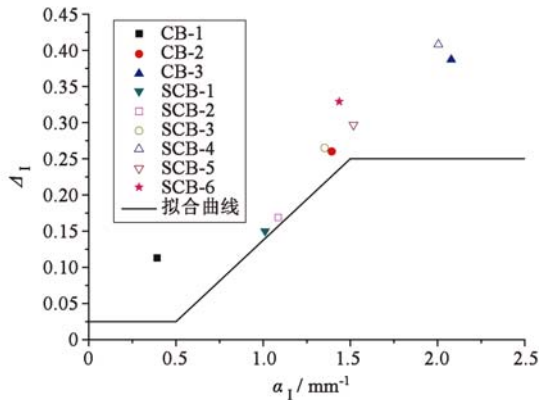


图 26 Δ_I - α_I 数据点分布及拟合曲线

Fig. 26 Distribution of data point and fitting curve of Δ_I and α_I

由拟合曲线可得到在设计承载能力极限状态下,内置圆钢管桁架预应力混凝土连续梁基于中支座相对塑性转角并考虑了跨中控制截面与中支座控制截面综合配筋率比值的弯矩调幅系数 Δ_I 的计算式为:

$$\Delta_I = \begin{cases} 0.025 & \alpha_I \leq 0.5 \\ \text{线性内插} & 0.5 < \alpha_I < 1.5 \\ 0.250 & \alpha_I \geq 1.5 \end{cases} \quad (10)$$

同理,以 α_{II} ($\alpha_{II} = k(\theta_{p,II}/h_0) \times 10^5$) 为横坐标,调幅系数 Δ_{II} 为纵坐标,可得到 3 根内置圆钢管桁架预应力混凝土连续梁与 6 根模拟梁 Δ_{II} 与 α_{II} 试验点分布,如图 27 所示。

由拟合曲线可得到在真实承载能力极限状态

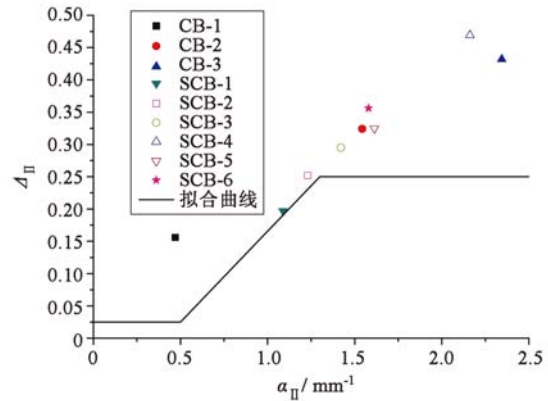


图 27 Δ_{II} - α_{II} 数据点分布及拟合曲线

Fig. 27 Distribution of data point and fitting curve of Δ_{II} and α_{II}

下,内置圆钢管桁架预应力混凝土连续梁基于中支座相对塑性转角并考虑了跨中控制截面与中支座控制截面综合配筋率比值的弯矩调幅系数 Δ_{II} 的计算式为:

$$\Delta_{II} = \begin{cases} 0.025 & \alpha_{II} \leq 0.5 \\ \text{线性内插} & 0.5 < \alpha_{II} < 1.3 \\ 0.250 & \alpha_{II} \geq 1.3 \end{cases} \quad (11)$$

5 结论

(1) 3 根内置灌浆圆钢管桁架预应力混凝土连续梁受力性能试验表明,试验梁从开始加载到破坏过程中,控制截面上的应变沿梁高度基本呈线性分布,符合平截面假定;内置灌浆圆钢管桁架预应力混凝土连续梁塑性内力重分布及弯矩调幅体现在中支座塑性铰形成的转动过程中。

(2) 基于试验结果和数值模拟分析结果,分别建立了使用阶段和两类承载能力极限状态下无粘结预应力筋应力增量的计算公式,获得了两类承载能力极限状态下中支座两侧的塑性铰区长度实测值,并拟合得到相应等效塑性铰区长度的计算公式,建立了两类承载能力极限状态下的以中支座与跨中控制截面综合配筋指标 $\beta_{0,i}$ 、 $\beta_{0,m}$ 为自变量和以中支座控制截面相对塑性转角 θ_p 为自变量的内力重分布系数 Δ 的计算公式。

参考文献

- [1] 郑文忠,刘铁,谭军,等. 绥芬河青云市场套(扩)建工程结构设计与施工措施研究[J]. 土木工程学报, 2006, 39(11): 68-76. (Zheng Wenzhong, Liu Tie, Tan Jun, et al. Design methods and construction techniques for the outer-jacketing structure reconstruction (extension) project of Suifenhe Qingyun market[J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39

- (11): 68-76. (in Chinese))
- [2] 张博一,董莉,郑文忠. 施工阶段自承重楼盖体系设计中的若干问题[J]. 哈尔滨工业大学学报,2009, 41(6): 28-32. (Zhang Boyi, Dong Li, Zheng Wenzhong. Problems on design of self-supporting floor system during construction[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2009, 41(6): 28-32. (in Chinese))
- [3] 张博一,郑文忠,苑忠国. 预应力内置圆钢管桁架混凝土组合梁的受力性能[J]. 吉林大学学报:工学版,2008, 38(3): 636-641. (Zhang Boyi, Zheng Wenzhong, Yuan Zhongguo. Mechanical properties of truss concrete composite beam prestressed encased with circular steel tubes [J]. Journal of Jilin University: Engineering and Technology Edition, 2008, 38(3): 636-641. (in Chinese))
- [4] Zhang Boyi, Zheng Wenzhong. Experimental research on mechanical of prestressed truss concrete composite beam encased with circular steel tube [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2009, 16(3): 338-345.
- [5] 郑文忠,柳旭东,张博一,等. 灌浆圆钢管压陷极限承载力试验研究[J]. 建筑结构学报,2008,29(2): 85-91. (ZHENG Wenzhong, LIU Xudong, ZHANG Boyi, et al. Experimental research on cave-in ultimate bearing capacity of grouted-round-steel-tube [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(2): 85-91. (in Chinese))
- [6] 郑文忠,李和平,王英. 超静定预应力混凝土结构塑性设计[M]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学出版社,2002. (Zheng Wenzhong, Li Heping, Wang Ying. Plastic design of statically indeterminate prestressed concrete structures [M]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2002. (in Chinese))
- [7] 石平府. 部分预应力混凝土超静定结构的内力重分布和弯矩调幅[D]. 南京:东南大学,1995. (Shi Pingfu. Moment modification and redistribution of internal force for partially prestressed concrete statically indeterminate structures[D]. Nanjing: Southeast University, 1995. (in Chinese))
- [8] Zheng Wen-Zhong, Xie Heng-Yan. Experimental research and analysis on encased steel box concrete beams[J]. Advances in Structural Engineering, 2009, 12(2):211-230.
- [9] 赵鸿铁. 钢与混凝土组合结构[M]. 北京:科学出版社,2001. (Zhao Hongtie. Steel reinforce concrete composite structure[M]. Beijing: Science Press, 2001. (in Chinese))

欢迎订阅 2011 年《建筑结构学报》

《建筑结构学报》(邮发代号:2-190)是由中国科学技术协会主管,中国建筑学会主办的国家一级学术性刊物,创刊于1980年,自1992年起入选中文核心期刊,2007年起被EI Compendex收录,期刊影响因子连续多年在国内同类期刊中名列前茅。

《建筑结构学报》2011年为月刊,大16开本,128页,每期定价25元,全年共300元。

欢迎您直接汇款至《建筑结构学报》编辑部订阅本刊,通过编辑部订阅全年杂志可享受九折优惠,免收邮寄费,并可获赠《建筑结构学报》创刊30周年纪念光盘一张(其中收录《建筑结构学报》自1980年创刊至2009年的全部论文),数量有限,赠完为止。

欢迎国内外读者订阅!

地 址:北京市三里河路9号住房和城乡建设部内《建筑结构学报》编辑部

邮 编:100835

电 话:010-58933734

E-mail: ascjgxb@126.com

网 址: <http://jzjgxb.chinaasc.org>